

Перельмутер А.В.
Пічугін С.Ф

**МЕТОД ГРАНИЧНИХ СТАНІВ.
Загальні положення і застосування у
нормах проектування**

Київ 2024

УДК 624.046.5
ISBN 978-617-8382-12-4

Рецензенти:

Козакевич М.І. — доктор техн. наук, професор;

Тяпін А.Г. — доктор техн. наук.

Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. Метод граничних станів. Загальні положення та застосування в нормах проєктування. — К.: Видавництво «Софія-А», 2024. — 253 с.

У книзі комплексно розглянуто питання обґрунтування основних положень методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Висвітлено історію, переваги, недоліки та компоненти методу, критерії граничних станів. Детально розглянуто навантаження, що діють на конструкції, та фізико-механічні характеристики конструкційних матеріалів. Проаналізовано характер роботи й можливого руйнування конструкцій під навантаженням. Виконано ймовірнісний аналіз їх надійності, намічено перспективи розвитку методу граничних станів. Наведено та зіставлено дані вітчизняних і зарубіжних нормативних документів.

Книга може бути навчальним посібником для студентів, які навчаються будівельних спеціальностей. Її рекомендовано також аспірантам, науковим та інженерно-технічним працівникам.

© Перельмутер А.В., 2024

© Пічугін С.Ф., 2024



Передмова

Майже 500 років тому в пояснювальній записці Леонардо да Вінчі до його проєкту купола для перебудови Міланського собору, адресованій тодішній міській владі (потенційним замовникам проєкту купола), він писав:

«Синьйори, батьки-депутати! Як лікарям, піклувальникам і цілителям хворих тіл слід розібратися в тому, що є людина, що є життя, що є здоров'я та яким чином рівність і згода елементів зберігає його й незгода їх руйнує його і губить, тільки так, з'ясувавши добре висловлену обставину, вони можуть відновлювати здоров'я у тих, хто його позбавлений ...

...Те ж потрібно і споруді, тобто лікар-архітектор, який би добре розумів, що є будівля і від яких правил залежить правильна споруда, і звідки ці правила беруться, і на скільки причин вони поділяються, і які причини, що тримають будинок як єдине ціле та роблять його міцним, і яка природа тяжкості, і яким чином тяжкості повинні бути сплетені, пов'язані разом, з'єднані, і які вони породжують дії ; і той, хто матиме справжнє знання цих вищезгаданих речей, залишить нас задоволеними своїми міркуваннями й роботами».

Це було сказано (і було актуальним) задовго до того, як було сформульовано поняття сили, і навіть не було визначено саме поняття наукового методу пізнання. Тим паче це важливо сьогодні, коли проєктуванням займаються тисячі фахівців, але, на жаль, далеко не всі з них реалізують програму Леонардо. Дотримуючись указівок норм, вони роблять свою справу в повній упевненості, що саме в нормах і міститься вся істина, при цьому не завжди розбираючись у деталях того, що закладено в норми на основі чистої емпірики, а що має під собою теоретичний фундамент і який.

Сучасний інженер найчастіше вважає, що акуратне дотримання вказівок норм проєктування є необхідною та достатньою умовою забезпечення безвідмовності конструкцій, котрі створюються. Але перевірка показує, що багато старих споруд, які не задовольняють вимоги сучасних норм, існують і чудово працюють. Отже, наші вимоги не є абсолютно необхідними? Відповідь на це питання, мабуть, є позитивною, але тоді виникає необхідність детального розбору основних передумов саме цього методу, який є важливим для розуміння.

Слід зазначити, що публікації останнього часу дають достатньо формальний опис методу розрахункових граничних станів і потім уже основну увагу приділяють техніці його використання на шкоду розгляду ідейного змісту методу. Нам видається, що цей перекис слід скоригувати. Тому автори поставили за мету не тільки описати техніку методу, а й особливу увагу звернути на його ідейний бік. І нам здається, що тут корисно познайомити читача з історією становлення основних понять методу розрахункових граничних станів, указуючи навіть такі деталі, які були відкинуті на шляху його розвитку.

Сьогодні метод отримав розвиток і трактування практично в усіх складових частинах комплексу нормативних документів з проєктування будівельних конструкцій, і виникає питання про те, яким чином наші попередники домагалися виконання вимог безвідмовності. Без знання історії питання це важко зрозуміти, тому чимало уваги в книзі приділено історії розвитку вітчизняних та зарубіжних норм проєктування.

Викладу деяких із згаданих деталей присвячена значна частина книги, при цьому автори намагалися вказати не тільки на вітчизняний досвід, але й зіставити його із закордонним. Незважаючи на те, що за кордоном метод граничних станів став використовуватися помітно пізніше, ніж у нас, якісь його риси та деталі, представлені, наприклад, у Єврокодах, видаються авторам більш вдалим порівняно з вітчизняними варіантами аналогічних рішень. Читачеві буде корисно ознайомитись і з цим боком проблеми.

Автори також вважають за потрібне продемонструвати значну гнучкість методу, котрий легко пристосовується до величезної різноманітності моделей граничного стану, що виникають при розгляді конструкцій з різних будівельних матеріалів. Опис таких моделей та аналіз їх особливостей є важливим елементом професійної підготовки інженера-будівельника.

Ми вдячні професорам В.М. Гордєєву, О.В. Кабанцеву, Л.С. Ляховичу, за цінні зауваження, які вони висловили після ознайомлення з рукописом книжки і які були враховані під час підготовки остаточного тексту.



Розділ 1

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ МІЦНОСТІ ПОХОДЖЕННЯ І РОЗВИТОК ПРОБЛЕМИ

1.1. Передісторія

Як показує багатовіковий досвід будівництва, проблема міцності й безпеки споруд існувала завжди, актуальна вона і зараз. Розвиток філософії забезпечення безпеки проєктованих будівель та споруд проходив окремими етапами й у своєму основному руслі завжди розвивався під гаслом усе більш детального прогнозування роботи конструкцій, вивчення природи діючих на ці споруди навантажень, більш виразного опису вимог до конструктивної форми й умов виконання таких вимог.

Історія будівництва свідчить, що навіть у найбільш досконалих стародавніх спорудах можна знайти грубі помилки, які виявляють незнання основ опору матеріалів та теорії споруд. Забобонний страх перед непізнаною таємницею матеріалу змушував будівельників навіть звертатися за допомогою до потойбічних сил із залученням молитов (що триває й зараз), замовлянь і навіть жертвоприношень. З давніх часів професія будівельника вважалася вельми відповідальною, і можливі будівельні помилки мали дуже серйозні наслідки для тих, хто їх припускався.

Норми ж із забезпечення безпеки конструкцій були, як правило, дуже нечіткими. Зазвичай вважається, що найбільш ранні відомі письмові будівельні норми та правила містяться в Кодексі Хаммурапі, який датується приблизно 1772 роком до н.е. Там сказано:

- якщо будівельник зводить будинок для когось і не споруджує його належним чином, а будинок, який він побудував, обвалиться й уб'є його власника, тоді цей будівельник має бути страчений;
- якщо вб'є сина власника, то син будівельника повинен бути страчений;
- якщо вб'є раба власника, то він має заплатити за раба власникові будинку;



Стела Хаммурані

- якщо знищить майно, то будівельник має відшкодувати все, що було зіпсовано, й, оскільки він не будував належним чином і будинок, який він спорудив, упав, то він має повторно звести будинок власним коштом;

- якщо будівельник споруджує будинок для когось, навіть притому, що він ще не закінчив будівництво, і якщо при цьому стіни виявляться зруйнованими, то будівельник повинен відбудувати їх за свій власний рахунок;

- якщо людина виявила недбальство при зміцненні греблі, розташованої на своїй землі, то як покарання вона має відшкодувати збитки аж до продажу її самої в рабство.

Будівельні норми і правила можна відшукати навіть у Біблії (Другозаконня, глава 22, вірш 8): «Коли збудуєш новий дім, то зробиш поруччя для даху свого, і не напровадиш крові на дім свій, коли хто-небудь упаде з нього».

Вдалі інженерні рішення, які пройшли перевірку практикою, повторювалися¹, їх було докладно висвітлено, наприклад, у трактаті Вітрувія «Десять книг з архітектури» (13 р. до н.е.), єдиній збереженій античній роботі з архітектури. Автор узагальнив у трактаті досвід грецького і римського зодчества, розглянув комплекс супутніх містобудівних та інженерно-технічних питань, практичних правил будівельного мистецтва і принципів художнього сприйняття. У результаті трактат став енциклопедією технічних знань свого часу.

Перший вітчизняний кодекс вимог «Будівельний статут» з'явився в XI столітті за Ярослава Мудрого. Він визначав місцевість і матеріали, придатні для будівництва, висоту будівель, давав рекомендації щодо розташування приміщень у будівлях.

Ці та інші вказівки, правила, традиції тощо, крім іншого, мали на меті запобігти (в міру тодішнього розуміння) руйнуванню будівель або зробити їх такими, щоб неминуче зношування могло бути компенсоване ремонтом.

Перші дослідження

Існують два типи руйнування, при яких відновлення чи реставрація рідко має сенс, – руйнування від вогню під час пожежі й обвалення конструкцій. Саме тому обидві ці форми руйнування будівель з давніх часів були об'єктами певних запобіжних заходів. Спеціальні заходи нормативного характеру, які стосуються пожежної безпеки будівель, існували в Стародавньому Римі, а в Лондоні вони з'явилися в XVII столітті, коли після великої

¹ Можливо, звідси йде традиція безсоромного копіювання, яка зберіглася в архітектурі й засуджується в інших видах мистецтва.

пожежі 1666 року Закон, складений сером Matthew Hale, відрегулював відновлення міста.

Що стосується забезпечення міцності, то тут справа йшла помітно складніше, і відповідні правила з'явилися значно пізніше. Неможливо було встановити вимоги щодо проектування тих чи інших конструкцій до тих пір, поки не були розроблені теоретичні основи їх розрахунку. А почалося це з праць Галілея, опублікованих у 1638 р., коли вийшли його знамениті «Бесіди і математичні докази, що стосуються двох нових галузей науки» [1]. Однією із цих галузей було вчення про міцність.

Далеко не для будь-якої науки можна прямо назвати ім'я її основоположника. У більшості випадків нова гілка науки лише поступово відходить від старого стовбура. І це не дивно: для створення нової науки потрібно побачити нові шляхи, необхідно сказати принципово нове слово, а це до снаги тільки великим ученим. Галілей сказав таке нове слово: він перший в історії людства поставив питання про міцність тіл і перший спробував його розв'язати.

Галілей розглядав міцність тіл у момент їх руйнування (висловлюючись сучасною мовою – в граничному стані). Його зовсім не цікавило, яким шляхом та через які етапи тіло дійшло до цього стану. Підхід Галілея був прийнятий без заперечень, і всі нечисленні в ту епоху експерименти (а тоді це був єдиний спосіб дослідження) ставилися з єдиною метою – знайти величину руйнівного вантажу й форму руйнування.

Відсутність експериментальних даних про поведінку конструкцій при високих навантаженнях змушувала вдаватися до більш-менш імовірних гіпотез про схему руйнування, вносячи цим у розрахунок елемент умовності та свавілля.

Знання межі зміни чи навіть точного значення руйнівного навантаження не давало відповіді на питання, як на практиці розпорядитися цим знанням, і практики-будівельники мали розв'язувати цю загадку зі свого розуміння. А вони, як і їхні предки, вирішували це питання інтуїтивно, методом численних проб та помилок, вони навчалися на уроках аварій і обвалень конструкцій.

Наведемо тут такий приклад. 1830 року відомий російський архітектор Карл Іванович Россі, починаючи будівництво Олександринського театру в Петербурзі, запропонував застосувати аркові кроквяні ферми з металу. Декілька відомих фахівців того часу висловили сумнів у міцності цих конструкцій і домоглися зупинки будівництва. Ображений Россі негайно написав міністрові двору: *«У разі, коли б у згаданій будівлі від улаштування металевого даху сталося якесь нещастя, то як приклад для інших хай негайно повісять мене на одній із кроків»*. Це був єдиний аргумент, тому що теорії розрахунку подібних ферм тоді ще не існувало.

Кожна аварія додавала будівельникам нових знань, ставила нові завдання. Коли ж знань бракувало, в інженерні розрахунки вводили (і вводять зараз) *коефіцієнт запасу*. Оскільки ніхто не знав, які непередбачувані, непізнані явища враховує цей коефіцієнт та чи повинен

він бути саме таким, а не меншим, він був, по суті, коефіцієнтом незнання.

Наукові обґрунтування

Теоретичні основи розрахунку конструкцій сформульовані в методах будівельної механіки, з її появою стало можливим установити правила проектування споруд. Підхід до проблеми належить Клоду-Луї Нав'є (1785 – 1836), котрий вибрав шлях дослідження дійсної роботи споруди під навантаженням і її розрахунку за робочим станом. При цьому підході слід було вивчити напруження робочого стану та знайти їх відношення до руйнівних напружень.



Клод-Луї Нав'є

Очевидно, що допустимі напруження повинні бути значно меншими, ніж руйнівні. «Опору руйнуванню, – писав Нав'є, – недостатньо для проектування, оскільки потрібно знати силу, що не руйнує, а ту, якою можна завантажити елемент без того, щоб змінні, які виникають у ньому, зростали з часом». Якщо сталева балка руйнується при напруженні 4000 кгс/см^2 , то Нав'є пропонує при згині приймати допустиме напруження таким, що дорівнює 1300 кгс/см^2 .

Так увесь розрахунок являє собою порівняння дійсних робочих напружень з допустимими. Тобто проблема зводилася до вимоги, щоб для будь-якого волокна конструкції виконувалася нерівність $k\sigma \leq \sigma_d$, де σ_d – напруження, яке допускається, σ – напруження у волокні, що визначається методами будівельної механіки, k – коефіцієнт запасу. Із цієї причини розрахунок за робочим станом часто називають розрахунком за допустимими напруженнями.

Залишалося тільки вирішити одне, проте важливе питання: яким же має бути допустиме напруження? У.Дж. Ренкін, відомий шотландський інженер, фізик і механік, вважав прийнятним значення коефіцієнта запасу $k = 4,0$. Ця пропозиція вперше потрапила до норм, коли 1840 року Торгова палата Великобританії встановила її для ковкого чавуну (головного на той час конструкційного матеріалу) у залізничних мостах. Потім, після додаткових досліджень, коефіцієнт запасу поступово знижувався, але сам принцип у цілому зберігся до середини ХХ ст.

Розрахунок за допустимими напруженнями

Підхід на основі коефіцієнта запасу, який установлювався на основі інженерної інтуїції, досвіду проектування та експлуатації конструкцій, використовувався в будівельних розрахунках до 50-х років ХХ ст. як основа методу розрахунку за допустимими напруженнями.

При розрахунку за цим методом напруження, котрі виникають в елементах конструкції, не повинні перевищувати допустимого напруження $[\sigma]$

$$\sigma \leq [\sigma].$$

Допустимі напруження становлять певну частину від небезпечних (граничних) напружень. Для пластичних матеріалів таким небезпечним напруженням є межа плинності, при якій швидко зростають деформації, що перешкоджають нормальній експлуатації конструкції. Зокрема, для будівельної сталі напруження, що допускається, дорівнює межі плинності, поділеній на коефіцієнт запасу k_1 ,

$$[\sigma] = \sigma_y / k_1.$$

Для крихких матеріалів небезпечним напруженням є межа міцності, при котрій настає руйнування матеріалу. Тому допустиме напруження визначається як

$$[\sigma] = \sigma_u / k_2.$$

І якщо k_1 береться в межах від 1,2 до 2,5, то коефіцієнт запасу щодо межі міцності для крихких матеріалів становить $k_2 = 3,5$ (іноді вище, наприклад, для каменів природних і штучних він може бути в межах 10...30). З поліпшенням якості матеріалів та уточненням теорії розрахунку значення напружень, що допускаються, очевидно, підвищуються.

Розрахунок виконується на навантаження, які відповідають нормальним умовам експлуатації. При цьому навантаження враховуються не окремо, а в таких сполученнях:

1) основні сполучення – комбінація таких навантажень, що регулярно діють на конструкцію, прийняття яких становить основне призначення конструкції. Найпростішим таким поєднанням є сполучення постійного та корисного навантажень. Для багатьох конструкцій, наприклад покриттів, до цих навантажень додається атмосферне снігове навантаження. Навантаження основних сполучень називаються основними;

2) додаткові сполучення – поєднання основних навантажень з додатковими, котрі діють відносно рідко, та їх прийняття не входить у призначення споруди. Характерним додатковим навантаженням визнавали ураганний вітер. Вважалося, що він діє рідко, і його прийняття не є призначенням конструкції, яка слугує для прийняття корисного навантаження. У деяких випадках додатковим навантаженням могли бути монтажні крани, котрі діють рідко, тільки під час монтажу;

3) особливі сполучення – поєднання основних і рідко діючих особливих навантажень, частіше аварійного характеру. Типовим прикладом є сейсмічні навантаження в районах із землетрусами.

Наприклад, для сталевих конструкцій як межа плинності приймалося його значення, встановлене в технічних умовах на постачання металу. У 50-ті роки минулого століття це значення для сталі Ст.3 дорівнювало 2100 кгс/см². Коефіцієнт запасу $k_1 = 1,36$. Таким чином, допустиме напруження дорівнювало

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

Це найпоширеніше значення приймалося лише для основних навантажень. При дії основних і додаткових навантажень коефіцієнт запасу приймався нижчим, і допустиме напруження підвищувалося до $[\sigma] = 1800 \text{ кгс/см}^2$.

Недоліки методу допустимих напружень

Зазвичай коефіцієнт запасу k повинен ураховувати несприятливі фактори, які впливають на роботу конструкцій і не беруться до уваги безпосередньо в теоретичних розрахунках. Тут можна назвати такі фактори, як:

- умови зведення та експлуатації конструкції;
- термін служби споруди;
- вид зусиль у конструкціях;
- характер навантажень та не прийняті до уваги навантаження;
- розкид якості матеріалу;
- наближеність до розрахунку.

Отже, коефіцієнт запасу є узагальнюючим показником, котрий забезпечує безпеку конструкцій. Очевидно, що така функція єдиного коефіцієнта є надмірною. Слід зауважити при цьому, що коефіцієнт запасу виступає основним і враховує лише загальні фактори та дію тільки статичного навантаження. Урахування ж динамічного навантаження й різноманітних додаткових факторів (концентрація напружень, змінність дії навантажень, поздовжній і позацентричний згин тощо) здійснюється введенням додаткових коефіцієнтів, які доповнюють основний коефіцієнт запасу.

Уже у 30 – 40-ві роки минулого століття методика допустимих напружень серйозно стримувала розвиток будівельних конструкцій у результаті серйозних недоліків, з котрих можна виділити такі:

- у розрахунках приймалися навантаження, що відповідали нормальним умовам експлуатації, без урахування ймовірності їх перевищення;
- не враховувалася можливість використання в конструкціях матеріалу зі зниженими характеристиками порівняно з технічними умовами;
- допускалося, що дійсні умови роботи конструкції будуть відповідати ідеалізованим умовам, прийнятим у розрахунку.

Коефіцієнт запасу, який повинен був ураховувати ці фактори, для всіх конструкцій з певного матеріалу залишався незмінним незалежно від конкретних умов роботи конструкцій і ступеня їхньої відповідальності.

Через такий підхід різні конструкції мали різну надійність, про що ще в довоєнні роки вказував М.С. Стрілецький [4, стор. 156-189]. Відомо, що власна вага більшості конструкцій не може перевищуватися більше, ніж на 10%. Тимчасові навантаження – сніг, вітер, вага людей та обладнання – в процесі експлуатації можуть змінюватися значно більше. Тому за різних співвідношень навантажень реальний запас міцності конструкцій істотно відрізняється від теоретичного. Наприклад, при коефіцієнті запасу, що дорівнює приблизно 2, і відношенні тимчасового й постійного навантаження як 0,25:1,0 навіть триразове зростання тимчасового навантаження дає збільшення лише на 40% сумарних напружень порівняно з нормативним значенням, яке не створює загрози для конструкції. У той же час при значенні цього відношення 4:1 вже дворазовий приріст тимчасового наван-

таження призводить до перевантаження споруди на 80%, що при одночасному зниженні міцності матеріалу на 20% проти норми може призвести до аварії. Аналогічна картина спостерігається в усіх випадках розрахунку конструкцій за наявності кількох незалежних впливів, кожний з яких може змінюватися різною мірою.

Крім того, робота конструкцій, зокрема сталевих, розглядалася лише в пружній стадії, без урахування пластичних властивостей матеріалу, що знижувало їхню економічність. Залишався також незрозумілим і критерій розрахунку конструкцій: що відбуватиметься, якщо буде порушена умова пружної роботи. Тому єдиний коефіцієнт запасу неприйнятний у тих випадках, коли небезпечний стан перебуває далеко за межою пропорційності між напруженням та зусиллями.

На певному етапі розвитку методів розрахунку конструкцій (на початку ХХ ст.) існувала обґрунтована думка, що метод допустимих напружень не дає уявлення про справжній запас міцності, містить занадто великі коефіцієнти запасу і призводить до перевитрати матеріалів, з яких виготовляється конструкція. З урахуванням цього за першу половину ХХ ст. допустимі напруження для сталі були підвищені приблизно вдвічі, для бетону – у півтора рази. І, поки йшло підвищення, не було вагомих аргументів для критики методу.

Однак у міру уточнення розрахунків виявлялося, що у конструкціях існують зони, де напруження дорівнюють граничним і навіть їх перевищують, але конструкції не руйнуються, а безпечно експлуатуються. Як приклад можна навести сталеві ферми, які зазвичай розраховуються як шарнірні системи, хоча насправді їх вузли ближчі до жорстких. Урахування впливу жорсткості вузлів і дослідження розподілу напружень у фасонках показали, що сталеві ферми, котрі благополучно експлуатуються навіть при динамічних навантаженнях, у фасонках мають зони, де розрахунок виявляє напруження, які перевищують допустимі значення. Один з найбільш наочних дослідів був виконаний ще 1908 року: кінці сталеві балки були жорстко затиснуті в бетонні масиви, і балка була завантажена рівномірним навантаженням. Знаючи прогін балки, її профіль та момент опору, було легко обчислити те рівномірне навантаження, при якому балка мала зруйнуватися. Досвід показав, однак, що руйнування балки настало при навантаженні, яке на 30 – 40% перевищувало розрахункове. Тому в окремих випадках розрахунок за допустимими напруженнями вказував на необхідність підсилення конструкцій, у супереч тому, що вони благополучно існували протягом багатьох років.

Розрахунок за граничними навантаженнями

При проектуванні за методом допустимих напружень коефіцієнт запасу для всіх конструктивних частин був однаковий, що не відповідало фактичній роботі таких комплексних матеріалів, якими є залізобетон і кам'яна кладка. Їх компоненти (бетон і арматура, цегла і розчин) мають різні механічні характеристики й відповідно до цього різною мірою і з різною швидкістю вичерпують свою несучу здатність.



А.Ф. Лолейт

Але вже 1904 року А.Ф. Лолейт доповів роботу «Про коефіцієнт міцності залізобетонних споруд», у котрій показав, що розрахунок залізобетонних елементів при згині у пружній стадії їх роботи абсолютно неприпустимий. Він писав: *«критичне навантаження, яке відповідає миттєвій рівновазі, що безпосередньо передуює руйнуванню ... дає змогу визначити запас міцності з точністю, що задовольняє найсуворіші вимоги практики»*.

Ідеї Артура Фердинандовича Лолейта (як і аналогічні ідеї американського інженера Чарльза С. Вітні) увійшли до практики в 30-х роках ХХ ст.

Проте це сталося не просто. А.Ф. Лолейт представив проєкт норм, які не були правильно оцінені й відкинуті співтовариством інженерів і вчених. Неприйняття концепції розрахунку за руйнівними (граничними) навантаженнями призвело до передчасного відходу Артура Фердинандовича 1933 року з життя. І лише після того, як ідею підхопив О.О. Гвоздев, котрий виконав 1934 року в ЦНДПС велику серію випробувань, норми було прийнято. Під назвою «метод руйнівних навантажень» підхід А.Ф. Лолейта почав використовуватися в СРСР у нормах проєктування залізобетонних конструкцій з 1938 року та кам'яних - з 1943 року.

У методі руйнівних навантажень значення коефіцієнта запасу приймалися залежно від співвідношення навантажень. Цей метод вимагає, щоб виконувалася нерівність $kP \leq R$, де k - коефіцієнт запасу; P - нормативне значення навантаження; R - нормативне значення несучої здатності (середнє значення міцності бетону або міцності сталі, що гарантується).

Однак перехід від граничного напруження до граничного зусилля не змінив основної парадигми розрахунку за допустимими напруженнями. Просто замість граничного напруження матеріалу на коефіцієнт запасу ділилося граничне навантаження залізобетонного елемента.

Умова міцності має вигляд

$$M \leq M_u / k,$$

де M - зусилля (згинальний момент, поздовжня сила), що діють у стадії експлуатації;

M_u - руйнівне зусилля, яке сприймається перерізом елемента, за граничним його значенням;

k - коефіцієнт запасу.

Цей метод, на відміну від розрахунку за допустимими напруженнями, значенням M_u урахує пружно-пластичні властивості матеріалу. Зокрема, для конструкції, виготовленої з матеріалу з досить помітними властивостями пластичності, за руйнівне приймається навантаження, при котрому в її елементах виникають значні пластичні деформації. При цьому конструкція стає не здатною сприймати подальше збільшення навантаження. При визначенні руйнівного навантаження для конструкції з пластичного матеріалу приймається схематизована діаграма напружень - діаграма Прандтля.

Для конструкції, виготовленої з крихкого матеріалу, за руйнівне приймається навантаження, при якому хоча б в одному з її елементів виникають напруження на рівні межі міцності.

Але єдиний коефіцієнт лише приблизно оцінює мінливість навантажень, характеристик міцності матеріалів, умови виготовлення і роботи конструкцій, тому в окремих випадках надійність конструкції може бути завищеною (перевитрата матеріалів) або бути небезпечно низькою.

Усе це стало основою розроблення нового методу розрахунку конструкцій за граничним станом, котрий у СРСР було прийнято із затвердженням у вигляді основного керівного документа з проектування – Будівельних норм і правил (СНиП) – і введено в дію з 01.01.1955 .

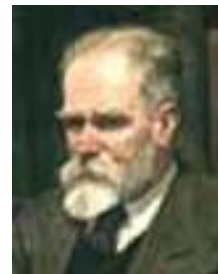
Ідея випадковості

Тим часом у низці робіт були обґрунтовані пропозиції щодо розвитку методів розрахунку конструкцій. 1926 року М. Маєр запропонував замість розрахунку за допустимими напруженнями використовувати ймовірнісні методи для вибору значень параметрів, що вводяться в розрахунок. Слід зауважити, що хоча Макс Маєр був першим, хто видав книгу з ймовірнісного методу 1929 року, але піонером тут був, очевидно, Gábor Kazínsky, який захищав використання методів ймовірності ще 1913 року, хоча його робота була опублікована лише 1929 року.

Цього року М.Ф. Хоціалов, беручи до уваги мінливість основних параметрів, запропонував виконувати проектування конструкцій, виходячи з певної регламентованої ймовірності аварійної відмови конструкції. Однак його формулювання «проектувати з урахуванням можливості аварії» зустріло значний опір традиційно налаштованої інженерної громадськості, представники якої були твердо впевнені в абсолютній надійності конструкцій, запроектованих з хорошим коефіцієнтом запасу. Ідеї Хоціалова були надовго відкинута. При цьому той факт, що запропоновано саме підхід до визначення «хорошого коефіцієнта запасу», просто не зрозуміли.

Істотним розвитком ідей М. Маєра та М.Ф. Хоціалова стали роботи М.С. Стрілецького. Справедливо вважаючи, що дуже важливою є проблема коефіцієнта запасу, М.С. Стрілецький присвятив їй понад 15 робіт (див., наприклад [10]). При цьому йшлося про відмову вже як про випадкову подію, ймовірність якої потрібно якимось чином обмежити. Але навіть у найпростішому варіанті ймовірнісний метод розрахунку виявився недоступним для прямого використання.

Тому істотним етапом у розвитку розрахунку конструкцій виявився напівймовірнісний метод розрахункових граничних станів, по ідеї позбавлений зазначених недоліків, а по суті такий, що реалізовує практичний варіант використання деяких положень ймовірнісного підходу. Будучи за формою детермінованим, він ідейно заснований на використанні методів статистичного аналізу при знаходженні коефіцієнтів надійності, хара-



ктерних для цього методу.

М.С. Стрілецький

Умовна система згаданих коефіцієнтів надійності була запропонована 1945 року І.І. Гольденблатом, М.Г. Костюковським та О.М. Поповим та покладена в основу схеми розрахунку для розроблення будівельних норм і правил. Ця робота була виконана комісією в складі В.О. Балдіна, О.О. Гвоздьева, І.І. Гольденблата, Ю.М. Іванова, В.М. Келдиша, Л.І. Оніщика, М.С. Стрілецького та К.Е. Таля.

Творці методу розрахунку за граничними станами, критикуючи концепцію методу розрахунку за допустимими напруженнями, яка панувала в нормах різних країн у XIX ст. і в середині XX ст., як найважливіший аргумент на користь радикального перегляду сформованих критеріїв безпеки споруд висували необхідність розгляду станів, що передують руйнуванню будівельних конструкцій. Популярний коментар цього аргументу говорив, що для того, щоб було безпечно експлуатувати конструкцію, треба знати, як вона «вмирає». За цією концепцією і було розроблено метод розрахунку за граничними станами.

Метод розрахункових граничних станів був уведений у СРСР як керівний принцип розрахунків будівельних конструкцій з 1 січня 1955 року разом із затвердженням першого видання Державних будівельних норм і правил. Надалі розрахунок за граничними станами завоював широке визнання в усьому світі, й на сьогодні він покладений в основу більшості міжнародних і національних стандартів із проєктування, зокрема системи Єврокодів, де він отримав назву «метод часткових коефіцієнтів надійності».

Відомо, що за кордоном використання методу розрахункових граничних станів розтяглося на десятки років. Чи пояснюється ця затримка простим незнанням робіт вітчизняних учених, чи тут мали місце інші міркування? Очевидно, основну роль відіграла відсутність у середині 50-х років необхідного статистичного матеріалу для обґрунтування значень часткових коефіцієнтів надійності.

Про це чесно говорили автори методу, які при цьому поклалися на майбутні дослідження, а на перших порах підганяли результати під розв'язки, перевірені попереднім досвідом.

У західних країнах, де не прийнята командна система впровадження нововведень, це не давало змоги переконати інженерну громадськість у терміновій необхідності зміни підходу до проєктування, тим більше, що підгонка під попередній досвід не давала помітного економічного ефекту. Зокрема, певної економії було досягнуто для конструкцій, на котрі діють переважно постійні навантаження з мінімальними коефіцієнтами перевантаження, а саме економія 3 – 10% для кроквяних і підкrokвяних ферм, у той час як підкранові балки залишилися практично незмінними, а колони виробничих будівель або залишилися без змін, або навіть стали трохи важчими.

Зафіксовані в нормативних документах значення часткових коефіцієнтів надійності, яким би чином вони не встановлювалися, орієнтовані на деякий «усереднений об'єкт» проєктування. Однак наслідки відмови однієї й тієї ж конструкції, використаної на об'єктах різного призна-

чення, можуть значно різнитися, що має бути враховано при проектуванні. Диференціація рівня надійності за ознакою відповідальності споруди реалізується через відносно нещодавно запроваджений новий коефіцієнт методу розрахункових граничних станів – коефіцієнт відповідальності γ_n (коефіцієнт надійності за призначенням, коефіцієнт важливості). У вітчизняній нормативній базі класифікація об'єктів будівництва за рівнем відповідальності та коефіцієнт γ_n введено до системи розрахункових коефіцієнтів 1981 року. Він є важливим елементом проектного управління надійністю та диференціювання рівня надійності стосовно оцінювання значущості об'єкта проектування.

1.2. Розвиток уявлень про коефіцієнт запасу

Уведене ще Нав'є поняття коефіцієнта запасу в усіх практично мислячих інженерів не викликало жодних заперечень. Було зрозуміло, що наші знання обмежені та що від цього незнання слід якимось чином захиститися, збільшивши, наприклад, значення очікуваного навантаження і маючи запас по напруженнях. Як реалізувати такий запас, чи шляхом застосування якихось добавок Δq до навантаження (розрахунок на $q + \Delta q$), чи завдяки використанню множника $k > 1,0$ (розрахунок на $k \times q$), теж не викликало питань, оскільки фіксована добавка призводила до різних наслідків при малих та великих значеннях q .

Для лінійних систем множення навантаження на коефіцієнт запасу або розподіл величини допустимого напруження на той же коефіцієнт призводило до однакових результатів. Тому випробування до руйнування, на основі яких верифікувалися значення коефіцієнтів запасу, виконували на зростаюче навантаження. Але були й інші підходи, де коефіцієнт запасу пов'язувався не зі зростанням навантаження, а з варіюванням фізичних параметрів, що визначають опір.

Наприклад, у механіці ґрунтів широкого розповсюдження набула теорія міцності Мора - Кулона, відповідно до котрої руйнування на деякій площадці не відбувається, якщо виконується нерівність

$$\tau \leq \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c,$$

де τ – дотичне, σ – нормальне напруження, що діють на розглядуваній площадці; φ – кут внутрішнього тертя; c – питоме зчеплення. Коефіцієнт запасу іноді визначається як величина, на яку слід розділити параметри опору ґрунту $\operatorname{tg} \varphi$ і c , щоб умова міцності Мора - Кулона перетворилася на рівність. Такий підхід обґрунтовується тим, що, на відміну від більшості конструкцій, де мінливість навантаження є набагато вищою за мінливість опору, у ґрунтових основ найбільш мінливими чинниками є розрахункові характеристики ґрунту. Тому при оцінюванні коефіцієнта запасу логічніше варіювати не навантаження, а опір.

Тут слід зробити суттєве застереження. Справа в тому, що в разі багатокomпонентного навантаження потрібні уточнення самого поняття коефіцієнта запасу. Наприклад, при дії двох навантажень F_1 і F_2 сукупність

можливих граничних станів відображається деякою кривою в площині F_1 - F_2 (рис. 1.1).

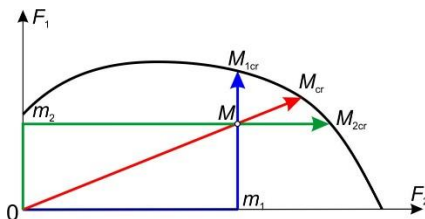


Рис. 1.1. Діаграма граничних станів та траєкторії навантаження

Область припустимих станів обмежена цією кривою, й усі точки, що лежать усередині неї, належать до дограничних станів. Якщо реальна конструкція перебуває у стані, котрому відповідає точка M , що назвати коефіцієнтом запасу? Неважко бачити, що він різний для різних траєкторій навантаження. У разі пропорційного наростання обох навантажень $k = OM_{cr}/OM$, при послідовному додаванні навантажень $k = M_{1cr}m_1/Mm_1$ або $k = M_{2cr}m_2/Mm_2$. Таким чином, потрібне уточнення, про який варіант навантаження йдеться.

У цілому, коли говорять про коефіцієнт запасу, слід було б завжди додавати, стосовно чого введений цей коефіцієнт. Адже основу самого принципу запровадження деяких запасів лежить невпевненість у точності нашого знання обстановки. Якби максимальне навантаження було відоме абсолютно точно й абсолютно точно було відомо опір, який може мати конструкція, то вводити запас було б не потрібно. Недарма коефіцієнт запасу часто називали коефіцієнтом незнання.

Слід зазначити, що коефіцієнт запасу враховував лише загальні фактори і лише при статичному навантаженні. Облік інших факторів, що впливають на оцінку неруйнівності, виконувався або за рахунок зміни коефіцієнта запасу (наприклад, він міг бути різним для різних варіантів чинного навантаження), або за рахунок введення додаткових коефіцієнтів (коефіцієнт динамічності, коефіцієнт поздовжнього вигину тощо). Цим фактом, давно відомим інженерам, по суті, руйнувалася концепція єдиного коефіцієнта запасу, що впливає лише на встановлення допустимого напруження для матеріалу, котрий розглядається.

На цю особливість звернув увагу М.С. Стрілецький, який, мабуть, першим проаналізував канонічну структуру коефіцієнта запасу у вигляді добутку компонент, кожна з котрих відповідальна за той чи інший розрахунковий фактор,

$$k = k_1 k_2 \dots k_n = \prod k_i.$$

Кожний коефіцієнт k_i являє собою відношення деякої змінної величини до його значення, прийнятого як одиниця порівняння. Зокрема, це може бути відношення сили стиску до критичної сили (коефіцієнт поздовжнього згину), відношення динамічного переміщення до статичного (динамічний коефіцієнт).

єнт), відношення дії навантаження до руйнівної (коефіцієнт запасу по навантаженню) і т.д.

Звідси вже було недалеко й до пропозиції використовувати три групи коефіцієнтів:

- групу, яка залежить від режиму навантаження;
- групу, котра залежить від стану конструкції;
- групу умовностей розрахунку.

Істотним тут є лише те, що такі групи є незалежними одна від одної. Це давало можливість самостійного вивчення кожної групи, закономірностей коефіцієнтів, які входять до неї, статистичного аналізу експериментальних даних та обчислення на ймовірній основі рекомендованих значень відповідних коефіцієнтів (у сучасній термінології – коефіцієнтів надійності за матеріалом і за навантаженням).

У методі розрахунку конструкцій за граничним станом, незважаючи на ймовірнісну сутність диференційованих коефіцієнтів надійності, іноді також звертаються до так званого розрахункового коефіцієнта запасу, котрий має вигляд відношення розрахункових значень несучої здатності R_d до навантажувального ефекту S_d

$$k = R_d / S_d.$$

Зокрема, таким способом інколи оцінюють результати випробувань, кажучи, що фактичне руйнівне навантаження в k разів перевершило розрахункову міцність зразка. Але визначення «розрахунковий» стосовно рівня надійності дуже умовне і неоднозначне. Тому існує ймовірнісне трактування коефіцієнта запасу (безпеки) у вигляді випадкової величини [2]

$$\tilde{k} = \tilde{R}_d / \tilde{S}_d.$$

Якщо відома щільність розподілу випадкового коефіцієнта запасу $p(\tilde{k})$, то ймовірність настання стану названого граничним, визначається за формулою

$$Q = \int_0^1 p(\tilde{k}) dk.$$

Вона є основою найпростішої ймовірнісної моделі розрахунку конструкцій.

Оскільки тільки загальний коефіцієнт запасу, що враховував би одночасно мінливість навантаження й властивостей матеріалів, навіть точність розрахункових схем і різноманітні умови роботи, є об'єктивним критерієм надійності конструкцій, то від ідеї ймовірнісного коефіцієнта запасу відмовилися. Проте не можна заперечувати практичного значення коефіцієнта запасу в реальному проектуванні, тому що це найбільш простий та доступний вид оцінювання ефективності конструктивного рішення. Практично через коефіцієнт запасу зазвичай оцінюють і результати випробувань.

1.3. Спрямованість на граничні стани

Початок науки про міцність, закладеної Галілеєм ще в XVII ст., був пов'язаний із постановкою питання про руйнівне навантаження. Визначення

руйнівного навантаження було предметом досліджень ще близько століття. Нечисленні експерименти того часу ставилися з єдиною метою – знайти значення руйнівного навантаження і форму руйнування, на вгадування такої форми були спрямовані й теоретичні (найчастіше умоглядні) положення. Сьогодні ми сказали б, що будівельна наука того часу була спрямована на аналіз граничного стану конструкції, і як граничний стан мислився стан руйнування.

Після крутого повороту, котрий почався з робіт Нав'є, здавалося б, питання про граничний стан було знято з порядку денного. По суті це не так, оскільки пошук напруження, що допускається, і був неявно пов'язаний з поняттям граничного стану, під яким тоді мали на увазі такий стан конструкції, коли робочі напруження досягнуть своєї межі хоча б в одній точці. А для обґрунтування концепції «точкових оцінок» стали розроблятися теорії міцності, котрими характеризувалися напруження, що призводять до руйнування матеріалу. Серед них найвідомішими є:

- теорія найбільших нормальних напружень;
- теорія найбільших деформацій;
- теорія найбільших дотичних напружень Тріска;
- теорія найбільшої питомої потенційної енергії формозмінення фон Мізеса;

- теорія Мора - Кулона.

Але роботи з обґрунтування напружень, що допускаються, у тому числі й з перевіркою за теорією міцності, все одно орієнтувалися на стан руйнування, стосовно якого і встановлювалися коефіцієнти запасу. Тобто в цей час граничний стан руйнування використовувався опосередковано, хоча й був багато в чому визначальним.

Перелічені вище критерії міцності, як і пізніші їх варіанти, призначені для розрахунку міцності однорідних матеріалів. Поява такого композитного будівельного матеріалу, як залізобетон, вимагає перегляду багатьох класичних понять, оскільки він не дотримувався закону Гука, а для виконаних з нього конструкцій не дотримувалася гіпотеза плоских перерізів. Спроба ввести поняття коефіцієнта приведення у вигляді відношення модулів пружності $n = E_s / E_b$, за допомогою котрого переріз із двох матеріалів приводився до одного, коли кожен одиницю площі арматури зараховували за n одиниць площі бетону, не мала успіху. Невдача визначилася тим, що бетон не працює на розтяг і, крім того, через його нелінійну поведінку величина n не була постійною, а залежала від рівня навантаження.

Перехід до розрахунків за граничними зусиллями (А.Ф. Лолейт, Ч. Уїтні), який зняв деякі зі згаданих проблем, посилив інтерес до вивчення саме граничного стану конструкції. Важливо, що зазначений перехід супроводжувався ідеєю розгляду можливого опору конструктивного елемента (граничного зусилля) у стані, коли він працює за межами пружності, хоча такий опір і зіставлявся з внутрішніми зусиллями, знайденими з пружного розрахунку системи в цілому. Цей факт свідчив про певну умовність розрахунку за граничними зусиллями.

Перевагою розрахунку за граничними зусиллями, як указував А.Ф. Лолейт, було те, що *«розгляд споруди в момент, що безпосередньо передує руйнуванню, з теоретичної точки зору представляє ту зручність, що позбавляє нас необхідності робити які б там не було нові пропозиції понад ті, на яких засновані звичайні висновки будівельної техніки»* [3].

Ця думка поступово стала загальновизнаною, причому настільки вкоренилася, що повністю підмінила собою всі питання забезпечення надійності, незважаючи на те, що багато проблем існування та роботи конструкції визначаються їх поведінкою не в граничному, а в робочому стані.

Метод розрахункових граничних станів, який прийшов на зміну підходу до перевірки міцності по руйнівному навантаженню (і розвиває цей підхід), вже в зародку був орієнтований на аналіз несучої здатності. Але міцність – не єдина якість, що визначає придатність конструктивного рішення, і навряд чи правильно проектувати конструкцію на основі якоїсь однієї перевірки.

Навіть для порівняно простих конструкцій варіантів роботи кожного елемента може бути дуже багато, і для різних випадків (пізніше їх назвали розрахунковими ситуаціями²) потрібно перевірити різні параметри механічної поведінки (міцність, стійкість, жорсткість та ін.). Крім того, слід пам'ятати, що конструкція живе у часі, а будівельні матеріали в процесі зношування змінюють свої характеристики. А якщо розглядати ще аварійні та ремонтні стани споруди, то це призводить до необхідності впорядкування, сегментації, класифікації всіх можливих станів конструкції. Нарешті, важливими можуть бути не тільки механічні властивості конструкції, є вимоги щодо зручності використання, вогнезахищеності, доступності для обслуговування та ін. Іншими словами, граничні стани є ідеалізацією небажаних подій або явищ. Іноді під час аналізу певні стани, що передують небажаним подіям, розглядаються як граничні.

Поступово виробилося положення про те, що як узагальнена характеристика граничного стану може виступати стан припинення експлуатації споруди. Цей критерій є більш загальним, оскільки, крім безпеки руйнування, враховує такі характеристики, як призначення, умови та тривалість експлуатації, економічні міркування тощо.

Важливу особливість нового визначення граничного стану відзначає М.С. Стрілецький [4, стор. 242-256]: *«Припинення експлуатації — не катастрофа, а лише запобігання аварії. Тому для забезпечення експлуатації не потрібно тих додаткових надзвичайних заходів, які у вигляді спеціального або загального коефіцієнта запасу про всяк непередбачуваний випадок психологічно неминуче з'являються для забезпечення неруйнівності»*.

Неможливість експлуатації чи її утруднення стали, зрештою, характеристиками, з якими пов'язали два основних граничних стани. Природно, що

² Це поняття 1962 року ввів у науковий обіг Б.Й. Снарскіс, пізніше воно увійшло в стандарт ISO 2394-1986 «Загальні принципи забезпечення надійності будівельних конструкцій».

вони були деталізовані в термінах розрахункової оцінки, зафіксованої в нормах проєктування.

Метод розрахункових граничних станів, що прийшов на зміну методу розрахунку за руйнівними навантаженнями, зберіг певні його риси, зокрема орієнтацію на використання критерію граничної несучої здатності в процесі врахування непружної поведінки конструкції. При цьому з безлічі станів конструкції, у котрих вона перебуває за час життєвого циклу, вибираються лише критичні (граничні), стосовно яких формулюються розрахункові вимоги.

Але в методі граничних станів відбулася заміна загального коефіцієнта запасу на добуток часткових коефіцієнтів, і тому в Єврокодах, як і в інших зарубіжних публікаціях, метод розрахункових граничних станів фігурує під назвою «метод часткових коефіцієнтів надійності». Дві назви відображають найбільш істотні сторони методу, кожна з них має певну незалежність.

Якщо розглядати цей метод з погляду використання граничних станів, необхідно пам'ятати, що в його основі лежить ідея відмови від детального аналізу всіх станів конструкції, крім граничних. Стосовно цих станів і формулюються розрахункові вимоги до об'єкта. Такий підхід ґрунтувався на відмінній від попередньої концепції розрахунку, зокрема використовувалася теза: щоб можна було безпечно експлуатувати конструкцію, треба знати, як вона «вмирає». За цією концепцією і був розроблений метод розрахунку за граничними станами.

Якщо ж фіксувати увагу на системі часткових коефіцієнтів надійності, то побачимо, що відбулася заміна одного загального коефіцієнта запасу добутом кількох (часткових) коефіцієнтів, кожен з яких пов'язаний з певною стороною проблеми. Основними з них стали коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m та коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f .

Ця риса методу граничних станів мала позитивним наслідком значну активізацію дослідження зазначених коефіцієнтів і розвиток норм проєктування. Саме деталізація у застосуванні комбінації часткових коефіцієнтів надійності забезпечує (точніше, повинна забезпечувати) ситуацію однакової ймовірності реалізації граничного стану для найрізноманітніших об'єктів.

Література до розділу 1

1. Galileo Galileo Linceo. Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze atementi alla meccanica e i movement locall. — In Leida, MDCXXXVIII.
2. Raizer V. Reliability of Structures. Aanlisis and Applicatiuon — New York: Backbone Publishing, 2009 — 146 p.
3. Лолейт А.Ф. К вопросу о правилах приемки железобетонных сооружений // Записки Московского архитектурного общества — М.: 1905-1906, Т.1 — С. 33-49.

4. Стрелецкий Н.С. Избранные труды. — М.: Стройиздат, 1975. — С. 156-189.
5. Строительные нормы и правила. Часть II. - Нормы строительного проектирования — М.: Госстройиздат, 1954 — 403 с.

.



Розділ 2

ВИМОГИ НОРМ ПРОЄКТУВАННЯ

Уведений у норми проєктування понад 60 років тому метод розрахункових граничних станів досі зберіг свої принципи особливості, хоча за цей час і отримав певний розвиток головним чином за рахунок уточнення формулювань та значень коефіцієнтів надійності. Нижче наведено опис сучасної редакції вітчизняних норм і їх зіставлення з Єврокодами.

2.1. Загальні вимоги до розрахунку за граничними станами

Відповідно до норм проєктування, основним показником надійності будівельних об'єктів є неможливість перевищення граничних станів при дії найбільш несприятливих поєднань розрахункових навантажень протягом розрахункового терміну служби. Ця вимога має виконуватися на всіх етапах життєвого циклу та перевірятись у таких розрахункових ситуаціях:

- тих, що встановилися, – це ситуації, які мають тривалість, близьку до терміну служби будівельного об'єкта (наприклад, експлуатація між двома капітальними ремонтами або змінами технологічного процесу);
- перехідних – ситуації, що мають невелику порівняно з терміном служби будівельного об'єкта тривалість (наприклад, виготовлення, транспортування, монтаж, капітальний ремонт і реконструкція будівельного об'єкта);
- аварійних – ситуації, котрі відповідають винятковим умовам роботи споруди (у тому числі й за особливих впливів), які можуть призвести до суттєвих соціальних, екологічних та економічних втрат.

Єврокод-0 уточнює це загальне положення, наводячи такий перелік вимог, котрі мають виконуватися на всіх стадіях: *«Конструкція та її елементи повинні проєктуватися, зводитися та експлуатуватися таким чином, щоб упродовж передбачуваного терміну служби був забезпечений необхідний рівень надійності й щоб конструкція та її елементи з урахуванням вимог економії:*

- *витримували дії та впливи, що виникають протягом термінів їх звездення та передбачуваного використання;*

- залишалися придатними для використання за наявності всіх очікуваних впливів;
- мали достатній опір, експлуатаційну придатність і довговічність;
- мали достатній опір протягом необхідного періоду часу в разі виникнення пожежі;
- не зазнавали руйнувань унаслідок таких впливів, як вибух, удар чи наслідки суб'єктивних помилок такою мірою, яка не перебуває у пропорційній залежності від початкової причини».

На реалізацію цих вимог націлено проектування, засноване на використанні методу розрахункових граничних станів.

2.2. Класифікація граничних станів

Оцінювання граничного стану на основі критеріїв експлуатаційної придатності суттєво змінило підхід до встановлення правил проектування, зафіксованих у відповідних нормах.

Знадобилося встановити зв'язок між фіксованими у розрахунках характеристиками напружено-деформованого стану споруди (переміщення, внутрішні зусилля, напруження, критичні стани за стійкістю тощо) та вимогами експлуатаційного типу. І лише тоді, коли такі зв'язки були названі (точно або наближено), можна було сказати, що граничний стан настає тоді, коли робота споруди під навантаженням виходить за межі проектних рішень. Однак до такого лаконічного формулювання дійшли не відразу.

Становлення сучасного стану розробленості методу відбувалося нерівно та супроводжувалося досить гострими дискусіями. Головним чином обговорювалися такі проблеми:

- кількість граничних станів, відмінності за цілями при їх формулюванні й характерні особливості поведінки конструкції в граничному стані;
- кількість часткових коефіцієнтів методу та їх рольові функції;
- шляхи наближення граничних станів до реальної роботи конструкції;
- принципи встановлення нормативних і розрахункових значень навантажень та опорів;
- форма запису розрахункових перевірок тощо.

Кількість груп граничних станів та перелік явищ, з якими такі стани мають бути пов'язані, були основним предметом дискусії. Але при цьому завжди враховувалося, що ймовірність порушення різних граничних станів, котра закладається в норми, повинна відповідати різному ступеню їх небезпеки. В останньому твердженні міститься, по суті, основний принцип формування різних груп граничних станів, при якому враховується, що граничні стани першої групи пов'язані з небезпечнішими явищами, ніж граничні стани другої групи.

Ось яким чином вирішувалося питання в різний час.

У затвердженому 1955 року СНиПі була прийнята класифікація граничних станів за видом явищ, що становлять критерії граничних станів (I – втрата несучої здатності; II – деформації; III – тріщини). Але вже в той період М.С. Стрілецький зазначив, що по суті всі граничні стани пов'язані з

деформаціями в широкому значенні цього слова і що для металевих конструкцій, зокрема, граничні стани за міцністю визначаються здебільшого не справжньою втратою несучої здатності, а надмірним розвитком пластичних деформацій.

І вже 1962 року в тексті глави СНиП II-A.10-62 класифікацію граничних станів було уточнено й зазначено, що в розрахунках узято до уваги такі граничні стани:

- а) перший – за несучою здатністю, включаючи надмірні пластичні деформації;
- б) другий – за деформаціями та переміщеннями, що ускладнюють нормальну експлуатацію;
- в) третій – за тріщиностійкістю.

Тут можна розрізнати одночасно дві ознаки класифікації: вид явищ, що становлять критерії граничних станів, і ступінь відповідальності граничних станів (оскільки деформації, які призводять до припинення експлуатації, у першому граничному стані протиставляються деформаціям, що ускладнюють нормальну експлуатацію, у другому граничному стані).

У результаті обговорень і дискусій, які проходили наприкінці 1960-х років, було уточнено, що втрата несучої здатності може виявлятися як загальна втрата стійкості форми, втрата стійкості становища, крихка, в'язка, втомна або іншого характеру руйнація, якісна зміна конфігурації. А надмірні деформації (плинність матеріалу, зрушення в з'єднаннях тощо) у загальному випадку не складають втрати несучої здатності.

З урахуванням сказаного у пункті 8 зміненого СНиП II-A.10-71 наведено нове формулювання:

«Граничні стани поділяються на дві групи:

- перша група – за втратою несучої здатності або непридатністю до експлуатації;
- друга група – за непридатністю до нормальної експлуатації».

Таким чином, класифікація прийнята тепер за ступенем втрати експлуатаційної спроможності. Граничні стани, що визначаються як деформаціями, так і тріщинами, можуть належати тепер до першої та другої груп залежно від ступеня втрати експлуатаційної здатності, що викликається цими деформаціями або тріщинами. Втрата несучої здатності розглядається як крайній випадок втрати експлуатаційної здатності.

Зникнення граничного стану за тріщиностійкістю пов'язане з тим, що його самостійне існування стосувалося лише залізобетонних і кам'яних конструкцій, що було не зовсім логічно. У зв'язку з тим, що стосовно інших матеріалів теорія тріщиноутворення та опору розвитку тріщин була недостатньо розроблена, його віднесли як варіант до другого граничного стану. Таким чином, руйнування за рахунок тріщиноутворення (наприклад, пов'язане з крихкими руйнуваннями трубопроводів при катастрофічному зростанні магістральної тріщини) було виключено з розгляду, а тріщиноутворення пов'язали лише з втратою експлуатаційної якості.

1988 року з'явився ГОСТ 27751-88, і в пункті 1.4 знову нове формулювання:

«Граничні стани поділяються на дві групи:

- *перша група містить граничні стани, які ведуть до повної непридатності до експлуатації конструкцій, основ (будівель або споруд у цілому) або до повної (часткової) втрати несучої здатності будівель та споруд у цілому;*
- *друга група містить граничні стани, що ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій (основ) чи зменшують довговічність будівель (споруд) порівняно з терміном служби, який передбачається».*

Як обґрунтування оновленого підходу М.С. Стрілецький [4] зауважує, що експлуатація будівлі або споруди може припинитися раніше, ніж буде вичерпана її фактична несуча здатність, і цей факт оголошено одним із постулатів методу розрахунку за граничними станами. На думку М.С. Стрілецького, цей постулат неминучий, оскільки ми не знаємо і не можемо передбачати кінетику руйнування. З іншого боку, формулювання ГОСТ 27751-88 передбачає серед причин переходу в граничний стан 1-ї групи не тільки фізичний, а й моральний знос.

Певна невизначеність терміна «повна непридатність до експлуатації» (точніше, складність його формалізації) викликала численні дискусії, у яких критики використання такого терміна, не заперечуючи концепції по суті, наполягали на точніших формулюваннях.

У цілому, поняття повної непридатності об'єкта до експлуатації вимагає визначення в кожному конкретному випадкові. Якщо у старій будівлі виходить з ладу водопостачання, ми можемо вирішувати, чи варто встановлювати нові труби чи знести будівлю. Якщо будинок являє історичний інтерес, можна перетворити його на нежитлове музейне приміщення, і в цьому випадку ми встановлюємо непридатність будівлі як житлового будинку. Багато відомих старих будівель та пам'ятників фактично давно вийшли з ладу в цьому сенсі. Наприклад, піраміди в Гізі (рис. 2.1) часто наводять як приклад довговічності, але в строгому сенсі слова вони вже давно вийшли з ладу – вони більше не слугують і не можуть слугувати тій меті, для якої були призначені.



Рис. 2.1. Піраміда Хефрена в Гізі (XXVI століття до н.е.) – сучасний вигляд

Дещо іншу рубрикацію граничних станів використовує Єврокод-0 (EN 1990:2002). Він розглядає дві великі групи граничних станів:

- критичні граничні стани (*ultimate limit state*) - стани, пов'язані з обваленням або з іншими подібними формами руйнування несучої конструкції;
- експлуатаційні граничні стани (*serviceability limit states*) - стани, при перевищенні яких не виконуються встановлені технічні вимоги до експлуатації споруди чи її елементів.

Але при цьому наводиться деталізація, де вказується, що «необхідно розглядати такі критичні граничні стани:

а) *EDU*: втрата статичної рівноваги спорудою або будь-якою її частиною, що розглядаються як жорстке тіло, за таких умов:

- незначні зміни величини чи просторового розподілу одиничного впливу є суттєвими;
- міцність будівельних матеріалів або основи, як правило, не є визначальною;

б) *STR*: руйнування чи надмірна деформація споруди або її несучих елементів, включаючи фундаменти, палі, підвальні стіни тощо, для яких міцність будівельних матеріалів відіграє вирішальну роль;

в) *GEO*: руйнування чи надмірна деформація основи, для якої міцність ґрунту або скельної породи є визначальними у забезпеченні несучої здатності;

г) *FAT*: втомне руйнування споруди чи її елементів».

Така деталізація дала змогу побудувати для різних варіантів критичного граничного стану різні правила утворення розрахункових комбінацій навантажень.

А Єврокод-8 (EN 1998-1:2004) деталізує поняття аварійного граничного стану, розглядаючи два типи вимог, котрі мають виконуватися в антисейсмічному проектуванні:

- *аварійний граничний стан за відсутності колапсу* – це стан, пов’язаний з обваленням або іншими видами руйнування конструкції, що можуть становити загрозу безпеці людей;
- *граничний стан з обмеження шкоди* – це стан, пов’язаний з ушкодженнями, за яких більше не виконується умова експлуатаційної придатності.

При цьому Єврокод-8 у явному вигляді формулює вимоги лише щодо забезпечення відсутності колапсу, вважаючи, що умови обмеження збитків будуть виконані за рахунок обмеження загальних деформацій конструкції.

Деталі віднесення різних розрахункових ситуацій до тієї чи іншої групи граничних станів також змінювалися з плином часу, але поділ цих ситуацій за ступенем небезпеки не ставився під сумнів. Звичайно, можна уявити ситуації, коли наскрізна тріщина в конструкції посудини для зберігання токсичної речовини створює небезпеку не меншу, ніж небезпека руйнування. Але такого роду приклади надзвичайно рідкісні, а на додачу до всього були інші механізми регулювання таких ситуацій і можливість їх застосування, що вказується в завданні на проектування чи в спеціальних технічних умовах.

Зауважимо, що самі поняття типу «руйнування або надмірна деформація споруди чи її несучих елементів» можуть інтерпретуватися у різних спосіб. Наприклад, при сейсмостійкому проектуванні як стан, який слід контролювати при землетрусах різної сили, розглядаються:

- відсутність пошкоджень і можливість продовження експлуатації будівлі після землетрусу [*Immediate Occurance*] – при слабкому землетрусі;
- забезпечення безпеки життєдіяльності та можливість проведення ремонтно-відновлювальних робіт після землетрусу [*Life Safety*] – при проектному землетрусі;
- забезпечення стійкості споруди, безпеки життя людей, цінного обладнання й інфраструктури, необхідної для ліквідації наслідків землетрусу [*Structural Stability*] – при максимальному розрахунковому землетрусі.

2.3. Гранична нерівність для граничних станів першої групи

Метод граничних станів передбачає, що в усіх аналізованих розрахункових ситуаціях виконується перевірка того, що розрахункові значення навантажень чи впливів F_d не перевищують розрахункові значення характеристик міцності R_d .

Ці перевірки мають форму нерівності

$$g(F_d, R_d, A_d, C) \geq 0,$$

де $g(\cdot)$ – деяка функція параметрів системи, така, що $g(\cdot) < 0$ означає реалізацію позаграничного стану;

A_d – розрахункові значення геометричних характеристик;

C – обмеження на контрольований параметр (наприклад, допустиме граничне розкриття ширини тріщини).

Наведена вище основна нерівність описує принципову структуру перевірки умови і має уточнюватися для конкретних розрахункових ситуацій з урахуванням того, що F_d , R_d та A_d – це, як правило, кілька величин, а перевірка може вимагати використання не однієї, а кількох спільних нерівностей (наприклад, F_d може представляти цілий перелік одночасно діючих навантажень, а стосовно перевірки залізобетонної конструкції символом R_d може бути представлена міцність як бетону, так і арматури).

З погляду методології прийняття технічних рішень метод граничних станів відповідає мінімаксному критерію, тобто позиції крайньої обережності. За умови повної визначеності безлічі станів об'єкта, що розглядаються: *«...Вибрані таким чином варіанти повністю виключають ризик. Це означає, що той, хто приймає рішення, не може зіткнутися з гіршим результатом, ніж той, на який він орієнтується»* [2].

Однак у методі розрахункових граничних станів ризик існує, але не при виборі підходу, а на рівні визначення мінімального значення узагальненої несучої здатності й максимального значення узагальненого навантаження, тобто при призначенні їхніх розрахункових значень.

Концептуально передбачається, що розрахункові значення встановлюються через так звані нормативні (базові, характеристичні) значення F_n , R_n та A_n із застосуванням коефіцієнтів надійності γ , які враховують можливий розкид відповідних силових і міцнісних характеристик,

$$F_d = \gamma_f F_n, R_d = R_n / \gamma_m.$$

Крім коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f та коефіцієнта надійності за матеріалом γ_m , сьогодні використовуються:

γ_n – коефіцієнт, що враховує значимість конструкції й об'єкта в цілому, а також можливі наслідки відмови (коефіцієнт надійності за відповідальністю);

γ_c – коефіцієнт умов роботи (коефіцієнт надійності моделі), котрий ураховує невизначеність розрахункової системи та інші аналогічні обставини (наприклад, чутливість конструкції до локальних пошкоджень, початкові неправильності або підвищену швидкість зношування). Цим же коефіцієнтом ураховуються всі інші «...фактори, які не мають прийнятного аналітичного опису».

Таким чином, розрахункова нерівність набула форми

$$g(\gamma_n, \gamma_c, \gamma_f, \gamma_m, F_n, R_n, A, C) \geq 0.$$

Перші два коефіцієнти надійності пов'язувалися (принаймні в ідеології) зі статистичними властивостями навантажень і матеріалів (з їхньою мінливістю), тоді як γ_c та γ_n ніякої мінливості не характеризують.

Цілком визначену роль виконує і коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n , уведений у нормативні документи 1981 року, хоча при обґрунтуванні його використання пропонувалося, що він буде визначатися добутком

двох коефіцієнтів γ_{n1} і γ_{n2} . При цьому перший співмножник γ_{n1} називався коефіцієнтом неекономічної відповідальності та враховував кількість людей, безпека яких визначається надійністю споруди, а також інші види соціальної шкоди, а другий співмножник γ_{n2} пов'язувався з економічними збитками від відмови.

Коефіцієнт надійності за матеріалом

Під час запровадження методу розрахункових граничних станів цей коефіцієнт називався коефіцієнтом однорідності. Тоді забезпеченість нормативних опорів була дуже різною і перебувала в межах від 0,6 (середнє значення, наприклад для бетонів) до 0,977 (бракувальний опір для сталевих прокату). Починаючи з 1971 року (СНІП II-A.10-71) для нормативних опорів запроваджується мінімальна забезпеченість 0,95. У цій галузі для більшості будівельних матеріалів наявні експериментальні дані можуть розглядатися як статистично достовірні.

Статистичні дані в області крайніх ділянок кривих розподілу важко вважати достовірними. Крім того, слід враховувати, що є ряд факторів, які просто не можна оцінити статистично (наприклад, відмінність опорів матеріалів у конструкціях від контрольних зразків, що визначаються випробуваннями, допуски на товщину прокату тощо). Тому відмовилися від призначення розрахункових опорів лише з імовірнісних міркувань і запровадили замість коефіцієнта однорідності коефіцієнт безпеки за матеріалом, за допомогою якого реалізовувався перехід від нормативного опору до розрахункового. У багатьох випадках, як, наприклад, для кам'яних конструкцій, цей коефіцієнт просто став старим коефіцієнтом запасу, хіба що він не поширюється на навантажувальні ефекти. А від терміна «коефіцієнт однорідності» відмовилися, оскільки неоднорідність матеріалів значною мірою взято до уваги у величині нормативних опорів, а частина неоднорідності, що залишилася, враховується приблизно коефіцієнтом безпеки за матеріалом.

Коефіцієнт надійності за навантаженням

Цей коефіцієнт можна розглядати з двох позицій. По-перше, як простий перехід від нормативного навантаження до його розрахункового значення, коли і граничне, і нормативне значення обґрунтовані статистичним аналізом, та γ_f просто фіксує їхню розбіжність, що визначається їх різною обумовленістю.

Як ілюстрацію наведемо дані про нормування Єврокодом-1 (EN 1991-2) рухомих навантажень на автодорожні мости. Вони встановлені на підставі надзвичайно масштабної роботи щодо вимірювання характеристик потоку автомобільного руху на автомагістралях європейських країн [3]. Виміри проводилися на 21 дорозі у Франції, Нідерландах, Німеччині, Англії та Італії. Для вибору розрахункової моделі оцінювалися: вага осей, відстані між осями, вага екіпажів, зміни за смугами руху. Ці дані були статистично опрацьовані, й виконано прогноз на майбутнє.

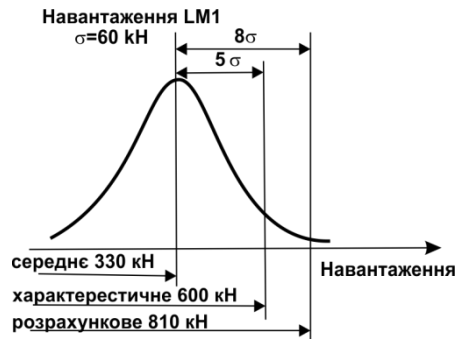


Рис. 2.2. Середнє, характеристичне та розрахункове значення навантажень за EN 1991-2

Заміри транспортного потоку показують, що характеристичне значення віддалене від середнього на 5 – 10 стандартів, а розрахункове від середнього – на 8 – 15 стандартів, тобто значення для середніх та розрахункових значень навантажень LM1 можуть бути виражені щонайменше числами 5 та 8 стандартів відповідно (рис. 2.2).

З іншого боку, γ_f може виступати в ролі коефіцієнта запасу за навантаженням, коли аналізуються і статистично обробляються відомі випадки відхилення від рівня навантаження, що зазвичай спостерігається поза зв'язком зі способом обґрунтування нормативних значень.

У деяких випадках коефіцієнту надійності за навантаженням надають ще роль обліку планованого зростання навантажень (так вчинили при призначенні навантажень на мости), хоча з принципової точки зору цей аспект, що не має статистичної природи, повинен був би враховуватися самостійно.

Коефіцієнт умов роботи

Найбільшу невизначеність має коефіцієнт умов роботи γ_c . Існує величезна кількість пропозицій щодо його диференціації, уточнення чи наділення деякими додатковими функціями. Пропонувалося значення коефіцієнта γ_c пов'язувати зі швидкістю зносу, зі специфічною роллю елемента, що перевіряється у складі системи, тощо. Коефіцієнт умов роботи враховує серед іншого й недосконалість методів розрахунку, він може бути різним для різних елементів конструкції, прагнучи до граничного значення $\gamma_c = 1$ під час уточнення методу розрахунків. Так, у нормах проектування промислових інженерних споруд при розрахунку міцності та стійкості оболонки кульового газгольдера без урахування згинальних моментів приймається $\gamma_c = 0,6$, а з їх урахуванням $\gamma_c = 0,9$.

Різноманітність факторів, що враховуються коефіцієнтом умов роботи, можна проілюструвати такими прикладами.

У нормах проектування сталевих конструкцій ДБН В.2.6-163-2014 коефіцієнт γ_c використовується, щоб урахувати, наприклад, такі обставини:

- спрощення розрахункових схем при розрахунках на стійкість плоскої форми згину балок, які розраховуються як ідеально пружні системи, а

також стиснутих елементів з одиночних кутиків, що прикріплюються однією полицею і розраховуються як центрально стинуті, хоча схема їх роботи відповідає позакцентровому стиску;

- впливи на конструкції великих постійних та довготривалих тимчасових навантажень, що призводять у процесі експлуатації до високого рівня напруження, незначне перевищення якого викликає небезпеку настання граничних станів першої групи;
- локальні підвищення міцнісних властивостей сталі біля отворів при розрахунку на міцність перерізів, ослаблених отворами для болтів.

А в нормах проектування залізобетонних конструкцій ДБН В.2.6-98:2009 під час розрахунків на витривалість передбачено використання коефіцієнтів умов роботи бетону та арматури, значення котрих залежать від кількості циклів навантаження.

Основні коефіцієнти γ_f і γ_m відображають невизначеність нормативних значень навантаження та властивостей матеріалу, але при цьому слід мати на увазі, що в більшості випадків як механізм реалізації властивостей міцності матеріалу, так і уявлення про механізм дії навантаження пов'язуються з деякими модельними уявленнями (згадаймо, наприклад, модель опору кам'яної кладки або модель сейсмічної дії).

Ці моделі мають свою неточність (точніше сказати, невизначеність), що в принципі, як зазначає Єврокод-0, характеризується коефіцієнтами γ_{sd} і γ_{rd} (рис. 2.3). Зокрема, коефіцієнт γ_{sd} повинен ураховувати перехід від дії F до ефекту дії S (зусилля, напруження тощо). Звичайно, визначити точне значення коефіцієнта γ_{sd} навряд чи можливо, він істотно різниться для кожної конструкції. Рис Єврокод пропонує встановлювати значення γ_{sd} в діапазоні від 1,05 до 1,15, вважаючи друге значення придатним для більшості випадків.



Рис. 2.3. Система часткових коефіцієнтів за EN 1990

Так, Єврокод-0, на відміну від вітчизняних норм, деталізує єдиний коефіцієнт умов роботи γ_c , відносячи його частину до ефекту навантаження, а іншу частину – до опору конструкції. При цьому саме поняття коефіцієнта умов роботи Єврокоди не використовують, за необхідності вирішуючи питання шляхом уточнення значень коефіцієнтів надійності γ_F і γ_M .

Коефіцієнт надійності за відповідальністю

Залежно від рівня відповідальності споруд, що характеризується соціальними, екологічними та економічними наслідками їх пошкоджень і руйнувань, при проектуванні необхідно використовувати коефіцієнти надійності за відповідальністю.

Рівні відповідальності будівель і споруд впливають на:

- номенклатуру й обсяг виконаних інженерних та експериментальних досліджень;
- розроблення конструктивних рішень надземної й підземної частин будівель і споруд;
- правила приймання, випробування, експлуатації й технічної діагностики будівельних об'єктів та інші аспекти заходів усього життєвого циклу.

Важливим є питання способів обліку коефіцієнта γ_n . При його введенні було передбачено, що на нього множаться розрахункові значення навантажень. Але оскільки в низці випадків існує нелінійна залежність між навантаженнями й зусиллями, що викликаються ними, і це положення було уточнено, що на коефіцієнт надійності за відповідальністю слід множити ефекти впливу (навантажувальні ефекти), що визначаються при розрахунку на основні поєднання навантажень по першій групі граничних станів, а при розрахунку по другій групі граничних станів допускається приймати $\gamma_n = 1,0$.

Наприклад, при розрахунку на міцність позацинтрово стиснутих сталевих колон використовується формула, в якій частка напружень від поздовжньої сили підноситься в степінь, котрий залежно від форми перерізу має значення в межах 1,5...3,0. При його використанні коефіцієнт γ_n слід застосовувати в такий спосіб:

$$\left(\frac{\gamma_n N}{AR} \right)^n + \frac{\gamma_n M_x}{W_x R} + \frac{\gamma_n M_y}{W_y R} \leq 1.$$

Крім того, множення розрахункового навантаження на коефіцієнт надійності за відповідальністю призводить до того, що, наприклад, під час перевірки стійкості положення за формулою

$$M_{\text{удерж}} \geq M_{\text{опрокид}}$$

відповідальність споруди взагалі не впливає. Правильніше було б виконувати перевірку як

$$M_{\text{удерж}} \geq \gamma_n M_{\text{опрокид}}.$$

2.4. Гранична нерівність для граничних станів другої групи

Перевірки граничних станів другої групи реалізуються за допомогою нерівності

$$g(\gamma_n, \gamma_c, \gamma_f, \gamma_m, F_n, R_n, A, C) \geq 0,$$

де $\gamma_f = 1,0$, тобто стосовно нормативних значень навантажень. Найчастіше при цьому коефіцієнт умов роботи також приймається таким, що дорівнює одиниці.

А в ролі основного нормованого показника тут виступає константа C , значення якої пов'язані з двома випадками, що досить відчутно різняться:

- контролем прогинів та переміщень;
- контролем ширини розкриття тріщин.

У першому випадку вимоги, що висуваються, є універсальними і не залежать від матеріалу конструкції. Використовуваний матеріал впливає на значення прогинів і переміщень (зокрема, він може мати або не мати властивості повзучості, діставати чи не діставати тріщин та ін.), але граничні значення від матеріалу незалежні. Другий випадок стосується тільки залізобетону й бетону.

Розрахункові ситуації, для котрих визначаються прогини і переміщення, слід розрізняти за походженням вимог, які лімітують ці величини, а саме вони можуть бути:

- технологічними (забезпечення умов нормальної експлуатації технологічного та підйомно-транспортного обладнання, контрольно-вимірювальних приладів й інших апаратів і машин);
- конструктивними (забезпечення цілісності елементів конструкцій, що примикають один до одного, та їх стиків, забезпечення заданих ухилів);
- фізіологічними (запобігання шкідливим впливам і відчуттям дискомфорту при коливаннях);
- естетико-психологічними (забезпечення сприятливих вражень про зовнішній вигляд конструкцій, запобігання відчуттю небезпеки).

Кожна із зазначених вимог має бути виконана незалежно від інших. Це означає, що може знадобитися кілька розрахунків прогинів (переміщень) однієї й тієї ж конструкції, оскільки залежно від висунутих вимог розрахунок виконується на різні навантаження, а в деяких випадках і за різними методиками (як у розрахунку на хиткість).

Так, якщо перевірка проводиться виходячи з технологічних вимог, у розрахунковій ситуації повинні бути враховані навантаження та впливи, що діють на умови експлуатації технологічного обладнання. А коли перевірка проводиться виходячи з фізіологічних вимог, розрахункова ситуація повинна відповідати стану, пов'язаному з коливаннями конструкцій, і мають ураховуватися навантаження, які впливають на коливання конструкцій. І, якщо перевірка проводиться виходячи з естетико-психологічних вимог, розрахункова ситуація має відповідати дії постійних та тривалих навантажень.

Незважаючи на згаданий вище універсальний характер обмежень переміщень і прогинів, у нормах проектування залізобетонних конструкцій висувається додаткова вимога: при дії постійних та тимчасових тривалих і короткочасних навантажень прогини залізобетонних елементів у всіх випадках не повинні перевищувати $1/150$ прольоту та $1/75$ вильоту консолі.

Цей же документ для залізобетонних конструкцій формулює вимогу за гранично допустимою величиною розкриття тріщин, яка визначається умовами цілості арматури, що залежать від її класу, або обмеженням проникності конструкцій і різняться для нетривалого чи тривалого розкриття тріщин.

Обмеження розкриття тріщин (швів кладки) для кам'яних та армокам'яних конструкцій формулює відповідний нормативний документ. При

цьому, на відміну від загальних правил, розкриття тріщин у позacentрово стиснутих неармованих елементів потрібно перевіряти не на нормативні, а на розрахункові значення навантажень.

Контроль переміщень належить зазвичай до перевірки другої групи граничних станів, тобто до перевірки труднощів в експлуатації об'єкта. Але в деяких випадках значні переміщення є причиною повної неможливості експлуатації, тобто підпадають під визначення першої групи граничних станів. Типовий приклад – випадок великих (і головне, нерівномірних) осідань основи (рис. 2.4).



Рис. 2.4. Нерівномірне просідання основи

2.5. Вимоги щодо забезпечення живучості

Уведені відносно нещодавно вимоги стійкості споруд до прогресуючого обвалення (забезпечення їх живучості) знаменували собою певний відхід від первісного задуму М.С. Стрілецького та його послідовників, які наголошували, що граничний стан у жодному разі не означає фактичного руйнування конструкції, а відповідає передаварійному стану. Але фактичні руйнації, незважаючи на їхню рідкість, усе ж таки траплялися, й ігнорування цього факту ставало вже неможливим.

Крім того, останнім часом спостерігається помітний розрив між рівнем захисту, котрий впливає з нормативних вимог, та рівнем техногенної небезпеки, не кажучи вже про терористичні загрози. На жаль, зростання

одиночної потужності об'єктів не супроводжується відповідним підвищенням їхньої надійності, тому наслідки гіпотетичних аварій стають усе більшими і більшими. Приклад Чорнобильської катастрофи може бути підтвердженням цієї тези.

Розгляд причин аварій показав, що в деяких випадках аварію викликали обставини, що не входять до статистичних закономірностей тих явищ, якими обґрунтовувалися коефіцієнти надійності першого граничного стану. Як приклад можна було б указати на аварії, що трапилися в результаті грубого браку в роботі (помилки при проектуванні, недотримання технології будівництва тощо) або аварії, спричинені аварійними подіями типу вибуху побутового газу в житлових будинках чи наїзду транспортних засобів на будівельні конструкції. Сюди ж можна віднести «аварії», викликані свідомими діями людини під час терористичних атак.

Так з'явилася міркування про необхідність забезпечити існування об'єкта в цілому при локальних ушкодженнях, повністю запобігти яким ми не маємо можливості, а виникнути вони можуть будь-де.

Крім того, є природні явища настільки рідкісні, що вони не потрапляють у статистичну інформацію. Прикладом можуть бути катастрофічні поєдени або деякі екстремальні вітрові шторми.

Деякі з особливих (аварійних) ситуацій уже відносно давно розглядаються в проєктній практиці, тут типовим прикладом може бути перевірка сейсмостійкості будівель та споруд. При цьому виробився підхід, при якому для максимального розрахункового землетрусу, що нормується, допускається можливість появи певних локальних пошкоджень (найчастіше заходження в більш глибоку, ніж зазвичай прийнято, пластику) з тією лише умовою, що не відбудеться глобальне руйнування. Контроль такої ситуації реалізується як перевірка виконання умов першого граничного стану. Іншим прикладом може бути нормована рекомендація про використання конструкцій, котрі легко скидаються, як засобу захисту від вибухових впливів.

Але причиною руйнувань, які викликають необхідність розгляду особливих граничних станів, може бути будь-яка з безлічі можливих аварійних ситуацій, котрі не розглядаються у звичайному проектуванні.

Для такого проектування застосовуються статистичні дослідження навантажень, які дають відомості про попередній досвід. Засновані на цьому матеріалі передбачення поширюються на область імовірностей неперевищення (забезпеченості) порядку 10^{-3} , але для подальшого прогнозу немає спостережених даних.

Тому для розгляду екстремальних значень кліматичних навантажень було прийнято збільшення звичайних розрахункових значень шляхом множення на додатковий коефіцієнт запасу γ_d . Коефіцієнт γ_d відсуває особливе навантаження далеко за кордон імовірності 10^{-3} (у деяких випадках ця ймовірність має порядок 10^{-5}).

Слід зауважити, що навантаження і впливу такої малої ймовірності вже давно розглядали в теорії сейсмостійкості, де максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) може мати ймовірність появи один раз на 5000 років, або

при розрахунках гідротехнічних споруд на розрахунковий паводок, імовірність появи якого не перевищує 0,0001.

Нарешті, існують природні явища, котрі погано передбачаються при сучасному стані науки. Про це, наприклад, сказав професор О.М. Уздін [5]: *«Щодо якості сейсмологічних прогнозів, то в інженерів вони викликають серйозну недовіру. Досить сказати, що з 26 руйнівних землетрусів, які мали місце на території колишнього СРСР з 1948 року, 24 сталися в районах, котрі вважалися не сейсмічними або мало сейсмічними».*

Природно, що для особливих граничних станів просте повторення розрахункової методики, що відповідає першому граничному стану, навряд чи можливо, і тут були потрібні певні нові підходи. Зокрема, з'явилася перевірка на недопущення прогресуючого обвалення, коли локальне пошкодження спричиняє ланцюжок інших руйнувань, що зрештою призводять до загального колапсу (ефект доміно, див. рис. 2.5).



Рис. 2.5. Ефект доміно

Зауважимо, що націленість на опис процесу руйнування (непропорційність реакції на локальне ушкодження, ефект доміно тощо) затіняє основну думку, яка має міститися в аналізі аварійної ситуації: конструкції повинні проектуватися таким чином, щоб уникнути можливих соціальних та матеріальних втрат у разі руйнування споруди та з урахуванням можливих заходів щодо запобігання їх руйнування.

Для цього слід розглядати зв'язок між пошкодженням та здатністю пошкодженої конструкції виконувати свої функції (можливо, не в повному обсязі). Різниця між цими установками помітна, якщо розглянути локальне пошкодження резервуара. При пошкодженні у вигляді невеликої щілини обвалення не відбудеться, й тим паче воно не буде ні диспропорційним, ні лавиноподібним. Але втрата цілісності призведе до витоку речовини, що зберігається, а значить, і до втрати функції споруди.

На закінчення цього розділу слід сказати, що відмінність особливого граничного стану полягає в тому, що замість директиви *«зробити так, щоб...»*, яка лежить в основі норм, котрі реалізують вимоги першого та другого граничних станів, при вивченні особливого граничного стану розглядається ситуація *«а що, якщо...»*. Природно, що в цьому випадку нормування утруднене, оскільки загальні вимоги про допустимий рівень переходу за межу норми (кодифікувати не порядок, а його відсутність) зводяться лише до того, що не можна допустити загибелі людей та загального колапсу спо-

руди. По суті, до цього зводиться перевірка на стійкість до прогресуючого обвалення.

2.6. Переваги та недоліки розрахунку за методом граничних станів

Порівняно з методом напружень, що допускаються, метод граничних станів має суттєві переваги, деякі з яких згадані вище.

1. Усі компоненти граничних нерівностей мають чіткий фізичний зміст, який характеризує можливу мінливість навантажень, матеріалів чи умов роботи. Можна у зв'язку із цим зробити висновок, що в **основній нерівності майже немає коефіцієнта незнання!** Термін «майже» пов'язаний з тим, що метод граничних станів урахує мінливість не всіх параметрів розрахункової моделі. Їх невизначеність компенсується тим, що в розрахунку використовується найневигодніше з можливих значень, як, наприклад, при виборі випадкового розташування тимчасового навантаження, або вольовим способом коригуються значення коефіцієнтів надійності, як при прийнятті як нормативного значення міцності бракувального мінімуму.

2. Метод граничних станів поділяє єдиний коефіцієнт запасу на його складові, замінює його кількома розрахунковими коефіцієнтами. Результуючий коефіцієнт запасу став змінним унаслідок впливу поєднання зазначених коефіцієнтів, що залежать від значень навантажень, призначення споруди, опору матеріалів та обставин роботи споруди. У результаті коефіцієнт запасу можна подати як функцію кількох аргументов

$$k = \gamma_n \gamma_f \gamma_m \psi / \gamma_c ,$$

де ψ - коефіцієнт сполучення навантажень, позначення інших коефіцієнтів наведено вище.

Проілюструємо змінність коефіцієнта запасу таким прикладом. Урахуємо, що для більшості випадків коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$, а для малоуглецевої сталі в нормах 1950-х років коефіцієнт надійності за матеріалом дорівнював $\gamma_m = 1/0,9 = 1,11$. Тоді при $\gamma_n = \psi = 1,0$ коефіцієнт запасу за наведеною формулою дорівнював $\kappa = 1,22$, при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$ (переважна дія постійного навантаження); $\kappa = 1,33$ при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$; $\kappa = 1,44$ при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,3$ (переважна дія змінних навантажень).

3. Оскільки введені розрахункові коефіцієнти методу граничних станів мають чіткий зміст і є незалежними, з'явилася можливість окремого вивчення й уточнення кожного з них, в основному на базі статистичних та ймовірнісних методів. Це дало потужний поштовх для досліджень у цій галузі, і цілий ряд науковців отримав важливі наукові результати, суттєво розвинув

теорію розрахунку конструкцій та вніс пропозиції щодо вдосконалення норм проектування.

4. Як зазначено вище, внаслідок певного припасування нового методу до попереднього досвіду будівництва, спочатку розрахунок за граничними станами не дав помітного економічного ефекту. Однак подальші дослідження дозволили суттєво змінити це положення. Наприклад, коефіцієнт надійності кранового навантаження був знижений з 1,3 спочатку до 1,2, а потім до 1,1; коефіцієнт надійності за матеріалом для сталі Ст3 - з 1,11 до 1,025 - 1,05; уведено коефіцієнти сполучення для навантажень мостових кранів залежно від їх кількості та режиму роботи тощо.

Розгляд лише граничних станів, крім відомих переваг, має і серйозний недолік. Насправді, запроектувавши конструкцію так, щоб з певним ступенем упевненості можна було говорити, що протягом усього терміну служби умова міцності не буде порушена, ми майже нічого не можемо сказати про те, який рівень фактичних напружень відповідатиме нормальному (неграничному) стану за умов експлуатації, що найбільш часто реалізуються.

А стани конструкції, умови експлуатації, що найчастіше реалізуються, нерідко визначають і її довговічність, і з погляду граничного аналізу майже рівноправними можуть виявитися:

- конструкція греблі, для якої звичайний рівень навантаження не дуже далекий від гранично допустимого і становить приблизно 80% від розрахункового;
- конструкція димаря, у котрої поява розрахункового навантаження є дуже рідкісною подією, а звичайне навантаження відповідає, наприклад, 15% розрахункового.

Оскільки основний час життя конструкції відповідає станам нормальної експлуатації та саме для таких станів відбуваються деструктивні зміни в матеріалі конструкції (наприклад, корозійні процеси чи накопичення втомних ушкоджень), то з позицій забезпечення експлуатаційної надійності й довговічності визначальним стає аналіз конструкції, що нормально працює та далека від вичерпання міцності й стійкості. Для багатьох параметрів споруди визначальну роль можуть відігравати розрахунки в стадії експлуатації. Із цього приводу Л.І. Йосилевський [3] зауважує: *«Інакше, як провалом у методології розрахункового прогнозу поведінки несучої конструкції під навантаженнями, не можна назвати втрату інженером розрахункового контролю за спорудою в період переходу його від «здорового» (нормального, експлуатаційного) до граничного стану... Логічний вакуум, який утворився, між експлуатаційним і граничним (аварійним) станом неприпустимий».*

Здавалося б, що наявність перевірок за другим граничним станом ліквідує цей методологічний провал, але річ у тому, що й ця група станів теж є граничною, тобто відповідає крайнім станам параметрів споруди та навколишнього середовища, котрі доволі рідко зустрічаються. Наприклад, для конструкцій, які працюють під впливом снігового чи вітрового навантаження, їх нормативні значення реалізуються один раз за п'ять-сім років, і віддалені від нормального експлуатаційного стану досить далеко. Мабуть, тут міститься пояснення того факту, що перевірка живучості (відсутність про-

гресуючого обвалення) виконується для відповідного стану, коли є лише постійні та тривалі навантаження.

Розгляд лише граничних станів конструкції призводить до того, що в переважній більшості випадків вивчається лише екстремальне навантаження, а закономірності поведінки конструкції більш низьких рівнях інтенсивності навантажень залишаються невідомими. Ця обставина майже не відчувається при використанні лінійних розрахункових моделей, де екстремальна напруженість відповідає крайнім значенням навантаження, але вона може виявитися у випадку нелінійної системи, де екстремальні стани можуть бути реалізовані й при частковій інтенсивності навантаження.

Література до розділу 2

1. Blockley D.I. The nature of structural design and safety — Chichester: Ellis Horwood Ltd., 1980 — 365 p.
2. Muschick E., Muller P. Entscheidungspraxis Zitate Verfahren Konstruktiven — Berlin: VEB Verlag, 1987 - 208 s.
3. Sedlacek G., Merzenich G., Paschen M. at all. Background document to EN 1991- Part 2 – Traffic loads for road bridges – and consequences for the design. First Edition, 2008.
4. Стрелецкий Н.С. Избранные труды. — М.: Стройиздат, 1975. — С. 257-287.
5. Уздин А.М. Задание сейсмического воздействия. Взгляд инженера-строителя // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2005, №1 — С.27-32



Розділ 3

КОМПОНЕНТИ ЗАГАЛЬНОГО МЕТОДУ

3.1. Особливості граничних станів за несучою здатністю

Цей граничний стан належить до першої групи граничних станів, до якої відповідно до ISO 2394:2015 слід відносити:

- руйнування будь-якого характеру (наприклад, пластичне, крихке, втомне);
- втрату стійкості окремих конструктивних елементів чи споруди в цілому;
- умови, за котрих виникає необхідність припинення експлуатації (наприклад, надмірні деформації внаслідок деградації властивостей матеріалу, пластичності, зсуву в з'єднаннях, а також надмірне розкриття тріщин).

Із цього переліку із втратою несучої здатності пов'язані дві перші позиції, і нижче наведена їх більш докладна характеристика.

Що стосується «умов, за яких виникає необхідність припинення експлуатації», то тут є певна нечіткість, пов'язана з розмежуванням першої та другої групи граничних станів, і їх детальне розшифрування утруднене множинністю та нечіткістю опису можливих ситуацій такого роду. Наприклад, важко уявити формальний опис того, що є «надмірним розкриттям тріщин», пам'ятаючи про те, що така вимога дуже залежить від об'єкта нормування (тріщини, що призводять до протікання води в тілі греблі або до виходу токсичної рідини з резервуара). Те саме можна сказати щодо зсуву в з'єднаннях. Тому деталізація таких вимог може бути реалізована лише в нормативних документах об'єктного типу.

Зауважимо, що можливі випадки, коли граничний стан за міцністю ініціюється великими переміщеннями, як при обваленнях, спричинених тим, що конструкція зміщується з опору.

Визначальною ознакою граничних станів за міцністю, як зазначається в [8], є «...одне спільне: перевірка проводиться за допомогою виключно висо-

кого експлуатаційного (наприклад, без реальної фізичної основи) проєктного навантаження».

Пластичне та крихке руйнування

З урахуванням можливої роботи конструкції за межею пружності гранична несуча здатність визначається або неможливістю чинити опір подальшому зростанню навантажувального ефекту, або отриманням таких залишкових деформацій, які виключають подальшу експлуатацію.

Перша думка майже весь час переважала у практичному нормуванні, коли формувалися вимоги міцності перерізів і напруження обмежувалися відповідними значеннями розрахункових опорів (наприклад, R_y для сталевих конструкцій, R_b і R_{bt} для бетону).

З урахуванням другого погляду пов'язаний перехід до обмеження відносних деформацій та встановлення їх граничних значень для бетону ε_{b0} , ε_{bt0} й арматури ε_{s0} у нормах проєктування залізобетонних конструкцій, і використання критерію обмеженої пластичної деформації в нормах проєктування сталевих конструкцій.

При цьому використовуються кінематичні гіпотези про закон розподілу відносних деформацій та зсувів по перерізу (гіпотеза плоских перерізів) і деяка умовна залежність між напруженнями та деформаціями (білінійна, трилінійна тощо).

Для збереження традиційних прийомів розрахунку перевірка за відносними деформаціями найчастіше подається у формі перевірки зусиль чи напружень з уведенням деяких поправкових коефіцієнтів, як це зроблено в нормах проєктування сталевих конструкцій.

Крихке руйнування може реалізовуватися в сталевих конструкціях при номінальних напруженнях, менших, ніж межа плинності, в елементах значної товщини ($s > 10$ мм), при концентрації напружень, низьких температурах або ударних впливах, або при одночасній дії зазначених факторів, а в залізобетонних – при переармуванні чи за миттєвих динамічних впливів.

Цей вид граничного стану являє собою особливу небезпеку, оскільки реалізується при малих деформаціях і веде до повної втрати несучої здатності. Однак методи його прогнозування ще недостатньо розроблені для використання у звичайній інженерній практиці, тому основним способом попередження крихких руйнувань поки залишаються непрямі рішення.

У сталевих конструкціях здатність протистояти крихкому руйнуванню забезпечується виконанням вимог до вибору сталей, застосуванням відповідних конструктивних рішень, технології обробки деталей та утворення отворів.

Для залізобетонних конструкцій одним із способів запобігання крихким руйнуванням є встановлюване в нормах обмеження висоти стиснутої зони та максимального відсотка армування.

Особливості перевірки стійкості рівноваги

Явище втрати стійкості має одну важливу особливість, характерну й для крихкого руйнування. Втрата стійкості завжди носить несподіваний

характер, і здебільшого відсутні будь-які попереджувальні ознаки можливості її настання. Це споріднює граничний стан за втратою стійкості з крихким руйнуванням та змушує передбачати певні додаткові запаси, але їх наявність часто є глибоко прихованою в нормативних рекомендаціях.

Так, наприклад, у нормах проєктування сталевих конструкцій НіТУ 121-55 при встановленні значень коефіцієнта поздовжнього згину φ було враховано, що відносно малі початкові вигини спостерігалися в коротких стержнів (через свою жорсткість) і вельми гнучких стержнів, які пружно реагують на випадкові впливи. Було прийнято ввести додатковий коефіцієнт запасу k_1 до теоретичного значення φ , призначивши $k_1=1$ для гнучкості $\lambda=0$, $k_1=1,4$ для гнучкості $\lambda=90$ та $k_1=1,15$ для гнучкості $\lambda \geq 200$ з інтерполяцією для проміжних значень.

Для системи в цілому перевірка стійкості зазвичай виконується стосовно ідеалізованої розрахункової схеми, що не має геометричних недосконалостей і працює в пружній стадії. Природно, що такий розрахунок є достатньо умовним, і тому в нормах проєктування сталевих конструкцій, наприклад, потрібно до результатів такої перевірки вводити спеціальний коефіцієнт запасу, значення якого не повинне бути меншим від 1,3.

Перевірка стійкості стержневих елементів конструкції, як правило, передбачає можливість втрати стійкості не тільки в пружній стадії роботи. При цьому найчастіше розглядають неідеальну модель стержня, що характеризується початковим вигином та деяким ексцентриситетом у прикладенні сили стиску. Установлюється максимальне значення навантаження, котре може бути сприйняте елементом, що має зазначені початкові недосконалості, тобто визначається гранична точка на кривій станів рівноваги.

Деталі такого роду обчислень приховані в нормах за значеннями коефіцієнтів поздовжнього згину. При цьому залишається прихованим і той факт, що при перевірці стійкості за межею пружності в обчисленнях бере участь змінний (приведений) модуль пружності. Але в нормах проєктування дерев'яних конструкцій раптом зроблено виняток, і, крім звичайного модуля пружності матеріалу E , за допомогою якого слід визначати переміщення, наводиться значення приведенного модуля E^I , котрий повинен використовуватися при перевірці стійкості.

Важливо також зауважити, що сам собою факт досягнення стану, критичного за стійкістю рівноваги, не обов'язково визначає граничний стан. Широко відомий факт надійної закритичної роботи пластин, що по суті обґрунтовує використання елементів з перерізами 4-го класу в EN 1993-1-1:2005, для яких з підрахунку рівня опору перерізу виключаються ті частини стінок і полиць, котрі опинилися в закритичному стані.

З урахуванням сказаного слід зазначити, що втрата стійкості форм рівноваги будівельних конструкцій має бути віднесена до першої чи другої групи граничних станів залежно від природи критичної точки рівноважних станів.

Надмірний розвиток деформацій

Можливі випадки, коли внаслідок неприпустимого розвитку деформацій споруда набуває стану повної непридатності до експлуатації. Такі ситуації часто виникають, коли йдеться про осідання ґрунтових основ. Характерний приклад може бути таким: зниження гребеня земляної греблі може призвести до переливу великих мас води, що може мати катастрофічні наслідки для цілісності греблі.

У цілому, практично всі перевірки працездатності основ пов'язані з оцінками деформацій, але віднести їх до граничних станів другої групи не завжди вдається. Несуча здатність основи може лімітуватися появою деформацій, що не стабілізуються та призводять до повної втрати експлуатаційних якостей системи «ґрунт - фундамент - споруда».

Але не лише деформації основ (нерівномірні, найчастіше) призводять до перевірок за першою групою граничних основ. Можна твердити про критичну роль тріщин, коли причиною їх появи виступає холодноламкість металу, і тут навіть важко говорити про перевірку ширини розкриття тріщин, загрозливим є сам факт їх появи.

Втома

Втомне руйнування конструкції має низку специфічних особливостей, до яких належать залежність граничного навантаження від часу (числа циклів навантаження). Причому, на відміну від інших видів руйнування, що реалізуються за високої інтенсивності навантаження, яка рідко зустрічається, інтенсивність навантаження, граничного за втомою, найчастіше відповідає звичайним експлуатаційним умовам.

Втомні зміни, пов'язані з появою мікротріщин, можуть мати руйнівний ефект, коли такі тріщини починають розвиватися. Але при виконанні певних умов (наприклад, за достатньої в'язкості матеріалу) розвиток тріщин може не відбутися, або їх можна відстежити, регулярно перевіряючи стан конструкції, та виконати її заміну чи попереджувальний ремонт.

Усе сказане змушує виділити втомне руйнування з-поміж інших і виставляти дещо іншу систему його нормування.

3.2. Граничний стан за експлуатаційною придатністю**Зворотні та незворотні розрахункові ситуації**

Якщо перший граничний стан зазвичай пов'язується з досягненням будь-яким параметром конструкції критичного значення (досягнення межі міцності, втрата стійкості рівноваги тощо), то з приводу другого граничного стану існує помітна невизначеність, і призначення якихось меж багато в чому є умовним. Але останнім часом (див., наприклад, EN 1990:2002) намагаються розрізняти зворотні та незворотні варіанти другого граничного стану.

Незворотні граничні стани (рис. 3.1, а) - це такі стани, які не зникають і після того, як ті дії, котрі їх спричинили, припинилися (наприклад, локаль-

не пошкодження або деформації від повзучості бетону). А зворотні граничні стани (рис. 3.1, б) не розвиваються, а іноді зникають після того, як ті дії, які їх викликали, припинилися (наприклад, переміщення під дією вітрового навантаження чи надмірна вібрація).

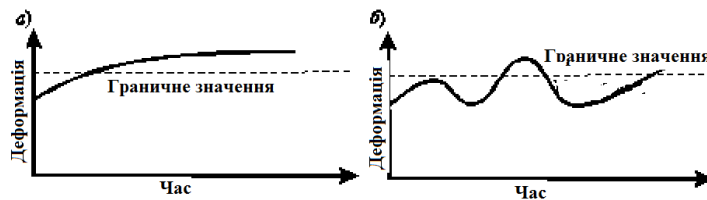


Рис. 3.1. Варіанти другого граничного стану

Для незворотних граничних станів другої групи граничні значення встановлюються з міркувань експлуатаційної придатності, котрі в деяких випадках можна визначити достатньо об'єктивно, але найчастіше такі межі є в певному сенсі умовними. Наприклад, важко довести, що прогин у $1/250$ прогону ще допустимий, а вже при значенні $1/245$ неприпустимий.

Для зворотних граничних станів часто встановлюється частка часу, протягом якої такий стан може бути порушений. Наприклад, для гостронаправленого радіозв'язку, коли помітні кути повороту антенних пристроїв знижують якість прийому, може бути умовно прийнято, що таке погіршення якості зв'язку допустимо протягом 5% часу [22]. Такий підхід дозволив знизити в рази вітрове навантаження, при котрому виконується перевірка кутів повороту променя антени.

Можливість такого підходу до перевірки другого граничного стану реалізована в нормах України.

Принципи нормування прогинів і переміщень

Граничні прогини призначаються виходячи з таких основних вимог:

- технологічних (забезпечення умов нормальної експлуатації технологічного та підйомно-транспортного обладнання, контрольно-вимірювальних приладів тощо);
- конструктивних (забезпечення цілісності елементів конструкцій, що примикають один до одного, та їх стиків, забезпечення заданих ухилів);
- фізіологічних (запобігання шкідливим впливам і відчуттям дискомфорту при коливаннях);
- естетико-психологічних (забезпечення сприятливих вражень від зовнішнього вигляду конструкцій, запобігання відчуттю небезпеки).

Ці вимоги є незалежними й перевіряються, в цілому кажучи, на дію різноманітних комбінацій навантажень. При цьому необхідно враховувати будівельний підйом (рис. 3.2), та, крім того, при оцінюванні естетико-психологічних властивостей використовується тільки значення W_1 , а при

оцінюванні фізіологічного впливу - значення W_3 і то лише в тій частині, яку викликають динамічні впливи.

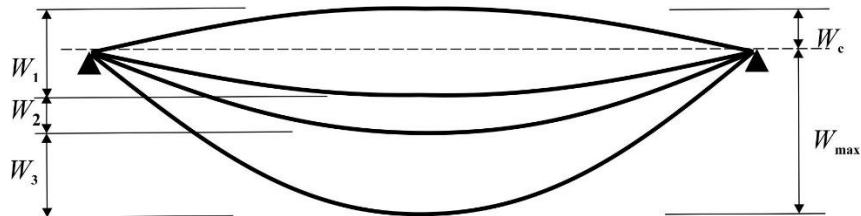


Рис. 3.2. Прогини: W_c – будівельний підйом, W_1 – від постійного навантаження, W_2 – від тривалих навантажень, W_3 – додатковий прогин від короточасних навантажень, $W_{\max}$ – максимальний прогин

У Єврокод-2 (EN 1992-1-1:2004) є важливе застереження, в основі якого, з одного боку, лежить певна другорядність перевірок граничних прогинів, а з іншого – бажання полегшити роботу проєктувальника. Це застереження твердить, що в загальному випадку немає необхідності точно розраховувати прогин, і формулює просте правило у вигляді межі відношення прольоту до висоти (табл. 3.1), що дозволяє уникати проблеми прогинів у нормальних умовах.

Таблиця 3.1

Статична система	Граничне значення відношення розрахункового прольоту до корисної висоти	
	бетон дуже навантажений	бетон слабо навантажений
Вільно обіперта однопролітна балка; вільно обіперта плита, що працює в одному або двох напрямках	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки чи нерозрізної плити, яка працює в одному напрямку, або плити, котра працює у двох напрямках, має нерозрізність уздовж однієї довгої сторони	18	26
Середній проліт балки чи плити, що працює в одному або двох напрямках	20	30
Плита, обіперта на колони без балок (плита перекриття) (ґрунтується на найбільшому прольоті)	17	24
Консоль	6	8

Крім статичних переміщень, у деяких випадках важливе обмеження динамічних характеристик конструкції. Найпростішою перевіркою такого типу є перевірка динамічної жорсткості. Нормування цього показника якості пов'язано з фізіологічними відчуттями людини і, в цілому кажучи, потребує виконання динамічного розрахунку. Але для плит перекриттів, сходових маршів та майданчиків у нормах проектування запропоновано такий розрахунок замінювати перевіркою на дію пробного зосередженого навантаження 100 кгс, прогин від якого не повинен перевищувати 0,7 мм.

Ця рекомендація спрямована на спрощення розрахунків і навряд чи придатна для перевірки динамічної жорсткості конструкцій, прольоти котрих помітно відрізняються від прийнятих у звичайних житлових будинках. Для пішохідних мостів, наприклад, обмеження динамічної жорсткості реалізується шляхом обмеження періодів власних коливань, які не мають перебувати в діапазонах від 0,45 до 0,60 с – у вертикальній і від 0,9 до 1,2 с – в горизонтальних площинах. А для висотних будівель обмеження запроваджуються на прискорення перекриттів.

Про ширину розкриття тріщин

Хоча прямо про це не сказано, але норми стосуються лише випадків, коли тріщини з'явилися в результаті силових впливів; технологічні тріщини (наприклад, тріщини при зварюванні металу або при усушуванні деревини) не розглядаються.

Але й для «силових» тріщин не завжди можлива перевірка їх допустимості у формі

$$\Delta(P) < \Delta_{\text{пр}},$$

де $\Delta(P)$ — розкриття тріщини внаслідок дії навантаження P ; $\Delta_{\text{пр}}$ — гранично допустиме розкриття тріщини, що залежить від призначення та умов роботи споруди. Наявні труднощі щодо встановлення $\Delta_{\text{пр}}$ (наприклад, при кам'яній кладці) змушують вдаватися до встановлення умовного напруженого стану, що гарантує від надмірного розкриття тріщин. Для них розрахунок за розкриттям тріщин (швів кладки) виконується з використанням таких положень:

- при розрахунку приймається лінійна епюра напружень як для пружного тіла;
- розрахунок виконується у формі перевірки умовного крайового напруження розтягу, яке характеризує величину можливого розкриття тріщин у розтягнутій зоні.

Фактично, способи перевірки ширини розкриття тріщин наведені тільки для залізобетонних конструкцій, та й то лише для тріщин у нормальних перерізах стержневих елементів.

Разом з тим є випадки крихкого руйнування сталевих конструкцій унаслідок катастрофічного зростання довжини початкових технологічних тріщин. Крихке руйнування сталі відбувається при номінальних розтягуючих напруженнях $\sigma_{\text{нр},0.2}$ (це умовне напруження, при котрому залишкова деформація сягає 0,2%) у формі мимовільного поширення тріщини під впливом запасеної пружної енергії, накопиченої конструкцією. Воно не прогнозується

при традиційних розрахунках на міцність конструкцій за межами плинності та тимчасовим опором. Це може відбуватися за низьких температур (холодноламкість) або за різкої зміни напруженого стану. Крім того, при циклічних впливах, що перевищують межу витривалості, можливе циклічне зростання тріщин, які можуть досягти критичних розмірів, і відбудеться крихке руйнування. Тут уже замість ширини розкриття тріщин можна говорити про такий показник, як її довжина.

Свого часу М.С. Стрілецький указував на важливість розгляду крихких руйнувань і наголошував на складності такої комплексної проблеми. Саме ця складність не дозволяла включити питання в опис методу розрахункових граничних станів.

Але сьогодні для деяких типів інженерних споруд (наприклад, для трубопроводів чи для посудин високого тиску) вже розроблено способи оцінювання таких небезпек. Вони ґрунтуються на використанні методів механіки руйнування та наявні в деяких відомих нормативних документах. Наприклад, ОСТ 153-39.4-010-2002 містить рекомендації з оцінювання малоциклової довговічності за критерієм зародження тріщин та розрахунку залишкового ресурсу за характеристиками тріщиностійкості. Було б доцільним хоча б назвати ці ситуації у документі, присвяченому основним принципам надійності.

3.3. Особливий (аварійний) граничний стан

Довгий час вітчизняні норми ігнорували розгляд аварійних ситуацій, в основу такого підходу було покладено концептуальне положення методу розрахункових граничних станів, яке свідчило, що таким станам відповідають не аварійні, а передаварійні ситуації. Але навіть усередині цієї концепції не можна виключити, що будівля чи споруда, крім безаварійного виконання функцій протягом заданого терміну експлуатації, може опинитися в ситуації, коли сталася певна зовнішня аварія. Це може бути наслідком природних і техногенних явищ, а також інших причин, не передбачених умовами нормальної експлуатації. До таких причин належать:

- значні пошкодження несучих конструкцій, спричинені помилками проектування, виготовлення або монтажу, неналежною якістю матеріалів, неправильною експлуатацією споруди тощо;
- вибухи (вибухонебезпечні матеріали та побутовий газ, промислові вибухи, вибухові пристрої, що використовуються терористами);
- аварії обладнання;
- зіткнення з транспортними засобами, які рухаються;
- у низці випадків до цього переліку додаються пожежі, сейсмічні впливи, карстові вирви та провали в основах споруд.

Іншими словами, аварійні розрахункові ситуації – це явище, що являє собою виняткові умови роботи конструкції під впливом аварійних дій, котрі мають малу ймовірність появи та невелику тривалість, але спричиняють у більшості випадків тяжкі наслідки, якщо не вживають спеціальних заходів.

Їх розгляд призводить до інших методів аналізу, які можна було б назвати з урахуванням особливих граничних станів. Слід відразу ж зазначити, що, на відміну від звичайного розрахунку за граничними станами першої групи, де мають на увазі локальну несучу здатність розрахункового перерізу, поняттю «несуча здатність» необхідно надати ширший зміст і, коли йдеться про перевірку особливих граничних станів, говорити про конструкцію в цілому.

Сформулювати критерій досягнення загального граничного стану конструкції значно складніше, ніж окремого перерізу. Одним із критеріїв такого роду стала вимога забезпечення живучості споруди (недопущення її прогресуючого обвалення).

Живучість та прогресуюче обвалення – подібність і відмінності

Невдалим є сам термін «прогресуюче обвалення», оскільки він характеризує не результат, а скоріш характеристику процесу, характер обвалення, що в натурі необов'язково має вигляд лавиноподібного розширення області ушкоджень до повної втрати зв'язності системи. А ось термін «непропорційне руйнування» більш вдалий, оскільки він безпосередньо відсилає до непропорційності масштабу руйнування порівняно з первинними пошкодженнями конструкції чи, інакше кажучи, до невідповідності масштабів аварійних впливів та їх наслідків.

У цілому, не кожне непропорційне руйнування буде прогресуючим, але й не кожне прогресуюче – непропорційним. Тобто непропорційне руйнування може відбуватися при послідовному виході з ладу елементів один за одним, і в цьому випадку воно буде прогресуючим, а може – при одноразовому обваленні всієї конструкції. З іншого боку, прогресуючий обвал за значних масштабів може стати непропорційно великим, але може й не стати ним, якщо ланцюжок руйнувань зупинився, не встигнувши довести споруду до повного обвалення. Іншими словами, непропорційне обвалення є судженням про наслідки локального пошкодження, тоді як прогресуюче обвалення описує механізм поширення руйнувань. Крім того, непропорційне обвалення не слід плутати із загальним обваленням через сильний землетрус, вітер, ураган і т. д., коли можлива поява цілої серії одночасних відмов (рис. 3.3).

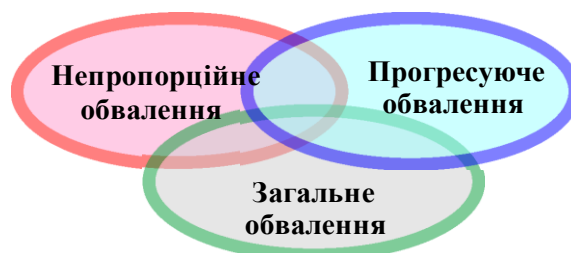


Рис. 3.3 Співвідношення різних понять обвалення

Перевірка стійкості конструкцій до прогресуючого (диспропорційного) обвалення у літературі, присвяченій роботі будівельних конструкцій, ототожнюється з перевіркою їх живучості. Саме так, наприклад, описує ситуацію

стандарт ISO 2394:2015, де є таке визначення: «Конструктивна цілісність (живучість) споруди: здатність споруди за таких подій, як пожежа, вибухи, удар або внаслідок людських помилок, уникнути пошкоджень, не пропорційних початковій причині».

Але саме поняття живучості може мати ширший зміст, воно дає змогу адекватніше описувати властивості пошкоджених конструкцій. Загальнотехнічний погляд на проблему визначає живучість як «властивість об'єкта зберігати обмежену працездатність в умовах зовнішніх впливів, що призводять до відмов його складових частин».

А при прогресуючому (диспропорційному) руйнуванні йдеться про ситуацію, яка має такі ознаки:

- реалізація аномальної події, котра викликає появу аварійних (ідентифікованих та/або неідентифікованих) впливів;
- локальна відмова (руйнування) окремого конструктивного елемента, що провокує обвал частини конструктивної системи;
- непропорційно великі масштаби негативних наслідків стосовно локального руйнування, які їх ініціювали.

Хороше уявлення про сутність явища дає відома формула ймовірності обвалення

$$P[\text{Collapse}] = P[\text{Collapse}|D] \times P[D|H] \times P[H].$$

У ній як $P[H]$ позначена ймовірність появи аварійної події H , як $P[D|H]$ – умовна ймовірність локального руйнування при реалізації аварійної події H і як $P[\text{Collapse}|D]$ – умовна ймовірність загального обвалення при появі реалізації локального руйнування D . Відсутність надійної статистики змушує припускати, що аварійні події та локальне руйнування обов'язково реалізуються ($P[D|H]=1$, $P[H]=1$) і аналіз зводиться до оцінювання $P[\text{Collapse}|D]$, тобто дослідження можливості загального обвалення як наслідку події D . Тобто, на відміну від загального використання методу граничних станів, коли аналізується реакція споруди на зовнішні впливи з метою уникнути навіть локального руйнування, тут вирішується обернена задача, в котрій аналізується поведінка системи, коли локальне руйнування здійснилося.

Стратегія захисту

Важливим питанням є визначення цілей, яких ми прагнемо, оголошуючи про захист об'єкта від прогресуючого обвалення. Найчастіше мають на увазі (переважно неявно), що метою є виключення можливості прогресуючого обвалення. Проте є інші розумні цілі, орієнтація на котрі можлива, інколи ж і необхідна. Однією з таких цілей може бути обмеження області руйнувань. Цей критерій по-різному формулюється в різних країнах (табл. 3.2).

Але критерії, сформульовані як недопущення руйнувань, що виходять за межі деякої локальної зони, викликають сумніви, оскільки за різних сполучень навантажень ця зона може змінюватися, а в складних конструктивних системах згаданий критерій важко реалізується. Слід зазначити, що в основу подібних обмежень, прийнятих у міжнародних нормативних документах [9], покладено вимоги, пов'язані з обмеженням ризику.

Існуючий досвід проєктування показує, що в більшості випадків неможливо забезпечити життєздатність конструктивних систем після відмови основних (ключових) несучих елементів (наприклад, опорного контуру висячих або опуклих оболонки, несучих пілонів або головних канатів вантових систем тощо). Тому принципово важливим є вироблення диференційованих вимог до живучості конструкцій різного типу та до можливих способів їх захисту.

Таблиця 3.2

Країна	Критерій обмеження області локального руйнування	
	у горизонтальному напрямку	у вертикальному напрямку
Великобританія	Менше 15% від площі перекриття та не більше 100 м ²	Рівень початкового обвалення плюс один суміжний рівень (поверх) вгору чи вниз
США	Менше 20% площі перекриття й не більше 100 м ²	Не більше трьох поверхів
Європейський Союз	Не більше 70 м ² та 15% для кожного з перекриттів двох суміжних поверхів при видаленні зовнішньої колони	Не більше трьох поверхів

І тут корисно розрізняти розрахунок на виявлені аварійні впливи, які вважаються відомими чи з погляду відповідних статистичних даних, чи з точки зору заданого розрахункового значення, та забезпечення живучості споруди стосовно локальних руйнувань невстановленого походження.

Відмінність між цими розрахунками пояснює така таблиця з EN 1990:2023 (табл. 3.3).

Таблиця 3.3

Проектування з урахуванням протидії визначеним аварійним навантаженням		Проектування ґрунтується на обмеженні масштабів впливу локального руйнування		
Розроблення конструкції, здатної витримати аварійні впливи	Запобігання чи послаблення впливів, використання захисних заходів, контроль подій	Альтернативні шляхи навантаження за рахунок забезпечення надлишкового опору та деформаційної здатності або застосування спеціальних правил проєктування	Проектування вибраних ключових елементів для забезпечення опору умовним впливам	Сегментація, тобто поділення на окремі частини

Для аварійних впливів, які не регламентовані в нормативних документах і не визначені будь-яким іншим способом, повинні виконуватися тільки перевірки на опір конструкції прогресуючому обваленню з нормованим обмеженням допустимої площі локальних руйнувань.

Тут важливо зазначити, що слід розрізняти випадок локального «вибуття» з ладу певного конструктивного елемента внаслідок руйнування під дією аварійного навантаження (наприклад, удару чи вибуху) і «вибуття» елементів, котрі не можуть брати участь у роботі конструкції внаслідок, наприклад, грубого браку або помилки під час виконання робіт. У першому випадку руйнування (рис. 3.4), яке, як правило, відбувається миттєво, призводить до динамічних ефектів, у другому випадку (рис. 3.5) можна обмежитися статичним аналізом системи, з котрої вилучено елемент.



Рис. 3.4. Руйнування опорної конструкції при наїзді автомобіля

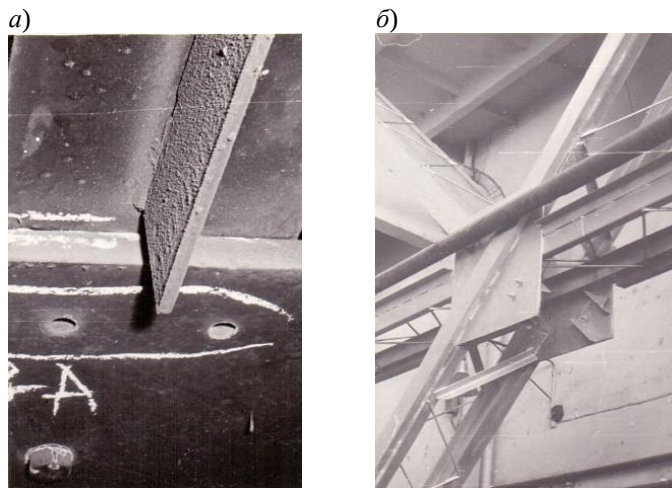


Рис. 3.5. Грубий брак при реалізації проекту:
а – відсутність болтів у стику, б – не встановлено елемент в'язів

Зауважимо, що «проектування, яке ґрунтується на обмеженні масштабів впливу локального руйнування», потребує визначення, що саме мають на увазі, коли йдеться про обмеження. Деякі вказівки щодо цього надаються в ДБН В.1.2-14:2018 у вигляді вимог до функціонування споруд після аварійних впливів (табл. 3.4).

Таблиця 3.4

Номер випадку залежно від ситуації	Впливи, що підлягають урахуванню (+)					Вимоги, які ставляться до елементів	
	від нормальної експлуатації	ПА	ММК	одна відмова елементів захисту	одна помилка персоналу	ключових	інших
1	+					Ф	Ф
2		+		+		Б	Р
3		+			+	Б	Р
4			+			Б	
Позначення: Ф – необхідно забезпечити функціонування в повному обсязі; Б – необхідно забезпечити виконання всіх функцій, пов'язаних з безпекою; Р – необхідно забезпечити можливість відновлення шляхом ремонту.							

Розглядається так звана проектна аварія (ПА), для котрої проектом передбачені спеціальні методи захисту чи управління (наприклад, пожежа, вибух побутового газу) при впливах деякого значення, де такі методи є ефективними. Крім того, розглядається максимально можлива в умовах існування об'єкта природна та/або техногенна катастрофа (ММК), протидія котрій вважається неможливою чи недоцільною, і єдиним заходом, пов'язаним з безпекою, є забезпечення евакуації персоналу.

Крім того, використано принцип одиничної відмови, який давно застосовується в атомній промисловості.

3.4. Класифікація за ступенем відповідальності

Уся історія використання коефіцієнта запасу, про котру йшлося у розділі 1.2, як і ті перетворення, що сталися з ним у методі граничних станів, пов'язані з фундаментальною проблемою забезпечення безвідмовності будівельних конструкцій як з одним з головних чинників їхньої надійності.

Зауважимо, що проектування конструкцій – це процес прийняття рішень, які забезпечують певну бажану безвідмовність, а її чисельною мірою є ймовірність відмови. Метод граничних станів тут виступає як інструмент, за допомогою котрого досягається безвідмовність, і цей інструмент пристосовується до керування надійністю завдяки використанню системи розрахункових коефіцієнтів надійності за відповідальністю.

Імовірність відмови є суто індивідуальною рисою тієї чи іншої конструкції, але для регулювання проблеми було запропоновано регламентувати вимоги до потрібного рівня надійності шляхом класифікації будівельних споруд за ступенем відповідальності, що вказує на можливі наслідки відмови.

Класифікація споруд

Вітчизняні рекомендації щодо регламентації відповідальності будівель і споруд та відповідних значень коефіцієнта, названого спочатку коефіцієнтом надійності за призначенням, були вперше прийняті у вигляді постанови Держбуду СРСР у 1981–1982 рр., внесені у вигляді додатка до СНиП 2.01.07-85 «Навантаження і впливи» і перейшли без принципових відмінностей у наступні видання цих норм.

Будівельні об'єкти були розбиті на три рівні за соціальною та економічною значимістю:

- рівень I – *підвищений*: особливо небезпечні, технічно складні або унікальні об'єкти (зокрема, ядерні установки; лінії електропередачі; об'єкти інфраструктури залізничного, повітряного й морського транспорту; будівлі та споруди висотою чи прольотом понад 100 м, з консолями, більшими ніж 20 м, або заглибленням понад 15 м та ін.);
- рівень II – *нормальний*: усі будівлі й споруди, за винятком будівель і споруд підвищеного та зниженого рівнів відповідальності;
- рівень III – *знижений*: споруди тимчасового (сезонного) призначення чи допоміжного використання.

Однак тут певні сумніви викликає, зокрема, використання прольотів і висот як класифікаційної ознаки. Наприклад, можна уявити міст невеликого прольоту, який є єдиним засобом проїзду пожежних машин до житлового району або до об'єкта підвищеної пожежної небезпеки. Звичайно, відповідальність такого мосту визначається не його прольотом. Крім того, класифікація рівнів відповідальності у формі перелічення конкретних об'єктів будівництва залишає можливість пропуску в регламентованому списку деяких типів будівель та споруд.

У вітчизняній нормативній базі деякі типи споруд мають свою класифікацію рівнів відповідальності. Наприклад, класи відповідальності для гідротехнічних споруд уточнені в ДБН В.2.4-3:2010 (додаток Г) [17], а для споруд транспорту - в ГБН В.2.3-37641918-552:2015 [15].

Єврокод-0 прийняв три класи споруд за рівнем відповідальності та прив'язав до цих класів спеціальні вимоги контролю проектування й виконання будівельних робіт, але сам спосіб віднесення того чи іншого об'єкта до класу СС3, СС2 або СС1 не було зафіксовано, з передачею цього питання до компетенції національних органів, відповідальних за безпеку.

У нормах України ДБН В.1.2-14-2018 [16] використовується розгорнутий підхід, що ґрунтується, як правило, на розрахунковій оцінці можливих негативних наслідків відмови (табл. 3.5). Поділ на класи залежить від таких факторів:

- можлива небезпека для здоров'я та життя людей, які перебувають на об'єкті або зовні;
- обсяг можливої економічної шкоди;
- втрата об'єктів культурної спадщини;
- припинення функціонування комунікацій транспорту, зв'язку, енергетики й інших інженерних мереж.

Таблиця 3.5

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека (втрата життя), кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п. ¹⁾	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
	для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	для здоров'я та життя людей, котрі періодично перебувають на об'єкті	для життєдіяльності людей, які перебувають зовні об'єкта		
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	загальнодержавний
СС2 середні наслідки	понад 50 до 400	понад 100 до 1000 включно	понад 100 до 50 000 включно	понад 2 500 до 50 000 включно	регіональний, місцевий
СС1 не-значні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	об'єктовий
¹⁾ Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється законодавством.					

Цей перелік пов'язаний із законодавчо зафіксованими ознаками класифікації надзвичайних ситуацій. Остаточне рішення щодо віднесення об'єкта до певного класу відповідальності приймається за найгіршою з оцінок.

У новій редакції Єврокоду-0 EN1990:2023 [4] встановлюється п'ять класів за наслідками відмови (див. табл. 3.6) залежно від комбінації загроз для людського життя та економічних, соціальних наслідків і шкоди для довкілля.

При цьому детальні положення Єврокодів охоплюють правила проектування конструкцій, класифікованих лише як СС1 – СС3, що відповідає попередній редакції EN 1990.

Передбачається, що класи наслідків від СС1 до СС3 можуть бути поділені на верхній та нижній підкласи.

Таблиця 3.6

Класи наслідків	Опис наслідків	Втрата людського життя ¹⁾	Економічні, соціальні витрати, збитки для навколишнього середовища ¹⁾
СС4	Найвищі	Екстремальні	Величезні
СС3	Дуже високі	Високі	Дуже великі
СС2	Нормальні	Середні	Значні
СС1	Низькі	Низькі	Малі
СС0	Дуже низькі	Дуже низькі	Незначні
Примітка: ¹⁾ Класи наслідків вибираються за найбільш несприятливим наслідком із двох колонок.			

Коефіцієнти надійності за відповідальністю

Разом з поділом споруд за рівнем відповідальності їм було присвоєно відповідні коефіцієнти надійності за відповідальністю і для рівнів I, II та III відповідно. Ці коефіцієнти були введені вольовим порядком, і хоча не мали суворого наукового обґрунтування, витримали випробування часом та підтверджені багаторічною безаварійною експлуатацією будівель і споруд.

Самий спосіб визначення рівня відповідальності та відповідного коефіцієнта надійності за призначенням (так він був названий у роботі [19]) різниться в різних країнах. У тій же роботі γ_n визначався як добуток двох коефіцієнтів $\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2}$. При цьому γ_{n1} був названий коефіцієнтом неекономічної відповідальності й залежав від величини можливої соціальної шкоди, а γ_{n2} - коефіцієнтом економічної шкоди. Роздільний облік двох компонентів потенційної шкоди в принципі раціональний, проте не ясно, чому для вироблення остаточного рішення використовується добуток оціночних коефіцієнтів, а не їх сума або інша функціональна залежність.

Існують розробки, що використовують як основний аргумент коефіцієнта γ_{n2} параметр економічних втрат (ПЕВ), який визначається як $ПЕВ = B_0 / C_{k,n}$, де B_0 - збитки від відмови (аварії, руйнування конструкції), $C_{k,n}$ - вартість конструкції, запроектованої за чинними нормами без урахування коефіцієнта γ_n . Отримана лаконічна логарифмічна залежність виду

$$\gamma_{n2} = 0,85 + 0,15 \log(B_0 / C_{k,n}).$$

У нормах України [16] використовується більш детальне визначення коефіцієнтів надійності щодо відповідальності, причому додатково приймаються до уваги такі фактори:

- вид розрахункових ситуацій: стабільна, перехідна, аварійна;
- групи граничних станів: перша чи друга;

- категорії відповідальності конструкцій і їх елементів: А, Б та В.

Такому набору факторів, що впливають, відповідає розгорнута шкала значень коефіцієнта γ_n в діапазоні 0,90 ... 1,25 і відповідних значень характеристики безпеки.

Диференціація надійності згідно з чинним EN1990 [3, 4] реалізується в рамках методу часткових коефіцієнтів шляхом множення ефектів впливів на коефіцієнт K_F , що приймається за таблицею 3.7 і є повним аналогом коефіцієнта γ_n .

Таблиця 3.7

Коефіцієнт K_F для впливів	Класи наслідків		
	CC1	CC2	CC3
K_F	0,9	1,0	1,1

Оптимізація цільових рівнів надійності

Вибір цільових значень рівня надійності – один із найважливіших кроків при калібруванні системи часткових коефіцієнтів, котрі містяться в сучасних нормах проектування конструкцій. Зрозуміло, що визначення цільових рівнів надійності слід обґрунтовувати якимось міркуванням оптимізаційного типу.

Коли йдеться про економічні втрати, які можуть бути наслідком відмови (так звані системи із суто економічною відповідальністю), то все врешті-решт може бути вирішено шляхом зіставлення витрат на забезпечення необхідного рівня надійності та ймовірної шкоди від можливої ненадійності об'єкта.

Природно, що при оцінюванні збитків повинні враховуватись усі компоненти:

- витрати на демонтаж пошкоджених конструкцій і їх заміну;
- витрати на відновлення чи ремонт;
- втрати, пов'язані з падінням ділової активності (втрачена вигода), рівні доходу, який могли б отримати за період відновлення працівники підприємства;
- компенсація сторонньої шкоди, пов'язаної з порушенням договорів на постачання продукції, штрафами за забруднення довкілля тощо.

Необхідно відзначити, що залежно від проєктних рішень, котрі приймаються, змінюється як ймовірність відмови, так і очікувані витрати. За даними практично всіх відомих досліджень, залежність між цими величинами має характерний вигляд, показаний на рис. 3.6.

Важливою особливістю цієї залежності є те, що зі збільшенням ймовірності відмови проти оптимального значення повні очікувані витрати зростають набагато швидше, ніж зі зменшенням цієї ймовірності, тобто надлишок надійності вартує менше за брак надійності. Мабуть, цими особливостями керуються інженери, приймаючи в сумнівних випадках рішення «в запас надійності», хоча все ж таки головним тут є міркування безпеки.

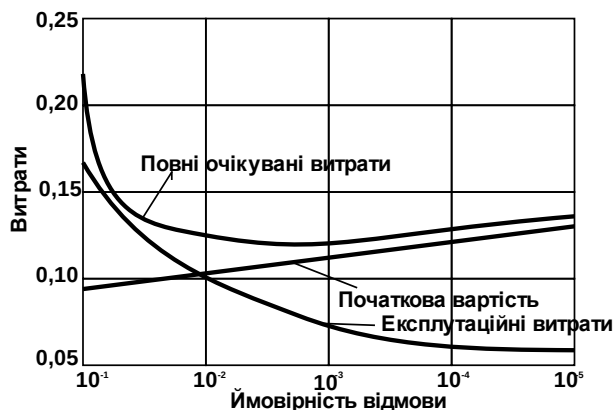


Рис. 3.6. Залежність витрат від рівня надійності

Важливо, що для розглянутих систем із суто економічною відповідальністю можна розв'язувати оптимізаційне завдання та отримувати таким чином деякі дані про допустимий рівень ризику.

Для систем з неекономічною відповідальністю, відмова яких може бути пов'язана з жертвами чи моральними збитками, проблема суттєво ускладнюється, і з приводу методів її розв'язання точаться багаторічні дискусії.

Як можливий підхід автори монографії [1] вказують, що найбільш правильною процедурою була б така: визначається суто економічний оптимум, та далі розглядається безперервна послідовність інших можливих рішень, котрим відповідає збільшення надійності за найменших можливих витрат корисності.

Ця ідея розвинена В.Д. Райзером [13], який за основу прийняв припущення, що функція вартості визначена виразом

$$C = C_0 + P_f U,$$

де U - економічні збитки від аварії, а P_f - ймовірність її виникнення. Якщо $P_f^{(opt)}$ є ймовірністю, що відповідає економічно оптимальному рівню витрат, то збитки, котрим відповідає мінімальна вартість,

$$C_{min} = C_0 + P_f^{(opt)} U.$$

І, якщо аварія, крім економічних втрат, призводить до загибелі N людей, то $P_f N$ є середньоймовірними людськими втратами, а величина

$$v(P_f) = (1 - P_f) N$$

є середнім числом захищених життів.

Зіставляючи вартість об'єкта з кількістю захищених життів, можна отримати величину витрат за збереження життя

$$e = C/v = (C_0 + P_f U) / [(1 - P_f) N].$$

Якщо тепер мінімізувати $e(P_f)$, то можна знайти значення оптимальної ймовірності P_f^{ef} , якій відповідає падіння витрат на одне захищене життя в розмірі

$$\Delta e = C_{\min} / [(1 - P_f^{(opt)})N] - C(P_f^{ef}) / [(1 - P_f^{ef})N].$$

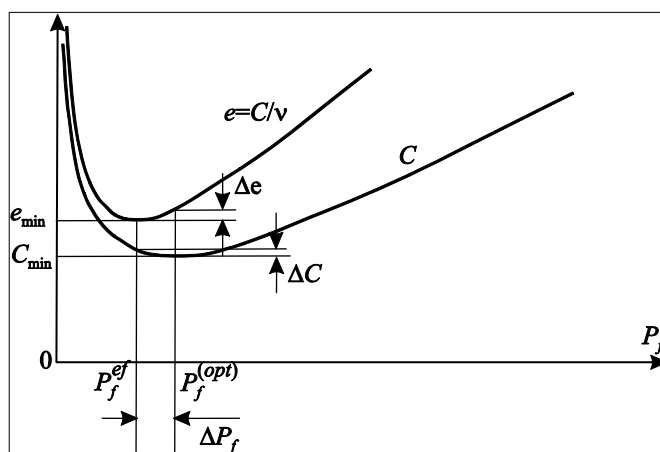


Рис. 3.7. Аналіз ефективності зміни ризику

Подальше зменшення ймовірності аварії пов'язане зі збільшенням кількості захищених життів, але воно також призводить до збільшення витрат, що означає зменшення економічної ефективності прийнятих рішень.

Альтернативною є ідея, запропонована у роботі [2]. Її автори звернули увагу на те, що витрати на безпеку пов'язані з певними діями (будівельними роботами, встановленням захисного обладнання та ін.), при реалізації яких також можливі втрати здоров'я й життя людей, про що свідчить статистика нещасних випадків у народному господарстві. Ґрунтуючись на ній та зіставляючи валовий внутрішній продукт (ВВП) із кількістю нещасних випадків, що його супроводжують, визначають ціну, яку суспільство платить за людське життя. Таким чином, задача може бути представлена як суто економічна.

Застосування LQI-критерію

Практично всі норми, що містять вимоги до основ проєктування, встановлюють орієнтовні значення цільових заходів надійності (ймовірностей відмови та пов'язаних з ними індексів надійності), ґрунтуючись головним чином на оптимізації за економічним критерієм.

Разом з тим міжнародний стандарт ISO 2394:2015 [9] (додаток G) містить указівки щодо виконання оптимізації, заснованої на критерії забезпечення безпеки життєдіяльності (т.з. LQI-критерій). На рисунку 3.8 показано взаємодію між параметрами безпеки, що встановлюються на положеннях

монетарної оптимізації p^* , і граничними (пороговими) значеннями p_{acc} , встановленими з критерію забезпечення безпеки життя людей.

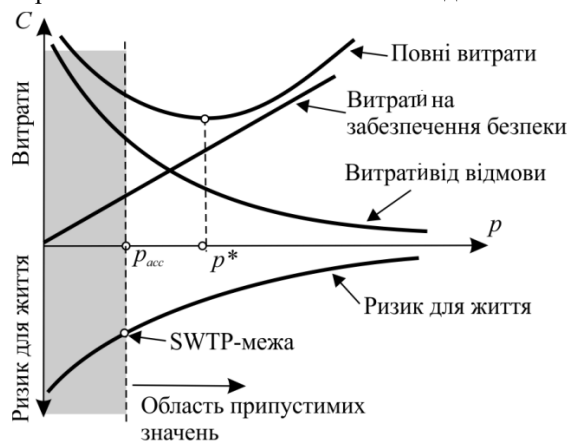


Рис. 3.8. До визначення p^* і p_{acc}

Допустиме граничне (порогове) значенням p_{acc} визначають згідно з [9] на основі принципу граничних витрат на порятунок життя MLSC (англ. *Marginal Lifesaving Costs Principle*), відповідно до яких прийняті рішення, що впливають на безпеку життєдіяльності.

Оцінка граничних витрат на врятування життя (MLSC) базується на т.з. комплексному соціальному індикаторі - індексі якості життя LQI (англ. *Life Quality Index*). Філософія LQI полягає в тому, що переваги суспільства щодо інвестицій у поліпшення здоров'я й безпеки життя можна описати в термінах очікуваної тривалості життя, валового внутрішнього продукту (ВВП) на душу населення та співвідношення між робочим і вільним часом.

Граничні витрати на порятунок життя, оцінені за допомогою LQI, залежать від економічних можливостей певного суспільства та його вподобань інвестувати в безпеку життя.

LQI можна виразити в такій основній формі:

$$LQI = g^q e,$$

де g – ВВП на душу населення; e – очікувана тривалість життя; q – міра компромісу між доступними для споживання ресурсами та вартістю часу здорового життя.

Параметр q залежить від частки життя ω , відведеної на економічну діяльність (співвідношення робочого й вільного часу, що зазвичай дорівнює приблизно від 0,18 до 0,2) і оцінюється як

$$q = \omega / [0,7(1 - \omega)].$$

За статистичними даними України [23], $g = 4836$ \$, $e = 71,35$ року і $\omega = 0,18$. Тоді маємо

$$LQI = 4836^{0,312} 71,35 = 1015,45 \text{ \$ / рік.}$$

А витрати на збереження одного життя [6]

$$G_{\Delta} = \text{ICAF} = (g/q)(e/4) = (4836/0,313)(71,35/4) = 275598 \$.$$

У таблиці 3.8 для деяких країн надані для порівняння дані (у доларах США) щодо готовності інвестувати у систему безпеки.

Таблиця 3.8

Країна	g	LQI	G_{Δ}
Австралія	35624	1967,50	4940000
Білорусь	5723	1110,10	338260
Індія	2721	832,05	175000
Китай	5515	1038,01	338260
Конго	290	128,36	16000
Польща	18418	1543,92	1369000
Україна	4836	1015,40	275598

У роботі [6] показано, що з використанням параметрів LQI граничне значення цільової ймовірності можна одержати як

$$P_{acc} \approx \frac{1}{5} \frac{C_1(\gamma + \omega)}{(g/q)C_x N_F},$$

де C_x — демографічна константа смертності (в Україні 15,9), C_1 — граничні витрати, пов'язані з розглянутим заходом безпеки (прийемо, що вони складають 1% від вартості споруди, $C_1 \approx 0,01C_0$), γ — відсоткова ставка дисконтування (в Україні 14,1%), N_F — можлива кількість осіб, що ризикують через пошкодження конструкції.

Якщо всі викладки будувати через площу приміщень, виходячи із середньої вартості $C_0 = 1000 \$$ за квадратний метр, і приймати кількість людей на основі показника $10 \text{ м}^2/\text{особу}$, то $p_{acc} = 0,261 \times 10^{-4}$ ($\beta = 3,83$).

3.5. Розрахункові моделі

Усі розрахункові перевірки оперують не фізичними явищами, а їхніми ідеалізованими описами (розрахунковими моделями). Ці описи лише з певною мірою наближення відображають прогнозовані ними процеси та явища.

Ось думка математика Джорджа Бокса, відомого британського фахівця з моделювання систем: «Усі теоретичні моделі є помилковими, але деякі з них корисні. Важливо встановити, наскільки вони помилкові, щоб не бути корисними». Іншими словами, застосовуючи теоретичні моделі, потрібно враховувати їхню невизначеність («помилковість»), коригуючи у разі потреби отримані результати. По суті, коефіцієнти надійності методу розрахункових граничних станів багато в чому беруть на себе роль таких коригувальників.

Слід розрізняти фізичну та розрахункову моделі. Перша по можливості містить повний опис об'єкта моделювання, до неї входять без будь-яких спрощень усі відомі функціональні й інші співвідношення та зв'язки між параметрами, які характеризують об'єкт. Розрахункова модель звільняється

від другорядних і малозначних деталей, замінюючи або заповнюючи нестачу інформації деякими гіпотезами чи припущеннями, що спрощують.

Модель системи

Моделювання, тобто створення розрахункової схеми споруди, використовує різноманітні припущення, такі як, наприклад, розподіл деформацій у поперечних перерізах (закон плоских перерізів у балках Ейлера - Бернуллі або його уточнення з урахуванням зрушень у балці Тимошенка, урахування деформованої схеми, пружна чи непружна робота тощо).

У цілому, будь-яка розрахункова модель є ідеалізацією, де враховують важливі фактори та нехтують менш значущими. Ці припущення перевіряються в експерименті, при цьому певним експериментальним підтвердженням може слугувати тривала успішна практика проєктування й будівництва, тобто розрахункова модель може бути вибрана на базі попереднього досвіду та знання поведінки реалізованих несучих систем.

Цей же досвід дозволяє в деяких випадках використовувати певні спрощення, застосовуючи для врахування неточностей, що вносяться, спеціально призначені значення коефіцієнтів умов роботи.

По суті, метод розрахункових граничних станів сам собою є певною ідеалізацією. Ось що писав із цього приводу М.С. Стрілецький [14]: *«Наша методика розрахунку, як будь-який робочий метод, не особливо підкреслює необхідність уточнення розрахунків. Простота розрахунку для неї важливіша за точність. Маючи апарат коефіцієнтів умов роботи, вона, принципово кажучи, завжди може складний розрахунок привести до простого»*. Це було сказано 1960 року, і відтоді за рахунок масового використання обчислювальної техніки принципово змінилося лише поняття складності та простоти розрахунку – те, що тоді вважалося складним (наприклад, використання просторової розрахункової схеми), сьогодні є загальнодоступним.

У розрахункових моделях зазвичай використовується ідеалізована геометрична схема конструкції, яка відповідає даним проєкту. Допуски на виготовлення та монтаж найчастіше такі, що нехтування відхиленнями від ідеальної геометрії мало позначається на результатах розрахунку.

Це положення може бути неправильним для випадків, коли істотною є небезпека втрати стійкості. Тому Єврокод-3 для аналізу поведінки сталевих каркасів потребує обов'язкового врахування геометричних недосконалостей (у вітчизняних нормах така вимога відсутня).

Важливість цього положення ілюструє такий приклад. Розрахунок за недеформованою схемою при перевірці стійкості покриття аквапарку «Трансвааль-Парк», що обвалилося, не виявив жодних загроз, але за рахунок повзучості бетону й без того полога оболонка зменшила стрілу підйому, і для зміненої геометрії результати перевірки стійкості виявилися абсолютно незадовільними.



Рис. 3.8. Покриття «Трансвааль-Парку», що обвалилося

Розрахункова модель споруди, яка правильно відображає її роботу під навантаженням, у переважній кількості випадків є просторовою. Аналіз такої моделі, котра виконується з використанням сучасних програмних систем, не являє жодних труднощів. Але норми проектування найчастіше оперують поняттями плоскої розрахункової схеми, що в деяких випадках призводить до появи додаткових питань. Як приклад можна зазначити вказівку, яка часто зустрічається в нормах, про перевірку стійкості в силовій площині й із силової площини, хоча для деяких просторових схем саме поняття силової площини не має сенсу.

Важливим елементом моделювання є опис системи в'язей, що обмежують переміщення або повороти певних вузлових точок. Найчастіше такі в'язі видаються абсолютними, що не допускають відповідних переміщень чи поворотів. Ідеалізуються і вузлові сполучення (повне защемлення, шарнір тощо). Але в деяких випадках необхідно врахувати реальну жорсткість з'єднань або обпирань.

У багатьох випадках важливо врахувати взаємодію підсистем у системі «споруда – фундамент – основа». Необхідність комплексного розгляду такої системи часто виступає прямою вимогою норм проектування. Способи моделювання роботи ґрунтової основи надзвичайно різноманітні, але одним з найбільш популярних є прийом моделювання роботи ґрунтової основи, що полягає в тому, що просторова модель ґрунтового масиву замінюється запропонованою Вінклером схемою у вигляді системи пружин (клавійна модель). Тут використовується один важливий принцип: «моделюємо не геометричний образ, а функціональне призначення» (рис. 3.9, а). Якщо ж слід урахувати розподільну здатність основи, коли, на відміну від вінклерової розрахункової схеми, в роботу залучаються не тільки безпосередньо навантажені частини основи, але й області ненавантаженого ґрунту, що примикають до них, то переходять до двопараметричних моделей.

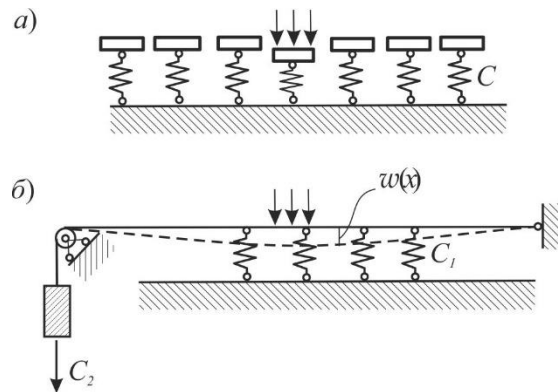


Рис. 3.9. Моделі основи

Одну з таких моделей, запропоновану Філоненком-Бородичем, показано на рис. 3.9, б, вона являє собою необмежену в обидві сторони нерозтяжну нитку, що натягнута силою C_2 і з'єднує верхні кінці безперервно розташованих пружин з розподіленою жорсткістю C_1 .

Модель матеріалу

Одним із перших елементів моделювання роботи матеріалу є спрощене представлення діаграми σ - ϵ . Практично завжди ця знайдена дослідним шляхом залежність у розрахунках ідеалізована. До таких ідеалізованих моделей належить, наприклад, модель ідеально-пружної поведінки або ідеалізована модель Прандтля для пружно-пластичної роботи матеріалу. Для бетону запропоновано ідеалізовану залежність (рис. 3.10)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}; k = 1,05 E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm}),$$

щодо якої слід зауважити, що спадна гілка діаграми може бути виявлена лише при примусовому деформуванні, тому її безпосереднє використання викликає критику.

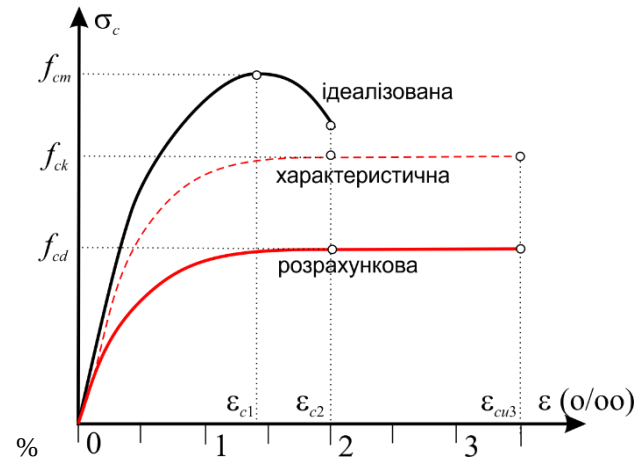


Рис. 3.10. Діаграми роботи бетону (опори: f_{cm} – середній, f_{ck} – характеристичний, f_{cd} – розрахунковий)

Але ідеалізовані діаграми σ - ε описують результати випробувань зразка при одновісному напруженому стані, а матеріал працює у складі конструкції, напружений стан котрої може бути досить складним і далеко не одновісним. Тут з'являються призначені для розрахунку моделі матеріалу (наприклад, показані на рис. 3.10 моделі характеристичної та розрахункової поведінки) й моделі елементарних ділянок конструкції, які можуть бути досить складними. Прикладами можуть бути так звані блокові моделі залізобетонної конструкції, що описують поведінку стержня на ділянці між тріщинами або моделі деформування у формі гіпотези плоских перерізів.

Розгляд міцнісних і жорсткісних параметрів поведінки комплексних матеріалів, таких як залізобетон чи кам'яна кладка, неможливий без використання деяких гіпотез про взаємодію їх складових (бетону та арматури, каменів та розчину тощо).

Одним із найпростіших прийомів, котрі використовуються тут, є гомогенізація (від грец. ὁμογενής — однорідний), коли моделюються деякі усереднені за простором параметри комплексної конструкції, віднесені до певного умовного суцільного середовища.

Стосовно кам'яної кладки, яка складається з елементів (цегли, каменів, блоків) і будівельного розчину, композитний матеріал замінюється умовно однорідним (гомогенним), фізичні характеристики котрого інтегрально збігаються з реальним матеріалом.

Модель навантаження

Найчастіше навантаження і впливи на конструкцію видаються спрощеними моделями, в яких ідеалізується їх просторова та/або тимчасова структура. Зокрема, ідеалізацією найчастіше є віднесення навантаження до статичного чи динамічного або заміна динамічного навантаження його квазістатичним еквівалентом за допомогою коефіцієнта динамічності.

Останній прийом став настільки вживаним, що забувають його походження і що квазістатичний розрахунок з використанням коефіцієнта динамічності обґрунтований лише для систем з одним ступенем вільності, коли цей коефіцієнт визначається як співвідношення переміщень, викликаних одним і тим же навантаженням при його динамічному та статичному впливі (рис. 3.11).

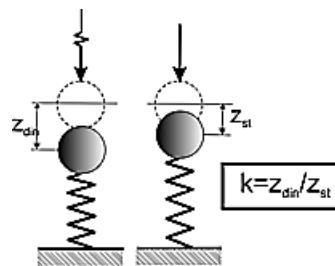


Рис. 3.11. До визначення динамічного коефіцієнта

А для багатоеlementних систем відносно непогані результати можна отримати лише у тих випадках, коли форма руху системи близька до форми її статичної рівноваги, тобто коли інерційні сили розподілені по конструкції приблизно так само, як і навантаження. Лише тоді можна говорити про співвідношення переміщень, спільне для всіх вузлів системи.

Часто спрощенню піддається просторова структура навантаження. І якщо розподіл швидкості вітру по висоті, представлений у вітчизняних нормах проектування степеневим законом

$$V(z) = V_{10} (z/z_0)^{\alpha},$$

а в зарубіжних нормах логарифмічною залежністю

$$V(z) = V_{10} \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(10/z_0)},$$

ще якимось чином відповідає картині, яка реально спостерігається, то розривні схеми розподілу снігового навантаження по покрівлі, наведені в ДБН В.1.2-2:2006, навряд чи можна реально спостерігати, оскільки вони є досить грубою (щоправда, в запас надійності) ідеалізацією.

Ідеалізацією є подання закону зміни в часі температури так званої «стандартної пожежі», що передбачає лише зростання температури та не враховує можливість припинення пожежі після вигорання всього, що може горіти.

Неважко навести приклади інших ідеалізованих моделей дії навантаження, але й сказаного достатньо для твердження, що практично всі проєктні розрахунки ґрунтуються на модельних представленнях впливів на конструкцію.

Конструктивна поправка як оцінка розрахункової моделі

Конструктивна поправка k – це відношення фактичного напруження або прогину від обраного навантаження до умовного розрахункового напруження чи прогину від того ж навантаження

$$k_{\sigma} = \sigma_{\text{експ}} / \sigma_{\text{теор}}; \quad k_f = f_{\text{експ}} / f_{\text{теор}}.$$

Величина конструктивної поправки характеризує ступінь наближення прийнятих розрахункових припущень до умов дійсної роботи конструкції та показує, наскільки умовна розрахункова модель близька до дійсності. Таке трактування конструктивної поправки багато в чому відповідає змісту коефіцієнта умов роботи, хоч і не збігається з ним повністю. Але все ж таки можна говорити, що конструктивна поправка є експериментальною оцінкою коефіцієнта умов роботи.

З урахуванням звичайної форми граничної нерівності для першої групи граничних станів коефіцієнт умов роботи виступає величиною, зворотною до конструктивної поправки,

$$\gamma_c = 1/k_{\sigma} \quad (\gamma_c = 1/k_f)$$

Отже значення $k_{\sigma} \leq 1$ відповідають, $\gamma_c \geq 1.0$, що свідчить про сприятливі особливості роботи та можливі запаси несучої здатності. Якщо $k_{\sigma} > 1$, то можна говорити про те, що прийнята розрахункова модель недооцінює можливі напруження, що вимагає введення коефіцієнта умов роботи меншого, ніж одиниця, і відповідного підсилення конструкції.

Досвід натурних випробувань реальних конструкцій, зокрема сталевих, свідчить, що конструктивні поправки в більшості випадків не дорівнюють одиниці.

У роботі [25] наведено розгорнуту структуру конструктивної поправки сталевих конструкцій, яка, на думку автора, має вигляд

$$k = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8,$$

де α_1 — загальна поправка на конструктивну схему;

α_2 — поправка на геометричну схему;

α_3 — поправка на конструктивні елементи,

α_4 — поправка на розрахункові перерізи;

α_5 — поправка на просторову роботу;

α_6 — поправка на осідання та поворот опор;

α_7 — поправка на навантаження, його величину, положення й мінливість;

α_8 — поправка на жорсткість вузлів.

Як бачимо, цей перелік складових свідчить про відносно складну природу конструктивної поправки та відповідно коефіцієнта умов роботи.

Нижче для сталевих конструкцій наведено деякі фактичні дані, які дають змогу оцінити реальний діапазон величин конструктивної поправки й зіставити його з рекомендаціями норм проектування.

Для розуміння природи конструктивної поправки сталевих **кроквяних ферм** нагадаємо, що при визначенні зусиль їх представляють ідеалізованою

системою з прямолінійними стержнями, шарнірно з'єднаними в одній точці (центрі вузлів). Крім того, вважається, що стержні виготовлені з ідеально пружного матеріалу, а розрахункова схема приймається недеформованою. Тому конструктивні поправки [25] за прогинами виявляються меншими за одиницю (табл. 3.4) внаслідок впливу жорсткості вузлів і нерозрізності поясів. Ці особливості меншою мірою впливають на величини осьових сил у стержнях: конструктивна поправка за напруженнями $\kappa = 0,96$ для зварних ферм легкого типу. Така ж тенденція проявляється для важких ферм з Н-подібними поперечними перерізами стержнів, а також для клепаних ферм.

Таблиця 3.4

Тип ферми	Конструктивні поправки	
	за прогинами	за напруженнями в поясах у середині прольоту ферми
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

Як показали натурні випробування *сталевих колон* одноповерхових виробничих будівель [25], теоретичні та експериментальні значення нормальних сил різняться незначною мірою, конструктивні поправки близькі до одиниці (табл. 3.5). Значення конструктивних поправок за моментами значно менші внаслідок їх складнішої природи (невизначеність бічних сил кранів, ексцентричність обпирання підкранових балок, складна конструкція в'язей і робочих майданчиків тощо).

Таблиця 3.5

Тип колони		Конструктивні поправки	
		за нормальними силами	за згинальними моментами
Важка (з гілками із зварних двотаврів)	крайній ряд	0,91...1,01	0,66...0,74
	середній ряд	0,76...1,00	0,44...0,67
Легка (з гілками із прокатних кутиків)		0,87...1,03	0,64...0,74

Конструктивні поправки *підкранових конструкцій* (табл. 3.6) пов'язані з їх складним напруженим станом і, головним чином, із цілою низкою невизначеностей щодо характеру навантажень, що передаються на них. Тут спостерігаються відхилення як у більший, так і в менший бік, а сам розкид значень конструктивної поправки значно вищий, ніж у випадку кроквяних ферм. Також помітна різниця що обумовленатконструктивним рвшенням (підкранові балки чи підкранові ферми).

Таблиця 3.6

Найменування об'єктів	Конструктивні поправки			
	підкранових ферм		підкранових балок	
	за прогина- ми	за напру- женнями	за проги- нами	за напру- женнями
Мартенівський цех Кузнецького металур- гійного комбінату	—	—	1,07	—
Мартенівський цех Макіївського металур- гійного заводу	—	—	1,04	0,69...0,80
Мартенівський цех Дніпродзержинського металургійного заводу	0,72...0,90	—	0,68...0,7 2	0,87
Сталеплавильний цех заводу «Електросталь»	0,74	—	—	—
Рафінувальний цех Мончегорського заводу «Северонікель»	0,67...1,0	—	—	—
Шихтовий двір заводу «Красний Октябрь»	—	—	0,53	0,51

3.6. Про можливість поділу міцнісних та навантажувальних параметрів

У більшості випадків, зокрема для всіх лінійних систем, основну нерівність методу розрахункових граничних станів подано у формі, що передбачає можливість роздільного опису параметрів поведінки конструкції, які залежать від навантаження, та параметрів, котрі визначають міцнісні властивості конструкції

$$\psi\gamma_n\gamma_f F_n \leq \gamma_c \gamma_m R_n.$$

Але це не завжди реалізовано в нелінійних задачах (рис. 3.12), де невизначеності моделі впливу та моделі опору можуть бути тісно пов'язаними, наприклад, за рахунок використання однієї й тієї ж фізичної залежності $\sigma = f(\varepsilon)$ як і при визначенні напружено-деформованого стану, так і при перевірках міцності.

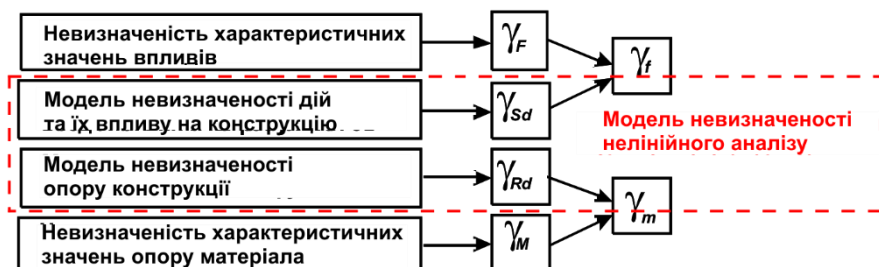


Рис. 3.12. Випадок нелінійного аналізу

Випадок, коли не розділяються ефекти впливу та параметри опору, детально розібрано в Єврокод-7. У посібнику [15] із цього приводу сказано: «На відміну від перевірки розрахунків конструкції, реакції ґрунту та його опір не можуть бути розділені: геотехнічні впливи іноді залежать від ступеня несучої здатності ґрунту, наприклад, активний тиск ґрунту і його опір іноді залежать від впливу...». Далі вказується на три можливі підходи до проектування, які різняться методикою розподілу часткових коефіцієнтів надійності між ефектами впливів та опорами (табл. 3.7):

- використання коефіцієнтів надійності за навантаженням із груп В і С, при цьому на основі варіанта С розраховується розмір фундаменту, а на основі варіанта В – опір конструкції;
- використання коефіцієнтів надійності за навантаженням із груп В і С у розрахунках для геотехнічних та інших впливів на конструкцію або з її боку;
- використання коефіцієнтів надійності за навантаженням із групи С у розрахунках для геотехнічних впливів з одночасним застосуванням величин часткових коефіцієнтів із групи А до інших впливів на конструкцію чи з її боку.

Таблиця 3.7

Впливи	Символ	Величина для групи		
		А	В	С
Постійні впливи				
– несприятливі	$\gamma_{G \sup}$	1,10(1)	1,35	1,00
– сприятливі	$\gamma_{G \inf}$	0,9 (1)	1,00	1,00
Змінні впливи	γ_Q	1,50	1,50	1,30

У такий спосіб здійснюється врахування похибок при переході від впливів до їх ефектів і відповідним опорам, коли слід урахувати геотехнічні впливи та опір ґрунту. Право вибору варіанта Єврокод надає проектувальникові.

Зауважимо, що на проблему пов'язаності γ_f і γ_m ще 1960 року вказував М.С. Стрілецький, який писав [24] «... розчленування коефіцієнта запасу, по суті, є формальною операцією, і не може бути доведено, що компоненти не

залежать один від одного, хоча кожний із них за концепцією має певну фізичну сутність».

Критерії перевірок граничного стану, сформульовані в термінах граничних зусиль, можуть також виявитися непридатними, коли відсутня пропорційність між навантаженнями на систему та внутрішніми зусиллями. Наприклад, у висячих покриттів внутрішні зусилля збільшуються повільніше, ніж зростає навантаження, крім того, мінливість внутрішніх зусиль менша від мінливості навантаження. І тут сумнівним стає використання коефіцієнта γ_f , який характеризує навантаження, а не навантажувальний ефект.

3.7. Випадковий і нелінійний зв'язок між навантаженням та навантажувальним ефектом

Мінливість навантажень і впливів, що враховується коефіцієнтом γ_f , може різними способами братися до уваги в розрахунках. Справа в тому, що найчастіше розрахункові перевірки оперують не значеннями розрахункових навантажень F_d , а значеннями ефектів від цих навантажень S_d (зусиллями, напруженнями, переміщеннями тощо). Але ефект впливу є функцією самого впливу та розрахункової моделі конструктивного рішення, тому його мінливість може відрізнятися від характеристик мінливості впливу.

На практиці ймовірнісні характеристики S_d найчастіше ототожнюються з імовірнісними характеристиками навантаження F_d , з використанням для S_d коефіцієнта надійності γ_f , величина якого визначається властивостями навантаження.

Такий збіг завжди має місце при лінійній залежності S від F . Дійсно, якщо $S = cF$ (c – коефіцієнт впливу) та F є випадковою величиною із середнім $\bar{F}$ і стандартом $\hat{F}$, то для випадкової величини S середнє значення й стандарт дорівнюють

$$\bar{S} = c\bar{F}, \quad \hat{S} = c\hat{F},$$

і коефіцієнт варіації навантажувального ефекту дорівнює коефіцієнту варіації навантаження.

Для нелінійної залежності $\bar{F} \quad S = f(F)$ такого збігу вже не буде, й можливі два підходи, коли частковий коефіцієнт γ_f застосовується:

- або до нормативних значень навантаження, і тоді $S_d = f(\gamma_f F_n)$;
- або до самого ефекту впливу, і тоді $S_d = \gamma_f f(F_n)$.

Такий підхід застосовується в Єврокод-7, де у додатку В до EN 1997-1:2004 пояснюється, у яких випадках використовується перший підхід, а у яких другий. На жаль, це єдиний із відомих нам нормативних документів, у котрому зазначена проблема детально розбирається, хоча закликами до виконання нелінійних розрахунків насичено багато норм проектування.

Ще складніша ситуація виникає, коли перехід від F до S такий, що коефіцієнт впливу c виявляється випадковою величиною. Досить типовим випадком, що ілюструє останнє твердження, є випадок кранових впливів.

Тут розрахункова комбінація навантажень (і характеристики розкиду їх значень) або ж розрахункова комбінація внутрішніх реакцій системи (зусиль, напружень, переміщень) – різні ситуації:

- локальний тиск у стінці підкранової балки реалізується від дії одного крана – ймовірність дорівнює ймовірності реалізації максимального тиску колеса (випадкової величини вантажу, що піднімається, і випадкового положення візка на мосту крана);
- розрахункове навантаження для поперечного перерізу великопролітної підкранової балки реалізується від дії кількох кранів, і її ймовірність дорівнює ймовірності реалізації одночасного виникнення максимальних тисків на колесо у різних кранів у сполученні з ймовірністю встановлення коліс крана в невигідну позицію лінії впливу;
- розрахункове навантаження на колону – реалізація належить до одночасної дії максимальних тисків у чотирьох кранів, плюс ймовірність їх установа на лінію впливу, плюс ймовірність одночасного гальмування в один бік чи одночасної появи бічних сил з напрямками дії, що збігаються.

Природно, що і характеристики розкиду значень навантаження не збігаються з аналогічними характеристиками навантажувальних ефектів, що, формально кажучи, має вести до використання різних величин коефіцієнта надійності за навантаженням (точніше, за навантажувальним ефектом) під час розгляду різних задач.

Аналогічні проблеми виникають при розрахунку геометрично нелінійної системи, у якій внутрішні зусилля можуть зростати повільніше або швидше, ніж збільшується навантаження. У першому випадку (до нього належить більшість висячих конструкцій) за термінологією, запропонованою П. Алявдіним [14], говорять про системи, що геометрично зміцнюються, у другому випадку можна говорити про системи, котрі геометрично деградуєть.

Розглянемо спершу випадок системи, що геометрично зміцнюється (рис. 3.13, а). Нехай зовнішнє навантаження є випадковою величиною $\tilde{F}$ з унімодальним розподілом, і нас цікавить інтервал зміни навантаження $[F_1, F_2]$. Цьому інтервалу відповідає зміна внутрішнього зусилля $\tilde{S}$ на ділянці $[S_1, S_2]$.

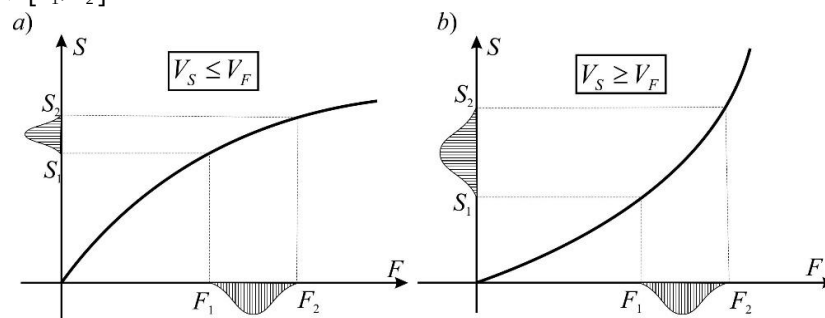


Рис. 3.13. Варіанти діаграми S-F

Розмах значень $[F_1, F_2]$ більший, ніж $[S_1, S_2]$, і, отже, між стандартами є залежність $\hat{S} \leq \hat{F}$. Але площі кривих щільності розподілу $\tilde{F}$ і $\tilde{S}$ повинні бути рівними, оскільки вони відповідають однаковим за ймовірністю граничним значенням. Отже, математичні очікування $\bar{S} \geq \bar{F}$. Звідси випливає ланцюжок нерівностей

$$V_S = \frac{\hat{S}}{\bar{S}} \leq \frac{\hat{F}}{\bar{S}} \leq \frac{\hat{F}}{\bar{F}} = V_F.$$

Для систем, які геометрично деградує (рис. 3.13, б), аналогічні міркування призводять до нерівності $V_S \geq V_F$.

Отже, для систем, котрі геометрично зміцнюються, коефіцієнт надійності за навантаженням слід було б знижувати, а для систем, які геометрично деградує, – збільшувати. Як альтернативну рекомендацію можна використовувати різні значення спеціального коефіцієнта умов роботи.

Зауважимо, що в наведеному вище міркуванні ми відійшли від прийнятої в методі граничних станів концепції, що у розрахунку використовуються поняття фіксованого стану системи (допустимого, граничного тощо), визначеного при різних зовнішніх впливах, а поведінка (реакції) системи до і після досягнення якогось розрахункового стану системи нас не цікавить.

І тут можна відзначити ще одну обставину. Нехай, наприклад, у деякої системи навантаження P викликає відгук (реакцію) $F(P)$, і нехай реакція F_1 від розрахункового навантаження P_1 вважається прийнятною з огляду на достатній запас стосовно граничного значення F_{lim} (рис. 3.14). Але у разі незначного збільшення зовнішнього впливу P на величину ΔP відбувається різке зростання реакції системи, аж до значення F_{lim} .

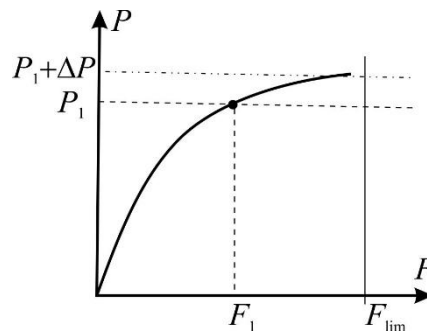


Рис. 3.14. Реакція на довантаження

Отже, реакція на зовнішні впливи тієї чи іншої системи, отримана в яких-небудь фіксованих станах, не завжди є достатньою для оцінювання надійності цих систем.

Якщо ввести поняття узагальненої податливості

$$D = dF/dP,$$

то для різних систем (наприклад, S_1 і S_2) можна робити певні висновки про запаси несучої здатності тієї або іншої системи та переваги при виборі конкретного рішення. Для цього, можливо, має бути введено поняття **граничної податливості** D_{lim} , величина якої не повинна бути перевищена за впливу розрахункового навантаження [18].

3.8. Об'єкти із захистом

Багато об'єктів сучасної техніки, у тому числі й несучі конструкції будівель і споруд, мають спеціальні пристрої захисту від перевантажень, від деградації й зносу або ж від небажаних режимів роботи. Уведення захисту суттєво впливає на надійнісні характеристики об'єкта та його економічну ефективність.

А з погляду методу розрахункових граничних станів у захищених об'єктах з'являється ще одна специфічна розрахункова ситуація, пов'язана з відмовою системи захисту. Така відмова в деяких випадках еквівалентна граничному стану конструкції, що захищається (чи швидко призводить до нього), або ж пов'язана з необхідністю відновлення захисту, що є, по суті, утрудненням нормальної експлуатації.

Захист від перевантажень

Часто запобіжні пристрої виконуються у вигляді слабкої ланки, руйнування якої при певному навантаженні запобігає його передачі на конструкцію, що захищається. Плавкі запобіжники побутових електричних приладів є найбільш відомим типом такого пристрою. До них належать також обмежувачі вантажопідйомності мостових і баштових кранів; муфти граничного моменту на головних валах багатьох машин; запобіжні клапани посудин високого тиску; затискачі, що випускають, проводів і тросів на лініях електропередачі й багато інших.

Одним з найбільш характерних прикладів можуть бути конструкції теплиць, де руйнування скла уберегає каркас від перевантаження снігом. Скло тут відіграє роль захисного пристрою. Аналогічну роль виконують огорожі, які легко скидаються, в будинках з підвищеною небезпекою вибухів.

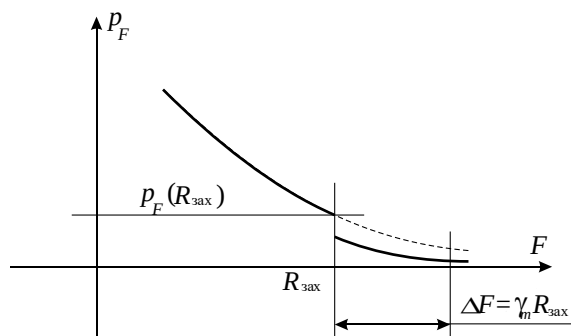


Рис. 3.15. Розрив кривої розподілу навантаження

Якби робота захисту була ідеальною і запобіжний елемент руйнувався при строго визначеному навантаженні, то конструкція могла б бути розрахована тільки на сприйняття навантаження, що дорівнює граничній несучій здатності запобіжника $R_{\text{зах}}$. Однак неминучий розкид рівня спрацьовування запобіжного елемента змушує й тут вводити коефіцієнт надійності за навантаженням, який відмінний від γ_f і визначається розкидом міцності захисту, тобто коефіцієнтом надійності γ_m матеріалу захисту (рис. 3.15). У конструкції теплиць коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням замість нормованої величини $\gamma_f = 1,4$ повинен прийматися таким, що дорівнює коефіцієнту надійності за матеріалом для скла (порядку 1,15).

Ще одним характерним прикладом можуть бути високі й тонкі флагштоки (висота деяких з них сягає 80...100 метрів). Вітрове навантаження на полотнище прапора виявляється занадто великим для сприйняття конструкцією флагштока, тому тут використовують слабку ланку в кріпленні прапора. При вітрі, що досягає великої швидкості, кріплення руйнується, і полотнище прапора відлітає (звісно, з навантаженням на полотнище).

Захист від вібрацій

Проте не всі варіанти захисту працюють за вказаним вище принципом, тобто слугують певним бар'єром інтенсивності навантаження. Наприклад, практично всі варіанти захисту від інтенсивних вібрацій працюють за іншим сценарієм.

Зменшення інтенсивності коливань об'єкта може бути досягнуто різними способами:

- приєднанням до об'єкта додаткової динамічної системи, яка змінює характер його коливань. Така система називається динамічним гасителем коливань, а метод захисту, що ґрунтується на її застосуванні, – динамічним гасінням коливань;
- установленням між об'єктом і джерелом коливань додаткової системи, котра змінює характер його коливань (рис. 3.16). Цей метод віброзахисту називається віброізоляцією, а пристрої, що встановлюються між джерелом та об'єктом, – віброізоляторами (віброізолювальними пристроями). Дія віброізоляції зводиться до послаблення зв'язків між збудником коливань і об'єктом; при цьому зменшуються динамічні впливи, які передаються об'єкту.

В обох випадках ефективність захисту залежить від того, наскільки точно витримуються жорсткісні та/або інерційні властивості гасителів коливань чи віброізоляторів і наскільки точно прогнозується частотний склад динамічного впливу. Тому з погляду методу розрахункових граничних станів тут може йтися про запровадження спеціальних коефіцієнтів умов роботи, що виключають прогнозовані неточності.

На жаль, нормами проєктування такі коефіцієнти не передбачені, а вказівки щодо проєктування віброзахисту більш ніж небагатослівні.

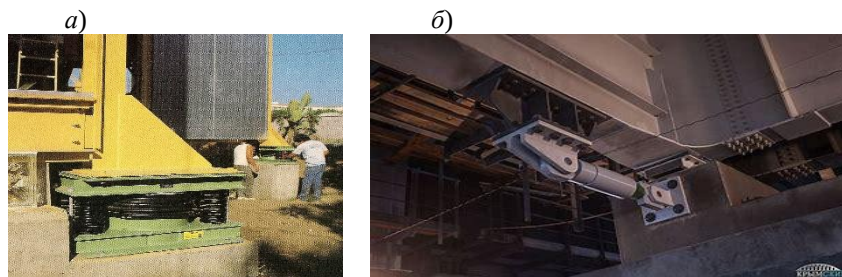


Рис. 3.16. Сейсμοзахист: *а* – пружинна сейсмоізоляція, *б* – в'язкий демпфер конструкції мосту

Наприклад, сейсмоізоляція визначається в ДБН В.1.1-12:2014 як зниження сейсмічних навантажень на споруду за рахунок використання спеціальних конструктивних елементів:

- елементів, які підвищують гнучкість і періоди власних коливань (гнучкі стовпи, опори, що хитаються, гумометалеві опори тощо);
- елементів, які підвищують поглинання (дисипацію) енергії сейсмічних коливань (демпфери сухого тертя, пояси ковзання, гістерезисні чи в'язкі демпфери);
- резервних елементів, що виключаються з роботи.

Розрахунок самої системи сейсмоізоляції пропонується виконувати на ці знижені сейсмічні навантаження. Слід зазначити, що розрахунковий аналіз повинен підтвердити надійність елементів сейсмоізоляції, оскільки будь-яке «локальне» пошкодження може змінити глобальну картину поведінки всієї конструктивної схеми.

Вогнезахист

На відміну від інших варіантів захисту, орієнтованих на зниження розрахункового впливу на конструкцію, що захищається, вогнезахист будується на підставі іншого підходу, а саме на продовженні періоду працездатного стану конструкції при вогневому впливі на неї за рахунок використання додаткових бар'єрів.

Підвищення межі вогнестійкості металевих та залізобетонних конструкцій здійснюється конструктивним способом або вогнезахисною обробкою.

Конструктивний вогнезахист (рис. 3.17, *а*) - облицювання поверхні, яка захищається, негорючими матеріалами (обетонування, оштукатурювання, обкладання цеглою, листовими та плитними матеріалами тощо).

Вогнезахисна обробка (рис. 3.17, *б*) - нанесення на поверхню, котра захищається, вогнезахисних сумішей (покриттів), що здійснюється шляхом фарбування, обмазування, напилення і т.д. Спеціальна вогнезахисна термо-розширювальна фарба під час пожежі спінюється, утворюючи шар вуглецево-фосфатного пінококсу, який перешкоджає прогріванню конструкції.

Для забезпечення вогнезахисту дерев'яних конструкцій застосовують вогнезахисні просочення – антипірени. За їхньою допомогою вогнезахист

забезпечується завдяки хімічній взаємодії компонентів антипірену з целюлозою деревини. Це робить поверхню максимально стійкою до займання.

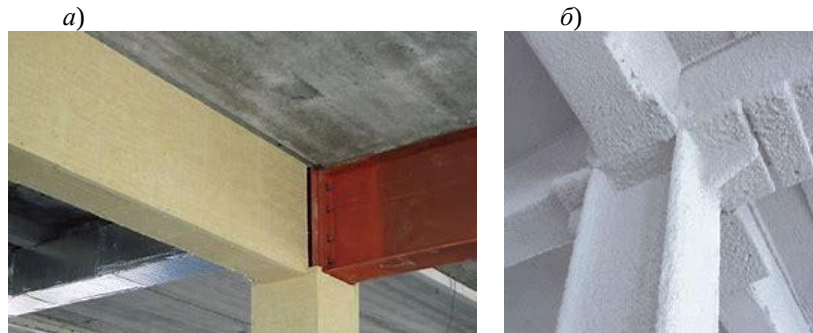


Рис. 3.17. Захист від пожежі: *а* – конструктивний, *б* – нанесення вогнезахисних покриттів

3.9. Граничні стани у життєвому циклі об'єкта

Несучі системи будівель існують у межах умов, які змінюються протягом життєвого циклу, що визначає наявність кількох режимів роботи конструктивної системи. Так, несучі системи реалізують такі режими своєї роботи – режим створення (генерації) несучої системи, режими основного експлуатаційного періоду, аварійні випадки експлуатаційного режиму (сейсмічні впливи, карст, обводнення ґрунтів та ін.), режим реконструкції, режим демонтажу несучої системи.

Ланцюжок розрахункових ситуацій

Очевидно, що розрахунковий аналіз несучої системи в рамках повного життєвого циклу будівлі повинен ураховувати той факт, що несуча система будівлі та відповідна їй розрахункова схема існують у кількох своїх станах, котрі різняться розрахунковими моделями. Кожна модель визначається зміною ключових параметрів: характеристиками впливів, набором зовнішніх зв'язків, фізичними співвідношеннями, що описують напружено-деформований стан (НДС). При цьому будь-який варіант розрахункової схеми припинив бути незалежним, більше того – кожний наступний варіант є спадкоємцем НДС несучої системи, сформованого на попередньому етапі.

Природно, що розрахунковий аналіз несучої системи, виконаний як аналіз однієї з можливих розрахункових ситуацій, не може врахувати факт наявності деякого НДС, сформованого на попередньому етапі існування несучої системи. Отже, коректний розрахунковий аналіз несучої системи має бути виконано в режимі багатоетапного розрахунку з успадкуванням НДС від етапу до етапу. При цьому на кожному етапі вихідна розрахункова модель, включаючи всі її складові (набір елементів, модель завантаження, модель зовнішніх зв'язків), повинна бути скоригована відповідно до розрахунку

кової ситуації. Так, після розгляду режиму зведення (генерації) несучої системи може бути досліджено основний експлуатаційний режим з тривало діючими навантаженнями та відповідною моделлю зовнішніх зв'язків, після чого розглядається режим з дією короткочасних (варіант – особливих) навантажень з відповідною до цього режиму моделлю в'язей (див. рис. 3.15).

Аналіз схеми багатоетапної роботи несучої системи у межах життєвого циклу, що впливає з рис. 3.18, наочно демонструє некоректність результатів розрахункового аналізу, виконаного для деякої окремо обраної розрахункової ситуації (на будь-якій з точок тимчасової шкали). При цьому результат такого розрахунку буде формально правильним з позицій прийнятих моделей – несучої системи, навантажень і в'язей, що відповідають розрахунковій ситуації, яка розглядається. Однак такий розрахунок не може бути правильним з позицій загальної схеми деформування несучої системи в часі в цілому, оскільки не враховує НДС системи, що склався на момент настання досліджуваної розрахункової ситуації.

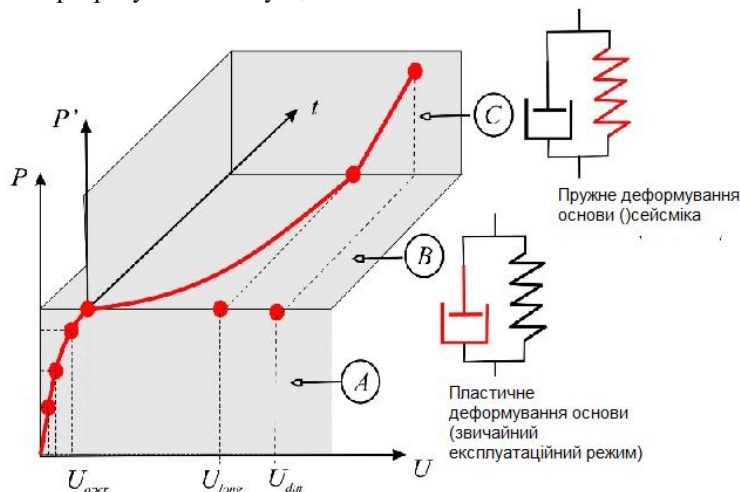


Рис. 3.18. Схема багатоетапного розрахунку з урахуванням НДС і коригуванням розрахункової моделі (A – режим зведення/генерації; B – режим основного розрахункового періоду з навантаженнями, що тривало діють; C – режим дії короткочасних/особливих навантажень)

Загальні засади розрахунку з урахуванням успадкування напружено-деформованого стану

Загальні теоретичні обґрунтування розрахункової методики, яка враховує історію виникнення, навантаження та деформування системи несучих конструкцій (тобто генетично нелінійні задачі), наведено в роботі [20], де показано, що деформований стан системи, отриманий на етапі $n-1$ з урахуванням характеристик системи, котрі змінюються поетапно, і навантажень, прикладених до системи в рамках кожного етапу, є початковим станом для розрахунку етапу n . Таким чином, координати вузлів, спільних для елемен-

тів, які входять до системи на етапі $n-1$ та n , приймаються за результатами рішення системи на етапі $n-1$.

Для лінійної задачі на стадії n знаходимо зростання переміщень

$$\Delta_n U = U_n - U_{n-1}$$

із рівнянь рівноваги

$$K_n \Delta_n U = \Delta_n f, \quad U_0 = 0, n = 1, \dots, n_0,$$

де

U_0 – початкове переміщення, n_0 – кількість стадій монтажу,

K_n – матриця жорсткості, змонтованої на стадії n конструкції,

$\Delta_n f$ – навантаження на стадії n з урахуванням реакцій та місцевих навантажень від демонтованих на цій стадії елементів.

Далі за зростаннями переміщень обчислюються зростання напружень (зусиль).

Геометрично нелінійні задачі (до втрати стійкості) вирішуються зазвичай кроковим методом

$$K'(U_{m-1}) \Delta_m U = (\theta_m - \theta_{m-1}) f, \quad U_0 = 0,$$

$$m = 1, \dots, m_0, \quad 0 = \theta_0 < \theta_1 < \dots < \theta_{m_0} = 1,$$

де

$$K'(U_{m-1}) = K'_D(U_{m-1}) + K'_N(U_{m-1}),$$

$K'_D(U_{m-1})$ – дотична матриця жорсткості, що враховує зміну геометрії,

$K'_N(U_{m-1})$ – матриця жорсткості, яка враховує вплив накопичених напружень (зусиль).

Таким чином, на стадії n розв'язуються рівняння рівноваги, де

$$f = \Delta f_n,$$

а початкові переміщення вузлів, спільних для елементів, що входять до системи на етапі $n-1$ і n , для стадії n приймаються рівними переміщенням, отриманим на стадії $n-1$.

Розв'язання задач розрахунку з урахуванням генетичної нелінійності, реалізоване у формі спеціальної розрахункової технології з умовним найменуванням «Монтаж» в окремих розрахункових комплексах, наприклад, SCAD, дозволяє розв'язати зазначені вище проблеми, пов'язані зі змінами геометрії системи в процесі будівництва.

Місце особливих режимів у життєвому циклі

Як правило, особливі режими експлуатаційного періоду виникають після деякого (часто дуже тривалого) відрізка часу в режимі нормальної експлуатації. Особливі впливи формують частину НДС, яка є додатковою (термін умовний!) стосовно НДС, що сформувався протягом основного експлуатаційного періоду. Це впливає з того, що особливі впливи відбуваються досить рідко, наприклад розрахунковий землетрус відбувається один раз на 500 – 1000 років. Таким чином, застосування принципу суперпозиції щодо

особливих видів впливів є необґрунтованим. Для отримання коректних результатів розрахунку необхідно враховувати навантаження основного експлуатаційного періоду (частина, що діє тривало) і формований такими навантаженнями НДС несучої системи при переході від основного експлуатаційного режиму до режиму особливих впливів.

Найпростішим прикладом такого роду задач є споруди, що будуються та експлуатуються в сейсмонебезпечних районах: переважний час експлуатаційного періоду для цих будівель характеризується дією навантажень основного сполучення. Якщо потім стався землетрус, то очевидно, що на цей час у будівлях склався НДС, котрий відповідає дії основного сполучення навантажень. При цьому в системі «споруда - основа» реалізуються осідання, які визначаються модулем деформації ґрунтів, що відповідає тривалій дії навантажень експлуатаційного періоду.

А сейсмічний вплив, що з'явився після цього, вже не може розглядатися як незалежне навантаження, котре діє на недеформовану розрахункову схему будівлі (виняток становить лише мала група споруд, для яких сейсмічний вплив припав на будівельний період), тобто принцип суперпозиції дії навантажень не відповідає реальній роботі споруди. Більше того, при сейсмічному впливі, котрий за своєю природою є короткочасним навантаженням, жорсткісні характеристики основи визначаються не модулем деформацій, а модулем пружності ґрунтового масиву, що істотно змінює умови роботи конструкції.

Є випадки, значно складніші з погляду змін параметрів розрахункової моделі протягом експлуатаційного періоду будівлі.



Рис. 3.19. Будівля «Горки-готелю»

Як приклад можна навести досвід проектування будівлі готелю, розташованого на гірському схилі (рис. 3.19). Крім основних функцій, вона ще виконує роль протизсувної споруди, що забезпечує (за рахунок наявності розвинених пальових фундаментів) стійкість схилу в особливі періоди – при

сейсмічних впливах і в умовах обводнення ґрунтів схилу під час сніготанення або рясних зливових опадів [10].

Таким чином, виникла потреба розгляду чотирьох різних режимів роботи, що успадковують напружено-деформовані стани:

- період будівництва з поетапним формуванням (генерацією) несучої системи;
- експлуатаційний період при характеристиках ґрунтів, які відповідають звичайним умовам, коли без обводнення ґрунтів та без сейсмічних впливів ґрунтовий масив схилу в цілому стійкий і не формує значного зсувного тиску;
- умови обводнення ґрунтового масиву, коли схил переходить у нестійкий стан та формується зсувний тиск;
- умови сейсмічного впливу, коли, крім іншого, слід урахувати, що схил переходить у нестійкий стан і формується зсувний тиск.

Якщо розглядати локально один із наведених вище режимів роботи (тобто локальну розрахункову ситуацію), що не становить якихось труднощів, то цілком очевидним виглядає підхід з узагальненням результатів усіх локальних розрахунків за міні/макс-критеріями. Однак такий підхід є не просто суттєвим спрощенням, а й помітним спотворенням фізичного змісту задачі.

І річ тут не тільки в описаному вище успадкуванні НДС при переході від однієї розрахункової ситуації до іншої. Найбільш значущим видається врахування істотно різної схеми роботи пальових фундаментів у кожній з розрахункових ситуацій, що розглядаються: в рамках основного експлуатаційного періоду (за відсутності значущих горизонтальних навантажень) розрахункова схема паль і відповідні характеристики зовнішніх в'язей можуть бути описані пружним зв'язком у вертикальній площині; при дії значних навантажень, які формуються зсувними процесами, розрахункова схема палі описується стержнем відповідної розрахункової жорсткості з розрахунковою довжиною, що відповідає величині горизонтального навантаження; при дії сейсмічних навантажень, котрі істотно перевищують величини зсувних навантажень, розрахункова схема палі описується стержнем іншої розрахункової довжини та іншої жорсткості. Коректний результат розрахункового аналізу несучої системи в описаному прикладі може бути отриманий у процесі досить складного багатоетапного розрахунку, у межах якого забезпечується не тільки спадкування НДС від етапу до етапу, але й урахування змінних моделей зовнішніх зв'язків (зауважимо – ці зміни носять принциповий характер).

Режими деградації конструктивної системи

Аналіз історії переважної кількості існуючих споруд свідчить про неодноразові втручання в несучу систему (з демонтажем локальних ділянок конструкцій) у межах реконструкцій, капітальних ремонтів та ін. Такі втручання виконуються, як правило, за умов НДС, який склався, тобто при постійному рівні навантажень, що діють. Фактично зазначені втручання являють собою процес деградації несучої системи. Розрахунковий аналіз процесу

деградації не є тривіальним: необхідно виконувати розрахунок вихідної моделі несучої системи (з діючими в цей період навантаженнями) з формуванням відповідного НДС, після чого потрібно виконати наступний етап розрахунку зі зниженням у необхідному обсязі жорсткості деградуючої конструкції (в окремих випадках – до нуля), не змінюючи навантажень і приймаючи сформований НДС як вихідний. Як показано вище, така розрахункова технологія являє собою окремий випадок розрахунку змінних розрахункових моделей у цілому.

Цілком очевидними явищами, що породжують режим деградації, є корозія та зношення конструкцій і окремих конструктивних елементів. Робота конструкцій при реалізації зазначених процесів досить широко вивчається, розробляються відповідні методики моделювання, які з успіхом можуть бути використані в багатоетапному розрахунковому аналізі.

Робляться спроби оцінити деградацію існуючих конструкцій і прогнозувати її розвиток на основі вимірювання деяких непрямих показників (наприклад, частот власних коливань), однак серйозних результатів тут не спостерігалось. А прогнози довговічності дають оцінки надто грубі, та, крім того, ці оцінки важко ув'язати з реальними граничними станами конструкції.

Проте режим деградації несучої системи може виникнути й у процесі будівництва, тобто в межах формального режиму генерації. Як правило, такі ситуації пов'язані з демонтажем тимчасових опор, підвісів та ін., тобто тимчасових в'язей. Традиційні розрахункові технології з одноетапним розрахунком моделі конструкції, яка відповідає повній несучій системі, не дозволяють урахувати існування тимчасових в'язей – такі в'язі або наявні в розрахунковій схемі (і тоді це постійні в'язі), або відсутні зовсім, що не відповідає реальному стану несучої системи.

Очевидно, що режим деградації розрахункової схеми є не лише важливим (з позицій отримання коректного прогнозу НДС несучої системи), але й дуже трудомістким (з погляду розрахункових методів і технологій).

І природно, що при розрахунковому аналізі цієї системи моделей, котрі змінюють одна одну, по-різному можуть формулюватися вимоги до них та відповідно розглядатися різні граничні стани.

Якщо повернутися до тези про необхідність виконання перевірки поведінки конструкції на всіх етапах життєвого циклу й у всіх розрахункових ситуаціях, то слід зазначити, що повсюдно використовується система таких перевірок стосовно розрахункових ситуацій, які розглядаються окремо, не відображає дійсну картину існування та роботи об'єкта будівництва. Вона передбачає, що об'єкт потрапляє в ту чи іншу розрахункову ситуацію ненапруженим, у той час як перехід з одного стану (моменту в безперервній реалізації життєвого циклу) в інший стан реалізується при успадкуванні напружень, створених у конструкції постійними навантаженнями або іншими навантаженнями, котрі зберігаються.

Крім того, життєвий цикл зазвичай супроводжується поступовими змінами фізико-механічних властивостей конструкції та основи споруди (корозія, інші варіанти зношування, ущільнення ґрунтів чи зміна їх вологості,

повзучість, релаксація тощо), більшість з яких можуть мати тривалу історію. При цьому «мимоволі» змінюється успадкований напружено-деформований стан, і цей факт також необхідно враховувати при моделюванні життєвого циклу.

Зауважимо ще, що спеціальні режими експлуатаційного періоду виникають, як правило, після деякого (часто дуже тривалого) періоду в режимі нормальної експлуатації. Особливі впливи формують частину напружено-деформованого стану, котра доповнює той напружено-деформований стан, котрий сформувався протягом основного експлуатаційного періоду. Таким чином, застосування принципу суперпозиції стосовно особливих видів впливів є необґрунтованим. Для отримання коректних результатів розрахунку необхідно враховувати навантаження основного й особливого видів та успадкування НДС під час переходу від основного експлуатаційного режиму до режиму особливих впливів.

Необхідність оцінювання технічного стану існуючих об'єктів, яка часто виникає, пов'язана зі збиранням додаткової інформації про наявні дефекти й накопичені пошкодження несучих конструкцій. Це дуже відповідальна робота, виконання котрої найчастіше утруднене, а в окремих випадках і неможливе через недоступність деяких вузлів і елементів конструкції. Варто зауважити, що різного роду непрямі оцінки, котрі виконуються, наприклад, за допомогою вимірювання динамічних характеристик несучої системи в цілому або окремих її елементів, не дають достовірної інформації про характер і (головне!) параметри пошкоджень, загальний тренд частот власних коливань може свідчити лише про можливу їх наявність та вимагає додаткових досліджень для визначення дійсних характеристик конструкції.

Слід чітко усвідомлювати, що оцінювання залишкового ресурсу існуючої конструкції можливе лише на основі розрахунку в рамках концепції граничних станів при врахуванні її реальних технічних параметрів, і різноманітні якісні міркування не можуть замінити кількісних характеристик, які описують несучу здатність елементів, вузлів та з'єднань. Так, наприклад, використання динамічних характеристик кам'яних конструкцій для оцінювання рівня їхньої сейсмостійкості не може бути застосоване в принципі – розрахунки несучої здатності кам'яних конструкцій при сейсмічних впливах виконуються на основі критерію «міцність нормального зчеплення» (адгезійна міцність взаємодії каменю й розчину у шві кладки), але динамічні параметри аж ніяк не дозволяють установити цей ключовий (для оцінювання сейсмостійкості) показник. Для залізобетонних конструкцій головну роль відіграють показники корозійного пошкодження арматурних елементів, закладних деталей та зварних швів, а також надійність анкерування арматури. Жодна із зазначених характеристик не може бути встановлена на основі динамічних характеристик.

Оцінка вразливості

Варто мати на увазі, що, крім чітко передбачуваних навантажень і впливів, завжди існує можливість реалізації деякого не передбаченого ні

нормативними документами, ні прогнозом проєктувальника випадкового впливу на об'єкт проєктування.

Американський економіст Nicolas Nassim Taleb назвав подібні події «чорними лебедями». І з погляду цих сюрпризних подій важливою характеристикою об'єкта проєктування є його вразливість.

Вразливість характеризує можливість нанесення аналізованій системі пошкоджень будь-якої природи тими чи іншими зовнішніми засобами або чинниками. Вразливість нерозривно пов'язана з відомою характеристикою «живучість» та з додатковою характеристикою «мобілізованість», нещодавно запропонованою в роботі [12]. Живучість є в певному сенсі просторовою характеристикою, що показує, як локальне збурення поширюється простором системи і чи може це локальне руйнування отримати непропорційно великий розвиток «ушир».

А мобілізованість демонструє, наскільки система готова та здатна реагувати на локальне в часі (імпульсне) несподіване збурення. В обох випадках збурення може бути досить сильним, щоб було необхідно зважати на його наслідки, а природа його така, що передбачити момент і місце появи, а також інші кількісні характеристики неможливо. Впливи такого типу в EN 1991-1-7:2006 належать до категорії невстановлених (*unidentified actions*). Помітна відсутність мобілізованості конструкції, як і недостатня живучість, повинні бути приводом до підвищеної уваги та використання певних захисних заходів.

Література до розділу 3

1. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic Methods in Structural Engineering – London – New York: Chapman and Hall, 1984 - 584 p.
2. Black S.C., Niehaus F. How safe is "Too" safe // IAEA Bulletin, Vol. 22, No 1 P. 40-49.
3. EN 1990:2002. Basis of Structural Design – Brussels: Eurocode European Committee for Standardization.
4. EN 1990:2023. Basis of Structural Design – Brussels: Eurocode European Committee for Standardization.
5. EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design— Brussels: CEN. 2005 — 168 p.
6. Fischer K. Optimal and acceptable reliabilities for structural design / K. Fischer, C. Viljoen, J. Kähler, M.H. Faber // Structural Safety. 2019. Vol. 76. – P. 149 – 161.
7. Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvadas M., Ovtsen N.K, Orr T.m Schuppener B/ Designers Guide to Eurocode 7. Geotechnical design/ En 1997-1. General rules. 978-0-7277-31541-8. - Thomas Telford Publ., 2004. - 360 p.
8. Gulvanessian H., Calgaro J.-A., Holicky M. Designers Guide to Eurocode 1990: Basic of Structural Design. 978-0-7277-4171-4. 2-nd edition - Thomas Telford Publ., 2012. - 264 p.
9. ISO 2394:2015. General principles on reliability of structures. – Geneva: International Organization for Standardization.

10. Kabantsev O., Perelmuter A. Modeling Transition in Design Model when Analyzing Specific Behaviors of Structures // *Procedia Engineering*, 2013, Vol 57.— P. 479 – 488.
11. Perelmuter A.V. Wear and Reliability of Steel Structures // *Paton Welding Journal*, 2000, No 9-10 . – P. 107-112.
12. Perelmuter A., Pichugin S. On One Safety Characteristic of Buildings // *Journal of Civil Engineering and Architecture Research*, Vol. 4, No. 5, 2017 — P. 2035-2044
13. Raizer V. D. Reliability of Structures/ Analysis and Application – New York: Backbone Publ. Company, 2009 -146 p.
14. Алявдин П.В. Самоупрочняющиеся конструктивные системы // *Опір матеріалів і теорія споруд*, Вып. 94, 2015 (С. 186-201.
15. ГБН В.2.3-37641918-552:2015 Автомобільні дороги. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів дорожнього будівництва – Київ.: Міністерство інфраструктури України.
16. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи. – Київ.: Міністерство розвитку громад та територій України.
17. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення – Київ.: Міністерство розвитку громад та територій України.
18. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (М. Изд-во АСВ, 2018 (1080 с.
19. Отставнов В.А., Смирнов А.Ф., Райзер В.Д., Сухов Ю.Д. Учет ответственности зданий и сооружений в нормах проектирования строительных конструкций // *Строительная механика и расчет сооружений*, 1981, №1 – С. 11-14.
20. Перельмутер А.В., Кабанцев О.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой.— М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015 — 148 с.
21. Пичугин С.Ф., Семко А.В., Махенько А.В. К определению коэффициента надежности по назначению с учетом рисков в строительстве // *Известия вузов. Строительство*, 2005, №11-12. – С. 104 – 109.
22. Пичугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій: монографія. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.
23. Статистичний щорічник України за 2020 рік. – Київ: Держстат України. – 2021. – 453 с.
24. Стрелецкий Н.С. К вопросу о значении рабочих методов в расчете конструкций // *Избранные труды М.: Стройиздат*, 1975 – С. 235-241.
25. Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов. – М.-Л.: Госстройиздат, 1952. – 287 с.



Розділ 4

НАВАНТАЖЕННЯ ТА ВПЛИВИ

4.1. Загальні поняття

У практику проектування метод розрахункових граничних станів проникає через нормування навантажень та впливів (див., наприклад, ДБН В.1.2-2:2006), оскільки саме там визначаються їх характеристичні й розрахункові значення через указівки норм проектування конструкцій із різних будівельних матеріалів. Саме тут реалізується практична сторона методу, саме тут і є арсенал його головних інструментів.

Поняття навантаження виступає зручним способом опису впливу навколишнього середовища на конструкцію, хоча існують впливи, не представлені у формі навантаження (наприклад, корозійні).

Класифікація навантажень і впливів

Метод розрахунку за граничними станами оперує поняттями характеристичного³ й розрахункового навантажень. Характеристичним вважається значення навантаження, що встановлюється нормами проектування, воно певною мірою відповідає найбільшому значенню навантаження, яке може бути допущене при нормальній експлуатації споруди. Ця фраза досить розпливчата: не зрозуміло, що є режимом нормальної експлуатації та що означає слово «найбільше». Для споруд різного призначення найбільші значення одного й того ж навантаження, котрі не перешкоджають нормальній експлуатації, можуть бути різними. Крім того, різні навантаження по-різному можуть створювати перешкоди умовам експлуатації. Усе призводить до того, що навантаження різної природи мають різну ймовірність прояву та не виконується природна вимога проектування про забезпечення рівної надійності однаковим об'єктам, які підлягають дії різних навантажень.

Самі собою навантаження характеризуються двома головними параметрами: величиною і законом поведінки у часі. Закони зміни в часі (режими навантаження) в нормах не відображаються, але всі навантаження поділяються на постійні та тимчасові.

³ У старій вітчизняній нормативній літературі йому відповідає поняття нормативного навантаження.

Поняття «постійне навантаження» є в певному сенсі умовним, воно сто-сується головним чином властивості завжди бути наявним, а не величини (наприклад, власна вага багатьох матеріалів змінюється зі зміною вологості).

Що стосується тимчасових навантажень, то до них віднесені всі навантаження, котрі можуть бути відсутніми в окремі періоди будівництва та експлуатації. Дія тимчасових навантажень може виявлятися по-різному, у зв'язку з чим нормативні документи розрізняють тривалі, короточасні й особливі навантаження.

Практично всі навантаження на будівельні конструкції є випадковими величинами чи випадковими функціями часу та/або простору. Їх нормування ґрунтується на деяких імовірнісних уявленнях, але різноманітність фізичної природи навантажень, а також традиції нормування призвели до того, що для різних навантажень прийнято різні правила призначення характеристичних навантажень (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Навантаження	Імовірнісна модель	Характеристичні значення	γ_f
Постійні	Розподіл випадкової величини	Номінальне за проєктними даними	1,05 – 1,3
Снігові	Послідовність річних максимумів	Значення, перевищуване в середньому 1 раз на 50 років	0,24 – 1,44
Вітрові	Послідовність місячних максимумів	Значення, перевищуване в середньому 1 раз на 50 років	0,55 – 1,45
Ожеледні	Послідовність річних максимумів	Значення, перевищуване в середньому 1 раз на 50 років	0,46 – 1,53
Кранові	Нормальний стаціонарний випадковий процес	Номінальне значення за паспортом крана	0,97 – 1,1

Принципова різниця в методах нормування різних навантажень викликала нічим не обґрунтовані й неконтрольовані відмінності в забезпеченості їх розрахункових значень. Так, наприклад, виявилось, що ймовірності перевищення розрахункових значень снігового та вітрового навантажень, регламентованих чинними нормами, можуть різнитися в 10 – 100 разів. Це призводить до неоднакової надійності конструкцій, які сприймають навантаження різних видів.

Виходячи з різних імовірнісних моделей по-різному визначалися й значення коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f . Рівень обґрунтованості значень цих коефіцієнтів залежить від накопиченого статистичного матеріалу, котрий різниться для навантажень різного роду. А в деяких випадках навіть для таких масових явищ, як, наприклад, землетруси, реалізація їх настільки індивідуальна, що статистична обробка практично неможлива, і,

на відміну від двоступінчастої схеми опису (нормативне значення – розрахункове значення), використовувались одноступінчасті підходи.

Вплив і взаємодія

Будь-яка конструкція оточена зовнішнім середовищем та взаємодіє з ним. Хотілося б відразу зазначити поняття *взаємодія*, що вказує не тільки на те, що зовнішнє середовище впливає на конструкцію, але й на те, що конструкція може впливати на довкілля.

До характерних прикладів взаємодії навантаження з конструкцією належать багато режимів динамічного навантаження. Саме в динаміці найбільш яскраво проявляється зворотний зв'язок між навантаженням і спорудою, коли її поведінка змінює сам характер динамічно прикладених навантажень (флатер, галопування, взаємовплив різних форм коливань та ін). При цьому споруда іноді виступає в ролі певного фільтра, що відбирає з енергії зовнішнього впливу ті частини, з якими вона вступає в резонанс.

Ще одним прикладом взаємодії навантаження зі спорудою є аеродинамічне навантаження. Його величина істотно залежить від форми конструкції, що обтікається вітровим потоком, і, якщо деформації конструкції цю форму помітно змінюють, як це трапляється, наприклад, у висячих системах, то змінюються й діючі навантаження.

Зауважимо, що найчастіше використовуваний прийом проєктування, коли об'єкт у цілому розглядається як набір підсистем (наприклад, надземна частина та основа споруди) також підводить до поняття взаємодії, коли вивчається вплив однієї підсистеми на іншу (прикладом можуть бути впливи від осідань основи).

Силове та деформаційне навантаження

Розглядаючи різницю між силовим і деформаційним навантаженням, В.І. Феодосєв [11] наводить приклад характерної помилки, коли на опорне кільце резервуара (рис. 4.1, а) передають навантаження від ваги стінок за силовою схемою (рис. 4.1, б), в якій загальна вага рівномірно розподілена по довжині опорного кільця.

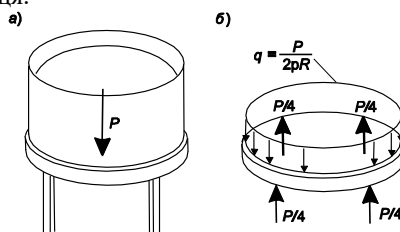


Рис. 4.1. Розрахункова модель опорного кільця

Однак кільце не може розглядатися як самостійно навантажена силами система, оскільки воно прогинається рівно настільки, наскільки дозволяє йому деформуватися стінка бака. Кільце перебуває практично в умовах вимушеної деформації, а ще краще сказати – кінематичного впливу.

Різниця між силовим і кінематичним впливами особливо різко позначається під час аналізу тих наслідків, до котрих призводить їх зміна. У пружній системі така різниця практично не проявляється, але справа суттєво змінюється при розгляді систем непружних. На цю обставину не дуже часто звертають необхідну увагу, проєктна практика настільки глибоко прив'язана до оцінки напружень, що про їхню нерівноправність із деформаціями в тих випадках, коли несправедливий закон Гука, забувають.

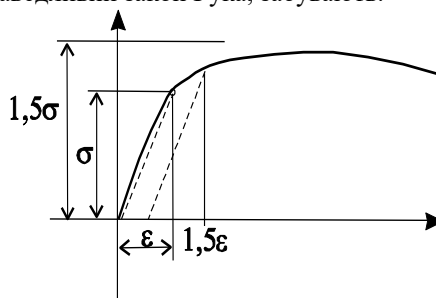


Рис. 4.2. Діаграма напружень

У згаданій книзі В.І. Феодосьєва дуже чітко поставлене питання про те, чи є обчислений за напруженнями коефіцієнт запасу достатньою характеристикою надійності. Відповідаючи на нього негативно, автор розглядає два способи створення напружень у стержні: прикладенням деякого навантаження P , що викликає в перерізі стержня напруження σ , і примусовим деформуванням, яке створює таку деформацію ε , що їй відповідає таке ж напруження σ (рис. 4.2). У першому випадку підвищення напруження в 1,5 рази перевищує міцність стержня, у другому (збільшення деформації в ті ж 1,5 рази) — лише до зростання залишкових деформацій.

Тривала частина навантаження (знижені значення)

Для врахування реологічних явищ, що впливають на оцінку граничного стану, необхідні дані про режим навантаження, але норми не регламентують зміну навантажень у часі, обмежуючись лише їхньою класифікацією за тривалістю дії. До виходу СНиП у редакції 1974 року в нормах згадувалися лише постійні та тимчасові навантаження, а в цій і наступних редакціях уже наводиться список навантажень та впливів, віднесених до категорії тимчасових тривалих.

У наступних редакціях норм за навантаженнями цей список розширено, крім того, враховано, що й у багатьох «класичних» видів навантажень певна частка від розрахункового значення може діяти на конструкцію тривалий час. З'являється вказівка на те, що для врахування впливу тривалості навантажень під час перевірки на витривалість, втомну міцність та в інших випадках, обумовлених у нормах проєктування, встановлюються знижені нормативні значення навантажень від обладнання, людей, тварин і транспортних засобів на покриття житлових, громадських та сільськогосподарських

будівель, від мостових і підвісних кранів, снігових, температурних кліматичних впливів.

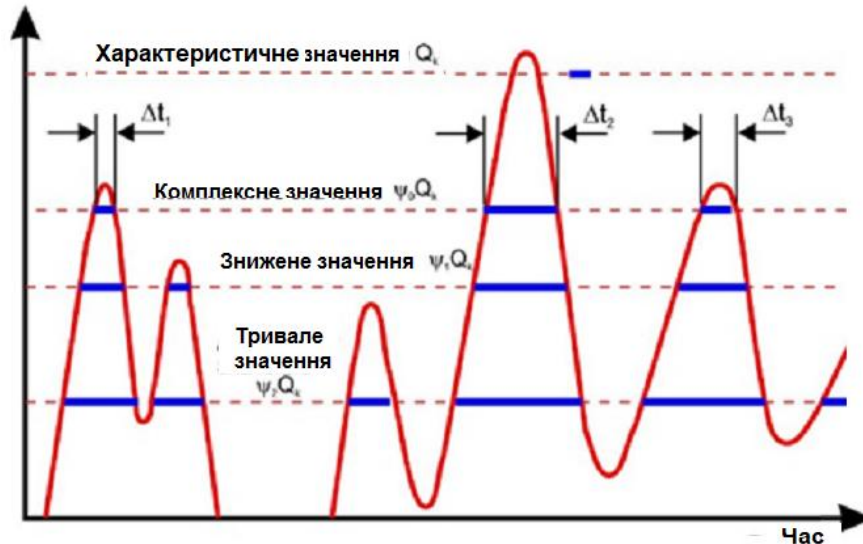


Рис. 4.3. Знижені значення тимчасового навантаження

Більш детально розглядає цю проблему Єврокод-0 (EN 1990:2001), де введено три знижені значення: комплексне, знижене та тривале. Вони обчислюються за допомогою множників ψ до характеристичного значення навантаження (рис. 4.3). При цьому множник ψ_0 відіграє роль коефіцієнта сполучень (factor for combination value) і враховує малу ймовірність одночасної появи різних тимчасових навантажень, його значення розраховуються на основі статистичного аналізу. Множник ψ_1 дозволяє врахувати найпоширеніші варіанти експлуатаційних режимів навантаження (factor for frequent value), а множник ψ_2 - виділити тривалу частину впливу (factor for quasi-permanent value). Значення таких множників прийняті з урахуванням імовірності неперевіщення 5 та 50% відповідно. Рекомендовані значення цих коефіцієнтів з EN 1990:2001 наведено в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Вплив	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Корисне навантаження в житлових приміщеннях	0,7	0,5	0,3
— — — офісних приміщеннях	0,7	0,5	0,3
— — — залах для зборів	0,7	0,7	0,6
— — — торгових приміщеннях	0,7	0,7	0,6
— — — складських приміщеннях	1,0	0,9	0,8
Снігові навантаження на будівлі	0,5	0,2	0,0
Вітрові навантаження на будівлі	0,6	0,2	0,0

Температурні навантаження на будівлі (виключаючи пожежі)	0,6	0,4	0,0
--	-----	-----	-----

У нормах України ДБН В.1.2-2:2006 тимчасові навантаження представлені чотирима значеннями: характеристичним, експлуатаційним, квазіциклічним та квазіпостійним. Останні якраз і є довготривалими варіантами навантаження.

4.2. Навантаження нормальної експлуатації

Споруди створюються для того, щоб забезпечувати певні потреби, і їхнє функціонування зазвичай пов'язано з дією деяких навантажень, що неодмінно проявляються. До таких навантажень належать, наприклад, постійні, корисні, кранові навантаження.

Постійні навантаження

До постійних у першу чергу відносять навантаження від ваги конструкцій та ґрунтів, і їх визначення є досить простим. Норми вимагають, щоб характеристичне (базове) значення ваги конструкцій заводського виготовлення встановлювалося виходячи зі стандартів, робочих креслень чи паспортних даних заводів-виробників. А для інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами й питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах зведення та експлуатації споруд.

Дані про питому вагу відповідних будівельних матеріалів наводяться в довідкових виданнях і нормах проектування окремих конструкцій. При цьому для низки матеріалів питома вага може помітно відхилятися від величин, прийнятих у розрахунку. Зокрема, для виробів та конструкцій з деревини необхідно враховувати збільшення об'ємної ваги, обумовлене просоченням її антисептичними або іншими спеціальними розчинами. Для виробів і конструкцій, що експлуатуються в умовах підвищеної вологості повітря чи схильних до безпосереднього зволоження, слід враховувати зростання об'ємної ваги матеріалів відповідно до можливої зміни їх вагової вологості. Особливо це стосується утеплювачів (пінобетон, піносілікат та ін.), вага яких при зволоженні може збільшуватися вдвічі.

Вода також відіграє особливу роль у навантаженні від ваги нескельних ґрунтів, коли частково або повністю заповнює проміжки між частинками ґрунту. У результаті об'ємна вага ґрунту, зваженого у воді, зменшується на величину $\rho_v / (1 + \varepsilon)$, де $\rho_v = 1 \text{ тс/м}^3$ – питома вага води, ε – коефіцієнт пористості ґрунту, що дорівнює відношенню об'єму пор до об'єму твердих частинок. Зважаючи дію води, якщо вона має місце, слід враховувати незалежно від коефіцієнтів надійності за навантаженням.

Дійсні обсяги матеріалів конструкцій можуть помітно відрізнятися від підрахованих за проектом. Згідно із зарубіжними джерелами [12], стандартні відхилення будівельних конструкцій за довжиною становлять 5...20 %, відхилення розмірів поперечних перерізів сталевих конструкцій перебувають в інтервалі 0,1...1,5 %, інших конструкцій – в інтервалі 5...10 %. За даними

натурних обстежень, для збірних залізобетонних плит типу ПКЖ чи ПНР проектна товщина 30 мм у низці випадків перевищується на 10...30 %, досягаючи 40...60 мм (рис. 4.4, *а*). Досить часто збільшується товщина утеплювача й асфальтових і цементно-піщаних стяжок на покриттях, що вирівнюють, а також кількість шарів руберойду на покрівлі.

Тому, наприклад, для ваги покриття проїжджого полотна автодорожніх мостів відповідні норми встановлюють коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,5$, мабуть, ураховуючи можливість появи ремонтних нашарувань.

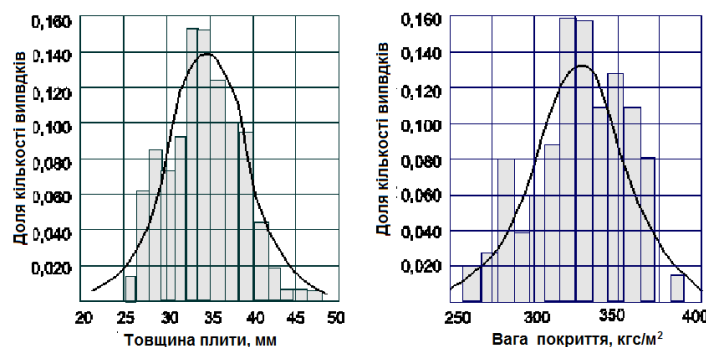


Рис. 4.4. Гістограми результатів вимірювань товщин плит та ваги покриття

Як наслідок, сумарне постійне навантаження, зокрема від багатошарових покрівель, може суттєво перевищувати проектні значення. Це навантаження, яке виходить у результаті перемноження двох величин (питомої ваги й об'єму), кожна з котрих є випадковою, також випадкова величина. Гістограми результатів вимірювань (рис. 4.4) свідчать про можливість представлення випадкового навантаження від власної ваги та його складових нормальним законом розподілу (крива на рис. 4.4).

Значне обтяження покрівлі може призвести до обвалення покриття будівлі. Як приклад можна навести аварію монтажно-випробувального корпусу (МВК) на космодромі Байконур. Корпус є п'ятипролітною будівлею, що складається з двох частин. Висока частина (прольоти 3, 4, 5) має габаритні розміри 240×120×56 м, низька частина (прольоти 1, 2) - 240×70×30 м (рис. 4.5, *а*). Будівництво МВК було закінчено в грудні 1966 року. Під час виконання ремонтних робіт 12 травня 2002 року конструкція даху впала в 3-му, 4-му й 5-му прольотах (рис. 4.5, *б*).

а)

б)



Рис. 4.5. Обвалення даху МБК на космодромі Байконур:

a – покриття корпусу зсередини; *b* – корпус після обвалення даху

Причиною обвалення даху МБК стало значне (в 1,5 рази) перевищення фактичного навантаження на покриття порівняно з прийнятим у проекті. Зокрема, перевантаження пов'язане із серйозним зволоженням керамзитового та мінераловатного утеплювача покрівлі. Крім того, обвалення ініціювало й додаткове навантаження на ділянках покриття у 3-му та 5-му прольотах, де зберігалися демонтовані елементи старої покрівлі й понад 10 тонн нового ізопласту.

Мінливість ваги конструкцій у більший бік ураховують наведені в нормах ДБН В.1.2-2:2006 коефіцієнти надійності за навантаженням, які дорівнюють $\gamma_f = 1,05 \dots 1,30$; для ґрунтів $\gamma_f = 1,1 \dots 1,15$. При цьому передбачається, що в тих випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкцій (наприклад, при перевірці конструкцій на стійкість положення проти перекидання, спливання або ковзання), слід виконати розрахунок, приймаючи для ваги конструкцій чи її частини коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$.

Коефіцієнти надійності за навантаженням до тиску ґрунтів у нормах не встановлені, тому що величина тиску ґрунту залежить не тільки від його об'ємної ваги, але й від інших характеристик (кута внутрішнього тертя, зчеплення), мінливість котрих повинна враховуватися окремо. Це питання є предметом спеціальних норм.

Для багатокомпонентного постійного навантаження, наприклад для багатопарової покрівлі, малоімовірно, що для всіх шарів одночасно реалізуються найгірші відхилення від номіналу, як впливає зі звичайного розрахунку з визначення розрахункових навантажень, в якому нормативне навантаження від ваги кожного шару множиться на визначений нормами коефіцієнт надійності за навантаженням. Тому можна вважати обґрунтованим понижувальний коефіцієнт сполучення, рекомендований для введення в розрахунок на постійне навантаження від ваги кількох конструктивних елементів [11]

$$\psi = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1 + \gamma_i V_i} + \gamma_n \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i V_i}{1 + \gamma_i V_i} \right)^2},$$

де V_i - коефіцієнт варіації ваги i -го конструктивного елемента;

C_i - частка ваги i -го елемента в загальному навантаженні; γ_i і γ_n - нормовані відхилення розрахункового постійного навантаження від середнього

значення відповідно для i -го елемента та конструкції з n елементів (зазвичай приймаються такими, що дорівнюють трьом).

У Єврокод-1 (EN 1991-1-1) звертається серйозна увага на можливу мінливість деяких вагових навантажень. Якщо мінливість власної ваги досить велика (наприклад, вона значно змінюється за різної вологості), то Єврокод пропонує розглядати два характеристичні значення власної ваги – підвищене та знижене – й прикладати їх у «сприятливих» і «несприятливих» зонах.

До постійних навантажень ДБН В.1.2-2:2006 відносить також зусилля, що зберігаються в конструкції або основі, від попереднього напруження, тиск ґрунтів (насіпів, засипок) та гірський тиск.

Корисні навантаження на перекриття

Такі навантаження – це тимчасові навантаження від маси людей, обладнання, матеріалів, виробів, засобів транспорту, технологічного обладнання, тимчасових перегородок та інших частин будівлі, розташування яких під час експлуатації змінюється.

Характеристичні значення корисних навантажень і коефіцієнти їх надійності, як правило, наведено у загальних нормах проектування чи в технологічних нормах проектування залежно від призначення приміщення.

У ДБН В.1.2-2:2006 указано характеристичні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи та підлоги на ґрунтах для житлових і громадських будівель. Наведемо для прикладу значення навантажень для низки приміщень: квартири житлових будівель – 1,5 кПа; навчальні класи – 2,0 кПа, глядацькі зали – 4,0 кПа, книгосховища – не менше 5,0 кПа тощо.

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для зазначених рівномірно розподілених навантажень приймаються такими, що дорівнюють:

1,3 – при характеристичному значенні, меншому ніж 2,0 кПа;

1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа та більше.

Повні значення корисних навантажень на перекриття відповідають досить рідкісній ситуації, коли, наприклад, у приміщенні спостерігається значне скупчення людей або нагромадження меблів під час ремонту. Природно, що повні значення класифікуються нормами як короточасні навантаження. Але норми вказують на те, що навантаження, котрі розглядаються, містять і тривалу складову, подану як знижене характеристичне значення. Ця складова іноді використовується для уточнення поведінки несучих конструкцій при врахуванні реологічних явищ, з якими може бути пов'язане, наприклад, збільшення прогинів чи ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах.

Для виробничих будівель корисні навантаження на перекриття вирізняються значним різноманіттям. Вони зазвичай визначаються в технологічному завданні на проектування та через велику невизначеність передбачуваних режимів експлуатації мають значні характеристичні величини в діапазоні 5,0...16,5 кПа й більше.

У ДБН В.1.2-2:2006 встановлено також величини зосереджених навантажень для перевірки несучих елементів перекриттів та покриттів. Указується, що несучі елементи перекриттів, покриттів, сходів і балконів (лоджій)

повинні бути перевірені в несприятливому положенні на квадратному майданчику зі сторонами не більше 10 см (за відсутності інших тимчасових навантажень) на зосереджене вертикальне навантаження, котре прикладене до елемента та дорівнює:

- для перекриттів і сходів – 1,5 кН (150 кгс);
- для горищних перекриттів, покриттів, терас та балконів – 1,0 кН (100 кгс);
- для покриттів, якими можна пересуватися тільки за допомогою трапів і містків, – 0,5 кН (50 кгс).

Прийняті величини навантажень відповідають вазі людини з інструментом або можливому навантаженню від важких меблів у житлових та громадських будівлях (це ж значення поширене на промислові й сільськогосподарські споруди). Слід зазначити, що зосереджене навантаження 150 кгс не враховує випадки встановлення важких сейфів, високих стелажів із книгами в бібліотеках та книгосховищах і тим більше не може компенсувати можливі зосереджені вантажі від технологічного обладнання, важких деталей тощо. У таких випадках указівку норм слід розуміти як обмеження мінімального зосередженого навантаження, яке має бути прийняте до уваги при розрахунку конструкції.

Корисно зазначити, що перевірка на зосереджені навантаження передбачається й більшістю зарубіжних нормативних документів. Так, американський стандарт ANSI/ASCE 7-95 регламентує перевірку перекриттів на зосереджені навантаження, деякі з котрих перевищують вітчизняні нормативи: офіси та комп'ютерні приміщення – 8,9 кН; лікарняні палати та лабораторії – 4,45 кН; класи та коридори шкіл – 4,45 кН.

У Єврокод-1 дано досить детальну класифікацію різноманітних приміщень і наведено вимоги щодо мінімального характеристичного значення корисного навантаження в них, включаючи й зосереджені сили (у дужках), наприклад: перекриття житлових приміщень – 1,5...2,0 кН/м² (2 0...3,0 кН); офісні приміщення – 2,0...3,0 кН/м² (1,5...4,5 кН); шкільні класи – 2,0...3,0 кН/м² (3,0...4,0 кН); концертні зали, стадіони – 5,0...7,5 кН/м² (3,5...4,5 кН).

Еквівалентні навантаження

При розрахунках конструкцій перекриттів найчастіше застосовується еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, яке обчислюють з умови рівності його впливу впливові дійсного навантаження. Наприклад, якщо на балку в середині її прольоту діє зосереджена сила P , що викликає згинальний момент $M_p = PL/4$, і замість неї використовується рівномірно розподілене навантаження q , для котрого $M_q = qL^2/8$, то з рівності $M_q = M_p$ слідує, що $q_{\text{екв}} = 2P/L$. При цьому загальне навантаження на балку збільшилося вдвічі ($qL = 2P$).

При розрахунку конструкцій перекриттів припускають, що корисне рівномірне навантаження може набувати змінного значення, тобто від нуля до розрахункового значення, і може бути прикладене на конструкції в різних місцях, щоб при перевірці цього перерізу конструкції в ньому була найневи-

гідніша дія такого навантаження. Формально для знаходження невідгідного розподілу навантаження необхідно прикласти його лише в тих місцях, які викликають у цьому перерізі однакові знаки напружень (з такою метою можна скористатися лініями чи поверхнями впливу).

Однак застосовувати це «шахове» навантаження слід досить обережно, тому що така комбінація малоімовірна. Більш доцільним є розбивання всієї площі перекриття на зони, приблизно рівні одній квартирі, та завдання повного розрахункового навантаження в такій «квартирі» як незалежного. Тоді при визначенні розрахункового сполучення навантаження (незалежні навантаження) на інших ділянках прийматимуться зі знижувальними коефіцієнтами сполучень ψ , що відповідає малій імовірності одночасного перевищення максимального навантаження на всіх ділянках⁴.

Цілком очевидно, що еквівалентне навантаження, яке дозволяє отримати прийняте в розрахунку значення деякого ефекту впливу (наприклад, згинального моменту), може значно перевищувати реальні експлуатаційні навантаження на несучі конструкції. Застосування еквівалентних навантажень неминує призведе до перевантаження тих елементів несучої системи, котрі є опорами для конструкцій з еквівалентними навантаженнями: балки, ригелі, стіни, колони, фундаменти. Певне коригування експлуатаційних навантажень, що моделюються еквівалентними значеннями, дає передбачене нормами введення коефіцієнтів ψ_{A1} , ψ_{A2} , які залежать від вантажних площ, а також коефіцієнтів сполучень ψ_{n1} , ψ_{n2} , котрі залежать від кількості перекриттів, які враховують у розрахунку опорних конструкцій.

Слід зазначити, що введення вказаних коефіцієнтів призводить до зниження навантажень на опорні конструкції, але значно меншою мірою, ніж аналогічні величини, але отримані за правилами Єврокоду.

Необхідно відзначити ще одну особливість застосування еквівалентних навантажень: навантаження від колісної техніки (протипожежних автомобілів) на покриття стилобатних частин житлових комплексів – приклад наведено на рис. 4.6.

Вага протипожежного автомобіля дорівнює 46 тс. Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження від такої автотехніки дорівнює 3 тс/м². Навантаження на колону стилобатної частини, визначене від еквівалентного навантаження, дорівнює 160 тс (наведено орієнтовне значення при прийнятих у конкретному проєкті прольотах).

⁴ У такий спосіб непрямо враховується важко реалізоване при комп'ютерному розрахунку вказівка пункту 6.8 ДБН В.1.2.-2:2006.



Рис. 4.6. Схема навантажень від протипожежної автотехніки на покриття стилобатної частини житлових комплексів

Однак найбільше значення навантаження від реальної автотехніки не може перевищувати її повної ваги (без урахування ефектів навантажень на опорні аутригери), тобто 46 тс. Така істотна різниця у величинах навантажень для колони може бути не настільки значущою, але при розрахунку на продавлювання фундаментної плити 160 тс може призвести до вичерпання несучої здатності, а величина 46 тс може бути успішно прийнята фундаментною плитою в приопорній зоні.

Норми ДБН В.1.2-2:2006 регламентують також таку важливу складову корисних навантажень, як горизонтальні навантаження на сходові поруччя й поручні балконів, нормативні значення яких дорівнюють:

- а) для житлових будівель, дошкільних закладів, будинків відпочинку, санаторіїв, лікарень та інших лікувальних закладів – 0,3 кН/м;
- б) для трибун і спортивних залів – 1,5 кН/м;
- в) для інших будівель та приміщень за відсутності спеціальних вимог – 0,8 кН/м.

Для цих навантажень, а також зосереджених навантажень на перекриття приймається коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

Кранові навантаження

Технологічний процес більшості підприємств пов'язаний з необхідністю механізації операцій з вертикального та горизонтального транспортування вантажів з великим діапазоном ваги. Таку механізацію разом з іншими транспортними засобами здійснюють за допомогою мостових (опорних) (рис. 4.7, а) і підвісних (рис. 4.7, б) кранів, які є спеціальними пристроями, що пересуваються з вантажами вздовж та впоперек цеху.



Рис. 4.7. Види виробничих кранів:
а – багатоколісний мостовий кран; б - підвісний кран (кран-балка)

Кранові навантаження, що передаються на конструкції промислових будівель, суттєво залежать від призначення мостових кранів, які поділяються на такі основні групи:

- крани загального призначення (гакові): одно- та двобалкові, чотири- й багатоколісні;
- спеціальні крани: магнітні та грейферні;
- металургійні крани: ливарні, мульті-завалочні, колодязні, ковальські й інші.

Основними параметрами мостових кранів, які впливають на навантаження, що ними передаються, є вантажопідйомність, проліт, геометричні та вагові параметри, вид привода руху моста (центрального або роздільний), спосіб підвісу вантажів (гнучкий чи жорсткий) і група режимів їх роботи (1К...8К за вітчизняною класифікацією і відповідно А1...А8 за міжнародним стандартом ISO 4301/1-86).

Специфічними особливостями кранових навантажень є їхня рухомість, випадковість, динамічність, великі зосереджені сили, що передаються окремими колесами на конструкції. При цьому мостові та підвісні крани створюють у процесі роботи вертикальні, горизонтальні поперечні й горизонтальні поздовжні навантаження. Вертикальні навантаження на колеса кранів визначаються вагою моста та рухомого візка з вантажем. Поздовжні кранові дії є наслідком гальмування крана на підкранових коліях. Фізична природа горизонтальних поперечних кранових навантажень значно складніша. Приблизно 10...30 % таких навантажень становлять поперечні сили, що виникають від гальмування візка з вантажем. У той самий час основну частину (близько 70...90 %) поперечних кранових навантажень становлять бічні сили. За фізичною природою це – сили тертя, що виникають унаслідок поперечного ковзання коліс під час руху крана. Це ковзання є результатом розбіжності площини обертання колеса крана з напрямом його руху, тобто перекосу колеса на певний кут. Такі перекоси характерні для будь-яких мостових кранів, які рухаються реальними крановими шляхами, внаслідок таких причин, як перекіс моста при його русі, непаралельність кранових шляхів, неточність установки і нерівномірне зношування ходових коліс, різний коефіцієнт тертя кранових колій тощо [6, 7].

Навантаження від мостових та підвісних кранів – це змінні навантаження, для котрих ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» встановлено чотири види розрахункових значень: граничні, експлуатаційні, циклічні та квазіпостійні.

Першочерговим фактором нормування кранових навантажень є встановлення кількості кранів, що враховується в розрахунках. Згідно з ДБН, вертикальні навантаження слід приймати на кожній колії не більш як від двох найнесприятливіших за впливом кранів, а при врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів – не більш як від чотирьох кранів. На відміну від цього положення, Єврокод EN 1991-3:2005 допускає врахування вертикальних навантажень на одній колії від трьох кранів, при двоярусному розташуванні – від чотирьох кранів, у багатопролітних будівлях – від шести кранів. ДБН регламентує, що горизонтальні навантаження слід урахувати не більш як від двох найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі (для чотириколісних кранів – від одного крана на кожній крановій колії). Єврокод допускає у багатопролітних будівлях дію горизонтальних навантажень від чотирьох мостових кранів.

Для мостових і підвісних кранів граничні розрахункові значення вертикального навантаження визначаються як

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0,$$

де F_0 – характеристичне значення вертикального навантаження від двох найбільш несприятливих за впливом кранів, які слід приймати відповідно до вимог державних стандартів на крани, а для нестандартних кранів – згідно з даними, наведеними в паспортах заводів-виробників;

- γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження; норми України ДБН В.1.2-2:2006 диференціюють цей коефіцієнт у діапазоні $\gamma_{fm} = 0,97 \dots 1,1$ залежно від середнього періоду повторюваності навантаження $T = 0,1 \dots 50$ років; Єврокод у сполученнях навантажень для граничних станів першої групи враховує при визначенні розрахункових величин кранових навантажень часткові коефіцієнти 1,00 та 1,35;

- ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, який дорівнює 0,85 і 0,95 для навантажень від двох кранів та 0,7 і 0,8 при розрахунку чотирьох кранів; перші цифри належать до груп режимів роботи кранів 1К – 6К, другі – до груп режимів роботи 7К, 8К. Підхід європейських норм до питання сполучення навантажень з урахуванням кранових впливів відрізняється від методики ДБН: при формуванні сполучень більш диференційовано враховуються 10 груп кранових впливів, котрі розглядаються як одне кранове навантаження.

Зважаючи на відсутність у Єврокодi знижувальних коефіцієнтів сполучення і наявність підвищеного часткового коефіцієнта 1,35, можна припустити, що розрахунок конструкцій на кранові навантаження за нормативами Єврокоду закладає в конструкції більші запаси, ніж розрахунок за ДБН.

При визначенні горизонтального навантаження мостових кранів, направлено поперек кранової колії, ДБН виділяє окремо чотириколісні крани, схильні до перекосу при русі. Особливо ця схильність виявляється для кранів з відношенням прольоту до бази $L_{cr}/B \geq 5$. Обмеження перекосу може здійснюватися колесами однієї сторони крана або колесами, розміщеними по діагоналі крана.

Характеристичне значення бічної сили на колеса чотириколісного мостового крана розраховується за формулою

$$H_k^n = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha(F_{\max}^n - F_{\min}^n)L_{cr}}{B},$$

де $F_{\max}^n$, $F_{\min}^n$ – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш чи на менш навантаженій стороні крана; B , L_{cr} – відповідно база та проліт крана; α – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі.

Бічні сили H_k^n , обчислені за вказаною вище формулою, можуть бути прикладені:

- до коліс однієї сторони крана та спрямовані в різні сторони;
- до коліс по діагоналі крана і спрямовані в різні сторони.

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють $0,1F_{\max}^n$ ($0,1F_{\min}^n$), кожна з яких може бути спрямована як назовні, так і всередину прольоту. Для розрахунку конструкцій слід вибирати з наведених найбільш невідповідні схеми завантаження конструкцій, що розраховуються.

Характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів із гнучким підвісом H_k^n , приймається таким, що дорівнює 0,1 від вертикального навантаження на колесо, обчисленого при розташуванні візка з вантажем, який дорівнює паспортній вантажопідйомності крана, посередині моста. При цьому приймається, що бічні сили всіх коліс кожної зі сторін крана мають один напрямок – усередину або назовні розглядуваного прольоту будівлі. На одній із колій приймається повна бічна сила, на іншій колії приймається половина від бічної сили.

Важливо підкреслити, що, відповідно до фізичної природи бічних сил мостових кранів, ДБН включає їх у розрахунок усіх елементів каркасів виробничих будівель.

Європейський підхід до опису горизонтальних кранових навантажень EN 1991-3:2005 також відрізняється від рекомендацій, що містяться в ДБН В.1.2-2:2006, чітким та недвозначним урахуванням бічних сил. Причому окремо нормуються дві складові: горизонтальні навантаження, які виникають при прискоренні або гальмуванні руху крана підкрановими коліями, H_L , H_T і навантаження від перекосу крана при його русі підкрановими коліями H_S .

Статистичні експериментальні дослідження кранових навантажень були проведені в діючих цехах починаючи з 60-70-х років минулого століття низкою дослідників, серед котрих і українські фахівці [5 – 7]. Дослідні результати були оброблені в техніці випадкових величин та випадкових процесів і виявили основні ймовірнісні особливості кранових навантажень:

- стаціонарність випадкового процесу кранового навантаження, що проявляється у швидкій стабілізації та надалі сталості розподілів ординати й числових характеристик, сталості частот викидів і частотних характеристик процесу;
- обґрунтована можливість застосування нормального закону для опису розподілу ординати кранових навантажень (рис. 4.8, а);
- хороша частотна перемішаність випадкового процесу кранового навантаження, відсутність періодичної складової;
- специфічна особливість навантажень деяких кранів із гнучким підвісом (наприклад, ливарних), що полягає у виділенні в їх розподілах крайніх хвостових частин, які відповідають операціям з вантажами, близькими до вантажопідйомності; для опису «хвостів» таких навантажень використовується розподіл екстремумів.

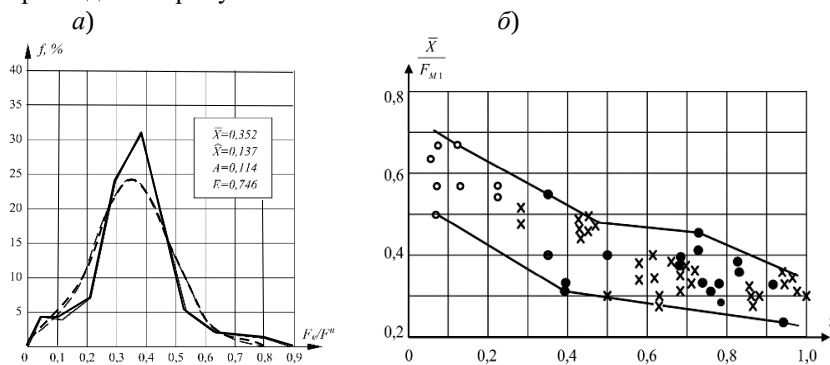


Рис. 4.8. Стохастичні особливості вертикального кранового навантаження: а – приклад розподілу (розливний проліт мартенівського цеху; F_e – експериментальні значення, F^n – нормативне навантаження); б – залежність середніх значень $\bar{X}$ від параметрів крана; F_{M1} – навантаження від одного крана

У зв'язку з викладеним, випадкове кранове навантаження найбільш повно описується ймовірнісною моделлю нормального стаціонарного випадкового процесу. На основі отриманих експериментальних даних обґрунтовано узагальнені ймовірнісні параметри кранового навантаження [7], зокрема залежність його середнього значення від вантажної характеристики кранів $\eta = Q/G_{cr}$, де Q – вантажопідйомність крана, G_{cr} – вага крана (моста з візком) (рис. 4.8, б).

4.3. Атмосферні впливи

Особливості підходу

Для випадкових факторів важливим поняттям, яке використовується при ймовірнісних обґрунтуваннях норм, є забезпеченість випадкової величини. Стосовно параметрів міцності тут розуміють імовірність того, що їх фактичні значення не виявляться нижчими, а стосовно навантажень і впливів не виявляться вищими від деякого небезпечного значення. Цим визначенням повністю вичерпується формальний бік питання, але існують певні особливості інтерпретації, пов'язані з фізичним змістом аналізованих випадкових величин. Якщо природа випадковості пов'язана з невизначеністю разової реалізації властивостей з випадкової сукупності однотипних виробів (можливо, лише уявною), як, наприклад, відбувається в процесі розгляду випадкових значень щільності під час визначення власної ваги, то забезпеченість пов'язується з тією чи іншою часткою впевненості, що вибране для підрахунків значення не буде перевищено.

Якщо розглядаються випадкові процеси, що протікають у навколишньому середовищі (швидкість вітру, температура, інтенсивність опадів тощо) або в самій конструкції (корозія, ерозія тощо), слід пам'ятати про те, що йдеться про ймовірність виникнення деякої ситуації протягом певного відрізка часу. І з цією обумовленістю пов'язується певний (надто часто дуже умовний) термін експлуатації. Імовірність неперевикнення небезпечного рівня виявляється різною, якщо розглядати короткі чи довгі інтервали часу, подібно до того, як різняться ймовірності зустріти автомобіль певного (наприклад, жовтого) кольору при проїзді одного кварталу і при перетинанні мегаполісу.

Проводячи досить ризиковану аналогію з людським життям, можна говорити про перший тип випадковостей, згадуючи ймовірність загибелі людини під час народження, а про другий – у процесі розгляду ймовірності загибелі протягом усього життя, наприклад від нещасного випадку.

Зауважимо, що характеристичні значення випадкових природних впливів (вітер, сніг, температура, сейсміка) часто призначаються як величини, які перевищуються в середньому один раз на $T_{сер}$ років. Тоді ймовірність появи за один довільно взятий рік такого впливу становить $1/T_{сер}$, а ймовірність того, що така дія жодного разу не виникне за термін експлуатації N років, може бути обчислена за формулою

$$P = (1 - 1/T_{сер})^N,$$

якщо вважати випадкові річні максимуми статистично незалежними. Ця ймовірність не така вже й велика навіть при значних $T_{сер}$, що видно з табл. 4.2. Наприклад, ймовірність того, що за 50 років експлуатації фактична швидкість вітру перевищить максимальне річне значення, що зустрічається в середньому один раз на 50 років, дуже велика й дорівнює 0,64.

Тому часто для розрахункових значень навантаження приймаються такі, що відповідають дуже великому періоду повторюваності T_c . Наприклад, під час розрахунку конструкцій АЕС для екстремальних (аварійних) значень приймається $T_c = 10\,000$ років. Уся справа тут у непомітній на перший погляд різниці визначень: **у середньому один раз чи хоча б один раз**.

Таблиця 4.2

Середній період повторюваності навантаження $T_{сер}$, років	110	330	550	1100	2200	5500	11000	110000
Імовірність неперевищення (забезпеченість) за 50 років	0,005	0,13	0,36	0,61	0,78	0,90	0,95	0,998

Для навантажень, котрі змінюються в часі, потребує уточнення саме поняття «один раз». Так, для метеорологічних навантажень, спостереження яких проводять через кожні шість годин, можна говорити про одне спостереження за T років: частота такої події дорівнює $1/1460T$. Для інших навантажень «один раз» може бути пов'язаний з технологічним циклом або з іншим характерним періодом. Наприклад, при дослідженні снігового навантаження, коли за основу взято статистику річних максимумів ваги снігового покриву, один раз означає один рік з періоду, що розглядається.

Крім того, коли використовується середній період, слід пам'ятати, що йдеться про випадкову послідовність, тому треба брати до уваги статистичний зміст параметрів. Іноді доводиться чути міркування такого типу: конструкція, яка проєктувалася на навантаження із середнім періодом повторюваності 50 років, уже експлуатується 45 років, і тому розрахункове навантаження реалізується в найближчому п'ятиріччі. Це, безумовно, неправильно: ймовірність появи такого навантаження обчислюється за формулою

$$P(Q) = 1 - \exp[-\alpha(Q)T],$$

де параметр $\alpha(Q)$ має значення середньорічної частоти появи навантаження зі значенням Q чи більшим. Зворотна величина $T(Q) = 1/\alpha(Q)$ є середнім періодом повторюваності таких подій. При наближенні добутку $\alpha(Q)T$ до одиниці (після закінчення періоду повторюваності) ймовірність події P наближається не до одиниці, а до числа $1 - 1/e = 0,63212$. Таким чином, упевненості в тому, що за період $T(Q)$ років обов'язково (тобто з імовірністю, що дорівнює одиниці) реалізується навантаження з величиною Q або більше, немає і бути не може.

Логарифмуючи наведений вище вираз для ймовірності, можна отримати залежність середньорічної частоти від заданого значення навантаження

$$\alpha(Q) = -\ln P(Q)/T \approx [1 - P(Q)]/T,$$

де наближена рівність справедлива з великою точністю для значень ймовірностей P , котрі перевищують величину 0,9.

Використання характеристичного значення Q_n , ймовірність появи якого дорівнює 0,95, та розрахункового значення Q_p з імовірністю появи 0,999 означає перехід від $\alpha_n = 0,05/T$ до $\alpha_p = 0,001/T$, тобто до збільшення середнього періоду повторюваності навантаження, що розглядається, в 50 разів.

Що стосується значення навантаження, повторюваність котрого дорівнює бажаній, то за основу береться його ймовірнісний опис, який визначається на основі наявних багаторічних спостережень (див. далі в розділі 7.3).

Нормативні документи деяких країн ураховують періоди повторюваності природних впливів. Так, рекомендації Японського інституту архітектури, відповідно до котрих за основу взято столітній період повторюваності, дають такі значення коефіцієнта переходу R до іншого періоду повторюваності T_c :

- для снігового навантаження $R = 0,40 + 0,13 \ln T_c$;
- для вітрового навантаження $R = 0,54 + 0,10 \ln T_c$;
- для сейсмічного впливу $R = (T_c/100)^{0,54}$.

Близький підхід використаний у нормах України, де для розрахункових граничних значень перехід від нормативних значень вітрового та снігового навантажень, що відповідають $T_c = 50$ років, до інших значень T_c рекомендується виконувати з використанням коефіцієнта надійності γ_{fm} , котрий обчислюється за формулою $\gamma_{fm} = 0,24 + 0,45 \lg T_c$.

У Єврокодi це питання враховується коефіцієнтом C_{prob} , який розшифровується нижче під час розгляду конкретних навантажень.

Іноді виникають сумніви щодо правомочності використання навантажень з дуже великим терміном повторюваності, оскільки не існує відповідних спостережень за такої значий час. Адже величині $T_c = 10\,000$ років відповідає можливість реалізації 0,00001 раза за один рік. Психологічно можна зрозуміти враження, що виникає на побутовому рівні, ніби такі події настільки малоімовірні, що немає сенсу передбачати їх в обчисленнях.

При цьому не береться до уваги, що при багаторазових реалізаціях навантажень ризик зіткнутися з рідкісними подіями зростає на порядки і перестає бути малим. Тому побутові міркування не можуть замінювати послідовні акуратні обчислення ризиків та ймовірностей безпечної роботи споруди протягом усього терміну експлуатації. Конкретний приклад: аномально спекотне літо 2010 і 2013 років продемонструвало всім можливість реалізації при термінах спостереження близько 100 років навіть подій, що оцінювалися періодом повторюваності 10000 років і вважалися до того практично неймовірними.

Снігове навантаження

Сніговий покрив має велике значення у формуванні кліматичного та гідрологічного режимів місцевостей. Водночас сильні снігопади порушують рух транспорту, блокують роботу міського господарства, ламають дерева, руйнують будівлі. Особливу небезпеку становить сніговий покрив і його нерівномірні відкладення на покрівлях будівель, де є велика кількість людей та дороге технологічне обладнання. Багатосніжні зими протягом низки років позначені обвалами покріттів будівель у різних країнах, вони мали серйозні й навіть трагічні наслідки. Приклади аварій, спричинених сніговими навантаженнями, наведено на рис. 4.9.

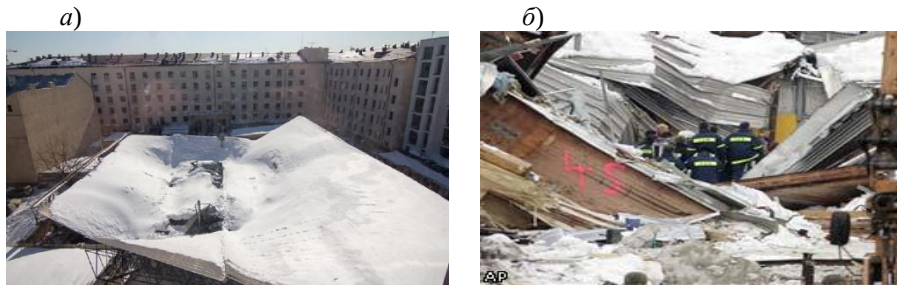


Рис. 4.9. Приклади обвалення покриттів під сніговим навантаженням: *а* – паркінг (готель «Мінськ», 2013 р.); *б* – критий каток (Бад-Райхенваль, Німеччина, 2006 р.)

Формування снігових опадів в атмосфері залежить від багатьох факторів, але головним чином від температури навколишнього середовища та наявності переохолодженої води. Утворення снігового покриву пов'язане із загальним сезонним зниженням температури повітря й ґрунту, а також зі снігопадами, викликаними вторгненням арктичних мас повітря та їх взаємодією з повітрям помірних широт. Середня кількість днів зі сніговим покривом на рівнинній частині України складає 30...100, на північному сході – менше 80, на узбережжі – близько 20. Середні щорічні максимуми висоти снігового покриву змінюються від 10 см у південній частині країни до 60 см у північних місцевостях [9].

Регулярні спостереження за відкладенням снігу почали проводитися метеорологами з кінця XIX ст. На території України впродовж останніх 70 років регулярні виміри снігового навантаження на ґрунт ведуться на 1145 метеорологічних станціях і постах. При цьому на досить великих майданчиках, характерних для певної території, виконуються вимірювання висоти снігового покриву й щільності снігу. У місцевостях із стабільно негативними зимовими температурами повітря та стійким сніговим покривом сніговимірні зйомки проводяться щодавно, в районах із нестійким сніговим покривом, зокрема на більшості території України, – кожні 5 днів. Сніговимірні спостереження дозволяють достовірно оцінити такий важливий для нормування снігового навантаження параметр, як запас води в сніговому покриві, від якого легко перейти до снігового навантаження (кПа): $S = 0,01 \cdot h_B$, де h_B – середній за ділянкою вимірювань запас води в сніговому покриві, мм.

Результати багаторічних метеорологічних спостережень за сніговим покривом є основою снігового нормування. Відповідно до українських норм ДБН В.1.2-2006, снігове навантаження є змінним, для нього встановлено три розрахункові значення: граничне, експлуатаційне та квазіпостійне. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) рекомендується визначати за формулою

$$S_m = \gamma_m S_0 C \cdot \quad (4.1)$$

Тут S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке

може бути перевищене в середньому один раз за 50 років. Величина S_0 визначається залежно від снігового району (всього на території України 6 районів) у діапазоні 800...1600 Па.

У нормах Єврокоду EN 1991-1-3:2003 базове характеристичне значення снігового навантаження S_k дорівнює, як і в ДБН, вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні землі, яке може щорічно перевищуватися з вірогідністю 0,02 (чи в середньому один раз на 50 років). Ці значення встановлюють за картами територіального районування держав - членів європейського співтовариства, Європейська снігова карта поділена на дев'ять однорідних кліматичних районів, до котрих приєднані також карти Чехії, Ісландії та Польщі. Кожний з регіонів поділений на зони, для яких на картах наведені характеристичні значення на рівні моря (висота над рівнем моря $A = 0$).

Коефіцієнт C у формулі (4.1) враховує фактори впливу на снігове навантаження

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (4.2)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покриття, що визначається залежно від форми покриття та схеми розподілу на ньому снігового навантаження; C_e – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти.

У нормах ДБН коефіцієнт C_e відрізняється від одиниці тільки при визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею за ухилів покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відведення талої води, його слід приймати $C_e = 0,8$. Єврокод інакше враховує це питання і передбачає зменшення розрахункового снігового навантаження на покриття будівель при інтенсивності теплового потоку через покрівлю більше $1\text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$. Крім того, Єврокод бере до уваги знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру коефіцієнтом експозиції $C_e = 0,8 \dots 1,2$, що залежить від топографічних умов.

Коефіцієнтом C_{alt} норми ДБН В.1.2-2:2006 ураховують географічну висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря, причому він перевищує одиницю для висот, більших за 0,5 км, а Єврокод таким чином бере до уваги цей фактор при обчисленні характеристичного значення снігового навантаження S_k , $\text{кН}/\text{м}^2$:

$$S_k = (aZ + b) \left[1 + \left(\frac{A}{c} \right)^2 \right], \quad (4.3)$$

де A – висота місцевості над рівнем моря, м; Z – номер зони на карті відповідного регіону; a , b , c – числові множники, індивідуальні для кожного регіону.

Співмножник γ_{fm} у формулі (4.1) – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження. Норми ДБН В.1.2-2:2006 диференцію-

ють цей коефіцієнт у межах 0,24...1,44 для періоду повторюваності $T = 1...500$ років, збільшують T для об'єктів підвищеної відповідальності й допускають для об'єктів масового будівництва приймати T таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef} . Єврокод містить аналогічний коефіцієнт, який дорівнює 1,5, і формулу, котра приводить характеристичне навантаження до періоду повторюваності, відмінного від базового періоду повторюваності $T = 50$ років.

EN 1991-1-3:2003 та ДБН В.1.2-2:2006 регламентують також експлуатаційне й квазіпостійне розрахункові значення снігового навантаження, а Єврокод додатково – виняткове снігове навантаження від одного особливо рідкісного снігопаду.

Снігове навантаження є випадковим, ймовірнісний аналіз виявив його специфічні особливості. Це навантаження та його числові характеристики (математичне очікування, стандарт тощо) мають сезонний тренд з максимумом у лютому-березні (рис. 4.10, а). В основній частині зими між середніми датами початку і кінця існує період стійкого снігового покриву, коли його зміни мають стаціонарний характер.

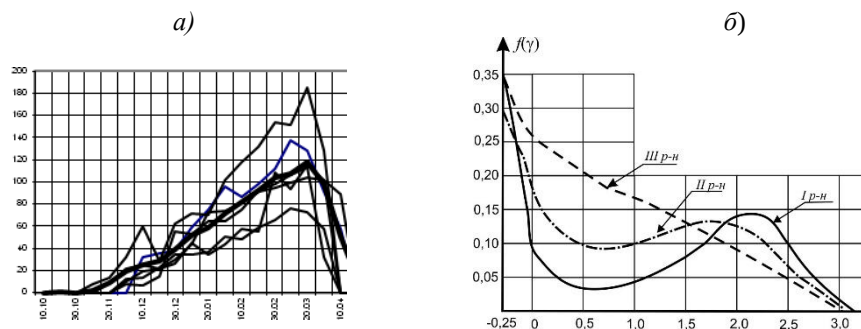


Рис. 4.10. До ймовірнісного опису снігового навантаження:
а – сезонний тренд; б – розподіл навантаження на ґрунт

Це дозволяє описати снігове навантаження ймовірнісною моделлю квазістаціонарного випадкового процесу з постійними ефективною частотою та нормованою кореляційною функцією. Аналіз розподілів ординати такого випадкового процесу показав, що вони можуть обґрунтовано апроксимуватися відомим нормальним законом для навантажень багатосніжних районів. У той же час для снігового навантаження малосніжних районів з нестійкою зимою, зокрема для України, характерний двомодальний поліномо-експоненціальний розподіл виду (рис. 4.10, б) [5, 9]

$$f(\gamma) = \exp(C_0 + C_1\gamma + C_2\gamma^2 + C_3\gamma^3), \quad (4.4)$$

де $\gamma = (x - \bar{x})/\hat{x}$ – нормоване відхилення величини навантаження від математичного очікування; $\bar{x}$ і $\hat{x}$ – відповідно математичне очікування та стандарт снігового навантаження на ґрунт.

Побутова думка про снігове навантаження як тривале тимчасове навантаження ґрунтується на тривалості зимового періоду. Але максимум ваги снігу спостерігається протягом одного-двох тижнів, та й то раз на п'ятнадцять-двадцять років чи ще рідше. Тому снігове навантаження відносять до короткочасних, але виділяють його тривалу частину.

Слід відмітити, що схеми дії снігового навантаження (його розташування на покриттях), які наведені в нормах і характеризуються коефіцієнтом μ , є певною мірою умовними. Вони побудовані на підставі спостережень та деяких модельних експериментів, а також з урахуванням того, що сніг може відкладатися по-різному на сусідні схили покрівлі або здуватися з більш високих частин покриття й утворювати так звані снігові мішки. При цьому передбачалося, що обсяг снігового мішка дорівнює обсягу переміщеного снігу. Ураховувалася також можливість очищення покриття від снігу, що призводить до порушення рівномірності його відкладення.

Важливо підкреслити, що розробленню та виданню Державних норм України ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи» щодо снігових навантажень передувала багаторічна праця українських дослідників [5, 6, 9]. Для статистичного дослідження і нормування снігового навантаження були використані результати снігозйомок, виконаних на 222 метеостанціях та постах України впродовж 1950 – 1990 років із тривалістю кліматичних рядів від 21 до 35 років. Розміщення пунктів спостережень досить рівномірне по території: відстань між найближчими з них складає 30...60 км. У цілому, для нормування снігового навантаження України була використана представницька вибірка з більше 100 тисяч результатів снігозйомок.

Отримані дані свідчили про значну територіальну мінливість снігового навантаження, що істотно відрізнялася від його нормування за нормами колишнього СРСР (СНиП), згідно з якими практично вся територія України занижено відносилася до найбільш малосніжних I ($S_0 = 0,5$ кПа) і II ($S_0 = 0,7$ кПа) снігових районів. Між тим експериментально обґрунтовані значення снігового навантаження суттєво перевищували ці нормативи. Тому до нового територіального районування України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву було включено шість територіальних районів з підвищеними розрахунковими характеристичними значеннями від 0,8 до 1,8 кПа. Деяке збільшення матеріаломісткості й вартості несучих конструкцій унаслідок запровадження нових норм снігового навантаження компенсувалося передусім соціальним ефектом безаварійної експлуатації несучих конструкцій. Крім того, про доцільність упровадження нових норм снігового навантаження свідчив також певний економічний ефект [5].

Вітрове навантаження

Вітер – це рух повітря стосовно земної поверхні із зон з високим тиском до ділянок із низьким. Навантаження, що виникає внаслідок дії вітру, створює істотний силовий вплив на будівельні конструкції, особливо на огорожувальні та висотні. Як приклад, що показує небезпеку вітрового навантаження, можна навести руйнування сталевго 70-метрового обеліска в Корсунь-Шевченківському (Україна, 1969 р., рис. 4.11, а). Він обвалився через

втомне руйнування несучої циліндричної оболонки. Втома настала через інтенсивні вібрації, викликані зривним флатером (рис. 4.11, б).



Рис. 4.11. Руйнування обеліска (Корсунь-Шевченківський):
а - обеліск, що зруйнувався; б – місце зламу

Оскільки зміни швидкості та напрямку вітру в основному викликаються змінами температури, вітер має цикли з максимумами енергії [6]:

а) макрометеорологічний (синоптичний) пік, який є наслідком загальної циркуляції атмосфери, з періодом T , що становить чотири доби, та частковими максимумами при $T = 1$ рік і $T = 10$ год;

б) мікрометеорологічний (турбулентний) максимум з періодом $T = 1$ хв, який викликається тертям потоку повітря по поверхні землі.

Між цими двома максимумами в інтервалі $T = 10$ хв – 5 год спостерігається широкий мінімум, котрий називається спектральним «провалом». Така особливість вітрового спектра дозволяє подати вітрове навантаження у вигляді двох складових:

а) статичної (середньої) складової, що відповідає швидкості вітру, яка встановилася;

б) динамічної (пульсаційної) складової, котра залежить від пульсаційної (турбулентної) компоненти швидкості вітру.

Пульсаційна складова визначається специфічними особливостями вітрового впливу: швидкість вітру та відповідний вітровий тиск не є постійними, а мають суттєві зміни величин у часі (див. рис. 4.12).



Рис. 4.12. Графік швидкості вітру (в інтервалі 60 сек)

Очевидно, що зміни швидкості вітру, наочно подані на рис. 4.12, формують динамічний вплив на несучу систему будівлі, яка (зі свого боку) реагує на динамічне збудження динамічною реакцією. Зрозуміло, що параметри динамічної реакції будівлі визначаються динамічними характеристиками несучої системи, про що буде сказано нижче.

Для точного оцінювання вітрового навантаження потрібна достовірна інформація про характеристики вітру, такі як швидкість, напрямок, частота появи вітру різної швидкості, розподіл швидкості за висотою, амплітудою та тривалістю поривів тощо. Цю інформацію одержують на основі спостережень за вітром і статистичної обробки даних метеостанцій. Прилади для вимірювання швидкості вітру на метеорологічних станціях (флюгери, анемометри, анеморумбометри та ін.) встановлені на стандартній висоті 10 м від землі, спостереження виконують 8 разів на добу [3]. Від швидкості вітру v (м/с) здійснюється перехід до вітрового тиску конструкції w (Па), що є основою вітрового нормування.

Переходячи до розгляду умов ДБН В.1.2-2:2006 щодо вітрового навантаження, відмітимо, що вони поширюються на будівлі та споруди простої геометричної форми, висота яких не перевищує 200 метрів. Для інших будівельних об'єктів слід виконувати спеціальні динамічні розрахунки чи обдування моделей в аеродинамічній трубі.

Вітрове навантаження є змінним, для нього встановлені два розрахункові значення – граничне й експлуатаційне.

Основне для розрахунку будівельних конструкцій граничне розрахункове значення вітрового навантаження обчислюється за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C. \quad (4.5)$$

Позначення у формулі (4.5):

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску (Па), котре дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років. Характеристичне значення вітрового тиску W_0 визначається в діапазоні від 400 до 600 Па залежно від вітрового району (п'ять районів замість трьох за СНіП). Аналогічний підхід застосований у розділі EN 1991-1-3:2002 Єврокоду, але, на відміну від вітчизняних норм проектування, котрі оперують швидкісним тиском, у Єврокодi нормується швидкість вітру $v_{b,0}$ з базовим періодом повторюваності 50 років. Величина $v_{b,0}$ регламентується Національними додатками країн Європи, на території яких діє система стандартів Єврокод;

- γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, котрий визначається в діапазоні від 0,55 до 1,45 залежно від заданого середнього періоду повторюваності T від 5 до 500 років; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} . Єврокод EN 1991-1-4:2005 містить аналогічний

коефіцієнт, який дорівнює 1,5 для більшості країн Європейської зони, та регламентує, що для врахування іншого періоду повторюваності базова швидкість вітру має бути помножена на коефіцієнт вірогідності,

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K \ln[-\ln(1 - p)]}{1 - K \ln(-\ln 0.98)} \right)^n, \quad (4.6)$$

де K – параметр форми; n – показник степеня. Значення K і n можуть регламентуватися в Національних додатках (наприклад, для Нідерландів, де для кожного вітрового району регламентовано своє значення величин K та n). За відсутності рекомендацій з визначення цих величин слід приймати $K = 0,2$ і $n = 0,5$. Параметр p у формулі (4.6) встановлює ймовірність щорічного перевищення швидкістю вітру рівня v_b , тобто $p = 1/T$, де T – період повторюваності швидкості вітру;

- C – коефіцієнт, що враховує вплив різних факторів на вітрове навантаження та визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d. \quad (4.7)$$

Коефіцієнти цієї формули розшифровуються таким чином:

- C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який ураховує характер обдування об'єктів вітром, залежить від форми споруди чи конструктивного елемента й визначається за таблицями, вміщеними в ДБН, і розгорнутими поясненнями Єврокоду;

- C_h – коефіцієнт висоти споруди, котрий ураховує збільшення вітрового навантаження з висотою. У нормах ДБН коефіцієнт C_h ураховує висоту споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), тип навколишньої місцевості (розрізняють чотири типи місцевості з різною шорсткістю поверхні) та визначається за таблицями окремо для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 с, та для всіх інших будівель і споруд. ДБН та Єврокод використовують логарифмічну залежність швидкості вітру від висоти, на відміну від норм СНіП, котрий базується на степеневій залежності. Питання про те, яка залежність краще відповідає експериментальним значенням, не має поки що однозначної відповіді.

ДБН та Єврокод ураховують додатково відповідними коефіцієнтами географічну висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря (C_{alt}), рельєф (орографію) навколишньої місцевості (C_{rel}, c_r) і нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру (C_{dir});

- C_d – коефіцієнт динамічності, котрий бере до уваги вплив пульсаційної складової вітрового навантаження та просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. ДБН і Єврокод регламентують спрощений варіант динамічного розрахунку, який використовує узагальнюючий динамічний коефіцієнт, поданий графічно для типових споруд. Однак Єврокод EN 1991-1-4:2005 передбачає також можливість більш детального динамічного розрахунку та спеціальну розрахункову процедуру для гнучких висотних споруд, таких як вежі, щогли на відтяжках, витяжні труби тощо, що ґрунтується на використанні фактора пориву й зональної схеми завантаження.

Вітрове навантаження має випадковий характер із специфічними стохастичними особливостями. Імовірнісний аналіз його природи дозволив подати середню складову вітрового навантаження у вигляді квазістаціонарного випадкового процесу з числовими характеристиками, котрі відносно повільно змінюються протягом річного циклу (рис. 4.13, а), та постійною частотною структурою [1].

Випадковий процес вітрового навантаження виявився також стаціонарним, за винятком сезонного тренду, за нормованим розподілом ординати, який описаний розподілом Вейбулла (рис. 4.13, б) з диференціальною функцією виду

$$f(\gamma) = \beta V \Gamma(1 + \beta^{-1})^\beta (\gamma V + 1)^{\beta-1} \exp\left\{-[(\gamma V + 1)\Gamma(1 + \beta^{-1})]^\beta\right\}, \quad (4.8)$$

де β – коефіцієнт форми розподілу Вейбулла; V – коефіцієнт варіації вітрового навантаження; $\Gamma(\cdot)$ – гамма-функція.

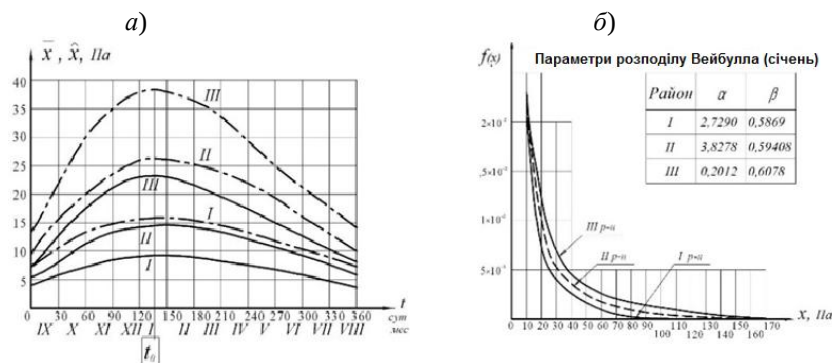


Рис. 4.13. До ймовірнісного опису вітрового навантаження:

а – тренд числових характеристик:

— математичне очікування; — — стандарт;

б – розподіл Вейбулла для ординати (січень)

Пулсаційна складова вітрового навантаження адекватно описується моделлю стаціонарного випадкового процесу з нульовим математичним очікуванням, нормальним розподілом ординати та ефективною частотою, що на два порядки перевищує частоту середньої складової [7].

Ожеледне навантаження

Уявлення про природу та значення ожеледних навантажень дають аварії конструкцій через перевантаження ожеледицею. Особливо воно впливає на надійність і аварійність конструкцій повітряних ліній (ПЛ) зв'язку та електропередачі. Історія будівництва й експлуатації ПЛ за останні 50 – 80 років містить численні приклади руйнувань конструкцій та обриву проводів ПЛ, які завдали великої економічної шкоди й з усією очевидністю продемонстрували необхідність правильного оцінювання навантажень від ожеледиці (рис. 4.14) [6, 8].

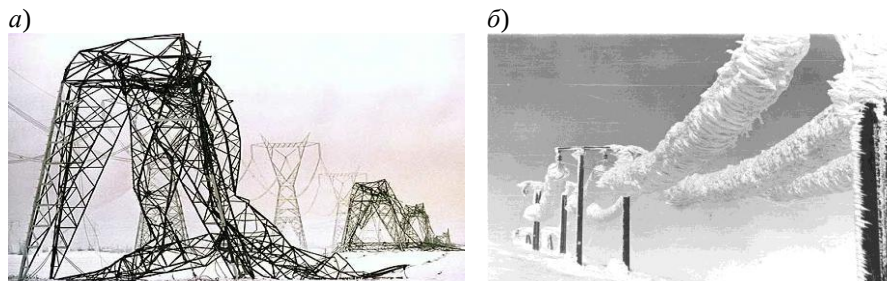


Рис. 4.14. Вплив ожеледі на конструкції ПЛ:
а – аварії опор; б – зледеніння електричних проводів

Ожеледні відкладення на конструкціях різного призначення утворюються в результаті: осадження та замерзання переохолоджених крапель води за наявності туману, мряки, дощу; замерзання мокрого снігу; сублімації водяної пари. Вид відкладень ожеледі залежить від розмірів водних крапель і швидкості їх замерзання при зіткненні з конструкціями. На її утворення на конструкціях, крім метеорологічних умов (температура, вологість, опади), впливає ще ряд факторів: висотне положення елементів; характерні розміри поперечного перерізу елементів; швидкість та напрям вітру; характер підстильної поверхні тощо [6].

Першочергове значення для визначення ожеледних навантажень має щільність (густина) льоду. Відповідно до стандарту ISO 12494:2001, щільність льоду, що наріс, залежить від типу зледеніння й змінюється в широких межах – від низької (м'який крижаний наліт, щільність 200...600 кг/м³) через середню (твердий крижаний наліт, 600...900 кг/м³) до високої (крижаний покрив, 900 кг/м³).

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006, характеристичне значення лінійного ожеледного навантаження G_e (Н/м) для елементів кругового перерізу діаметром до 70 мм включно (проводів, тросів, відтяжок, щогл, вант та ін.) слід обчислювати за формулою

$$G_e = \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \rho g 10^{-3}$$

Характеристичне значення поверхневого ожеледного навантаження G_e (Па) для інших елементів слід розраховувати за формулою

$$G_e = b k \mu_2 \rho g$$

У цих формулах:

- b – товщина стінки ожеледі, мм (яка перевищується в середньому один раз за 50 років), на елементах кругового перерізу діаметром 10 мм, розташованих на висоті 10 м над поверхнею землі, що приймається залежно від ожеледного району (1 – 6 райони, $b = 12 \dots 34$ мм); для висот 200 м і більше приймаються підвищені ожеледні навантаження;
- k – коефіцієнт, який ураховує зміну товщини стінки ожеледі за висотою та приймається в діапазоні $k = 0,8 \dots 2,0$ для висот 5...100 м;

- d , мм – діаметр проводу, троса;
- μ_1 – коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки ожеледі залежно від діаметра елементів кругового перерізу і дорівнює 1,1 ... 0,6 для діаметрів $d = 5 \dots 70$ мм;
- μ_2 – коефіцієнт, який ураховує відношення площі поверхні елемента, котрий піддається обмерзанню, до повної площі поверхні елемента; за відсутності даних спостережень допускається приймати μ_2 таким, що дорівнює 0,6;
- ρ – щільність льоду, яка приймається $0,9 \text{ г/см}^3$;
- g , м/с^2 – прискорення вільного падіння.

У стандарті ISO маса льоду на конструкції визначається шляхом множення площі поперечного перерізу відкладення льоду на його щільність.

Норми ДБН В.1.2-2:2006 аналогічно іншим змінним навантаженням диференціюють коефіцієнт надійності за навантаженням для ожеледного навантаження залежно від середнього періоду повторюваності навантаження T : $\gamma_m = 0,24 \dots 1,22$ для $T = 1 \dots 150$ років і збільшують T для об'єктів підвищеної відповідальності.

Норми України регламентують окремо знижений вітровий тиск при ожеледі у вигляді спеціальної карти районування та окремої шкали коефіцієнта надійності γ_{fw} .

Зазначимо, що рекомендації вітчизняних норм конкретні й однозначні, проте вони поступаються закордонним у деталізації розрахунку на дію ожеледі. Стандарт ISO 12494:2001 повністю присвячений ожеледно-вітровим навантаженням, які він регламентує більш розгорнуто та надає проєктувальникам певну свободу вибору розрахункових значень і коефіцієнтів.

Статистична обробка поточних метеоданих дозволила подати залежність товщини стінки ожеледі від часу у вигляді імпульсного випадкового процесу з пуассонівським потоком імпульсів, ординати котрих розподілені за законом Вейбулла [5]. В описі максимальних значень ожеледних навантажень, як і інших атмосферних впливів, поширення набув екстремальний розподіл Гумбеля (названий також розподілом І типу) – подвійний експоненціальний розподіл, що має інтегральну та диференціальну функції виду [2]

$$F(x) = \exp[-\exp(-y)],$$

$$f(x) = \alpha_n \exp(-y) \exp[-\exp(-y)].$$

Тут $y = \alpha_n(x - u_n)$ – нормоване ухилення аргументу від моди; $u_n = \bar{x}_n - 0,45005 \hat{x}_n$ – характеристичний екстремум; $\alpha_n = \pi/(\sqrt{6} \hat{x}_n)$ – екстремальна інтенсивність; $\bar{x}_n, \hat{x}_n$ – відповідно вибіркове середнє та стандарт сукупності навантажень обсягом n членів.

4.4. Аварійні впливи

Аварійні навантаження і впливи використовуються в аварійних розрахункових ситуаціях. Для різних класів за наслідками (відповідальністю),

згідно з ДБН В.1.2-14, до застосування цих навантажень потрібно підходити таким чином:

- СС1: спеціальне врахування аварійних навантажень не потрібне, але необхідно впевнитися, що враховані всі відповідні правила, що стосуються запасу міцності й загальної стійкості, встановлені в нормах проектування конструкцій;
- СС2: допускається розрахунок конструкції із застосуванням моделей еквівалентних статичних навантажень;
- СС3: необхідно виконувати детальне дослідження з використанням досконаліших методів, що включають динамічний аналіз, нелінійні моделі та облік взаємодії між навантаженнями і спорудою.

У вітчизняних нормах детально подані тільки удари автомобільних транспортних засобів, навантаження від котрих повинні бути визначені динамічним аналізом або представлені еквівалентною статичною силою. Характеристичні значення еквівалентних статичних ударних сил, надані в цих нормах, пропонується враховувати при розрахунках таких типів конструкцій:

- будівлі, що використовуються для паркування автомобілів;
- будівлі, в яких допускається рух транспортних засобів;
- будівлі, котрі межують з автодорожнім транспортним потоком.

Значно більший перелік аварійних навантажень містить Єврокод EN 1991-1-7:2010, де наведені навантаження від ударів річкового транспорту та морських суден, а також від вибухів усередині приміщень. До аварійних впливів слід віднести навантаження, що проявляються у вигляді деформацій основ і земної поверхні й надаються у ДБН В.1.1-45:2017, чи навантаження від зовнішніх вибухів відповідно до ДБН В.2.2-5:2023.

Деякі закордонні норми вважають аварійними екстремальні кліматичні навантаження та впливи (снігові, вітрові, ожеледні й температурні), які мають період повторюваності 100 років і більше.

Слід зазначити, що в процесі складання особливих сполучень слід урахувати лише одне аварійне навантаження. Це пов'язано з їх надзвичайно малою тривалістю, коли можливістю спільної реалізації двох і більше таких впливів можна знехтувати. Але тут є один принципово важливий виняток: до особливих впливів належать і впливи від нерівномірного осідання основ будівель, що зводяться на ґрунтах, які просідають, або на підроблюваних територіях, регламентовані ДБН В.1.1-45:2017. Ці впливи, хоч і віднесені до особливих, мають дуже тривалий характер, тому в особливих сполученнях вони можуть входити спільно, наприклад, із сейсмічними впливами.

Сейсмічні впливи

Слід зауважити, що сейсмічні впливи зазвичай розглядаються окремо від інших аварійних впливів. Насамперед це пов'язано з тим, що частота виникнення землетрусів дуже різниться для різних районів, а в деяких з них виникнення сейсмонебезпечної ситуації стає навіть «нормальним».

Ідеологія сейсмостійкого будівництва передбачає можливість локальних руйнувань, які можна бути усунено після землетрусу, що, у цілому кажучи, розширює стандартну логіку будівельного проектування, засновану на по-

нятті про граничні стани першої групи. З урахуванням сказаного підходить до цього питання і Єврокод 1998-1-3, де введені поняття:

- граничний стан поблизу руйнування (NC);
- граничний стан суттєвого пошкодження (SD);
- граничний стан обмеження пошкодження (DL)

І тут виникає питання про багаторівневий розрахунок, оскільки для однієї й тієї ж споруди, на котру діють різні землетруси, можуть висуватися різні вимоги до поведінки конструкцій і до технічного стану, що допускається при сейсмічних впливах різної повторюваності та інтенсивності.

Форма завдання критеріальних вимог може полягати в їх поданні у вигляді деяких груп. Наприклад, можна ввести до розгляду три групи критеріїв поведінки конструкції:

I – відсутність пошкоджень і можливість продовження експлуатації після слабого землетрусу;

II – забезпечення безпеки життєдіяльності та можливість проведення ремонтно-відновлювальних робіт при дії проектного землетрусу;

III – забезпечення загальної стійкості споруди, збереження життя людей, цінного обладнання й інфраструктури для ліквідації наслідків землетрусу і впливу максимального розрахункового землетрусу.

Відповідні пропозиції є в проекті нової редакції вітчизняних норм, що перебуває на розгляді.

Самий сейсмічний вплив є кінематичним – на споруду впливає примусове зміщення основи, котре швидко змінюється в часі й тому викликає виникнення інерційних сил, які потім розглядаються як «сейсмічне навантаження».

Перехід від власне впливу (від акселерограми або сейсмограми) до інерційних сил пов'язаний з динамічним розрахунком споруди і може виконуватися двома основними методами:

- прямим інтегруванням рівнянь руху, коли розглядається поведінка споруди в часі (можливо, з урахуванням нелінійних ефектів);
- з використанням лінійно-спектральної теорії, котра дозволяє знайти сейсмічну реакцію споруди за кожною з урахованих форм власних коливань, використовуючи заздалегідь вивчений закон руху найпростішої динамічної системи з відомим періодом власних коливань T і спектральний коефіцієнт динамічності $\beta(T)$.

В основі спектральної теорії лежить аналіз поведінки простого осцилятора у вигляді зосередженої маси, з'єднаної з опорою пружним елементом, в'язкість котрого аизначає демпфування. На опорі, де встановлено осцилятор, подається кінематичне збудження, яке характеризується акселерограмою, тобто функцією $a_0(t)$, що описує закон зміни прискорення в часі. Абсолютне прискорення осцилятора характеризується сумою прискорення маси щодо опори та прискоренням опори, при цьому тільки перший доданок викликає зусилля в пружному елементі, в той час як інерційні сили пов'язані із сумарним (абсолютним) прискоренням $a(t)$.

Максимальне за модулем абсолютне прискорення осцилятора з періодом власних коливань T_0 називається спектральним прискоренням $S_a(T_0)$. І якщо при фіксованому значенні коефіцієнта в'язкого демпфування побудувати графік спектральних прискорень $S_a(T)$, відкладаючи по осі абсцис значення періодів власних коливань T , то отримаємо *спектральну криву*. Зауважимо, що з прагненням аргументу T до нуля (абсолютно жорстка система) відносне прискорення стає таким, що дорівнює нулю, і спектральне прискорення дорівнює максимальному за часом прискоренню акселерограми A_0 .

У нормах проектування наведено графік спектральних коефіцієнтів динамічності $\beta(T)$, які виходять із графіка спектральних прискорень шляхом його нормування на величину A_0 ,

$$\beta(T) = \max_t |a(T)| / A_0.$$

Лінійно-спектральний метод розрахунку заснований на приведенні системи з N степенями вільності до N еквівалентних систем з одним ступенем вільності із суперпозицією їх коливань. Коливання споруди під час землетрусу моделюються коливаннями лінійних осциляторів, підібраних за частотами власних коливань конструкції, що розташовані на спільній платформі та мають осереднені характеристики згасання, механічна модель такого міркування наведена на рис. 4.15⁵.

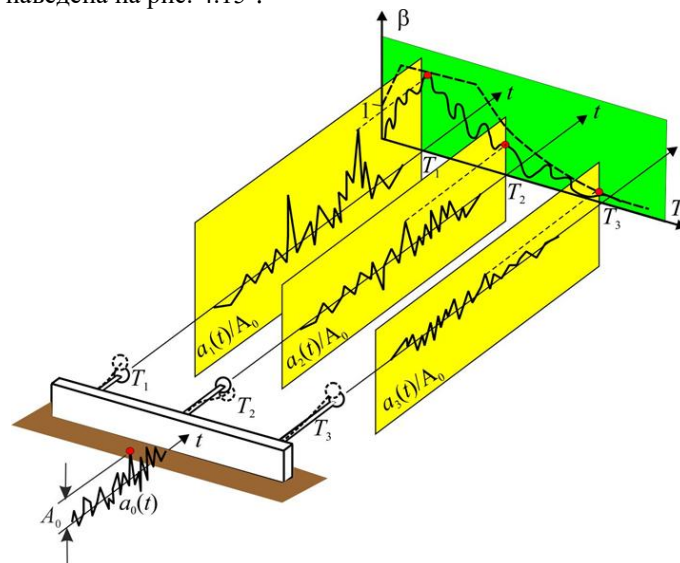


Рис. 4.15. До побудови спектральної кривої

⁵ Автор спектрального методу М. Біо [21] реально використовував таку систему вимірювання реакцій на землетрус в осциляторів з різними періодами власних коливань.

На підставі максимальних прискорень розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , яке прикладене до точки k і відповідає i -ій формі власних коливань, визначається за формулою

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 Q_k a_0 k_{cp} \beta_i \eta_{ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів; k_2 – коефіцієнт, котрий враховує тип і призначення будівлі (споруди) та використовується окремо від коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n ; k_3 – коефіцієнт, який враховує поверховість будівлі заввишки понад п'ять поверхів; Q_k – навантаження, що відповідає масі, прийнятій як зосереджена в точці k ; k_{cp} – коефіцієнт, котрий враховує нелінійне деформування ґрунтів; β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, який відповідає i -ій формі власних коливань; η_{ki} – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди й від місця розташування навантаження.

Наведені в нормах графіки обчислення максимальних значень коефіцієнтів динамічності для систем з різними періодами власних коливань були побудовані з урахуванням узагальнення великого обсягу експериментальних досліджень.

Поправкові коефіцієнти можуть змінювати значення сейсмічного навантаження. Коефіцієнт k_1 має значення в інтервалі 0,2...1,0 а коефіцієнт K_2 змінюється від 1,0 до 1,5.

Найбільш значущим параметром, який визначає величину сейсмічного навантаження, є коефіцієнт допустимих пошкоджень (коефіцієнт k_1). Уведення цього коефіцієнта визначається ідеєю врахування пластичної фази роботи конструкцій при сейсмічних впливах – з використанням параметра «стану будівлі після землетрусу», котрий визначається як гранично допустима величина «залишкових деформацій». Очевидно, що «залишкові деформації» є результатом роботи конструкцій за межами пружної фази. На основі параметра «стану будівлі після землетрусу» може бути отримана величина коефіцієнта пошкоджень, що дозволяє виконувати пружний розрахунок конструкції, враховуючи при цьому допустимий рівень її пластичної роботи. В умовах малої ймовірності сейсмічної події є цілком прийнятним допустити деякий обсяг пластичних деформацій несучих конструкцій, який при цьому забезпечує загальну міцність і стійкість будівель та споруд.

З урахуванням пружно-пластичного характеру роботи конструкцій при сейсмічному впливі може (і повинен) змінитися динамічний відгук системи. У роботі A.S. Veletsos [14] виконано аналіз впливу рівня пластичних деформацій, реалізованої в системі, на динамічну реакцію такої системи. Показано, що величина відносного прискорення нелінійного осцилятора (a/g) істотно залежить від рівня пластичних деформацій. Величина обсягу пластичної фази визначається як можливостями конструкції та конструкційного матеріалу, так і забезпеченням необхідного рівня надійності конструкції в цілому. Для оцінювання впливу пластичної фази на сейсмічну реакцію в роботі [14] введено поняття коефіцієнта пластичності $\mu = Z_{pl} / Z_{el}$, де Z_{pl} – пластичні деформації системи; Z_{el} – пружні деформації системи.

Вплив об'єму пластичної фази деформацій на динамічну реакцію нелінійного осцилятора наведено на рис. 4.26.

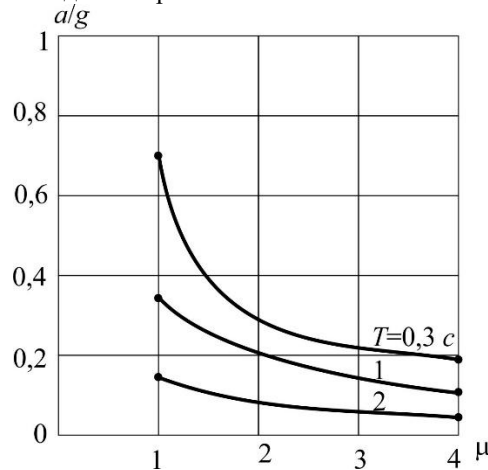


Рис. 4.26. Залежність динамічного відгуку конструкції a/g від коефіцієнта пластичності μ

Необхідно відзначити, що в умовах використання розрахунків за лінійно-спектральним методом (тобто при виконанні статичних розрахунків у межах лінійної роботи конструкції) коефіцієнт допустимих пошкоджень K_1 є специфічною характеристикою, яка визначає особливості роботи конструкції при сейсмічному впливі. Таким чином, коефіцієнт допустимих пошкоджень виступає критерієм граничного стану сейсмостійких конструкцій, що істотно виділяє цей коефіцієнт з усієї системи коефіцієнтів, котрі застосовуються при розрахунках конструкцій на сейсмічні впливи.

Коефіцієнт K_1 уявляє можливість розвитку в конструкції непружних деформацій і пошкоджень та передбачає приблизно однакові пружно-пластичні властивості всіх її елементів. Однак ця умова виконується далеко не завжди, і при реальних сейсмічних впливах навіть у групі елементів із приблизно однаковими характеристиками НДС фактичні деформації виявляються відмінними, й, отже, різниться рівень розвитку пластики. А це призводить до різного ступеня пошкодження елементів. У результаті одні елементи згаданої групи працюють практично пружно, а інші можуть при цьому відчувати значні перевантаження і перебувати в граничному стані.

Звичайно, логічніше враховувати пружно-пластичну роботу споруди й допустимий рівень пошкоджень, не знижуючи загальне сейсмічне навантаження, а застосовуючи редукування до внутрішніх зусиль в елементах конструкції, відповідно до ступеня їхньої відповідальності та здатності працювати за межею пружності. Таким шляхом, який більшою мірою відповідає ідеології методу розрахункових граничних станів, пішли багато закордонних нормативних документів (див., наприклад, американські норми ASCE/SEI 43-05 чи норми Узбекистану КМК 2.01.03-95).

Свого часу було дано таку оцінку розрахунків за лінійно-спектральною методикою: «Проектування сейсмостійких будівель здійснюється на основі розрахунку, в якому все умовно: навантаження занижені та статичні; модель пружна та стаціонарна; критерії граничного стану приймаються для елементів, а не для споруди в цілому» [4]. Це лишається справедливим і сьогодні.

Можливий альтернативний варіант розрахунку, коли інтегруються рівняння руху й розглядається поведінка споруди у часі. При цьому слід приймати коефіцієнт $K_1 = 1,0$, а появу можливих локальних пошкоджень та вихід за межу області пружного деформування враховувати безпосередньо.

Вплив пожежі

Одним з аварійних впливів, що зустрічаються набагато частіше, ніж інші, є вогневий вплив пожежі. Наслідки такого впливу можуть бути катастрофічними, у багатьох випадках використання конструкцій, які зазнали пожежі, стає неможливим, і вони не відновлюються (рис. 4.27).



Рис. 4.27. Конструкції, що зазнали пожежі

З погляду розрахунку будівельних конструкцій важливим є формулювання номінальних режимів пожежі (температурно-часових кривих):

- режим стандартної пожежі, котрий відповідає рекомендаціям міжнародного стандарту ST ISO 834;
- режим зовнішньої пожежі;
- режим вуглеводневої пожежі;
- режим пожежі, яка тліє.

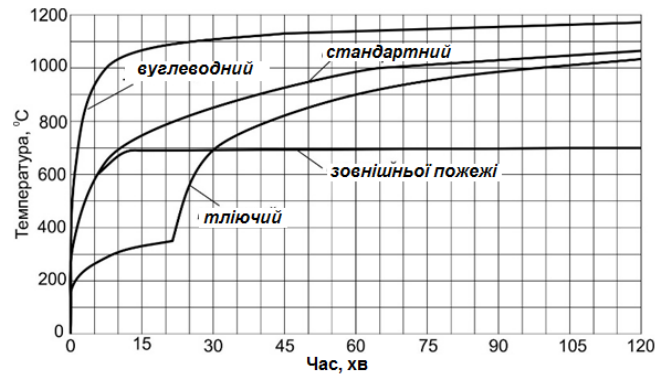


Рис. 4.28. Температурні криві пожеж

Пожежний вплив відрізняється від усіх тим, що перевірка на вогнестійкість пов'язана не із силовою характеристикою, а з часом опору вогню. Саме час, котрий характеризує здатність конструкції чинити опір вогневому впливові, виступає нормованим показником вогнестійкості. Тому багато стандартних прийомів методу розрахункових граничних станів потребують тут коригування. Наприклад, не зрозуміло, що є ефектом впливу при пожежі. Якщо вважати ефектом впливу час досягнення критичного стану нагрітої вогнем конструкції T_{crit} та зіставляти його з нормованим періодом вогнестійкості T_0 , то розрахункова нерівність матиме форму

$$T_{crit} \geq T_0.$$

Якщо тепер необхідно ввести коефіцієнт надійності за відповідальністю, то видно, що для збільшення надійності навантажувальний ефект слід **не множити, а ділити** на γ_n .

На закінчення зауважимо, що при вивченні впливу пожежі, так само як і при розгляді сейсмічного навантаження, немає нічого схожого на використання коефіцієнта надійності за навантаженням (точніше, він приймається таким, що дорівнює 1,0). Міркування про можливе відхилення від деякого усередненого (нормативного) варіанта таких аварійних впливів містяться в описі самого впливу, а його прийнято з-поміж найбільших можливих.

Деякі інші навантаження і впливи

Перелічені вище навантаження найчастіше розглядаються при проектуванні будівель та споруд, вони наведені в Єврокодах EN 1991-1...1991-5 і вітчизняних загальнобудівельних нормах ДБН В.1.2-2. Проте ними не вичерпується весь перелік дій, які мають ураховуватися під час перевірок граничних станів.

У розрахунку повинні братися до уваги, наприклад, ефекти від відносних осідань (переміщень) основ, у результаті просідання ґрунту, які Єврокодом класифікуються як постійна дія та входять такою в сполучення дій. Впливи, що виникли від просідаючих ґрунтів чи від підроблювання території й подані в ДБН В.1.1-5-2000, вітчизняні норми, згідно з ДБН В.1.2-2, вважають епізодичними (аварійними). Але тут слід зауважити, що, на відмі-

ну від інших епізодичних навантажень, про які сказано, що до аварійного сполучення може входити тільки один епізодичний вплив, для навантажень за ДБН В.1.1-5-2000 слід зробити виняток, бо вони характеризуються дуже великим часом впливу. За необхідності варто також ураховувати такі явища, як просідання, здимання, заморожування, розморожування, ерозія ґрунтів і т.д.

Як спеціальне навантаження розглядається попереднє напруження та його ефекти, при цьому сили попереднього напруження, які утворюються шляхом натягування арматури, не слід визначати як навантаження, вони враховуються іншим шляхом під час перевірки залізобетонних конструкцій.

Деякі специфічні навантаження розглядаються під час розрахунку споруд спеціального типу. Так, наприклад, при проектуванні гідротехнічних споруд відповідно до ДБН В.2.4-3:2010 необхідно, зокрема, брати до уваги такі навантаження і впливи, як тиск води безпосередньо на поверхню споруди й основу та силовий вплив фільтраційного потоку; вага ґрунту і його боковий тиск; гірський тиск; тиск ґрунту, що виникає внаслідок деформації основи і конструкції, викликані зовнішніми навантаженнями й температурними впливами; навантаження та впливи від хвиль; навантаження і впливи від рівних льодових полів та від поодиноких торосів і полів торосіння.

У процесі проектування опор повітряних ліній електропередачі слід ураховувати такі специфічні навантаження, як динамічні впливи від галопування проводів та тросів або вплив від їх обриву. А при проектуванні захисних споруд цивільного захисту за ДБН В.2.2-5: 2023 враховуються навантаження від вибухового впливу й від ваги зруйнованих вищерозташованих конструкцій будівель і споруд.

Кількість прикладів можна було б збільшити, але й наведеного, мабуть, досить, щоб нагадати, що кожний такий випадок потребує проведення спеціальних досліджень для обґрунтування коефіцієнта надійності за навантаженнями і коефіцієнтів сполучення.

4.5. Розрахункові сполучення навантажень

Для обґрунтування надійності споруд поряд із проблемою встановлення достатніх рівнів надійності розрахункових моделей будівельних конструкцій найслабшою ланкою методу граничних станів продовжує залишатися проблема вибору розрахункових сполучень зовнішніх впливів на споруди під час розгляду численних критеріїв цього методу.

Уже на початку позаминулого століття інженери використовували деякі прийоми, що дозволяють ураховати нерівноправність внеску різних навантажень у процесі визначення коефіцієнта запасу. Так, протягом XIX століття колони незмінно розраховувалися на повне тимчасове навантаження від усіх поверхів, які ними підтримуються. Після 1900 р. місцеві будівельні норми Чикаго, зокрема, вже допускали зниження тимчасового навантаження, оскільки вважалося малоймовірним, щоб одночасно на всіх поверхах таке наван-

таження 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 бралось до розрахунку всіх нижніх поверхів. Аналогічні рекомендації було прийнято в Лондонських будівельних правилах 1909 р., вони й досі використовуються у будівельних нормах деяких країн.

Проблема сполучення навантажень важлива також у зв'язку з урахуванням вітрового навантаження. Перші приклади врахування вітрового навантаження були засновані на аналогії з правилами проектування залізничних мостів, прийнятих після відомого обвалення мосту Тей. Вважалося, що на в'їзді чи міст нестиме максимальне вертикальне тимчасове навантаження, коли при штормовому вітрі виникнуть значні 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 багатоповерхових будівель і включено спочатку до американських, а потім англійських будівельних норм, хоча його обґрунтованість залишалася під питанням.

Найбільш проста можливість такого роду полягає в тому, щоб установити єдиний коефіцієнт для всіх навантажень, що беруть участь у сполученні. Цей коефіцієнт залежить від числа m навантажень, що утворюють комбінацію, та позначається ψ_m . Для випадку пружної роботи конструкції з лінійною залежністю між навантаженнями й напруженнями стосовно основного сполучення це правило можна записати так:

$$C_m = P_d + \psi_m \sum_{i=1}^m P_i, ,$$

де через P_d позначені постійні навантаження, а через P_i – тимчасові. У ДБН В.1.2-2:2006 єдиний коефіцієнт сполучень, який залежить від числа m тимчасових навантажень, приймається таким:

- для основних сполучень при $m \geq 2$ $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2 = 0,90$ для короточасних навантажень;
- для аварійних сполучень при $m \geq 2$ $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень, $\psi_2 = 0,80$ для короточасних навантажень і $\psi_1 = 1,00$ для аварійного навантаження.

Тут слід зауважити, що врахування короточасних навантажень в аварійних сполученнях узагалі викликає сумнів. Логічніше враховувати лише тривалі їх частини.

Експериментально-статистичний опис коефіцієнта сполучень

Наведені в нормах значення коефіцієнта сполучень навантажень спираються на досвід багаторічної безаварійної експлуатації будівельних об'єктів, проте не мають експериментально-статистичного обґрунтування. Дослідження, котрі активно розгорнулися починаючи з 60-х років минулого століття, після введення методики граничних станів, показали, що в низці випадків цей коефіцієнт може суттєво відхилятися від нормованих значень.

Одне з перших узагальнень дослідних статистичних даних щодо снігового, вітрового та кранового навантажень показало, що коефіцієнти сполучень залежать від часток навантажень у сумарному зусиллі в конструкції. Зокрема, коефіцієнт сполучення снігового та вітрового навантажень може знижуватися до 0,77 [14]. Подальші розробки дозволили описати коефіцієнт сполучення атмосферних навантажень увігнутою кривою з мінімумом, що дорівнює 0,75 – 0,78 [15]. Розрахунки для всіх можливих комбінацій снігових і вітрових районів України та характеристик мостових кранів установили можливість застосувати для апроксимації коефіцієнта сполучень дробово-лінійну функцію виду [16]

$$\psi = \sum_{K=1}^3 \frac{C_K}{C_K(1 - \beta_K) + \beta_K},$$

де C_K - частка навантажень у загальному зусиллі, причому C_1 - частка снігового навантаження, C_2 - частка вітрового навантаження, C_3 - частка кранового навантаження, $\sum_{K=1}^3 C_K = 1$.

Табуляція вказаної функції наочно ілюструється горизонталями на рис. 4.29,а. Мінімум коефіцієнта сполучення, який дорівнює 0,70, відповідає приблизно рівним часткам усіх навантажень; при врахуванні двох навантажень мінімум коефіцієнта сполучення становить 0,75...0,77.

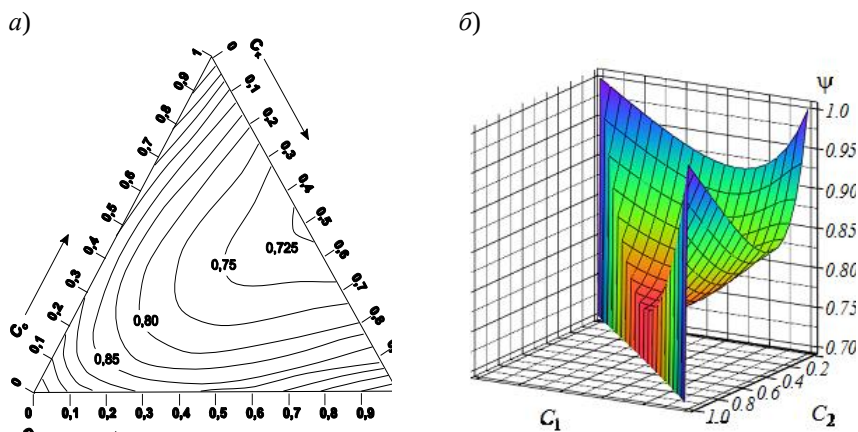


Рис. 4.29. Коефіцієнти сполучення навантажень: а – снігового, вітрового та кранового; б – снігового й вітрового

Розвиток цього підходу дозволив уточнити коефіцієнти сполучень для найбільш поширених навантажень [17]. Зокрема, для сполучення снігового та вітрового навантажень отримано таку формулу:

$$\psi_{12} = \frac{C_1}{1,60 - 0,60C_1} + \frac{C_2}{1,64 - 0,64C_2} .$$

Результати розрахунку за цією формулою ілюструються ввігнутою поверхнею, показаною на рис. 4.29,б.

Внесення до норм і подальше використання отриманих знижених коефіцієнтів сполучень навантажень може дати істотний економічний ефект.

Диференційовані коефіцієнти сполучень

ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» допускають додатково, що в основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення можна множити на коефіцієнт сполучення ψ_2 , який приймається для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.

Таким, що більш підходить, та теоретично обґрунтованим є підхід, наведений у Єврокодi EN 1990:2001 на основі так званого правила Туркстри. У цьому випадку екстремальне значення одного навантаження комбiнується зі значеннями решти для довільного моменту часу. При m тимчасових навантаженнях виникають m сполучень такого роду, і визначальним виступає найбільше значення із цих комбiнацій.

Якщо екстремальну величину одного навантаження (що умовно має перший номер) подати зафіксованим у нормах розрахунковим значенням, а величини інших навантажень у вигляді розрахункових значень, помножених на коефіцієнт сполучень, то для m змінних навантажень можна сформулювати таке правило сполучень:

$$C_m = P_d + P_1 + \sum_{i=2}^m \psi_i P_i .$$

У цьому підході (він використовується в Єврокодi) є стільки коефіцієнтів сполучень, скільки існує випадків навантажень. Істотно, що в такому правилі коефіцієнт ψ_i залежить від виду навантаження, але при цьому доводиться розглядати й ураховувати одне за одним усі змінні навантаження як «базисне навантаження», зменшуючи всі інші навантаження за допомогою коефіцієнтів сполучень ψ_i . Ці коефіцієнти залежать не тільки від виду навантаження, але й від того, для якої розрахункової перевірки використовуються: для першої групи граничних станів за несучою здатністю застосовується коефіцієнт ψ_0 , а для граничних станів за експлуатаційною придатністю коефіцієнти ψ_1 та ψ_2 (див. розділ 4.1).

І правило вибору розрахункового сполучення навантажень для граничних станів за несучою здатністю записується як

$$C_m = P_d + \max_k \left\{ P_k + \sum_{i=1, i \neq k}^m \psi_{0,i} P_i \right\} .$$

Два варіанти правил складання розрахункової комбiнації зусиль для трьох тимчасових навантажень наведені на рис. 4.30 у вигляді поверхні в просторі (c_1, c_2, c_3) коефіцієнтів їхньої участі (коефіцієнтів впливу) [12].

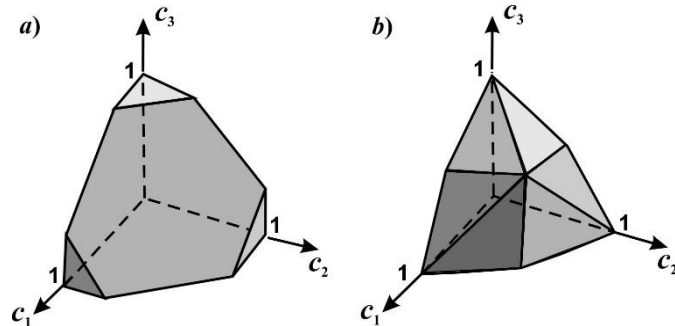
Рис. 4.30. Розрахункові сполучення навантажень X_1 , X_2 та X_3

Рис. 4.30,а відповідає правилу комбінування, коли використовується спільний для всіх комбінацій навантаження коефіцієнт сполучень, наприклад, $\psi = 0,9$. Тоді

$$G_1 = \max \begin{cases} c_1 X_1 \\ c_2 X_2 \\ c_3 X_3 \\ 0,9(c_1 X_1 + c_2 X_2 + c_3 X_3) \end{cases}.$$

На рис. 4.30,б наведено інше правило, яке діє, коли перше за значущістю навантаження приймається повною мірою, друге – з коефіцієнтом зниження 0,8 і третє – з коефіцієнтом зниження 0,6. Природно, що за різних значень коефіцієнтів участі c_1 , c_2 , c_3 змінюється значущість того чи іншого навантаження, тому приймається максимальне значення

$$G_2 = \max_i \begin{cases} c_1 X_1 + 0,9c_2 X_2 + 0,6c_3 X_3 \\ c_1 X_1 + 0,6c_2 X_2 + 0,9c_3 X_3 \\ 0,9c_1 X_1 + c_2 X_2 + 0,6c_3 X_3 \\ 0,6c_1 X_1 + c_2 X_2 + 0,9c_3 X_3 \\ 0,6c_1 X_1 + 0,9c_2 X_2 + c_3 X_3 \end{cases}.$$

Слід зазначити, що формальне застосування рекомендацій Єврокоду-0 може призвести до нелогічних висновків. Ці норми виходять з того, що при внесенні деякого тимчасового завантаження в розрахункову комбінацію використовується не його розрахункове значення $\gamma_{f,i} P_i$, а комбінаційне значення $\gamma_{f,i} \psi_{0,i} P_i$. Воно підсумовується з повним розрахунковим значенням «провідного» завантаження $\gamma_{f,1} P_1$ в такий спосіб урахується мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень двох незалежних тимчасових завантажень з номерами 1 та i . Але тут процес урахування малої ймовірності збігу розрахункових значень, що рідко реалізуються, раптом

обривається, і, скільки б таких навантажень не потрапляло в розрахункову комбінацію, розрахунок іде за формулою

$$S_d = \gamma_{f,1} P_1 + \sum_{i=2}^n \gamma_{f,i} \psi_{0,i} P_i.$$

Видається більш логічним використовувати підсумовування типу

$$S_d = \gamma_{f,1} P_1 + \psi_{0,2} \left\{ \gamma_{f,2} P_2 + \psi_{0,3} \left[\gamma_{f,3} P_3 + \psi_{0,4} \left(\gamma_{f,4} P_4 + \dots \right) \right] \right\} = \\ = \gamma_{f,1} P_1 + \psi_{0,2} \gamma_{f,2} P_2 + \psi_{0,2} \psi_{0,3} \gamma_{f,3} P_3 + \psi_{0,2} \psi_{0,3} \psi_{0,4} \gamma_{f,4} P_4 + \dots,$$

засноване на тому, що спільна дія першої пари навантажень є деяким комплексним навантаженням, для якого розглядається сполучення з третім випадковим навантаженням, спільна дія першої трійки навантажень виступає таким же комплексним навантаженням, котре сполучається з четвертим навантаженням, і т.д.

Тут видно, що внесення в комбінацію тимчасового навантаження виконується з комбінаційним значенням, яке зменшується при включенні кожного нового навантаження, що більш правильно відображає ймовірну картину події. Так, наприклад, для семи варіантів навантаження, котрі для простоти вважатимемо рівноцінними за ступенем впливу (кожне з них вносить до сумарного напруженого стану одну й ту саму величину σ_0), ми мали б за ДБН В.1.2-2: 2006 сумарне напруження

$$(1,0 + 0,8 + 5 \times 0,6 \sigma_0) = 4,8 \sigma_0,$$

а за запропонованим варіантом

$$(1,0 + 0,9 + 0,9 \times 0,7 + 0,9 \times 0,7^2 + 0,9 \times 0,7^3 + 0,9 \times 0,7^4 + 0,9 \times 0,7^5) \sigma_0 = 3,363 \sigma_0.$$

Розбіжність дуже суттєва, адже в багатьох випадках до розрахункової комбінації входить значно більша кількість тимчасових навантажень.

Неважко бачити, що при відмінних внесках навантажень у сумарний результат підрахунок за запропонованою формулою залежатиме від послідовності включення навантажень у розрахункову комбінацію. Найбільш несприятливий варіант вийде, коли послідовність включення відповідає величині внесків. Іншими словами, першим розглядається навантаження з найбільшим внеском, другим – наступне за величиною внеску тощо.

Проти суто ймовірнісного підходу до врахування можливих сполучень тимчасових завантажень часто висувають доказ типу «але ж таке можливо». У більшості випадків це пов'язано з певним упередженням проти «підміни логічного аналізу грою в рулетку», але існують ситуації, коли зі згаданим аргументом слід рахуватися.

Наприклад, можлива спарена робота двох мостових кранів, які піднімають за допомогою спеціальної траверси спільний вантаж. Випадки такого роду зазвичай є дуже рідкісними, і для відповідної виняткової розрахункової ситуації можна було б прийняти, що таку комбінацію можна вводити в розрахункове сполучення тільки з постійними завантаженнями й такими, що діють тривало, подібно до того, як це робиться для аварійних сполучень.

Сполучення навантажень певного виду

Серед впливів на конструкції виробничих будівель виділяються навантаження від підйомних механізмів. Таким, зокрема, є навантаження від мостових кранів. Для цього навантаження, яке має складну природу та структуру, можуть урахуватися сполучення його складових і вводиться окремі коефіцієнти сполучень. Упродовж 70 – 90-х років XX ст. було проведено масштабні дослідження кранових навантажень та їх сполучень. Здійснено унікальні натурні дослідження у діючих цехах металургійних і машинобудівних підприємств, одним із головних результатів котрих було обґрунтування спеціальних коефіцієнтів сполучень для навантажень мостових кранів [18]. Найбільшими виявилися експериментальні значення коефіцієнтів сполучень для кранів груп режимів 8К ($\psi = 0,75 \dots 0,85$), які регулярно піднімають вантажі, близькі до номінальних, та мають великі швидкості пересування. Деяко меншими, в межах $\psi = 0,58 \dots 0,73$, отримані коефіцієнти сполучень 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, дуже рідко піднімають вантажі, близькі до номінальних, зближуються відносно рідко.

Було виявлено, що коефіцієнти сполучень суттєво залежать від довжини лінії впливу відповідного зусилля та відношення прольоту крана до його бази, що показано у табл. 4.3 [19].

Таблиця 4.3

Відношення прольоту крана до його бази	Коефіцієнти сполучення вертикального кранового навантаження			
	при врахуванні двох кранів		при врахуванні чотирьох кранів	
	$\leq 4,5$	$> 4,5$	$\leq 4,5$	$> 4,5$
Довжина лінії впливу, м				
12	0,8	0,85	0,6	0,75
24		0,95	0,7	
36	0,85		0,8	0,85

Окремо досліджувалися навантаження від підвісних кранів, для них рекомендовані такі значення коефіцієнтів сполучення вертикальних навантажень: $\psi_{K2} = 0,8$ – при врахуванні навантажень від двох кранів; $\psi_{K4} = 0,6$ – при врахуванні навантажень від чотирьох кранів [20].

Ці рекомендації були частково враховані в нормах СНиП, починаючи з 1976 р., і перейшли до наступних видань вітчизняних норм навантажень у вигляді такої процедури:

- при врахуванні двох кранів навантаження від них необхідно множити на коефіцієнт сполучень:

$\psi = 0,85$ – для груп режимів роботи кранів 1К – 6К;

$\psi = 0,95$ – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К;

- при врахуванні чотирьох кранів навантаження від них потрібно множити на коефіцієнт сполучень:

$\psi = 0,7$ – для груп режимів роботи кранів 1К – 6К;
 $\psi = 0,8$ – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К;
 • при врахуванні одного крана вертикальні й горизонтальні навантаження від нього слід приймати без зниження.

Норми Канади та США [21, 22] ще більш диференційовано пропонують урахувати в розрахунках різні коефіцієнти сполучень, що беруть до уваги кількість кранів і складові кранових навантажень (табл. 4.4).

Таблиця 4.4

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	$P_{vm} + P_{ss} + P_{ls}$	Будь-яка кількість кранів в одному чи кількох прольотах
C4	$P_{vm} + 0,5P_{sm} + 0,9P_{lm}$	Два зближених крани тільки в одному прольоті
C5	$P_{vm} + 0,5P_{sm} + C_{im} + 0,5P_{lm}$	По одному крану в кожному суміжному прольоті
C6	$P_{vm} + 0,5P_{sm}$	Максимум два крани в кожному суміжному прольоті, бічні сили від двох кранів тільки в одному прольоті
C7	$P_{vs} + P_{is} + P_{bs}$	Удар крана об тупиковий упор
Позначення в таблиці Перші індекси: v – вертикальне навантаження; s – горизонтальне навантаження (бічна сила); i – динамічний вплив; l – поздовжнє гальмування; b – навантаження від удару крана об тупиковий упор. Другі індекси: s – один кран; m – декілька кранів.		

Зазначені в табл. 4.4 сполучення кранового навантаження за наведеним вище правилом вибору розрахункового сполучення навантажень для граничних станів за несучою здатністю враховуються в загальних сполученнях навантажень (сім варіантів), з яких укажемо головні:

• сполучення, в котрому кранове навантаження вважається основним (першим),

$$C_m = 1,25P_d + 1,5C_{cr} + 0,5P_s \text{ (або } 0,5P_w \text{ або } 0,5P_l \text{)};$$

• сполучення, в якому кранове навантаження не є основним,

$$C_m = 1,25P_d + 1,5P_s \text{ (або } 1,4P_w, \text{ або } 1,5P_l \text{)} + (0,5 \text{ або } 1,0) C_{cr}.$$

Тут P_s, P_w, P_l – відповідно снігове, вітрове й тимчасове корисне навантаження; C_{cr} – сполучення кранових навантажень з табл. 4.4.

Як зазначалося вище, дослідження кранових навантажень на конструкції виробничих будівель має давню історію, і більшість робіт, виконаних із

цієї тематики, спирається на результати натурних спостережень. Статистична обробка результатів натурних вимірювань, на підставі якої були отримані практичні рекомендації щодо нормування кранових навантажень, стосувалася в основному питання про навантаження, котрі кран передає на підкранову рейку. На рівні головки рейки ймовірнісна картина закінчувалася, і всі подальші результати вже одержували в детермінований спосіб. Таким чином, ймовірнісні характеристики навантажувального ефекту ототожнювалися з ймовірнісними характеристиками навантаження. Це становище є принципово помилковим, хоча на таку помилку чомусь не прийнято звертати увагу.

Справа в тому, що розрахункова комбінація навантажень чи розрахункова комбінація внутрішніх реакцій системи (зусиль, напружень, переміщень) – різні речі, їхні ймовірності можуть різнитися на кілька порядків. Наприклад, для кранового навантаження:

- локальний тиск у стінці підкранової балки реалізується від дії одного крана – ймовірність дорівнює ймовірності реалізації максимального тиску колеса;
- розрахункове навантаження для поперечного перерізу великопролітної підкранової балки реалізується від дії двох кранів, і його ймовірність дорівнює ймовірності реалізації одночасного виникнення максимальних тисків на колесо в різних кранів у сполученні з ймовірністю встановлення коліс крана в невідгідну позицію лінії впливу;
- розрахункове вертикальне навантаження на колону – те саме, але слід розглядати випадок одночасного збігу максимального тиску на колесо та невідгідного позиціонування вже чотирьох кранів;
- розрахункове горизонтальне навантаження на колону – реалізація стоєть ймовірності певної установки двох кранів на лінію впливу, плюс ймовірність одночасного гальмування в один бік візків з максимально можливим вантажем або одночасної появи бічних сил з напрямками дії, що збігаються для всієї четвірки кранів.

Тут виникає ймовірнісна задача, котра не піддається експериментальному й аналітичному розв'язанню. Як альтернативу природно використовувати числове статистичне моделювання, за допомогою якого можна зробити розрахункову модель навантаження більш реалістичною. Таким чином свого часу було виконано дослідження коефіцієнтів сполучень зусиль від вертикальних кранових навантажень для підкранових балок та колон крайніх і середніх рядів [19]. При цьому випадковими величинами вважалися лише положення першого мостового крана в прольоті та положення другого крана щодо першого. Крім того, обчислювальні можливості того часу були обмеженими і кількість випадкових випробувань у кожній задачі була відносно невеликою (усього 1000). Це давало основу для деяких сумнівів у достатній обґрунтованості отриманих свого часу результатів і послугувало певним стимулом до виконання дослідження сполучення кранових навантажень, у якому були задіяні сучасні обчислювальні можливості [23]. Виявлено, що розрахункові значення кранових навантажень та коефіцієнтів сполучень таких навантажень, наведені в нормах проектування, є дуже завищеними.

Тому актуальне виконання циклу досліджень, спрямованих на уточнення норм кранових навантажень з використанням методів статистичного моделювання.

Сполучення навантажень для другої групи граничних станів

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) довгий час дослідження майже не проводилися. Передбачається, що правила вибору мають залишатися незмінними, тільки замість розрахункових значень навантаження слід використовувати його 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 (хисткість перекриттів, відчуття нависання за наявності великих прогинів тощо);
- може не вкладатися 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 за першою групою граничних станів.

Норми проєктування України ДБН В.1.2-2:2006 ввели до розгляду спеціальні *експлуатаційні розрахункові значення* навантажень, під дією яких допускалося порушення вимог другого граничного стану протягом деякої частини η ($0 < \eta < 1$) встановленого терміну служби конструкції, та *квазіпостійні розрахункові значення* навантажень. Природно, що експлуатаційне значення навантаження застосовується лише для оборотних граничних станів.

У Єврокодi введено такі типи сполучень для граничного стану за експлуатаційною придатністю (див. рис. 4.3):

- *характеристичні*, які застосовуються для необоротних граничних станів;
- *такі, що часто зустрічаються*, за допомогою них перевіряються оборотні граничні стани;
- *квазіпостійні*, котрі застосовуються для врахування тривалих реологічних процесів, таких як повзучість.

І для цих граничних станів дано правила складання розрахункових сполучень, відмінні від правил для граничного стану за несучою здатністю.

Крім того, спеціальні правила складання розрахункового сполучення Єврокод дає для аварійних, сейсмічних та пожежних комбінацій.

Сполучення навантажень різної тривалості

У процесі розв'язання задачі про розрахункові сполучення навантажень різної фізичної природи, у цілому кажучи, недостатньо оперувати лише ймовірністю їх реалізації й такими поняттями, як постійне, тривале, короткочасне навантаження, як це передбачається вітчизняними нормами. Важливу роль може відігравати характерний період їх мінливості, який виявляється дуже різним для навантажень, котрі потрапляють до одного рангу всередині згаданої класифікації. Так, наприклад, до короткочасних навантажень ДБН В.1.2-2:2006 відносить вітрове та кранове навантаження, але характерний період зміни першого з них вимірюється годинами (час дії штормового вітру), а для другого він укладається в кілька секунд (час проходження крана над розрахунковою точкою). Що при цьому відбувається, легко зрозуміти з простого прикладу про ймовірність збігу максимальних значень двох навантажень, ймовірності реалізації яких на інтервалі часу T дорівнюють $p_1 = T_1/T$ та $p_2 = T_2/T$, де T_1 і T_2 — тривалість дії першого та другого навантажень відповідно. На рис. 4.31 схематично показано дві ситуації з однаковими значеннями ймовірності реалізації p_1 і p_2 , але з різною характерною тривалістю двох навантажень. У другому випадку настає вдвічі більше окремих подій, кожна з яких вдвічі менша за тривалістю.

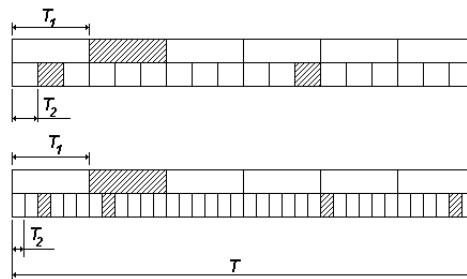


Рис. 4.31. Події з різною індивідуальною тривалістю

Ймовірність збігу можна обчислити за формулою

$$p_0 = 1 - (1 - p_1)^{n_1} (1 - p_2)^{n_2},$$

де n_1 і n_2 — кількість реалізацій першої та другої події. Отримаємо, що в першій ситуації $p_0 = 0,42130$, а в другій — $p_0 = 0,59813$.

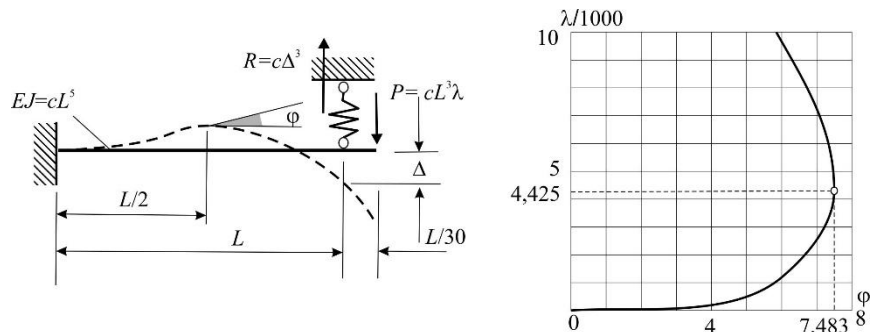


Рис. 4.32. Максимальний кут повороту при неповному навантаженні

Важливо зауважити, що все сказане стосується випадку лінійних розрахункових моделей. Для них принцип незалежності дії сил дає змогу виконати низку незалежних розрахунків конструкції, проаналізувавши таким чином ряд характерних розрахункових ситуацій, а потім комбінувати отримані результати, розглядаючи, наприклад, спільну дію окремих навантажень.

Крім того, в лінійних задачах невігідна комбінація тимчасових навантажень або містить таке навантаження в повному обсязі, або (якщо його дія розвантажувальна) повністю виключає це навантаження.

У нелінійних задачах така «чорно-біла логіка» впливу тимчасових навантажень може виявитися неправильною, існують приклади, коли невігідним є врахування певної частини навантаження, а не його повного значення. Один із таких прикладів наведено на рис. 4.32, де для стержня, обіп'ятого на нелінійно пружну опору, реакція котрої пропорційна кубу зміщення, залежність між кутом повороту ϕ і силовим параметром λ така, що тільки при $0 \leq \lambda \leq 0,004425$ кут повороту збільшується, а при великих значеннях інтенсивності навантаження λ він починає зменшуватися.

Література до розділу 4

1. Белостоцкий А.А., Акимов П.А., Афанасьева И.Н. Вычислительная аэродинамика в задачах строительства. Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2017. – 720 с.
2. Гумбель Э. Статистика экстремальных значений. – М.: Мир, 1965. – 450 с.
3. Заварина М.В. Строительная климатология. – Л.: Гидрометеиздат, 1976. – 321 с.
4. Ойзерман В.И. Расчет конструкций на сейсмические воздействия по методу предельных состояний. Реферативная информация ЦИНИС, серия XIV, вып. 9, 1978 – С. 4-7.
5. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції. – К.: УкрНДПСК, 1999. – 185 с.
6. Перельмутер А.В. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / А.В. Перельмутер, В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, А.В. Махенько, В.А. Пашинский, С.Ф. Пичугин. Под общей ред. А.В. Перельмутера. – 4-е изд., перераб. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, изд-во АСВ, изд-во ДМК Пресс, 2014 – 596 с.
7. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции. – Полтава: ООО «АСМИ», 2014. – 504 с.

8. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Ветровая нагрузка на строительные конструкции: монография. – Полтава: Изд-во «АСМИ», 2005. – 342 с.
9. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции: монография. – Полтава: ООО «СМИ», 2012. – 460 с.
10. Пичугин С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій: монографія. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.
11. Феодосьев В.И. Десять лекций-бесед по сопротивлению материалов. — М.: Наука, 1975. — 174 с.
12. Шпете Г. К вопросу математического описания и обоснования на основе теории надежности правил сочетания нагрузок в нормах // Строительная механика и расчет сооружений, 1990, №2 — С. 87-91.
13. Biot M. Theory of vibration of buildings during earthquake // Zeitschrift für Angewandte Mathematik and Mechanik, 1934, Band 14, Heft 4 — S. 213-223.
14. Veletsos, A.S. Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion // Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg., Tokio and Kyoto, Japan, 895-912.
6. 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.
7. Лосицкая К.С. Определение коэффициента сочетания нагрузок вероятностным методом // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984, №1. – С. 8 – 13.
8. Пашинский В.А. Методика определения коэффициентов сочетания усилий от снеговых, ветровых и крановых нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988, №2. – С. 73-76.
9. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Чисельно-аналітична методика розрахунку надійності елементів будівельних конструкцій // Зб. наук. пр.. «Будівельні конструкції». – К.: НДІБК, 2005. – С. 242 – 251.
10. Васильев А.А., Кунин Ю.С., Яковенко А.Т. Об уточнении расчетных вертикальных нагрузок от мостовых кранов // Промышленное строительство. – 1974, № 6. – С. 31 – 33.
11. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1969. – 415 с.
12. 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.
13. ASCE/SEI 7-10: ASCE Standard. Minimum Design Loads for Building and Other Structures. – Reston, USA: American Society of Civil Engineers, 2010. — 124 p.
14. MacCrimmon R.A. Crane-Supporting Steel Structures. Design Guide / Canadian Institute of Steel Construction. – Niagara Falls, Ontario, Canada: Acres International, 2005 – 122 p.
23. Перельмутер А.В. Статистическое моделирование крановых нагрузок и расчетные сочетания усилий // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. Vol. 13, No 2.— С. 136-144.



Розділ 5

ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

Опір елементів несучої конструкції визначається фізико-технічними характеристиками будівельних матеріалів, що використовуються, та прийнятими моделями опору конструкції. Ці моделі можуть виявитися дуже різними для конструкцій з різних матеріалів, і навіть застосування однакового матеріалу (сталевий прокат у сталевих конструкціях та арматура в залізобетоні) спричиняє різні результати в межах розгляду моделі опору.

У будівництві використовуються матеріали й вироби заводського виготовлення, які проходять повний цикл виробництва та контролю якості на підприємствах-виробниках (наприклад, прокат), або напівфабрикати й композиції з кількох матеріалів, котрі стають «будівельним матеріалом» безпосередньо на будівельному майданчику (наприклад, кам'яна кладка). Природно, що фізико-технічні характеристики, які використовуються в розрахунках, а також методи їхнього контролю виявляються різними для двох вищезгаданих різновидів.

5.1. Характеристики матеріалів, що приймаються як критеріальні

Кожний будівельний матеріал характеризується набором фізичних параметрів, які слід урахувати під час проєктування. Але основною проблемою є вибір того показника, котрий використовуватиметься в розрахунках на міцність. Цей вибір реалізується по-різному для різних матеріалів.

Для пластичних матеріалів небезпечним (граничним) напруженням виступає межа пластичності, при досягненні якої швидко наростають деформації, що ускладнюють нормальну експлуатацію конструкції. Для крихких матеріалів небезпечним напруженням є межа міцності.

Будівельні сталі

Основною інтегральною характеристикою опору сталі деформуванню при дії навантаження виступає експериментально одержувана залежність між напруженням σ і відносним подовженням при одновісному розтягу. Головними параметрами для оцінювання роботи сталі під час дії навантаження є значення тимчасового опору й межі плинності σ_y , що встановлюються в національних стандартах і технічних умовах на постачання металопрокату. При значеннях напружень, які дорівнюють фізичній або умовній межі плинності (рис. 5.1), робота сталі супроводжується розвитком значних пружно-пластичних деформацій без її руйнування відповідно. Тому як критеріальний параметр було вибрано межу плинності (фізичну чи умовну, що відповідає величині залишкової деформації 0,002), і в нормах використовується відповідне значення нормативного опору $R_{уп}$.

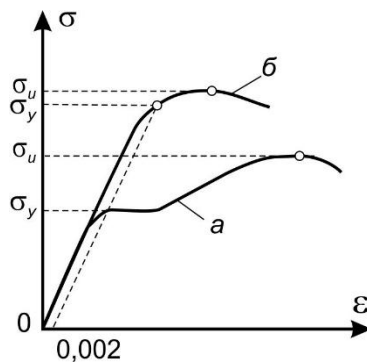


Рис. 5.1. Діаграми роботи сталі: а – з явно вираженою, б – без площадки текучості

Однак у певних випадках деформації не є визначальними (деякі типи листових конструкцій, в основному з рівномірним розподілом напружень розтягу (листові настили, окремі види трубопроводів і резервуарів), у зв'язку із цим у нормах проєктування також наводяться нормативні значення межі міцності $R_{уп}$.

Бетон

З усіх міцнісних характеристик бетону найбільш просто визначається його міцність при стиску, а високий опір стиску є його цінною властивістю, що використовується в залізобетонних конструкціях. Тому за основну характеристику міцнісних властивостей бетону прийнята його міцність на осьовий стиск.

Перевірку міцнісних властивостей бетону та його відповідності необхідним параметрам здійснюють стиском кубиків (кубикова міцність), призм (призмova міцність) або циліндрів (циліндрична міцність), витриманих протягом 28 діб нормального твердіння.

Марка за міцністю на стиск – найбільш поширена характеристика бетону, її визначають випробуванням на осьовий стиск бетонних зразків-кубів

розмірами 15x15x15 см. Середнє значення отриманої при випробуваннях межі міцності при стиску (кгс/см^2), є числовою характеристикою марки.

У сучасному будівництві застосовується такий параметр, як клас бетону. Якщо в марках використовується середнє значення міцності, то в класах - міцність із гарантованою забезпеченістю.

Клас бетону – це числова характеристика його властивості, яка приймається з гарантованою забезпеченістю (зазвичай 0,95). Чим менша мінливість міцності, тим вищий клас бетону за однієї й тієї ж його середньої міцності. Цифра в позначенні марки характеризує виражену в мегапаскалях гарантовану межу міцності.

Співвідношення між класами та марками бетону неоднозначне і залежить від його однорідності, що оцінюється за допомогою коефіцієнта варіації. Клас бетону однієї й тієї ж марки значно збільшується, якщо вдається знизити коефіцієнт варіації. Наприклад, при марці за міцністю на стиск М300 і коефіцієнті варіації 18% отримують бетон класу В15, а при коефіцієнті варіації 5% – класу В20, тобто на ступінь вище.

На заводах-виробниках та будівництвах зазвичай контролюється кубікова міцність. А для встановлення й подальшого контролю середньої кубікової міцності (марки), яка відповідала б прийнятому під час проектування класу бетону, попередньо визначається досягнуте на виробництві фактичне значення коефіцієнта варіації міцності.

Клас бетону встановлюють випробуванням на заводі-виробнику (при контролі бетону на майданчикові будівництва) кубів розміром ребра 150 мм, що пов'язано зі зручністю виконання цих випробувань. Однак така їх технологічна методика істотно впливає на отриманий результат: при навантаженні стискальними зусиллями сили тертя, що виникають по контакту бетону і подушок преса, перешкоджають формуванню поперечних деформацій в тілі бетонного куба.

Поблизу опорних плит сили тертя T , спрямовані всередину зразка (рис. 5.2, *a*), створюють обійму, отже, збільшується міцність зразків при стиску. Утримувальний вплив сил тертя в міру віддалення від торців знижується, таким чином, бетонний куб при руйнуванні набуває форми двох усічених пірамід, звернених одна до одної вершинами (рис. 5.2, *б*).

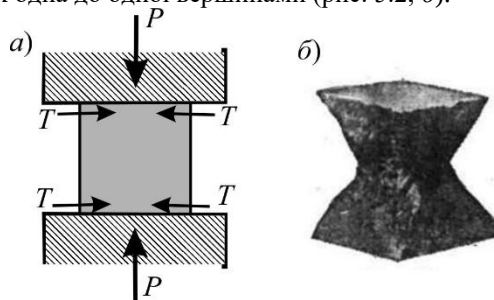


Рис. 5.2. Випробування кубів бетону: *a* – силова схема, *б* – зруйнований зразок

Під час роботи бетону в складі конструкції зазначені перешкоди розвитку поперечних деформацій відсутні. Тому розрахунки конструкцій виконуються на основі так званої призмової міцності (R_b) – міцності на стиск призм із розмірами 150x150x600 мм. За таких розмірів зразка (з відношенням сторін до висоти 1:4) тертя по контакту «поверхня бетону – подушка преса» не впливає на характеристику міцності бетону на стиск.

На основі численних випробувань встановлено, що величина призмової міцності може бути визначена на основі кубикової міцності (R_m) за формулою

$$R_b = R_m (0,77 - 0,001R_m),$$

але щонайменше 0,72 R_m , де R_m – кубикова міцність бетону, МПа.

З наведеної залежності видно, що для найменш міцних бетонів $R_b = 0,77 R_m$, надалі коефіцієнт приведення зменшується до 0,72, після чого стає постійним.

Міцність бетону осьовому розтягу (R_{bt}) визначається стандартним випробуванням зразків на згин. Також існує залежність, обґрунтована експериментально, щодо визначення міцності на розтяг на основі величини кубикової міцності

$$R_{bt} = 0,5\sqrt[3]{R_m^2}.$$

У межах звичайного виробництва товарного бетону виконується контроль лише однієї характеристики міцності – кубикової. Інші міцнісні характеристики визначають за наведеними вище емпіричними залежностями.

Слід зазначити, що в низці випадків контролю підлягають й інші види міцнісних характеристик.

Так, для попередньо напружених елементів контролюється величина відпускної міцності (R_{bp}), а також мінімально допустима величина класу бетону. Забезпечення двох зазначених параметрів міцності гарантує надійну передачу зусиль попереднього напруження арматури на бетон та відсутність проковзування арматури щодо бетону. Відпускна міцність (R_{bp}) не повинна бути меншою за 15 МПа і 50% від проектного класу бетону.

Для збірних залізобетонних конструкцій встановлюється величина максимальної та мінімальної відпускної міцності бетону. Контроль указаних характеристик потрібний для забезпечення неруйнування й відсутності тріщиноутворення під час транспортування та монтажу збірних виробів, що має бути підтверджено розрахунком на основі величини відпускної міцності.

Арматура в залізобетонних конструкціях

Міцнісні характеристики сталеві арматури, яка використовується для армування залізобетонних конструкцій, визначаються на загальних з бетоном принципах.

Нормативні опори арматури R_{sn} приймаються такими, що дорівнюють відповідним величинам характеристик заводу-виробника, які встановлюються шляхом їх контролю відповідно до стандартів. При цьому забезпеченість приймається не нижчою ніж 0,95.

Для основних класів арматурних сталей (А, Вр, К) величини контрольованих опорів відповідають фізичній чи умовній (при величині залишкового відносного подовження 0,2%) межі плинності. Для арматури класу В500 величина контрольованого опору відповідає значенню 0,75 величини тимчасового опору розриву.

Значення розрахункових опорів арматурної сталі встановлюються за методикою, що відповідає методиці для бетону: використовується коефіцієнт надійності за арматурою $\gamma_s > 1,0$, яким ураховуються деякі особливості армування залізобетонних елементів, наприклад відхилення арматурного стержня від його проєктного положення тощо:

- для арматури класів А240, А300, А400 – $\gamma_s > 1,1$;
- для арматури класів А500, А600, А800 – $\gamma_s > 1,15$;
- для арматури класів А540, А1000, В500, Вр1200, Вр1500, К1400, К1500 – $\gamma_s > 1,2$.

Для розрахунків за другою групою граничних станів розрахункові опори арматури приймаються такими, що дорівнюють нормативним значенням, тобто коефіцієнти надійності за арматурою дорівнюють 1,0.

Деревина

Деревина – один із найдавніших будівельних матеріалів природного походження, який використовується людиною для будівництва ось уже багато тисяч років.

Випробування малих стандартних зразків деревини вказують на різний характер її роботи та різні опори згину, розтягу, стиску, сколюванню тощо (рис. 5.3). Привертає увагу значна анізотропія властивостей міцності деревини, розрахункові опори вздовж і поперек волокон різняться в рази. Це змушує ставитися особливо уважно до перевірки міцності вузлових з'єднань, де, як правило, спостерігаються обидва типи напруженого стану. І не дивно, що в нормах проєктування дерев'яних конструкцій, єдиних у вітчизняній практиці, є правила розрахунку вузлів.

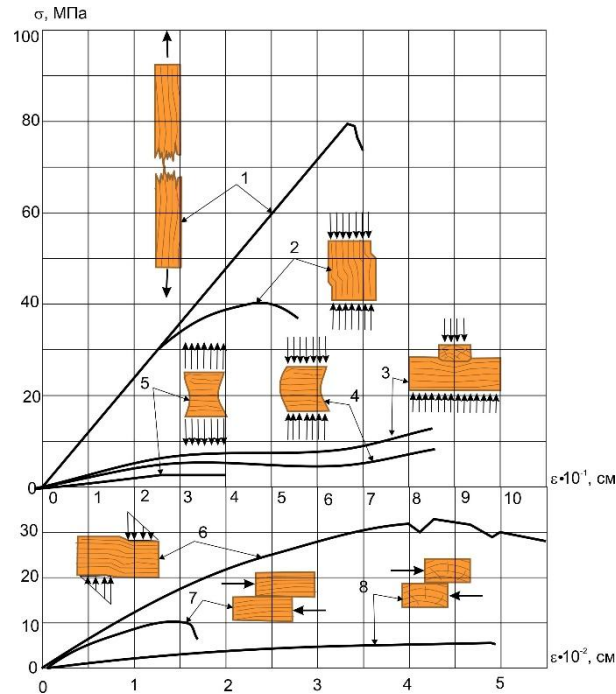


Рис. 5.3. Типові криві σ - ϵ для сосни: 1 – розтяг вздовж волокон, 2 – стиск вздовж волокон, 3 – місцевий стиск впоперек волокон, 4 – зминання всієї поверхні впоперек волокон, 5 – розтяг упоперек волокон, 6 – зріз упоперек волокон, 7 – сколювання уздовж волокон, 8 – сколювання поперек волокон

Сучасні дерев'яні конструкції представлені різноманітними матеріалами на основі деревини, зокрема наявні: цільна деревина (дошки, колоди, бруси), клеєна деревина, деревно-стружкові плити (ДСП), деревно-волокнисті плити (ДВП) та різноманітні варіанти шпонкового бруса. В Єврокод-5 (EN 1995-1-1) їхні характеристичні значення не наводяться, а у вітчизняних нормах ДБН В.2.6-161:2017 вони містяться в додатку Б.

Установити значення розрахункового опору деревини можна дуже приблизно. І проблема не тільки в тому, що різні породи деревини мають різні значення. Занадто вже багато факторів впливає на цю міцність, таких як кількість сучків, тріщин, вологість приміщення, в якому конструкція, що розраховується, буде експлуатуватися, планований термін експлуатації та інші фактори.

На фізико-механічні властивості деревини й деревних матеріалів істотно впливають гідротехнічні умови, в котрих працюватиме конструкція, та тривалість впливу.

Як відомо, за тривалого навантаження руйнування відбувається при значеннях навантаження, істотно менших, ніж за короткочасного випробування зразків. Ця обставина враховується запровадженням поняття про кла-

си тривалості. Класи тривалості навантаження характеризуються впливом постійного навантаження, що діє протягом певного часу відносно терміну експлуатації конструкції. Для змінних дій відповідний клас визначається на основі оцінки характерної зміни навантаження протягом часу.

Єврокод ураховує зазначені обставини запровадженням коефіцієнта перетворення. Тоді розрахункове значення міцності деревини й деяких деревних матеріалів для напружених станів різного виду обчислюється за формулою

$$f_{...d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{...k}}{\gamma_M},$$

де

f_d — розрахункове значення міцності;

$f_{...k}$ — характеристичне значення міцності;

γ_M — частковий коефіцієнт надійності за матеріалом.

Наприклад, для цільної та клеєної деревини, клеєного шпонкового бруса й фанери коефіцієнти перетворення для класу експлуатації 1 і 2 мають такі значення:

Таблиця 5.1

Клас тривалості навантаження	k_{mod}
Постійна (понад 10 років)	0,60
Тривала (від 6 місяців до 10 років)	0,70
Середня тривалість (від тижня до 6 місяців)	0,80
Короткочасна (менше одного тижня)	0,90
Миттєва(менше 1 хвилини)	1,10

Навколишнє кліматичне середовище значно впливає на вологість деревини та, як наслідок, на її характеристики міцності й жорсткості. В Єврокодi 5 уведено три класи експлуатації дерев'яних конструкцій:

Таблиця 5.2

Клас експлуатації	Вологість елементів	Відносна вологість повітря
1-й	не більше 12%	до 65%
2-й	не більше 20%	до 85%
3-й	понад 20%	понад 85%

Клас експлуатації помітно впливає на процес повзучості дерев'яних конструкцій. Та частина деформацій, яка залежить від повзучості матеріалів при дії постійного навантаження, визначається коефіцієнтом деформативності, котрий для цільної та клеєної деревини, клеєного шпонкового бруса набуває значення 0,60 або 0,80 для класів експлуатації 1-го або 2-го відповідно.

Кам'яна кладка

Кам'яна кладка як конструкційний матеріал має суттєві відмінності від бетону, сталі та дерева. Такі відмінності пояснюються тим, що вона формується з двох базових матеріалів (цегла/камінь і розчин кладки), властивості та взаємодія яких і визначають опір руйнуванню кладки, котрий урешті-решт залежить від міцнісних показників компонент, що її складають, і від технології виконання робіт. Міцнісні характеристики компонент кладки ідентифікуються як марка цегли/каменю й марка розчину.

Кам'яну кладку в термінах механіки твердого тіла, яке деформується (МТДТ), можна визначити як композитний матеріал із кусково-однорідною структурою. Таке визначення матеріалу обґрунтовано строгою структурою кам'яної кладки, в котрій будь-який з основних матеріалів має чітко виражені межі, в рамках яких фізико-механічні параметри однорідні.

Композитні матеріали в межах МТДТ розглядаються на основі двох різних концепцій:

а) композит як структура, що складається з окремих внутрішньо однорідних базових елементів;

б) композит як континуальний гомогенний матеріал із набором «узагальнених» характеристик.

Концепцію а) використовують, як правило, при детальному аналізі процесів, які відбуваються в локальних зонах кладки та впливають на властивості кам'яного конструкційного матеріалу як кусково-однорідного композита. Такі роботи виконуються для обґрунтування «узагальнених» механічних характеристик кам'яної кладки (див., наприклад, роботи [4, 7, 8, 13]).

Концепцію б) використовують для розрахунку кам'яних конструкцій. Ключовою умовою коректності її застосування є достовірність та обґрунтованість значень «узагальнених» механічних характеристик кам'яної кладки.

До перших успішних робіт з визначення «узагальнених» механічних характеристик кам'яної кладки належать праці Л.І. Оніщика [6], результати яких входять до складу чинних норм. Дослідженнями Л.І. Оніщика та його школи (М.Я. Пильдиш, С.О. Семенцов, С.В. Поляков) встановлено, що міцнісні показники кам'яної кладки визначаються не тільки величинами міцності базових матеріалів, але й конструкційними особливостями формування кладки як композита.

Настільки значущі особливості роботи кам'яної кладки під навантаженням призвели до того, що застосування загальних підходів методу граничних станів (нормативні величини міцності, коефіцієнти надійності за матеріалом та коефіцієнти умов роботи) вимагало б введення дуже великої кількості часткових коефіцієнтів надійності: за матеріалом (цегла й камінь різного виду, розчини кладок різних рецептур), за умовами формування композита (товщина і ступінь заповнення швів кладок), за умовами взаємодії базових матеріалів у зоні їх контакту (вологість та пористість цегли/каменю, а також рецептура розчину), за врахуванням тривалості дії навантаження тощо.

Очевидно, що на етапі формування загальних принципів побудови нормування кам'яних конструкцій ця система коефіцієнтів була оцінена як гро-

міздка і така, що важко піддається застосуванню в розрахунках. У зв'язку із зазначеним, нормування розрахунків та проектування конструкцій з кам'яної кладки починаючи із 40-х років XX століття було побудовано на основі розрахункових характеристик міцності. Розрахункові значення міцнісних характеристик, установлені нормами, визначено за результатами експериментальних досліджень з використанням тисяч експериментальних зразків з відповідним узагальненням даних експериментів.

Такий підхід являє собою порушення основного принципу методу граничних станів, але наведені вище особливості кам'яної кладки визначають необхідність його застосування. Багаторічна практика проектування й експлуатації кам'яних конструкцій підтверджує справедливість та обґрунтованість прийнятого методу нормування.

5.2. Розкид нормованих показників

Сталевий прокат та арматура

Самі собою значення фізичних показників мають помітний розкид. Так, наприклад, для будівельних сталей процес виплавки є досить складним і не повністю контрольованим (висока температура, час процесу плавлення, склад легуючих домішок і т.п.). На властивості сталі впливають також температурний режим прокатки та подальшого охолодження. За наявності таких численних факторів, котрі впливають на міцність сталі, цілком природно, що показники міцності мають випадковий характер, про який свідчать їхні статистичні криві розподілу (рис. 5.4).

Значення коефіцієнта варіації для межі плинності будівельних сталей характеризується такими значеннями коефіцієнта варіації [8]: той самий сталевий профіль з одного заводу $V = 0,01-0,04$; різні профілі з одного заводу $V = 0,04-0,07$; однакові профілі з різних заводів $V = 0,07-0,08$; різні профілі з різних заводів та листовий прокат $V = 0,06-0,12$.

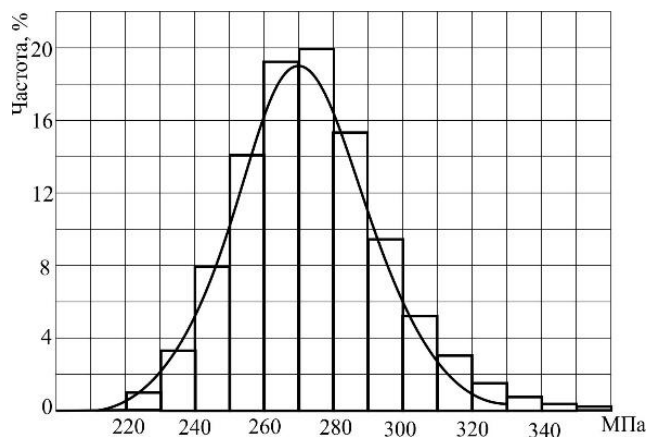


Рис. 5.4. Гістограма та щільність розподілу межі плинності сталі ВСт3пс6

Основні статистичні характеристики межі плинності для поширених модифікацій маловуглецевої сталі марки Ст3 наведено в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Профілі	Марки сталі	Середнє значення межі плинності $\bar{\sigma}_y, \text{МПа}$	Коефіцієнт варіації V_m
Гнуті, товщина листів більша ніж 3 мм	ВСт3пс3, ВСт3пс2	305	0,08
	ВСт3кп3, ВСт3кп2	285	0,08
	ВСт2пс3, ВСт2пс2	295	0,08
	ВСт2кп3, ВСт2кп2	275	0,08
Прокатні, товщина полицки до 5 мм	ВСт3Гсп2	315	0,07
	ВСт3пс2	295	0,08
	ВСт3кп2	275	0,09
Те ж, більша ніж 5 мм	ВСт3Гсп2	270	0,08
	ВСт3пс2		
	ВСт3кп2		

Важливою відмінністю для сталевого прокату та арматури з різних заводів є те, що їхні механічні характеристики гарантуються промисловістю. Але гарантоване значення мінімального механічного опору залежить не тільки від технології виготовлення, але й від строгості приймального контролю. Таким чином, виявляється, що нормативні значення R пов'язані з недосконалістю процесу відбраковування, і недосконалість приймальних випробувань веде до появи нижчого значення розрахункового опору (рис. 5.5). Отже, коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m залежить не тільки від розкиду механічних властивостей, але й від умов приймання.

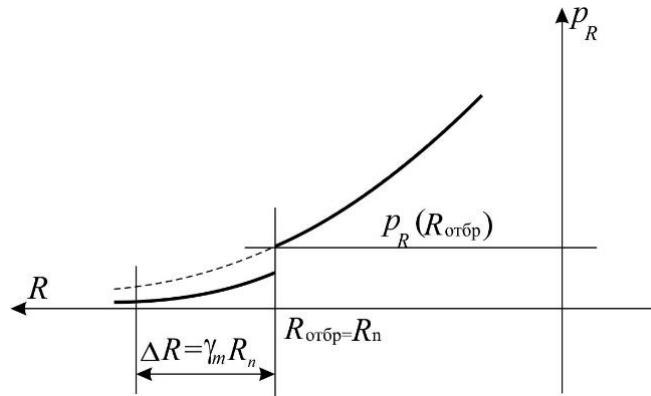


Рис. 5.5. Розрив кривої розподілу міцності внаслідок недосконалості відбраковування

До сказаного можна додати, що, аналізуючи статистичну обробку результатів випробування арматури, К.Е. Таль [9] зауважив «...великі відхилення в область малої ймовірності відбуваються за наявності нестатистичних умов, тобто коли якась одна причина (наприклад, груба помилка) переважає всі інші причини мінливості». Але саме на відсів таких випадків і орієнтовано відбраковування, а щодо нестатистичних умов, то правильніше говорити про перехід до іншої статистики.

І в тих випадках, коли аналізований будівельний матеріал проходить повний цикл виготовлення, контролю та відбраковування, як нормативний опір приймається бракувальний мінімум. Якщо ж контрольна процедура відсутня, використовуються лише дані статистичного аналізу результатів. Останнє стосується, наприклад, бетону й кам'яної кладки.

А для сталевого прокату було запропоновано враховувати, що його значна частина має механічні властивості, вищі за встановлені стандартом. З'явилася пропозиція диференціювати прокат за міцністю на дві групи з мінімальними та підвищеними показниками міцності, тобто поділ прокату однієї й тієї ж сталі, однієї й тієї ж товщини на групи з різними нормами міцнісних характеристик, ґрунтуючись на результатах контрольних випробувань [1, 10]. Застосовано підхід, заснований на теоремі Баєса, який використовує статистичну інформацію про рівень і однорідність властивостей партії прокату, що перевіряється.

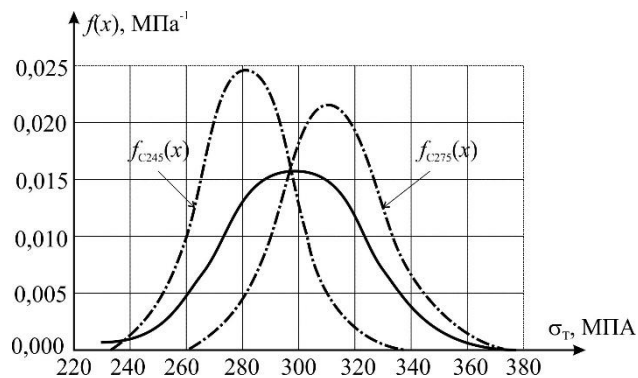


Рис. 5.6. Щільність ймовірності межі плинності до та після її поділу на групи міцності

На рис. 5.6 наведено щільність ймовірності межі плинності для всієї сукупності листового прокату товщиною 6 – 10 мм із напівспокійної вуглецевої сталі (суцільна лінія). Показано, що поділ прокату на дві групи міцності – C245 і C275 – призводить до отримання двох розподілів щільності ймовірності (штрихпунктирних ліній) та встановлення двох значень розрахункових опорів. Відповідні статистичні характеристики наведено в табл. 5.2.

Таблиця 5.2

Марка сталі й вид прокату	Товщина листа або полочки профіля, мм	Сталь групи I (C245)		Сталь групи II (C275)	
		Середнє значення межі плинності $\bar{\sigma}_y$, МПа	Коефіцієнт варіації V_m	Середнє значення межі плинності $\bar{\sigma}_y$, МПа	Коефіцієнт варіації V_m
ВСт3сп, лист	4 – 6	285	0,049	321	0,064
	8 – 10	283	0,050	315	0,060
	12 – 16	273	0,052	303	0,060
ВСт3пс, лист	4 – 6	280	0,055	313	0,058
	8 – 10	277	0,056	309	0,055
	12 – 16	270	0,053	298	0,055
ВСт3сп, фасон	4 – 6	293	0,080	330	0,062
	8 – 10	292	0,080	325	0,058
	12 – 16	282	0,051	311	0,056
ВСт3пс, фасон	4 – 6	284	0,050	318	0,062
	8 – 10	282	0,050	313	0,053
	12 – 16	280	0,051	308	0,053

Бетон

Аналогічна ідея пов'язана і з диференціацією властивостей бетону на основі контролю досягнутої на тому чи іншому виробництві стабільності

міцнісних показників. Вона була реалізована під час переходу від марки бетону до такої його характеристики, як клас.

До введення в норми характеристики «клас бетону» використовувалося поняття «марка бетону». Цифрове позначення марки бетону відповідало середньому опору стиску еталонного зразка – куба з ребром 150 мм. При цьому коефіцієнт мінливості (варіації) V був визначений у вигляді єдиної для всієї країни (СРСР) величини на основі випробувань на різних заводах-виробниках бетону й дорівнював $V = 0,135$.

Але коефіцієнт варіації міцності бетону змінюється залежно від технологічної дисципліни при його приготуванні, властивостей заповнювача, способу змішування та інших факторів. Залежність коефіцієнта варіації кубикової міцності бетону від її величини [5] ілюструє табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Вид тверднення	Коефіцієнт варіації (%) при середньому значенні міцності, кг/см ²						
	100	200	300	400	500	600	700
Природний	10,6	8,6	7,0	5,5	4,4	3,6	3,4
Пропарений	8,1	7,4	6,3	6,0	5,2	4,4	3,7

Аналогічні дані стосуються й зарубіжних виробників бетону, за свідченням автора роботи [11], коефіцієнт варіації міцності на стиск для звичайних і важких бетонів у середньому дорівнює: $V = 0,15$ – на заводах залізобетонних конструкцій, $V = 0,225$ – на великих будмайданчиках із привізним бетоном, $V = 0,225$ – на будмайданчиках з виготовленням на місці.

Сам собою цей коефіцієнт має значну мінливість усередині названих вище груп, і за результатами обстеження 881 технологічної лінії на заводах залізобетонних виробів [5] були встановлені значні відхилення від величини $V = 0,135$ (рис. 5.7).

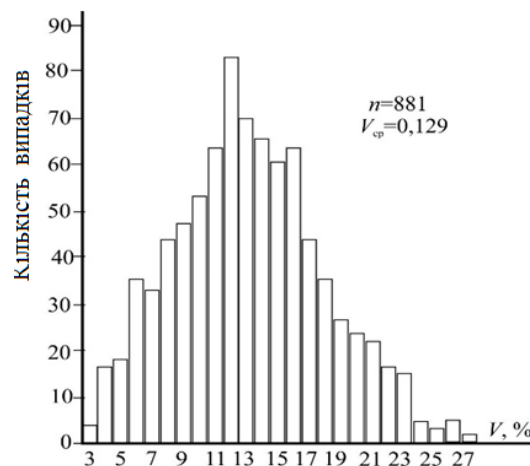


Рис. 5.7. Гістограма коефіцієнтів варіації міцності бетону

Використання єдиного значення мінливості характеристики міцності бетону не дозволяло враховувати різний рівень якості виготовлення бетону на різних заводах, що призвело до зміни методики з переходом до визначення коефіцієнта мінливості на конкретному підприємстві протягом певного контрольного періоду. Найбільш істотна відмінність марки від класу бетону полягає в тому, що при використанні поняття «клас бетону» величина характеристики міцності визначається із заданою забезпеченістю.

Перехід на класи бетону вніс принципові зміни в методику визначення та контролю міцнісних характеристик бетону. Щоб установити й потім контролювати величину середньої міцності бетону, що відповідає прийнятому при проектуванні його класу, попередньо визначається значення коефіцієнта варіації міцності, яке усталилося на конкретному підприємстві. Адже зі співвідношення між нормативним значенням R_{bn} із забезпеченістю 0,95 (проектною маркою) та середньою кубиковою міцністю бетону $\bar{R}_b$, що дається формулою

$$R_{bn} = \bar{R}_b (1 - 1,64V),$$

при відомому V можна за необхідним значенням марки знайти відповідне значення R , котре контролюється на виробництві,

$$\bar{R}_b = \frac{R_{bn}}{(1 - 1,64V)}.$$

Таким чином, сучасні методи визначення міцнісних характеристик бетону дозволяють не тільки забезпечити отримання коректної величини характеристики міцності, але й урахувати при цьому особливості виробництва бетонних сумішей.

Однак міцнісні характеристики бетону, встановлені за результатами його випробування після виготовлення, мають істотні відмінності від міцнісних параметрів бетону в конструкції, що визначається особливостями виготовлення такої конструкції. До цих особливостей слід відносити такі: транспортування бетонної суміші, технологічні прийоми укладання бетону, технології ущільнення бетону, технології термічної обробки збірних конструкцій, умови прогрівання бетонної суміші та багато іншого.

Виконати врахування таких різноманітних особливостей на основі статистичних методів неможливо. Тому до норм проектування СП 52-101-2003, СП 63.13330.2012 було введено нестатистичний коефіцієнт надійності за бетоном, який бере до уваги можливі, але непередбачувані відхилення міцності в області малих імовірностей.

З урахуванням наведених вище обставин нині використовується методика визначення характеристики міцності бетону в конструкції (тобто врахованої в розрахунку - розрахункової міцності) на основі застосування спеціальних коефіцієнтів надійності $\gamma_b > 1,0$. На коефіцієнт надійності ділиться величина нормативної міцності бетону

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}; R_{bt} = R_{bnt} / \gamma_{bt}.$$

Для всіх видів бетонів, крім ніздрюватого, що працюють на стиск, коефіцієнт надійності $\gamma_{bc}=1,3$, для бетонів, які працюють на розтяг, $\gamma_{bt}=1,5$.

Відмінність величин коефіцієнтів надійності для умов стиску і розтягу пов'язана з тим, що характеристика міцності на розтяг визначається на основі залежностей від величини міцності на стиск, але має при цьому істотно більшу (стосовно характеристики міцності на стиск) мінливість. У разі застосування методики безпосередніх вимірювань для визначення величини міцності на стиск значення коефіцієнтів надійності приймаються такими, що дорівнюють

$$\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1,3.$$

Отже, розрахунковий опір бетону при стиску знижується порівняно із середнім значенням двічі: перший раз за рахунок переходу до нормативного опору та вдруге – за рахунок коефіцієнта безпеки γ_{bc} . Перше зниження описується формулою

$$R_{bn} = \bar{R}_b (1 - 1,64V),$$

де $\bar{R}_b$ – середнє значення, V – коефіцієнт варіації. Для середнього значення коефіцієнта варіації в межах різних заводів $V = 0,129$ отримуємо зниження 21,1%.

Друге зниження реалізується переходом від нормативного опору до розрахункового значення

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc},$$

що при $\gamma_{bc} = 1,3$ дає зниження на 23,4%.

При цьому, якщо зниження міцності на 21,1%, яке визначається коефіцієнтом варіації, більш-менш контролюється на окремому заводі за місяць або за рік, то друга частина – 23,4% – пов'язана з мінливістю бетону всередині конструкції (особливо великорозмірної). Характерний приклад для мостової балки наведено у роботі [3] (рис. 5.8).

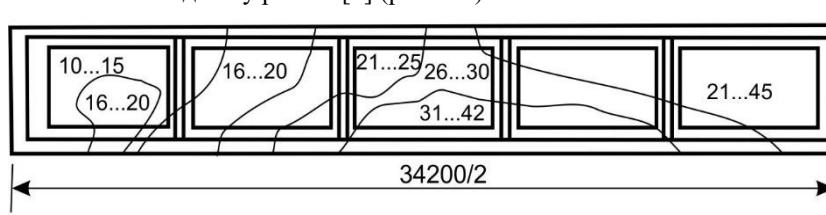


Рис. 5.8. Мінливість міцності бетону (%) у типовій мостовій балці

Ця компонента мінливості мало вивчена, і саме тому відмовилися від її статистичного обґрунтування, ухваливши вольове рішення щодо значення γ_{bc} .

Для розрахунків за другою групою граничних станів розрахункові опори бетону $R_{b,ser}$ та $R_{bt,ser}$ приймаються такими, що дорівнюють нормативним значенням, тобто коефіцієнти надійності бетону дорівнюють 1,0.

Деревина

Деревина характеризується різноманітною природою міцнісних показників залежно від виду напруженого стану і відповідного йому механізму руйнування. Не менш важливим є різноманітність розкиду цих показників для різних випадків роботи матеріалу. Імовірнісні моделі розподілів для характеристик міцності і пружності підпорядковуються різним законам розподілу (табл. 5.4)

Таблиця 5.4

Характеристика	Розподіл
Міцність при розтягу вздовж волокон	Логнормальний розподіл
Міцність при розтягу поперек волокон	Росподіл вейбулла
Модуль пружності при розтягу вздовж волокон	Логнормальний розподіл
Модуль пружності при розтягу поперек волокон	Логнормальний розподіл
Міцність при стиску вздовж волокон	Логнормальний розподіл
Міцність при стиску поперек волокон	Нормальний розподіл
Модуль зсуву	Логнормальний розподіл
Міцність при сколюванні	Логнормальний розподіл

Розрахункове значення міцності для різних напружених станів визначається подібно до деревини як

$$f_{.,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{.,k}}{\gamma_M},$$

де, на відміну від інших матеріалів, не тільки береться до уваги коефіцієнт надійності за матеріалом γ_M , але ще присутній коефіцієнт перетворення k_{mod} , за допомогою котрого враховується вологість деревини і тривалість навантаження.

Компоненти кам'яної кладки

Основні компоненти кам'яної кладки – цегла та розчин – характеризуються значним розкидом міцнісних властивостей. За даними масових випробувань, коефіцієнт варіації міцності цегли мало залежить від її марки, але різниться за видами роботи (табл. 5.5). Коефіцієнт варіації міцності будівельних розчинів змінюється в діапазоні 0,18 – 0,35.

Таблиця 5.5

Показники	Середня міцність, МПа		Коефіцієнт варіації, %	
	M75	M100	M75	M100
Марка цегли	744	2475	744	2475
Обсяг вибірки	9,33	11,05	33,6	34,2
Результати випробувань на стиск	1,74	1,96	41,3	41,3

Ґрунт

Особливим способом установлюються нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів основи. Тут відсутнє відбраковування й за основу мо-

жуть бути взяті лише статистично опрацьовані дані інженерно-геологічних досліджень.

У Єврокодi-7 (EN 1997-1:2004) особливо наголошується: «...Знання ґрунтових умов залежить від обсягу та якості геотехнічних вишукувань. Таке знання й контроль провадження робіт зазвичай важливіші для виконання фундаментальних вимог, ніж точність теоретичних моделей і часткових коефіцієнтів».

Як нормативне значення ГОСТ 20522-2012, що регламентує методи статистичної обробки результатів випробувань, вимагає прийняти середньоарифметичне значення результатів випробувань X_n (з урахуванням виключення результатів, які відхиляються від середнього більш ніж на граничне).

Але розбіжність величин параметрів ґрунту, отриманих за даними інженерно-геологічних вишукувань, може бути значним, будь вони отримані в полі або в лабораторії. Наприклад, коефіцієнти варіації основних фізико-механічних параметрів для крихких порід та масивів наведено в табл. 5.6 [11].

Таблиця 5.6

Параметр	Коефіцієнт варіації
Щільність	0,01– 0,10
Питоме зчеплення c	0,15 – 0,60
Кут внутрішнього тертя φ	0,10 – 0,25
Модуль деформації	0,20 – 0,40

Для врахування статистичного розкиду параметрів ґрунту визначають розрахункові величини (X) за формулою

$$X = X_n / \gamma_g,$$

де γ_g – коефіцієнт надійності; $\gamma_g = 1/(1 \pm \rho_a)$ та ρ_a – показник точності середньостатистичної величини X_n , що вказує на можливе відхилення як у більший, так і в менший бік. Тобто в принципі коефіцієнт надійності повинен мати два значення – та γ_{gmax} . Це означає, що одному значенню нормативного параметра ґрунту відповідають дві величини розрахункового параметра – X_{min} і X_{max} .

Водночас ГОСТ 20522-2012 рекомендує приймати лише більші значення коефіцієнтів надійності для розрахункових параметрів міцності ґрунту (питомого зчеплення c та кута внутрішнього тертя φ), тобто приймати $\gamma_g = 1/(1 - \rho_a)$. Тоді розрахункові величини параметрів виявляються рівними їхнім меншим значенням (c_{min} і φ_{min}). Однак це не завжди коректно [2], адже якщо, наприклад, для параметрів міцності та/або для модуля деформації ґрунту під однією стороною фундаменту прийняти значення X_{min} , а під протилежною – X_{max} , то розрахунок покаже нерівномірність деформацій, що призводить до крену споруди.

Література до розділу 5

1. Ароне Р.Г., Урицкий М.Р. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений в строительных сталях // Строительная механика и расчет сооружений, 1970, №3 — С. 35-39.
2. Барвахов В.А. Неопределенность данных инженерно-геологических изысканий и поведение системы «основание-фундамент-сооружение» // Инженерные изыскания, 2014, №7 — С. 16-23.
3. Иосилевский Л.И. Вероятностные оценки трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных балок // Бетон и железобетон, 1972, №1 — С. 41-43.
4. Кашеварова Г.Г., Труфанов Н.А. Численный анализ эффективных упругих свойств материала кирпичной кладки // Механика композиционных материалов и конструкций. Т. 11. — М.: 2005, №1 — С. 49-60.
5. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций — М.: Изд-во АСВ, 2008 — 184 с.
6. Онищик Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий — М.-Л.: Госиздательство строительной литературы, 1939 — 208 с.
7. Пангаев В.В., Албаут Г.И., Федоров А.В., Табанюхова М.В. Модельные исследования напряженно-деформированного состояния каменной кладки при сжатии // Известия Вузов. Строительство, 2003, №2 — С.24-29.
8. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений — М.: Изд-во АСВ, 2010 — 384 с.
9. Таль К.Э. О совершенствовании метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям // Строительная механика и расчет сооружений, 1969, №4. — С. 57-60.
10. Урицкий М.Р. Экономия металла при использовании проката с гарантированными свойствами // Строительная механика и расчет сооружений, 1984, №1 — С. 3-8.
11. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций — М.: Стройиздат, 1994 — 288 с.
12. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stresses. Part 1. Masonry as Simulation Object // Applied Mechanics and Materials, 2015, Vol. 725-726. — P. 681-696.
13. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stresses. Part 2. Strength Criteria and Numerical Experiment // Applied Mechanics and Materials, 2015, Vol. 725-726 — P. 808-819.



Розділ 6

ОПІР ЕЛЕМЕНТІВ

Та частина граничної нерівності, яка визначає опір конструктивних елементів, на практиці формулюється в нормах проектування, і розрахункові перевірки цих норм оперують деякими модельними описами поведінки конструкції, що перевіряються в граничному стані (схемами руйнування). Розрахункові моделі опору тією чи іншою мірою враховують реальний характер роботи елемента та, в цілому кажучи, є різними для конструкцій із різних матеріалів.

Різниця у фізичних властивостях матеріалу, як і різниця в характерних для них конструктивних рішеннях, спричиняє наявність суттєво відмінних схем руйнування. Норми різних країн розглядають практично однакові варіанти схем руйнування, але при цьому інколи оперують різними розрахунковими моделями, що обумовлено як прийнятим науковим обґрунтуванням нормативних вимог, так і відповідною інженерною традицією. Далі розглянемо головні відмінності, спираючись на Державні будівельні норми України (ДБН) і міжнародні норми Єврокоду (EN).

6.1. Сталеві конструкції⁶ [1, 2]

Внутрішні зусилля й моменти, стосовно котрих перевіряється опір сталевих конструкцій, можна визначати:

- а) загальним розрахунком у пружній стадії;
- б) загальним розрахунком у пластичній стадії.

Загальний розрахунок у пружній стадії використовується в усіх випадках. Внутрішні зусилля й моменти можна обчислювати шляхом загального розрахунку в пружній стадії навіть у випадку, коли опір поперечного перерізу визначається за його пластичним опором, а також для поперечних перерізів, опори яких обмежені місцевою втратою стійкості.

Загальний розрахунок у пластичній стадії використовується лише у випадках, коли конструкція має достатню здатність деформування у фактич-

⁶ Підрозділ 6.1 написано спільно з проф. В.В. Юрченко.

ному місці розташування шарніра пластичності незалежно від того, розміщується він в елементах чи у вузлах. Поведінку конструкцій можна моделювати:

- розрахунком у пружно-пластичній стадії з перерізами, де мають місце пластичні деформації, та/або вузлами, що є пластичними шарнірами;
- нелінійним розрахунком у пластичній стадії при врахуванні розвитку обмежених пластичних деформацій в елементах у зонах пластичності;
- розрахунком у жорстко-пластичній стадії, нехтуючи пружним характером роботи між шарнірами.

Граничні стани сталевих конструкцій

Елементи сталевих конструкцій, у котрих при дії зовнішніх навантажень виникають внутрішні зусилля (поздовжні сили, згинальні моменти й поперечні сили), слід розраховувати за методом граничних станів – таких станів, за яких конструкція перестає задовольняти задані експлуатаційні вимоги чи вимоги виробництва робіт. При цьому унеможлиблюється нормальна експлуатація будівель та споруд, тобто експлуатація, що здійснюється без обмежень відповідно до технологічних умов, передбачених у нормах і технічному завданні на проєктування, які враховують безпечну роботу людей, обладнання та збереженість огорожувальних конструкцій.

Для більшості сталевих конструкцій при статичному навантаженні досягнення *граничних станів першої групи* характеризується в'язким (пластичним) руйнуванням, втратою стійкості форми або надмірним розвитком пластичних деформацій. Якщо зовнішнє навантаження діє на конструкцію циклічно, тоді виникає небезпека її руйнування від втоми. У випадках, коли конструкція експлуатується в умовах низьких температур, можливим є виникнення явища крихкого руйнування.

Перевірку несучої здатності за втратою міцності необхідно виконувати для всіх несучих елементів конструкції (для кожного розрахункового перерізу елемента) незалежно від їх напружено-деформованого стану. При цьому основна нерівність методу граничних станів може бути подана у формі порівняння розрахункових напружень, які виникають у перерізі при дії зовнішніх розрахункових навантажень, із їх граничними значеннями (як правило, розрахунковим опором сталі), котрі встановлюються нормами проєктування залежно від напружено-деформованого стану елемента.

При перевірці несучої здатності сталевих конструкцій за втратою міцності за граничними станами першої групи використовують розрахункові граничні значення навантажень із коефіцієнтами надійності $\gamma_f > 1$. Винятками є перевірки на руйнування від втоми, а також ті розрахункові випадки, коли зменшення постійного навантаження на конструкцію погіршує умови її роботи під навантаженням. Оскільки навантаження з розрахунковими граничними значеннями повторюються рідко, сталеві конструкції при перевірці за

граничними станами першої групи (за винятком руйнування від втоми) слід розраховувати на однократну дію цих навантажень.

Перевірку несучої здатності елементів сталевих конструкцій за втратою міцності допускається подавати у формі перевірки зусиль чи напружень, які визначаються з урахуванням роботи сталі в області непружних деформацій. Для маловуглецевих (пластичних) сталей, котрі мають протяжну полицку плинності, граничний стан при дії статичних навантажень настає як результат *в'язкого (пластичного) руйнування або надмірного розвитку пластичних деформацій*, що в низці випадків супроводжується припущенням роботи сталі в області самозміцнення. Проте в нормах проектування ця область самозміцнення сталі не враховується. При перевірних розрахунках несучої здатності за втратою міцності вважають, що робота сталі повною мірою описується ідеалізованою пружно-пластичною діаграмою Прандтля, згідно з якою сталь працює в межах пружних деформацій, доки напруження, котрі виникають у перерізах конструкції при дії зовнішнього навантаження, не досягли межі плинності (текучості). У випадку, коли напруження досягли межі плинності (текучості), вважають, що сталь працює в межах пластичних деформацій.

Відповідно до ДБН В.2.6-198 перевірку пластичного руйнування необхідно виконувати при розрахунку на міцність елементів із пластичних сталей із співвідношенням $\sigma_u / \sigma_y > 1,3$ (тут σ_u – тимчасовий опір, σ_y – межа плинності сталі), котрі несуть статичне навантаження: а) розтягнутих, нормальна експлуатація яких можлива й після досягнення металом межі плинності; б) тих, у котрих поперечні перерізи послаблені отворами для болтів, у конструкціях на болтових з'єднаннях, а також у місцях стиків, виконаних із застосуванням болтових з'єднань, які працюють на зріз болтів та на зминання металу деталей в отворі; в) розтягнутих поодиноких кутиків, що прикріплюються однією полицею за допомогою болтового з'єднання; г) стінок перфорованих балок.

Якщо несучі елементи конструкції виконані зі сталі, котра не має площадки текучості, то розвиток пластичних деформацій у них відбувається в безпосередньому наближенні до границі тимчасового опору. З урахуванням підвищеної небезпеки роботи матеріалу при напруженнях, близьких до граничних, розвиток пластичних деформацій у таких елементах не допускається, та їх граничний стан пов'язаний із в'язким руйнуванням. Вважається, що несуча здатність таких елементів вичерпується при досягненні напруженнями околу межі пружності.

Найбільшу небезпеку при експлуатації конструкцій викликає їх *крихке руйнування* – явище, для якого характерні великі напруження, що відповідають малим деформаціям, і втрата несучої здатності відбувається за малих значень деформацій. Такий граничний стан характерний для несучих елементів, у перерізах котрих виникають напруження в поєднанні з низькими температурами експлуатації конструкції, наявністю концентраторів напружень, ударних впливів на неї або в більшості випадків при одночасній дії зазначених факторів.

Відповідно до вимог норм, здатність сталевих конструкцій опиратися (протидіяти) крихкому руйнуванню слід забезпечувати головним чином виконанням вимог до вибору сталі, використанням відповідних конструктивних рішень, технології обробки деталей та утворення отворів. В іншому випадку необхідно виконувати перевірку несучої здатності за втратою міцності, беручи до уваги крихке руйнування. Такі перевірни розрахунки полягають у порівнянні розрахункових напружень із відповідними їх граничними значеннями, які визначаються нормами як для області пружної роботи сталі з урахуванням типу концентратора напруження й температури експлуатації конструкції.

Руйнування від втоми сталевих конструкцій чи їх елементів відбувається внаслідок силових впливів на конструкцію від багаторазово повторюваних рухомих, вібраційних та інших змінних навантажень, прикладених безпосередньо до конструкції. Таке руйнування супроводжується напруженнями в конструкції, котрі не досягають ні межі міцності, ні межі плинності, ні навіть межі пружності.

Перевірні розрахунки сталевих конструкцій на руйнування від втоми (витривалість) виконуються в межах пружних деформацій сталі при дії розрахункових експлуатаційних навантажень та полягають у порівнянні розрахункових напружень із відповідними їх граничними значеннями, які за величиною є значно меншими за границю текучості й залежать від характеристик сталі, виду напружено-деформованого стану, конструктивної схеми вузла або з'єднання, технології обробки деталі, виду, кількості циклів і характеру навантаження конструкції.

Граничний стан стержневих елементів металевих конструкцій за наявності в їх перерізах напружень стиску (стиснуті, позакентрово стиснуті та стиснуто-зігнуті елементи), як правило, характеризується *втратою стійкості*.

При осьовому стиску стержня поздовжньою силою явище втрати стійкості відбувається як *згинальне випучування* в одній із головних площин інерції стержня. Якщо в поперечному перерізі стержня центр ваги не збігається із центром згину, тоді явище втрати його стійкості може відбутися *за згинально-крутильною формою випучування*. Крім цього, для стержневих елементів із поперечним перерізом, що не депланує (наприклад, хрестового перерізу з двох спарених кутиків), явище втрати стійкості відбувається *за крутильною формою випучування*.

Для стержневих елементів конструкцій, які підлягають згину, можливе раптове випучування (поперечне переміщення) стиснутого пояса балки з площини згину з одночасним закручуванням, тобто *втрата стійкості плоскої форми згину*. Втрата стійкості стержневих елементів металевих конструкцій, що підлягають одночасній дії стиску та згину (позакентрово стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів), може відбутися як *згинальне* (в площині дії згинального моменту) або *згинально-крутильне* (із площини дії згинального моменту) випучування стержня.

Якщо йдеться не про втрату стійкості окремого елемента, то норми допускають розгляд ідеалізованої стержневої системи, що працює в межах пружних деформацій сталі. Зокрема, такий підхід використаний при визначенні розрахункових довжин стиснутих стержнів, при обчисленні зведеної гнучкості стиснутих стержневих елементів наскрізного перерізу, перевірці балок на втрату стійкості плоскої форми згину тощо.

Для більшості сталевих конструкцій при статичному навантаженні досягнення *граничних станів другої групи* характеризується надмірними переміщеннями (прогинами, поворотами чи осіданнями), коливаннями, зміною положення та/або зсувом у з'єднаннях. Граничні стани другої групи характеризуються тим, що порушуються умови нормальної експлуатації конструкції, пов'язані з перебуванням людей у будівлі, роботою технологічного обладнання та збереженістю огорожувальних конструкцій.

Перевірку сталевих конструкцій за другою групою граничних станів виконують за передумови, що їхній матеріал працює пружно, навіть у випадку, коли за першою групою граничних станів ураховувався розвиток пластичних деформацій. Це пояснюється тим фактом, що визначення прогинів і переміщень у сталевих конструкціях завжди виконують за розрахунковими експлуатаційними значеннями навантажень (обчислені з коефіцієнтами надійності $\gamma_f \leq 1$), які є значно меншими за розрахункові граничні значення навантажень.

Урахування умов роботи сталевих конструкцій

Як вже зазначалося вміще, особливості дійсної роботи несучих елементів конструкції, її матеріалу, а також з'єднань елементів у вузлах, котрі мають систематичний характер, проте не відображені напряму в перевірному розрахунку, вітчизняні норми враховують опосередковано шляхом уведення до основних нерівностей методу граничних станів коефіцієнтів умов роботи. Так, у таблиці 5.1 ДБН В.2.6-198:2014 наведено коефіцієнти умов роботи γ_c , які враховують, зокрема:

- спрощення розрахункової схеми при перевірках на втрату стійкості стиснутих стержневих елементів із поодиноких кутиків, що прикріплюються однією полицею та розраховуються як центрально стиснуті, хоча дійсна схема їх роботи відповідає роботі позацентрово стиснутого стержня;
- значну недовантаженість колон одноповерхових промислових будівель, обладнаних мостовими кранами;
- дію на конструкцію значних постійного й тимчасового тривалого навантажень, що призводить у процесі експлуатації до високого рівня напружень, незначне перевищення яких може викликати небезпеку виникнення явища, що належить до першої групи граничних станів;
- локальне підвищення характеристик міцності сталі в околі біля отворів для влаштування болтових з'єднань при перевірних розрахунках на міцність перерізів, послаблених отворами.

Слід зауважити, що Європейські норми не використовують такого механізму впливу на результати розрахунків, як коефіцієнти умов роботи. Вони

враховують можливі відхилення розрахункової моделі від дійсної картини роботи конструкції тим, що, як показано на рис. 2.3, частковий коефіцієнт надійності γ_m містить у собі коефіцієнт γ_{Rd} , пов'язаний з такими відхиленнями.

Перевірка міцності нормальних перерізів з урахуванням непружних деформацій

Для сталевих конструкцій передбачається можливість непружної роботи, а також виключення з роботи частини поперечного перерізу внаслідок місцевої втрати стійкості. Норми розрізняють чотири класи поперечних перерізів:

- поперечні перерізи класу 1 – ті, які можуть утворювати пластичний шарнір, що вимагається з розрахунку в пластичній стадії, без зниження опору;
- поперечні перерізи класу 2 – ті, що можуть забезпечити свій опір на дію моменту в пластичній стадії, проте мають обмежену здатність пластичного деформування внаслідок втрати місцевої стійкості;
- поперечні перерізи класу 3 – ті, в котрих напруження в крайніх стиснутих волокнах сталевого елемента в припущенні пружного розподілу напружень можуть досягти межі плинності, але втрата місцевої стійкості перешкоджає забезпеченню опору на дію моменту в пластичній стадії;
- поперечні перерізи класу 4 – ті, в яких втрата місцевої стійкості настає до досягнення межі плинності в одній або більше частинах поперечного перерізу (редукований переріз).

Вітчизняні норми ДБН В.2.6-198:2014 побудовані на так званому принципі обмежених пластичних деформацій, за котрим відносна залишкова деформація в найбільш напруженому волокні не перевищує значення $\epsilon_{p,max} = 3R_y/E$. Тоді при згині моносиметричного перерізу, наприклад, маємо картину розподілу напружень, показану на рис. 6.1, б. Тоді опір згину визначається як $M_{lim} = cW\gamma_c R_y$, де коефіцієнт c , що відбиває розвиток пластичних деформацій, залежить від форми перерізу та співвідношення площини полиць і стінки.

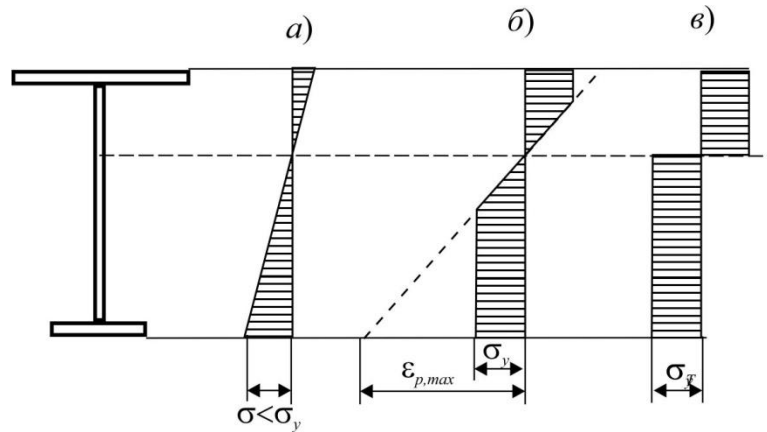


Рис. 6.1. Напружно-деформований стан перерізу:
 а – пружна робота матеріалу, б – пружно-пластична робота, в – шарнір пластичності

На відміну від цього, Єврокод EN 1993-1-1 оперує пластичним моментом опору W_{pl} , вважаючи можливим появу шарніра пластичності, й відповідний опір визначає як $M_{lim} = W_{pl}R_y$ (рис. 6.1, в). Слід зауважити, що різниця між cW і W_{pl} вимірюється одиницями процентів.

Перевірка міцності нормальних перерізів з урахуванням втрати місцевої стійкості

Місцева стійкість елементів перерізу задовольняється шляхом обмеження умовної гнучкості, що для стінки двотавра, наприклад, визначається як відношення висоти h_w до товщини t_w , тобто перевіряється виконання нерівності

$$\bar{\lambda}_w = h_w/t_w \leq \lambda_{w,lim}.$$

У разі перевищення граничного значення $\lambda_{w,lim}$ для стінок (але не для полиць) центрально стиснутих елементів ДБН В.2.6-198:2014 дозволяє закритичну роботу й урахування лише редукованої висоти h_{red} .

Єврокод у цьому напрямі йде значно далі. EN 1993-1-1 передбачає можливість використання елементів з поперечними перерізами класу 4, в яких втрата місцевої стійкості настає до досягнення межі плинності в одній чи більшій частині поперечного перерізу. У таких перерізах для визначення необхідних поправок стосовно послаблень опору, обумовлених впливами втрати місцевої стійкості, може бути використана ефективна ширина. Наведені детальні правила щодо визначення ефективної площі пластин стиснутих елементів із двостороннім закріпленням по краях, а також для пластин з одностороннім закріпленням (звисяння листа). Передбачаються також і ефективні площі розтягнутих елементів унаслідок ефекту зсувного запізнювання.

Для несиметричних перерізів має місце ексцентриситет e_N , який виникає в результаті зміщення центра тяжіння ефективної площі перерізу відносно центра тяжіння поперечного перерізу бруто (див. рис. 6.2), через що виникає додатковий згинальний момент, котрий, як правило, необхідно враховувати при перевірці поперечного перерізу.

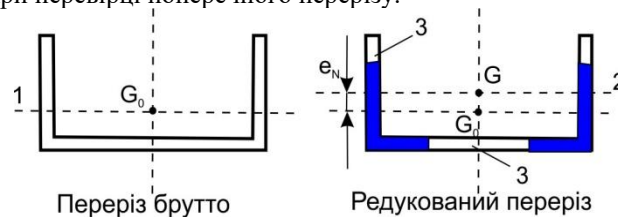


Рис. 6.2. Перерізи класу 4 (дія осевих сил):
1 - вісь центра тяжіння перерізу бруто; 2 -
вісь центра тяжіння ефективного перерізу; 3 -
неефективні ділянки перерізу

Перевірка стійкості елементів

Для гнучких стержневих елементів сталевих конструкцій граничний стан у вигляді втрати стійкості спостерігається при напруженнях, що є значно меншими за межу плинності чи навіть границю пропорційності сталі. Для таких елементів перевірка несучої здатності за втратою стійкості є в більшості випадків визначальною.

Перевірку несучої здатності стержневих елементів сталевих конструкцій за втратою стійкості, які підлягають осьовому стиску, фактично сформульовано в нормах проектування ДБН В.2.6-198:2014 у вигляді нерівності, де порівнюються фактичні напруження в розрахунковому перерізі стержня, що виникають від дії розрахункових навантажень, та критичні напруження,

$$\sigma = N/A \leq \sigma_{cr}.$$

Вимоги норм за перевіркою стійкості стиснутих стержнів, які підлягають дії осьового стискання, регламентовані у ДБН В.2.6-198:2014 на підставі розрахунку позацентрово стиснутого стержня з урахуванням впливу форми перерізу, початкового викривлення осі, випадкового ексцентриситету для прикладеної сили стискання, а також з'єднувальних елементів (для стержнів наскрізного перерізу). З метою розв'язання сформульованої задачі розглядався позацентрово стиснутий стержень, схема котрого наведена на рис. 6.3,а. При цьому початкові викривлення та випадкові ексцентриситети e_0 приймалися відповідно до допусків, які встановлювалися за нормами на виготовлення сталевих конструкцій,

$$e_0 = i/20 + l_{ef}/750,$$

тут i – радіус інерції перерізу стержня, l_{ef} – його розрахункова довжина.

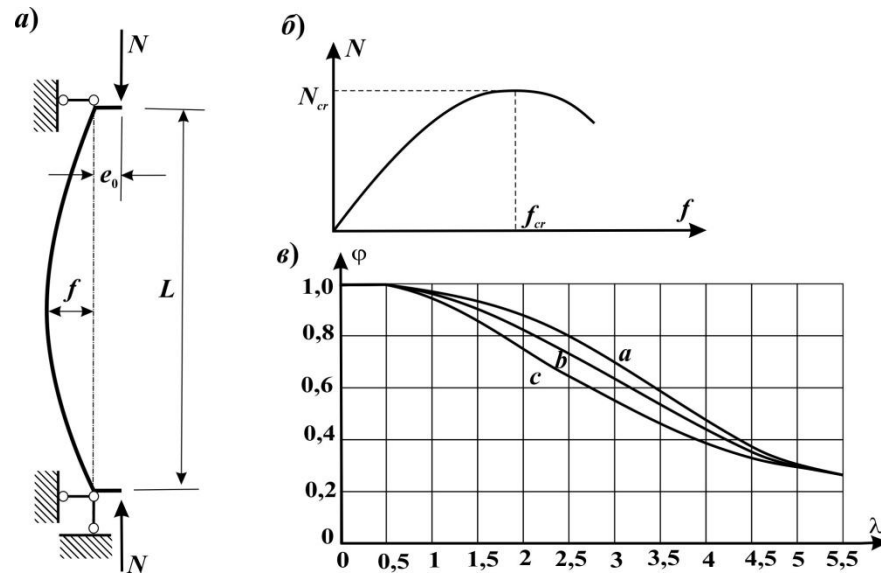


Рис. 6.3. До розрахунку стиснутих стержнів: *а* – розрахункова схема, *б* – крива станів рівноваги, *в* – графік коефіцієнтів поздовжнього згину для типів перерізу *а*, *б*, *с*

Розв'язок вишукувався з міркувань малості переміщень за деформованою схемою з урахуванням пластичних деформацій. Форма зігнутої осі стержня приймалася за півхвилюю синусоїди. Значення розрахункової несучої здатності стержня приймалося таким, що дорівнює граничному значенню сили стиску N_{cr} , яку може витримати стержневий елемент (рис. 6.3, *б*) без втрати стійкості. Для зручності виконання практичних розрахунків у кожному конкретному випадкові в ДБН В.2.6-198:2014 використовується коефіцієнт поздовжнього згину φ , котрий залежить від значення умовної гнучкості стержня $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$, а також від типу поперечних перерізів стиснутих стержневих елементів сталевих конструкцій (див. рис. 6.3, *в*). За допомогою φ перевірка стійкості

$$\gamma_n N / \varphi A R_y \gamma_c \leq 1,$$

набуває форми, близької до перевірки міцності.

Перевірка стійкості плоскої форми згину виконується з використанням коефіцієнта стійкості при згині φ_b , який визначається з урахуванням дії косого згину і крутіння в момент втрати стійкості й залежить від геометричних характеристик перерізу та форми навантаження.

Підходи до перевірки стійкості елементів при центральному стиску і при згині як в EN 1993-1-1, так і в ДБН В.2.6-198:2014 принципово збігаються, хоча застосовуються різні способи обчислення коефіцієнтів.

Цього не можна сказати стосовно елементів, що підлягають сумісній дії згину й осьового стиску. ДБН В.2.6-198:2014 зберігає форму перевірки таку саму, як і у випадку центрального стиску,

$$\gamma_n N / \varphi_e A R_y \gamma_c \leq 1,$$

але з використанням іншого коефіцієнта поздовжнього згину φ_e , значення якого залежить не тільки від гнучкості, але й від ексцентриситету $e=M/N$. В EN 1993-1-1 застосовується інший підхід, перевірка виконується за формулою, наприклад, такого типу:

$$\frac{N}{\chi A R_y / \gamma_{M1}} + k \frac{M}{\chi_{LT} W R_y / \gamma_{M1}} \leq 1,$$

де через χ і χ_{LT} відповідно позначені знижувальні коефіцієнти при втраті стійкості за згинальною та поперечно-крутильною формами (аналогічні φ і φ_e з ДБН), а через k - коефіцієнт взаємодії, що залежить від гнучкості й відношення поздовжньої сили до її критичного значення.

6.2. Залізобетонні конструкції [3, 4, 5]

Розрахунок залізобетонних конструкцій у рамках концепції граничних станів виконується з використанням різних моделей, що враховують (більшою чи меншою мірою) особливості роботи залізобетонної конструкції за різних видів напруженого стану, а також експериментально встановлені схеми руйнувань. Останні мають надійне обґрунтування лише для деяких видів залізобетонних конструкцій. Як правило, це стержневі конструкції – балки (в основному однопролітні), центрально та позацентрово стиснуті колони, «короткі» елементи, а також найпоширеніші вузлові з'єднання конструкцій (вузол «колона – плита» в режимі продавлювання). Для інших поширених конструкцій (багатопролітні вигнуті плити, балки-стілки та багато інших) експериментальні роботи з визначення схем руйнування не настільки представницькі, що не дозволяє сформувати на їх основі узагальнені схеми руйнування для побудови розрахункових методик.

Для залізобетонних конструкцій перша група містить граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкцій для експлуатації внаслідок:

- втрати несучої здатності у зв'язку з крихким, в'язким руйнуванням або руйнуванням від втоми й іншого характеру, включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень і несприятливому впливі навколишнього середовища (періодичному чи постійному впливі агресивного середовища, змінного заморожування та відтавання, дії пожежі тощо);
- втрати стійкості форми або положення.

Граничні стани другої групи вміщують розрахунки:

- за утворенням тріщин;
- за розкриттям тріщин;
- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями).

Для обчислення внутрішніх зусиль залізобетонних конструкцій застосовуються різні розрахункові моделі, які, по суті, замінюють конструкцію певним її описом, що відповідає очікуваній моделі поведінки конструкції при зовнішньому впливі. Це може бути:

- лінійно-пружний розрахунок;
- лінійно-пружний розрахунок із перерозподілом зусиль;
- нелінійний розрахунок;
- розрахунок з урахуванням положень теорії пластичності.

При виконанні розрахунків за граничними станами першої групи, котрі відповідають стану конструкції безпосередньо перед руйнуванням, норми допускають застосування всіх моделей, зазначених вище, тоді як для розрахунків за граничними станами другої групи використовується, як правило, лінійно-пружний метод розрахунку.

Застосування *лінійно-пружного розрахунку* дозволяє застосовувати принцип суперпозиції, і це його приваблива характеристика. Але визначені на його основі внутрішні зусилля потім вступають у певне протиріччя в межах перевірки міцності перерізів, де використовуються нелінійні моделі, що описують поведінку бетону й арматури. Проте, як показали проведені дослідження, це призводить до несуттєвих помилок у безпечний бік, тобто дещо знижується межа міцності елементів.

Лінійно-пружний розрахунок з перерозподілом зусиль використовує поняття пластичного шарніра, яке є певною ідеалізацією поведінки системи, коли в одному перерізі концентруються пластичні деформації, котрі насправді реалізуються на малій довжині біля розрахункового перерізу.

Нелінійні методи розрахунку враховують пружно-пластичні характеристики конструкції, завдяки чому дозволяють реальніше визначити розподіл зусиль в окремих перерізах. Нормативні документи встановлюють нелінійні залежності між напруженнями та деформаціями – діаграми деформування, які виступають узагальненими характеристиками механічних властивостей.

Слід розуміти, що характеристичне й розрахункове значення міцності норми призначили для перевірки несучої здатності перерізу, коли в запас надійності передбачається, що параметр якості матеріалу приймається як для найгірших зразків. Але при загальному статичному або динамічному розрахунку, з котрого визначаються компоненти НДС системи в цілому, гіпотеза про те, що всі без винятку мікрооб'єми матеріалу мають найгірші параметри якості, має малу ймовірність. Тому для загального статичного розрахунку використовуються середні, а не розрахункові характеристики бетону та арматури.

Відповідно до положень норм, нелінійні розрахунки можуть ураховувати не тільки фізичну нелінійність залежностей, що описують роботу матеріалів під навантаженням, але й брати до уваги ефекти геометричної нелінійності (ефекти другого порядку). При цьому враховується початкова некоректність геометричної схеми.

Пластичні методи розрахунку описують поведінку конструкції в граничному стані за міцністю. При побудові пластичних методів розрахунку

виходять з того, що повні деформації бетону й арматури настільки великі порівняно з пружними, що останніми можна нехтувати. Це веде до того, що як граничний стан розглядається механізм руйнування ідеально жорстко-пластичного тіла. Аналіз виконується з використанням відомих теорем граничної рівноваги.

* * *

Як у вітчизняних нормах ДБН В.2.6-98:2009, так і в міжнародних нормах EN 1992:2004 використовуються майже однакові розрахункові моделі опору, тому далі ми не вказуємо, з яких норм узято те чи інше положення

Схеми руйнування за нормальними перерізами

Схема руйнування приймається в тому вигляді, коли деформації базових матеріалів (бетон і арматура) досягають граничних величин, котрі визначаються нормативно або призначаються з відповідним обґрунтуванням. Очевидно, що співвідношення між деформаціями бетону (деформації стиску, тому що для основних розрахункових випадків приймається, що бетон на розтяг не працює) й деформаціями арматури (як правило, деформації розтягу, за винятком випадків стиснутої арматури, встановленої в межах стиснутої зони бетону) визначаються деформативністю зазначених матеріалів та умовами рівноваги сил у нормальному перерізі. Як додаткова умова приймається гіпотеза плоских перерізів.

Для можливостей розрахункового аналізу на основі деформаційних критеріїв визначено й нормовано залежності «напруження – деформація» ($\sigma - \epsilon$) і встановлено граничні значення деформацій, які заздалегідь визначають допустиму величину пластичної фази деформування відповідно до прийнятої схеми руйнування.

При згині та позакентровому стиску руйнування починається внаслідок досягнення деформаціями стиснутої зони бетону граничних величин. При цьому (важлива особливість!) характеристика граничних деформацій арматурних стержнів суттєво перевищує рівень граничних деформацій бетону, що й призводить до відповідного виду напружено-деформованого стану: бетон досягає граничних величин деформованості та переходить у режим руйнування, а арматурні стержні продовжують нарощувати деформації, тому що мають резерв деформованості.

Схеми руйнування за похилими перерізами

У залізобетонній конструкції в умовах дії згинальних моментів і поперечних сил формується система похилих тріщин, якими елемент поділяється на окремі фрагменти (блоки). Особливістю руйнування за похилими перерізами є те, що похилі тріщини не перетинають переріз елемента на всю висоту – у стиснутій зоні залишається ділянка бетону, в якій похила тріщина відсутня. З урахуванням такої схеми тріщиноутворення фрагменти, що утворилися, взаємодіють через незруйнований бетон над вершинами похилих тріщин, через поздовжню розтягнуту арматуру і через поперечну арматуру, яка перетинає похилі тріщини.

Експериментально встановлено, що руйнування залізобетонної конструкції при формуванні похилої тріщини відбувається за одним з таких механізмів:

а) при плинності поперечної арматури, котра перетинає похилу тріщину, відбувається руйнування стиснутого бетону над тріщиною (руйнування по стиснутій зоні);

б) при плинності (або порушенні анкерування) поздовжньої арматури (руйнування по розтягнутій зоні).

Велику роль у формуванні механізму руйнування по похилій тріщині відіграє поздовжня арматура. Так, руйнування по стиснутій зоні (механізм *a*) відбувається в умовах, коли поздовжня арматура добре працює і має надійне анкерування. Руйнування по розтягнутій зоні (механізм *b*) формується за умов недостатнього поздовжнього армування перерізу чи податливості поздовжньої арматури внаслідок слабкого анкерування, а в окремих випадках – обриву поздовжньої арматури.

Оскільки похила тріщина поділяє залізобетонний елемент на окремі блоки, може відбуватися руйнування бетону в межах блока між похилими тріщинами (механізм *c*). Руйнування за таким механізмом формується за наявності поперечної арматури достатнього перерізу й за малих товщин залізобетонного елемента (наприклад, тонка стінка конструкції двотаврового або таврового перерізу).

Розрахункові моделі для перевірки міцності

З урахуванням експериментально встановлених механізмів руйнування залізобетонних елементів (слід зауважити – дуже обмеженої кількості типів) у чинних нормах для видів конструкцій, що найчастіше застосовуються, використовується так звана блокова модель, яка може бути представлена окремими блоками, розділеними перерізами (рис. 6.4).

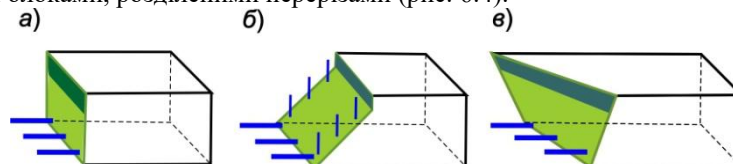


Рис. 6.4. Блокові моделі руйнування залізобетонного стержня

Для різних силових факторів розглядаються такі види перерізів:

- при дії поздовжніх сил та (або) згинальних моментів – нормальні перерізи (рис. 6.4, *a*);
- при дії (додатково до зазначених вище силових факторів) поперечних сил – похилі перерізи (рис. 6.4, *b*);
- при дії (додатково до зазначених вище силових факторів) крутних моментів – просторові перерізи (рис. 6.4, *в*).

Єврокод-2 допускає також розрахунок залізобетонної конструкції з використанням моделі «Розпірки та тяжі», заснованої на дійсній фізичній моделі залізобетонного конструктивного елемента під навантаженням, згідно з

якою останній в умовах навантаження може бути подано у вигляді системи стиснутих зон у бетоні й розтягнутих зон у бетоні та арматурі. При цьому основними елементами моделі «Розпірки та тяжі» є:

- 1) розпірки (*struts*), котрі виступають рівнодіючими напружень стиску;
- 2) тяжі (*ties*), які являють собою рівнодіючі напружень розтягу;
- 3) вузлові елементи (*nodes*), що є перетином розпірок і тяжів, у котрих відбувається перерозподіл напружень.

Основні положення моделі «Розпірки та тяжі» базуються на таких припущеннях:

- геометричні параметри моделі визначаються з дійсної системи полів напружень у пружній стадії роботи конструктивного елемента;
- зусилля в стиснутих і розтягнутих елементах моделі визначаються на підставі статичної схеми розрахунку конструктивного елемента;
- розрахунок стиснутих та розтягнутих елементів на міцність виконується відповідно до положень теорії пластичності.

На підставі такої моделі в першу чергу можливе визначення міцності в тих частинах конструктивного елемента, де місцеві навантаження (наприклад, поблизу опор) істотно впливають на міцність елемента в цілому. Крім цього, положення моделі «Розпірки і тяжі», розроблені в першу чергу для розрахунку на дію поперечних сил в областях з нерівномірним розподілом напружень, можуть бути застосовані для розрахунку на зріз усього конструктивного елемента.

Ще одна характерна модель належить до розрахунку плитних конструкцій на продавлювання. Вона вироблена внаслідок тривалого розвитку й описує механізм руйнування у вигляді замкнутого контуру з різними кутами нахилу граней до горизонталі. При цьому форма штампа (опорної поверхні плити), котрий продавлює, приймалася, як правило, круглою, квадратною або прямокутною (близькою до квадратної).

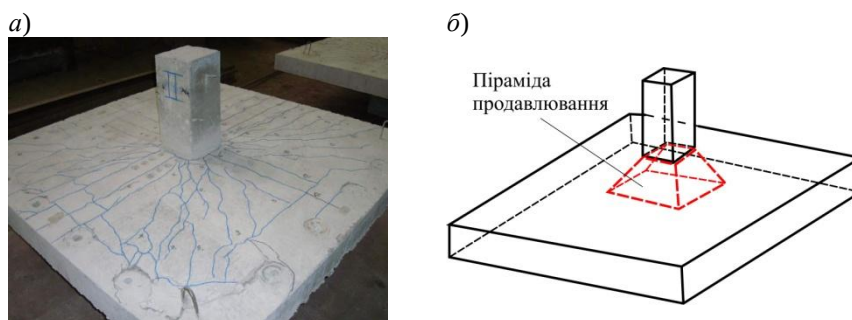


Рис. 6.5. Продавлювання плити:

a - картина тріщиноутворення після випробування; *б* - розрахункова модель

Опір продавлюванню чинить зріз бетону з бічних сторін так званої піраміди продавлювання (рис. 6.5). Піраміда продавлювання формується контуром штампа, що продавлює, від якого під кутом 45° розходяться її сторо-

ни. Така схема механізму руйнування цілком відповідає роботі бетонної конструкції й може бути прийнята за основу для формування критерію несучої здатності.

У випадку залізобетонної плити на трасу формування тріщини в режимі продавлювання істотно впливає поздовжнє армування. Експериментальними дослідженнями встановлено, що кут нахилу тріщини може наблизитися до $30 - 32^\circ$ до горизонталі. Для такої схеми руйнування запропоновано кілька моделей, проте жодна з них не прийнята як обґрунтована і така, що коректно описує основні процеси. Тому в чинних нормах розглядається спрощена модель: призма продавлювання приймається за схемою бетонної конструкції, величина поперечного армування розраховується для умов перетину цією арматурою контуру призми продавлювання. При цьому в нормах сформульована система конструктивних вимог, котрі забезпечують формування такої схеми роботи вузла продавлювання, яка відповідає моделі руйнування, що розглядається.

Перевірка міцності за нормальними перерізами

При побудові моделі опору залізобетонного стержня впливу згинальних моментів та поздовжніх сил використовуються два основні припущення:

- переріз, спочатку плоский, залишається плоским і після навантаження;
- деформація арматури дорівнює деформації навколишнього бетону.

Слід зазначити, що ці припущення не виконуються повністю, проте вони не занадто відхиляються від реальності й використовуються на практиці. Винятком виступають так звані короткі елементи, у котрих можна порівняти довжину прольоту/консолі та висоту перерізу (короткі консолі й ін.).

Відповідно до положень норм проєктування розрахунки міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі стержня, можуть виконуватися із застосуванням трьох методів:

- загального деформаційного з використанням параболічної діаграми зі спадною гілкою (рис. 6.6, а);
- спрощеного деформаційного із застосуванням параболічно-прямокутної (рис. 6.6, б) або білінійної діаграми (рис. 6.6, в);
- граничних зусиль з використанням жорстко-пластичної (прямокутної) діаграми (рис. 6.6, г).

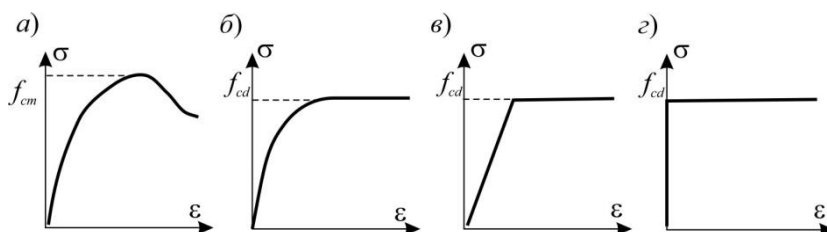


Рис. 6.6. Ідеалізовані залежності «деформація-напруження»

Метод *розрахунку за граничними зусиллями*, що довгий час був єдиним, заснований на принципі пластичного руйнування елемента за нормальним перерізом, при котрому досягаються граничні напруження в розтягнутій арматурі та стиснутому бетоні (принцип Лолейта). На цій підставі використовуються лише умови статичної рівноваги. Тому при такому розрахунку насамперед з'ясовується випадок, за яким станеться руйнування нормального перерізу, а саме: по розтягнутій арматурі чи стиснутому бетону.

У першому випадку спочатку відносна деформація розтягнутої арматури досягає свого граничного значення, але відносні деформації бетону стиснутої зони ще не досягли межі. Подальше зростання навантаження призводить до того, що тріщини розвиваються, й висота стиснутої зони скорочується, поки деформації бетону не досягнуть граничних значень.

У другому випадку спочатку досягають межі відносні деформації стиснутої зони бетону і руйнування проходить крихко, з роздробленням бетону. При цьому арматура розтягнутої зони повністю не використовується. Аналіз пов'язаний із відносною висотою стиснутої зони бетону $\xi = x/h_0$. Величина ξ порівнюється з експериментально обґрунтованим граничним значенням ξ_{lim} , та, якщо $\xi \leq \xi_{lim}$, то руйнування розтягнутої арматури досягає межі плинності й реалізується принцип Лолейта, в іншому випадку руйнування відбувається по стиснутому бетону.

У сучасній редакції норм (починаючи з кодексу-зразка ЕКБ-ФМП [6]) для перевірки міцності нормальних перерізів як основна використовується нелінійна *деформаційна розрахункова модель*. Вона використовує:

- рівняння рівноваги моментів та поздовжніх сил у перерізі, нормальному до осі елемента;
- рівняння, що визначають зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону й арматури;
- рівняння, які описують розподіл деформацій, з гіпотези плоских перерізів.

У рамках спрощеного варіанта деформаційної моделі в розрахункових рівняннях не враховується опір бетону в розтягнутій зоні.

І якщо в силовій моделі граничний опір визначався утворенням шарніра пластичності, то в межах деформаційної моделі критеріями граничного стану нормального перерізу є досягнення граничних значень відносної деформації стиску ε_{cu} у бетоні та (або) відносної деформації розтягу ε_{sy} в арматурі.

Задання граничних значень деформації бетону й арматури визначає величину пластичних деформацій залізобетонної конструкції. Це вигідно відрізняє методику розрахунку, засновану на нелінійній деформаційній моделі, від силової моделі граничної рівноваги, яка не дозволяла задаватися рівнем пластики в роботі залізобетонної конструкції.

Деформаційна модель також використовується в розрахунках за експлуатаційною придатністю в частинах визначення напруження арматури

σ_s у тріщинах (розрахунок ширини розкриття тріщин a_{cr}) та кривизни $1/\rho$ (розрахунок деформацій). Широкий спектр програм моделі робить її основним інструментом сучасних норм.

Деформаційна модель полягає у використанні залежності «напруження-деформації». Але в залізобетонних конструкціях при тривалих навантаженнях відбувається зростання деформацій за стабілізованих (постійних у часі) навантажень. Ці явища обумовлені процесами повзучості, вивченими як експериментально, так і теоретично, що дозволило встановити й обґрунтувати коефіцієнти, котрі знижують величину початкового модуля пружності бетону, – коефіцієнти повзучості:

$$E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{\infty, t_0}),$$

де φ_{∞, t_0} – граничне значення коефіцієнта повзучості (для звичайно використовуваних класів бетону $1,9 \leq \varphi_{\infty, t_0} \leq 4,0$).

Перевірка міцності похилих перерізів

Для розрахунку використовується «фермова» модель, яка складається з верхнього та нижнього поясів, що сприймають відповідно зусилля стиску і розтягу, та умовних похилих елементів (стиснутих розпірок і розтягнутих тяжів). Ця модель показана на рис. 6.7 (найбільш частий випадок той, коли застосовуються вертикальні тяжі, тобто $\alpha = \pi/2$). Як верхні (стиснуті) та нижні (розтягнуті) пояси використовуються відповідно стиснутий бетон і розтягнута арматура. Елементи, що об'єднують пояси, – це стиснуті бетонні розпірки й розтягнуті арматурні тяжі.

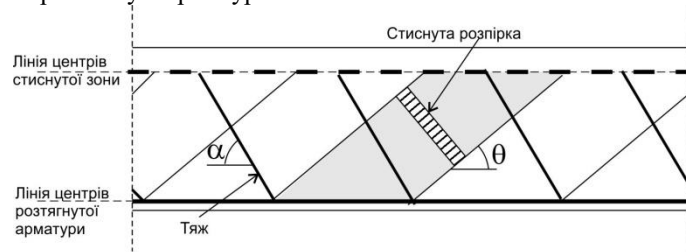


Рис. 6.7. «Фермова» модель: α - кут нахилу поперечної арматури, θ - кут нахилу умовних бетонних розпірок

Міцність бетонних розпірок та розтягнутих арматурних тяжів перевіряється незалежно, і при малих перерізах тяжів можна отримати результат, котрий указує на відмову елемента, хоча перевірка чисто бетонного перерізу за міцністю на зріз дасть протилежний результат. Тут проявляється умовність «фермової» моделі, в якій не враховується пластична поведінка конструкції.

При впливі крутіння опір перерізу визначається як для замкнутого тонкостінного перерізу, у котрому рівновага забезпечується замкненим розподілом зсуву. Суцільні перерізи можна моделювати еквівалентними тонкостінними перерізами (рис. 6.8). Розподіл діючих крутних моментів в окремих

перерізах здійснюється пропорційно їх крутним жорсткостям без тріщин. Приведена товщина стінки може прийматися як A/u , де A – це площа, охоплена осьюовою лінією з'єднаних стінок, включно із площею внутрішньої пустотної області, а u – зовнішній периметр поперечного перерізу.

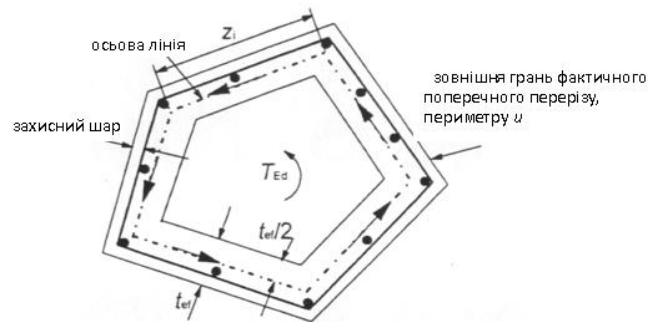


Рис. 6.8. Розрахункова модель крутіння

Після утворення тріщини в стержні, схильному до крутіння, його опір забезпечується, головним чином, замкнутими хомутами й поздовжньою арматурою, розташованою біля зовнішнього краю поперечного перерізу. Коли з'являються тріщини, то вважається, що елемент працює подібно до просторової ферми, яка складається зі стержнів поздовжньої арматури (що є паралельними поясами) і решітки, котра включає бетонні розпірки, утворені діагональними тріщинами, та розтягнуті тяжі поперечної арматури.

Конструкції, відмінні від стержневих

Усе сказане вище являє собою модельні уявлення, обґрунтуванням яких, зрештою, є експериментальна перевірка. Такого типу моделі (схеми «руйнування») досить добре відпрацьовані для несучих елементів стержневого типу, що традиційно подаються в нормах проектування.

Для нестержневих конструкцій (дво- та тривимірних) використання методу скінченних елементів дозволяє фіксувати критичний стан матеріалу в малих об'ємах – скінченних елементах. Але в загальному випадку локальна ситуація у вигляді досягнення граничного стану в скінченному елементі ще не свідчить про руйнування конструкції в цілому, найчастіше виключення з роботи одного або декількох скінченних елементів призводить до зниження ступеня статичної невизначеності та перерозподілу зусиль, а не до руйнування конструкції. Загальноприйняті критерії для нелокального оцінювання ще не вироблені, а норми, на жаль, замовчують такі питання.

Слід аналізувати роль скінченного елемента (ділянки конструкції), що відмовив, у загальному опорі конструкції, оскільки вона може виявитися суттєвою. Прикладом може бути відмова закладної деталі, яка забезпечує спільну роботу елементів.

Випадок динамічних впливів

При дії динамічних навантажень, що швидко змінюються (наприклад, удар літака, повітряна ударна хвиля), повинні використовуватися інші характеристики матеріалів, ніж при звичайних, статичних. Найпростішим способом урахування цієї обставини є застосування спеціальних коефіцієнтів умов роботи, як це зроблено, наприклад, у ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України», де запроваджуються спеціальні коефіцієнти умов роботи m_{tr} :

- для залізобетонних конструкцій із жорсткою арматурою $m_{tr}=1,3$;
- для залізобетонних конструкцій, армованих стержневою та дрютною арматурою (крім перевірки на міцність похилих перерізів) $m_{tr}=1,2$;
- для залізобетонних конструкцій під час перевірки на міцність похилих перерізів $m_{tr}=1,0$.

Аналогічні коефіцієнти умов роботи може бути запроваджено окремими нормативними документами з метою коректного відображення специфічних умов роботи конструкцій. А в нормах проектування захисних споруд цивільного захисту (див. ДБН В.2.2-5:2023) розрахункова динамічна міцність бетону приймається помноженою на коефіцієнт динамічного зміцнення бетону $K_{y,\delta}$.

Коефіцієнт зміцнення залежить від швидкості деформації, проте в ДБН В.2.2-5:2023 використовуються постійні значення $K_{y,\delta}$, що відповідають середній швидкості деформації при дії вибухової хвилі. Цей факт слід урахувати, застосовуючи коефіцієнти динамічного зміцнення.

Однак таке коригування тільки міцнісних характеристик не дає можливості використання розрахункової моделі фізично нелінійної роботи матеріалів залізобетонної конструкції. Тут потрібне знання динамічного варіанта залежності «напруження-деформація».

Розрахунок утворення тріщин

Ця перевірка виконується з умови, за якою зусилля від зовнішніх навантажень, впливів та їх розрахункових сполучень у перерізі, що розглядається, не повинне перевищувати граничного зусилля, котре може сприйняти залізобетонний елемент при утворенні тріщин.

Для тріщин, нормальних до поздовжньої осі, розрахунок виконується на основі розрахункової моделі нормального перерізу з прийняттям за критерій утворення тріщини досягнення деформаціями крайнього розтягнутого волокна бетону в перерізі, що розглядається, граничних значень ϵ_{cti} з відповідної діаграми стану.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за утворенням тріщин, похилих до поздовжньої осі, виконується на основі розрахункової моделі (моделей) похилого перерізу з прийняттям за критерій утворення тріщин досягнення відносних граничних значень деформацій у розтягнутому бетоні ϵ_{cti} з відповідної діаграми граничних станів другої групи.

Розрахунок розкриття тріщин

Перевіряється, що ширина розкриття тріщин у конструкції від зовнішніх зусиль не перевищує гранично допустимих значень, призначених з урахуванням умов експлуатації, впливу навколишнього середовища й характеристик матеріалів.

Розрахунок виконується для тріщин, нормальних і похилих до поздовжньої осі конструкції; він має містити розрахунки за нетривалим (у разі дії постійних, тривалих та короткочасних навантажень) і тривалим (у разі дії постійних та тривалих навантажень) розкриттям тріщин.

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі конструкції, виконують, приймаючи за розрахункове максимальне значення ширини розкриття тріщини, на рівні осі стержня нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури. Напруження в поздовжній арматурі в перерізі визначаються виходячи з умови деформування нормального перерізу у вигляді лінійного розподілення за висотою перерізу *середніх* відносних деформацій бетону й арматури, а також непружних деформацій бетону та тривалості дії навантаження.

Оцінювання розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі конструкції, виконують на основі розрахункової моделі похилих перерізів, приймаючи за розрахункове значення максимальну ширину розкриття похилої тріщини, яка збігається з перерізом, що розглядається, у місцях перетину поперечної арматури й розкриття похилої тріщини на рівні стержнів нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури.

Розрахунок за розкриттям тріщин, похилих до поздовжньої осі, у разі дії крутих моментів слід виконувати на основі розрахункової моделі (моделей) просторових перерізів, приймаючи за розрахункове значення максимальну ширину розкриття просторової тріщини, яка збігається з перерізом, котрий розглядається, у місцях перетину поперечної та на рівні осі стержнів нижнього ряду поздовжньої арматури. При цьому мають бути розглянуті всі можливі положення просторового перерізу.

Розрахунок за деформаціями

Він виконується за умови, що прогини, кути повороту, переміщення й коливання бетонних і залізобетонних конструкцій від зовнішніх навантажень та дій не повинні перевищувати гранично допустимих значень, які встановлюються залежно від виду конструкцій за відповідною нормативною та (або) технічною документацією.

Деформації залізобетонних конструкцій (прогини, кути нахилу, переміщення й коливання) слід визначати за формулами будівельної механіки за значеннями кривизни, відносних деформацій чи інших жорсткісних параметрів конструкцій, обчислених деформаційним методом з урахуванням наявності тріщин і нелінійних деформацій бетону й арматури. При цьому величину кривизни та деформацій розраховують від їх початкового стану, а за наявності попереднього напруження – від стану до обтиску.

Кривизну й поздовжні деформації в напрямку поздовжньої осі залізобетонних конструкцій необхідно визначати на основі єдиної з розрахунком

за розкриттям тріщин розрахункової моделі нормального перерізу виходячи з лінійного розподілу деформацій за висотою перерізу, що розглядається, середніх деформацій бетону та арматури на довжині ділянки між тріщинами, якщо такі утворилися.

Уточнювальні обставини

Особливості дійсної роботи залізобетонних конструкцій і матеріалів, які формують такі конструкції, що не відображаються в розрахунку безпосередньо, враховуються системою коефіцієнтів умов роботи γ_{si} (для бетону) та γ_{si} (для арматури), значення котрих можуть бути як більшими, так і меншими за одиницю. Ці коефіцієнти враховують відхилення дійсних параметрів напружень, які формуються в матеріалі за тих чи інших умов роботи в складі залізобетонної конструкції або її вузла, від розрахункових характеристик матеріалів, прийнятих у нормах як узагальнені параметри міцності.

Так, експериментально встановлено, що бетон має помітно різні величини тривалої та короткочасної міцності, котрі можуть різнитися на 20%. Такі відмінності враховуються введенням до розрахункової міцності бетону коефіцієнта умов роботи γ_{c1} , значення якого приймаються такими, котрі дорівнюють 1,0 і 0,9 за нетривалої та тривалої дії навантажень відповідно.

Дослідженнями роботи бетонних конструкцій встановлено, що в умовах неармованих конструкцій пружно-пластичні властивості бетону реалізуються дещо іншим чином стосовно конструкцій з армуванням. Для врахування зазначеного фактора до розрахункової міцності бетону в неармованих конструкціях вводиться коефіцієнт умов роботи $\gamma_{c2} = 0,9$.

Аналіз якості бетону конструкцій, бетонування котрих виконувалось у вертикальному положенні, показав, що в бетоні таких конструкцій можлива поява локальних дефектів (нещільностей, раковин тощо). З метою врахування деякого зниження якості бетону за вказаної технології виготовлення конструкцій до його розрахункової міцності при величині одноразового шару бетонування $\geq 3,0$ м вводиться коефіцієнт умов роботи $\gamma_{c3} = 0,85$.

Для врахування особливостей напруженого стану й умов деформування сталевих арматури, яка використовується для поздовжнього та поперечного армування, також вводяться певні обмеження до показників міцності, що можна вважати своєрідним коефіцієнтом умов роботи, а також коефіцієнти умов роботи у явному вигляді – γ_{si} .

Так, для високоміцної арматури розрахункові опори такої арматури стиску R_{sc} обмежують величиною, котра визначається граничними деформаціями бетону (при руйнуванні бетону стиснутої зони арматура втрачає стійкість і її міцнісний потенціал не використовується повною мірою). Для арматури класу B500 граничний опір стиску приймається з коефіцієнтом умов роботи 0,9.

Для характеристики розрахункової міцності поперечної арматури, яка враховується при розрахунку залізобетонної конструкції за похилим перерізом, вводиться коефіцієнт умов роботи $\gamma_{si} = 0,8$. Цим коефіцієнтом ураховується відхилення величини напружень у поперечній арматурі, що перетинає

похилу тріщину по всій її довжині, від узагальненої величини розрахункових опорів арматури. (Експериментально встановлено, що в момент руйнування залізобетонної конструкції по похилій тріщині величини напружень у поперечних стержнях, установлених на різних ділянках по довжині такої тріщини, суттєво різні: в окремих стержнях вони досягають межі плинності, а в інших – напруження значно нижчі.)

6.3. Кам'яні конструкції [7, 8, 9]

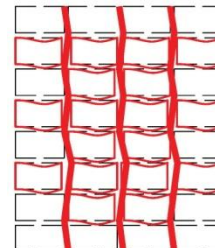
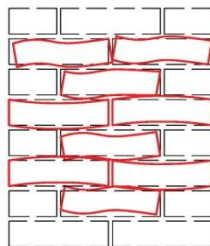
Схеми руйнування кам'яної кладки

На відміну від бетону, який являє собою композитний матеріал з досить дрібними складовими і високою однорідністю, кам'яна кладка є кусково-однорідним композитом з вираженим переважанням в об'ємі одного базового елемента (цегла/камінь) стосовно іншого базового елемента (розчин кладки). На перший погляд характеристика міцності такого композита визначається величиною міцності базового матеріалу, котрий переважає.

Однак експериментами, виконаними ще в 30-х роках XX століття, встановлено, що міцність кам'яної кладки значною мірою визначається характеристиками швів кладки, такими як товщина шва, механічні характеристики розчину кладки, умови набору міцності розчином у шві кладки та ін. Так, збільшення товщини горизонтального шва кладки з оптимальних 10-12 мм до 20 мм призводить до зниження величини тимчасового опору стиску на 40% (за однакової міцності базових матеріалів). І навпаки – при зменшенні товщини горизонтального шва до нуля (тобто при встановленні цегли без розчину – «насухо») міцність кам'яної конструкції на стиск наближалася до свого максимуму.

Більше того – саме властивості шва кладки та розчину, що формує шов (насамперед горизонтальний), визначають умови напружено-деформованого стану цегли (каменю) при навантаженні кам'яної конструкції.

Масштабними експериментами, виконаними на сотнях зразків, встановлено, що навіть в умовах центрального стиску кам'яного елемента цегла в такій конструкції працює в основному в умовах згину. Така схема роботи цегли визначається виключно властивостями розчину в горизонтальному шві: щільність розчину має суттєву неоднорідність, формування розчинної постілі виконується муляром вручну, що спричиняє нерівномірну товщину шва, який при укладанні цегли також нерівномірно ущільнюється. У результаті по площині обпирання цегла має контакт з розчином різної щільності, що й формує схему згину та (частково) сколювання – див. рис. 6.9. Через це сформований за вказаною схемою НДС призводить до утворення вертикальних тріщин, котрими кам'яна конструкція поділяється на окремі вертикальні фрагменти («стовпчики»), що мають ширину в половину цегли.



*a**б*

Рис. 6.9. Схема напружено-деформованого стану цегли в кам'яній кладці при стиску (*a*) та схема формування вертикальних тріщин з розшаруванням кам'яної конструкції (*б*)

За результатами досліджень НДС кам'яних конструкцій установлені й інші основні схеми руйнування конструкцій з кам'яної кладки (рис. 6.10 – 6.12), що дозволило сформулювати весь комплекс граничних станів (передусім першої групи), а також сформувати необхідний перелік механічних характеристик кам'яної кладки.

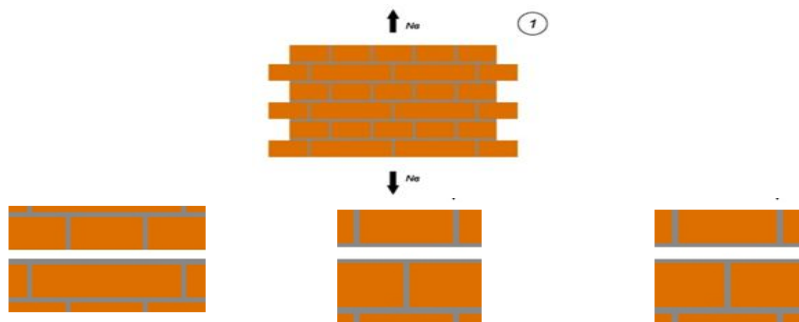


Рис. 6.10. Схема руйнування кам'яної кладки при дії розтяжних зусиль перпендикулярно горизонтальним швам кладки

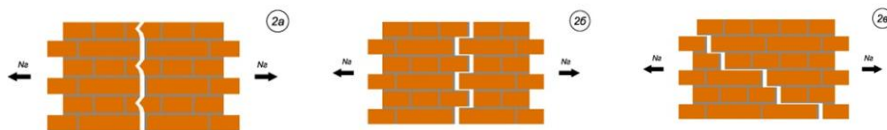
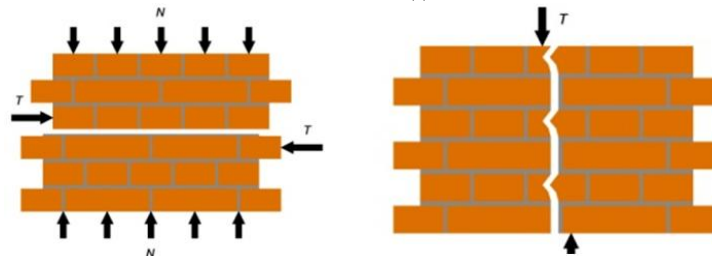


Рис. 6.11. Схема руйнування кам'яної кладки при дії розтяжних зусиль уздовж горизонтальних швів кладки



а)

б)

Рис. 6.12. Схема руйнування кам'яної кладки при дії зсувних зусиль уздовж горизонтальних швів кладки (а), те ж – перпендикулярно горизонтальним швам кладки (б)

Крім зазначених вище видів руйнувань кам'яної кладки, існують схеми руйнування кам'яних конструкцій, що викликаються дією навантажень, спрямованих перпендикулярно площині кам'яної стіни (наприклад, стіни підвалів і підпірні стіни, навантажені вертикальними навантаженнями, та такі, які зазнають горизонтального навантаження від ґрунту). При дії зазначених навантажень формується руйнування по горизонтальному шву кладки.

Нарешті, руйнування в конструкційному матеріалі «кам'яна кладка» формуються не тільки в базових матеріалах (при цьому виявлено суттєво різні механізми таких руйнувань), але й у місцях контакту цегли та розчину в горизонтальному шві кладки.

Таким чином, експериментально встановлені схеми руйнувань кам'яної кладки в складі несучих і огорожувальних конструкцій для їх розрахунку в межах концепції кладки як континуального конструкційного матеріалу з узагальненими механічними характеристиками вимагають наявності кількох (системи) характеристик міцності, значна частина яких визначається або характеристиками базових матеріалів композита, або характеристиками їх взаємодії.

Міцність кладки при стиску

За вітчизняними нормами ДБН В.2.6-162:2010 та ДСТУ Б В.2.6-207:2015 межа міцності всіх видів кладок при короточасному завантаженні може визначатися за модифікованою формулою професора Л.І. Оніщика

$$f_u = A f_d \left(\frac{a}{b + f_m / 2 f_d} \right),$$

де f_u - середня межа міцності кладки на стиск; f_d - характеристична міцність каменю при стиску; f_m - характеристична міцність розчину (кубикова міцність). Коефіцієнт A характеризує максимально можливу, так звану конструктивну, міцність кладки й визначається за формулою

$$A = \frac{100 + f_d}{100m + n f_d}.$$

Величини коефіцієнтів a , b , m і n залежать від типу кладки.

Відповідно до Єврокоду EN 1996-1-1, характеристична міцність кам'яної кладки визначається на підставі випробувань дослідних зразків. Незалежно від виду розчину та матеріалу кладки вона може також обчислюватися за аналітичними залежностями, що встановлюють зв'язок між міцністю кладки й середньою міцністю виробів кладки та розчину. Для кам'яної кладки, виконаної із застосуванням стандартного розчину, характеристична міцність визначається за такою формулою:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta},$$

де f_b – нормалізована міцність при стисканні зразка кладки в напрямку дії навантаження; f_m – середня міцність розчину кладки при стиску; K, α, β – параметри, рекомендовані значення яких для кладок, виконаних із застосуванням зразків кладки 2-ї групи на стандартному розчині, $K = 0,45$; $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,3$.

Опір навантаженням і впливам

Норми за кам'яними конструкціями відповідають дуже специфічним і різноманітним схемам руйнування, що створює значні складнощі в розробленні узагальнених методів розрахунку на основі скороченого переліку механічних характеристик, а застосування спрощених методик призводить до неприйнятних відхилень від результатів експериментів.

Для кам'яних конструкцій визначення опору навантаженням у цілому має значні особливості щодо інших видів конструкцій. Як ілюстрацію можна навести метод розрахунку стиснутих кам'яних конструктивних елементів. Оскільки Єврокод EN 1996-1-1 і вітчизняні норми ДБН В.2.6-162:2010, які майже збігаються, визначають лише принципові положення, то далі використовується більш детальний опис за ДСТУ Б В.2.6-207:2015.

Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій при центральному стиску виконують згідно з формулою

$$\gamma_n N \leq m_g \phi f_d A,$$

де N – розрахункова поздовжня сила; f_d – розрахунковий опір стиску кладки; ϕ – коефіцієнт поздовжнього згину; A – площа перерізу елемента; m_g – коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження.

Коефіцієнт m_g визначається часткою розрахункової поздовжньої сили від тривалих навантажень та її ексцентриситетом, а коефіцієнт поздовжнього згину ϕ – гнучкістю елемента й пружною характеристикою кладки.

Для позацентрово стиснутих елементів розрахунок виконують за формулою

$$\gamma_n N \leq m_g \phi_1 f_d A_c \omega,$$

де A_c – площа стиснутої частини перерізу при прямокутній епюрі напружень, яка визначається ексцентриситетом поздовжньої сили N ; ϕ_1 – коефіцієнт поздовжнього згину при позацентровому стиску елемента; ω – коефіцієнт, що визначає повноту епюрі напружень.

За ДБН В.2.6-162:2010 коефіцієнт поздовжнього згину залежить від відносного ексцентриситету e/t і параметра $u = (\lambda - 0.063)/(0.73 - 1.17e/t)$ й визначається як

$$\phi_1 = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right) \exp \frac{u^2}{2}.$$

Тут t – товщина стіни чи стояка, λ – приведена гнучкість.

Але в ДСТУ Б В.2.6-207:2015 запропоновано інший прийом. Коефіцієнт ϕ_1 визначається як середнє арифметичне між коефіцієнтом поздовжнього

згину φ для стержня з повною висотою перерізу та φ_c для стержня, що має переріз, який дорівнює стиснутій частині повного перерізу, тобто

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2.$$

Зрозуміло, що такий розрахунок є умовним.

Значну увагу приділено перевіркам перерізів при зминанні (місцевому стиску), коли навантаження прикладені лише до частини площі перерізу (при обпиранні на кладку ферм, балок, прогонів, перемичок, панелей перекриттів, колон тощо). Несучу здатність кладки при зминанні визначають з урахуванням характеру розподілу тиску по площі зминання.

Розрахунок перерізів на зминання при розподілі навантаження на частині їх площі виконують за формулою

$$\gamma_n N_c \leq \psi d f_{dc} A_c.$$

Тут вже N – поздовжня сила стиску від місцевого завантаження; f_{dc} – розрахунковий опір кладки на зминання;

A_c – площа зминання, на яку передається навантаження;

$d = 1,5 - 0,5 \psi$ – для цегляної та віброцегляної кладки, а також кладки із суцільних каменів або блоків, виготовлених з важкого й легкого бетону;

ψ – коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження (при рівномірному розподілі тиску $\psi = 1$, при трикутній епюрі тиску $\psi = 0,5$).

Розрахунок кам'яних конструкцій за критеріями другої групи граничних станів (за деформаціями та за утворенням і розкриттям тріщин) також має виражені особливості.

Так, навантаження для цих розрахунків за граничними станами другої групи приймаються з нормативними значеннями, а в розрахункових формулах фігурують модуль деформації кладки (E) та граничні відносні деформації (ϵ).

Однак для розрахунку позакентрово стиснутих кам'яних елементів за розкриттям тріщин при $e_0 > y$ (де e_0 – ексцентриситет дії навантаження; y – відстань від центру ваги перерізу в бік ексцентриситету до стисненого краю) слід брати до уваги розрахункові значення навантажень. Такий підхід, очевидно, вимушений, що визначається необхідністю виконання розрахунків із використанням характеристик міцності, які (зі свого боку) в нормах мають виключно розрахункові значення.

6.4. Дерев'яні конструкції [10, 11]

Особливості загального розрахунку

Розрахунок конструкцій повинен виконуватись із застосуванням таких величин характеристик жорсткості:

- при лінійно-пружному розрахунку конструкцій, у котрих розподіл внутрішніх зусиль не залежить від розподілу жорсткостей у межах конструкції (наприклад, усі елементи мають однакові характеристики, що залежать від тривалості навантаження), повинні застосовуватися середні величини;

- при лінійно-пружному розрахунку конструкцій, у яких розподіл внутрішніх зусиль залежить від розподілу жорсткостей у межах конструкції (наприклад, композитні елементи, що включають матеріали з різними характеристиками, котрі залежать від тривалості навантаження), мають застосовуватися повні середні величини, приведені до навантаження, яке викликає найбільші напруження відносно опору;

- для лінійно-пружного розрахунку деформованої конструкції повинні застосовуватися розрахункові величини, що не залежать від тривалості дії навантаження;

- якщо конструкція містить елементи чи складові з різним характером повзучості, повна деформація має визначатися при повних середніх величинах відповідних модулів пружності, зсуву й ковзання.

Міцнісні показники

Міцність деревини як будівельного матеріалу істотно залежить від виду напруженого стану, який розглядається, і ця особливість дерев'яних конструкцій помітно позначається на тих моделях відмов, котрі лежать в основі розрахунку цих конструкцій методом граничних станів.

Максимальна межа міцності деревини на розтяг уздовж волокон при випробуваннях малих стандартних зразків досягає 200 МПа, середня тимчасова межа міцності – 100 МПа, що можна порівняти з показниками деяких марок сталі. Міцність деревини реальних елементів конструкцій різко знижується за рахунок неоднорідності будови деревини. Особливо небезпечні при розтягу сучки на кромках з виходом на ребро та наявність косошарості. Середня тимчасова межа міцності на стиск уздовж волокон при випробуваннях малих стандартних зразків чистої деревини значно нижча, ніж при розтягу, і становить близько 40 МПа. Однак на стиск уздовж волокон деревина працює більш надійно, ніж на розтяг, оскільки при стиску вплив різних вад деревини позначається менше.

Приблизно до половини межі міцності деревина працює майже пружно, при подальшому збільшенні навантаження деформації зростають швидше ніж напруження, що свідчить про пружно-пластичну стадію роботи деревини. Руйнування зразків відбувається внаслідок втрати місцевої стійкості зовнішніх волокон деревини й супроводжується появою характерної складки.

Середня тимчасова межа міцності при статичному згині займає проміжне положення між його значеннями при розтягу та стиску й дорівнює приблизно 75 МПа.

На стиск і зминання поперек волокон по всій поверхні деревина працює значно гірше, ніж на стиск і зминання вздовж них. При стиску та зминанні поперек волокон під кутом 90° стінки клітин працюють у несприятливих умовах, вони сплющуються за рахунок внутрішніх порожнин, що призводить до значних деформацій.

Сколювання поряд з розтягненням поперек волокон є найслабшим видом опору деревини. Характер руйнування деревини при сколюванні крих-

кий. Наявність різних вад різко знижує опір деревини сколюванню (особливо небезпечна косошарість). Середня тимчасова межа міцності при сколюванні деревини вздовж волокон становить усього 6...7 МПа, розрахунковий опір сколюванню деревини вздовж волокон при згині неклеєних елементів 1-го сорту дорівнює 1,8 МПа, клеєних – 1,6 МПа.

Вплив тривалості навантаження

Деревина має властивість повзучості, тобто зростання деформацій протягом певного часу після застосування навантаження. Прикладом може бути провисання балок, які перебувають тривалий час під експлуатаційним навантаженням.

Таблиця 6.1

Клас навантаження за тривалістю	Тривалість навантаження	Значення k_{mod} для експлуатаційного класу	
		1 і 2	3
Постійне	Більше 10 років	0,60	0,50
Довготривале	Від 6 місяців до 10 років	0,70	0,55
Середньої тривалості	Від 1 тижня до 6 місяців	0,80	0,65
Короткочасне	Менше одного тижня	0,90	0,70
Миттєве	Менше однієї хвилини	1,10	0,90

Тут, як і в кам'яних конструкціях, тривалий опір є показником дійсної міцності, на відміну від межі міцності, що визначається швидкими випробуваннями на малих стандартних зразках. Але, на відміну від кам'яних конструкцій, перехід від межі міцності до тривалого опору виконується множенням межі міцності на коефіцієнт перетворення k_{mod} , значення котрого наведено в таблиці 6.1, подано в ДБН Б В.1.2.6-161:2017. При цьому також ураховується експлуатаційний клас, що залежить від температурно-вологісного режиму роботи конструкції.

Деякі особливості, пов'язані з неоднорідністю деревини, мають формули, за якими виконуються перевірки міцності та стійкості. Наприклад, при згині повинні задовольнятися такі умови:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

де $\sigma_{m,y,d}$ – розрахункове напруження згину; $f_{m,y,d}$ – розрахунковий опір на згин. Коефіцієнт k_m урахує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі, його значення для прямокутних перерізів дорівнює $k_m = 0,7$, а для інших – $k_m = 1,0$.

При спільній дії згину й осьового стиску перевіряються умови міцності:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \right\}. \quad (6.1)$$

Перевірка стійкості на дію стиску або спільну дію стиску та згину залежить від значення відносної гнучкості

$$\lambda_{rel} = (\lambda/\pi) \sqrt{f_{c,0,k}/E_{0,05}},$$

де λ_y і $\lambda_{rel,y}$ - гнучкості при згині відносно осі y (прогин у напрямку осі z); λ_z та $\lambda_{rel,z}$ - гнучкості при згині відносно осі z (прогин у напрямку осі y); $E_{0,05}$ - п'ятивідсоткова величина модуля пружності паралельно волокнам.

Якщо значення гнучкостей $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ і $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$, то досить того, що напруження задовольняють вираз (6.1). У всіх інших випадках, де від дії осьового стиску будуть зростати прогини, повинні задовольнятися такі умови:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \right\}.$$

Тут $k_{c,y}$ та $k_{c,z}$ - коефіцієнти поздовжнього згину, які залежать від відносних гнучкостей $\lambda_{rel,y}$ і $\lambda_{rel,z}$ відповідно, а також від коефіцієнта прямолінійності β_c , що для цільної деревини, наприклад, дорівнює 0,2.

Інші характерні особливості

На відміну від інших матеріалів, під час перевірки другого граничного стану дерев'яних конструкцій урахується вплив податливості вузлових з'єднань на переміщення конструкції. Цей факт опосередковано впливає і на перший граничний стан, оскільки при визначенні вільних довжин вважається, що в дерев'яній конструкції неможливо створити повне затиснення, й тому, наприклад, коефіцієнт вільної довжини консольного стержня приймається таким, що дорівнює 2,2, а для стержня з одним шарнірно закріпленим та іншим защемленим кінцем – 0,8.

6.5. Сталезалізобетонні конструкції [12]

Проектування таких конструкцій регламентується ДБН В.2.6-160-2010. Цей документ багато в чому спирається на норми проектування бетонних і

залізобетонних конструкцій (ДБН В.2.6-98:2009) та норми проектування сталевих конструкцій (ДБН В.2.6-198:2014).

Бетонні й залізобетонні елементи сталезалізобетонної конструкції повинні задовольняти вимоги ДБН В.2.6-98:2009, а сталеві елементи – вимоги ДБН В.2.6-198:2014. За вказівками цих норм приймаються значення коефіцієнтів надійності за матеріалом для бетону γ_b , арматури γ_s та сталі γ_m .

Однак цього виявляється недостатньо для забезпечення роботи сталезалізобетонної конструкції, і з'являються додаткові, специфічні для сталезалізобетону вимоги, пов'язані з можливістю реалізації для них таких граничних станів:

- для сталезалізобетонних плит із профільованим настилом та для комбінованих балок – додаткова перевірка міцності зчеплення бетону з металом, для чого, зокрема, передбачаються гнучкі упори (стад-болти) чи жорсткі кутові упори;
- для трубобетонних конструкцій – перевірка умови існування пружної обойми як обмеження на відносну товщину стінки труби $0,0064 \leq t/D \leq 0,0460$.

А відносно менша вивченість сталезалізобетонних конструкцій змушує виявляти певну обережність, особливо під час перевірки стійкості. Так, для стержневих конструкцій, що розраховуються на стійкість як ідеалізовані просторові системи, коефіцієнт запасу стійкості повинен бути не меншим, ніж 2,0, якщо розрахунок виконується за недеформованою схемою, і не меншим за 1,2 – за деформованою схемою.

У процесі оцінювання поведінки статично невизначної конструкції важливу роль може відігравати технологія її зведення. Часто спочатку зводять сталевий каркас та лише потім здійснюють бетонування сталезалізобетонних елементів. У цьому випадку вага бетону сприймається сталевією конструкцією з її жорсткісними й міцнісними характеристиками, а об'єднана сталезалізобетонна конструкція, що має вже інший розподіл жорсткостей, сприймає лише ті навантаження, які будуть діяти після твердіння бетону. Тоді виникає необхідність у виконанні багатоетапного розрахунку, котрий урахував би зміну розрахункової схеми в процесі зведення. Відповідно виконуються й перевірки граничних станів об'єкта, що відповідають різним етапам роботи.

6.6. Геотехнічне проектування [13, 14]

Проектування об'єктів, розташованих на поверхні або в землі, коли слід урахувати взаємодію конструкцій із ґрунтовою основою, є змістом того, що називають геотехнічним проектуванням. Той факт, що така важлива частини споруди, як ґрунтова основа, дана природою, існує незалежно від проектувальника, помітно відрізняє коло питань геотехнічного проектування від традиційного.

І перша з відмінностей, які мають стосунок до методу граничних станів, це питання призначення такого параметра, як розрахунковий опір для «будівельного матеріалу», у ролі котрого виступають ґрунтові основи. Так,

на відміну від конструкційних матеріалів, для яких надається частковий коефіцієнт надійності γ_m . Єврокод 7 допускає використання поряд з ним коефіцієнтів надійності для властивостей матеріалу, наприклад, таких як зчеплення (c), кут внутрішнього тертя (ϕ), опір недренованому зрізу (c_u), з урахуванням котрих обчислюється загальний опір.

Визначення цих параметрів виконується на підставі даних інженерно-геологічних вишукувань, детальність котрих залежить від трьох геотехнічних категорій, які передбачені EN 1997-1:2004 [14].

Геотехнічна категорія 1 повинна містити лише малі й відносно прості споруди, для котрих фундаментальні (базові) вимоги можуть бути задоволені з незначним ризиком на основі попереднього досвіду та якісних показників геотехнічних досліджень.

Геотехнічна категорія 2 містить стандартні типи споруд і фундаментів з відсутністю незвичайних ризиків або важких ґрунтів чи умов навантажень. Проекти таких споруд мають зазвичай містити кількісні геотехнічні дані й аналіз забезпечення, що принципові вимоги задовольняються. Для проектування споруд геотехнічної категорії 2 можуть застосовуватися звичайні методики польових і лабораторних випробувань, проектування й виробництва. Прикладами звичайних споруд або частин споруд можуть бути фундаменти мілкого (неглибокого) закладання, плитні, пальові фундаменти, мостові опори тастояки, насипи та земляні укріплення тощо.

Геотехнічна категорія 3, як правило, містить споруди чи частини споруд, які виходять за межі геотехнічних категорій 1 і 2. До геотехнічної категорії 3 належать дуже великі або нестандартні споруди, споруди, пов'язані з надзвичайними ризиками, чи нестандартні або з особливо складними ґрунтами й умовами навантаження, споруди в зонах підвищеної сейсмічності.

Під час геотехнічного проектування EN 1997-1:2004 передбачає перевірку за такими граничними станами:

- втрата рівноваги спорудою та основою, котрі розглядаються як жорстке тіло, в якому міцність конструктивних матеріалів і ґрунтів основи недостатня для забезпечення опору (EQU);
- внутрішнє руйнування чи надмірні деформації споруди або конструктивних елементів, включаючи, наприклад, фундаменти, палі, стіни підвалу тощо, у котрих міцність конструктивних матеріалів важлива для забезпечення опору (STR);
- руйнування чи надмірні деформації основи, в якій міцність ґрунту або гірської породи важлива для забезпечення опору (GEO);
- втрата рівноваги спорудою чи основою через збільшення тиску води (зважування) або від інших вертикальних впливів (UPL);
- гідравлічний підйом в основі, внутрішня ерозія й утворення усадкових раковин у ґрунті, викликані наявністю гідравлічних градієнтів (HYD).

І тут можуть застосовуватися три групи часткових коефіцієнтів надійності, що наводяться в ЄП 1990 (групи А, В та С):

- дані групи А використовуються для перевірки статичної рівноваги конструкції (EQU);

- дані групи В застосовуються з метою проектування конструкцій (STR), для котрих не передбачаються геотехнічні дії;
- дані груп В і С також можуть використовуватися для проектування конструкцій із застосуванням геотехнічних впливів та врахуванням опору ґрунту (STR/GEO).

Слід зауважити, що граничний стан, який відповідає «руйнуванню» основи (наприклад, обвалення укосів або випирання ґрунту з-під фундаменту), зустрічається досить рідко. Разом з тим граничний стан за несучою здатністю зазвичай розвивається за таких значних переміщень, коли порушуються вимоги безпеки конструкцій, що спираються на основу. Тому потрібно перевірити, що граничний стан не настане в результаті втрати несучої здатності ґрунту або втрати несучої здатності конструкції, що спирається. При цьому вага ґрунту може виступати як навантаження на конструкцію, яка примикає до нього, чи стабілізуючий фактор, котрий запобігає перекиданню або зсуву зазначеної конструкції. У геотехнічному проектуванні дуже важко визначити, яка частина ваги ґрунту чинить сприятливий вплив, а яка – несприятливий. Тому до Єврокоду-7 як один із варіантів уміщено пропозицію про два розрахунки, кожний з котрих використовує різні часткові коефіцієнти надійності:

- 1-й розрахунок, у якому ґрунт в основному виконує роль постійного навантаження та його вага приймається з коефіцієнтом надійності, що перевищує 1,0, у той час як часткові коефіцієнти міцності ґрунтової основи приймаються такими, котрі дорівнюють 1,0;
- 2-й розрахунок, у якому часткові коефіцієнти міцності ґрунтової основи перевищують 1,0, а частковий коефіцієнт навантаження від ваги ґрунту приймається 1,0.

Для геотехнічного проектування Єврокод-7 дає змогу скористатися одним із трьох проектних підходів (ПП-1, ПП-2 та ПП-3). Перший з них (ПП-1) передбачає два вказаних розрахунки (В+С формат розрахункових сполучень). Проектні підходи 2 (ПП-2) і 3 (ПП-3) є процедурами, що використовують простий формат розрахункових сполучень дій. ПП-2 розроблений з «коефіцієнтами опору» для ґрунту, тоді як ПП-3 застосовує «коефіцієнти матеріалу» для ґрунту.

Вітчизняний стандарт ДБН В.2.1-10:2018 [13] розглядає проблему більш стримано, він орієнтований не на геотехнічне проектування загально-го типу, а на основи та фундаменти, не розглядає, наприклад, підземних споруд.

Основи повинні розраховуватися за двома групами граничних станів:

- за I групою – за несучою здатністю;
- за II групою – за деформаціями.

Метою розрахунку основи за несучою здатністю (за I групою граничних станів) є забезпечення міцності й стійкості основи, а також недопущення зсуву фундаменту по підшві та його перекидання.

Розрахунки основ за несучою здатністю виконують у таких випадках:

- на основи передаються значні горизонтальні навантаження (можливі зсув фундаменту або втрата стійкості основи), в тому числі й сейсмічні;
- споруда розміщена на схилі чи поблизу схилу (можлива втрата стійкості укосу);
- якщо середній тиск під підшоною фундаменту p більший за розрахунковий опір ґрунту R ;
- якщо відстань від підлоги підвалу до підшови фундаменту в багатоповерхових будівлях менша за 0,5 м;
- основа складена водонасиченими, пилувато-глинистими ґрунтами, які повільно стискаються, або біогенним ґрунтом (при ступені вологості $S_r \geq 0,85$);
- основа складена скельними ґрунтами.

Метою розрахунку основи за деформаціями (за II групою граничних станів) є обмеження абсолютних і відносних переміщень фундаменту та надфундаментних конструкцій такими граничними значеннями, при яких гарантується нормальна експлуатація споруд і не зменшується їх довговічність. Розрахунок основ за деформаціями виконується в усіх випадках.

Література до розділу 6

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування – Київ: Мінрегіон України, 2014.
2. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for building – Brussel: CEN, 2005.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення – Київ: Укрархбудінформ, 2011.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Укрархбудінформ, 2011.
5. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for building – Brussel: CEN, 2004.
6. СЕВ-FIP Design Manual Application of the СЕВ-FIP. Model Code 1978 for Concrete Structures. N° 144.1984.
7. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення – Київ: Мінрегіон України, 2010.
8. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд – Київ: Мінрегіон України, 2015.
9. EN 1996-1-1:2005 Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry – Brussel: CEN, 2005.
10. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіон України, 2017.
11. EN 1995-1-1:2004 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings – Brussel: CEN, 2004.

-
12. EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildinds – Brussel: CEN, 2004.
 13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіон України, 2018.
 14. EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules structures – Brussel: CEN, 2003.



Розділ 7

ІМОВІРНІСНИЙ АНАЛІЗ НАДІЙНОСТІ

7.1. Імовірність чи детермінованість

Останнім часом усе частіше лунають побажання про перехід до нового покоління норм проектування, побудованих на ймовірнісній основі.

Загальноприйнято вважати, що запаси міцності призначені для компенсування п'яти основних типів причин відмови:

- 1) навантаження мають вищі значення, ніж передбачалося;
- 2) матеріал має гірші властивості, ніж передбачалося;
- 3) теорія аналізованого механізму відмови не досконала;
- 4) можливий прояв невідомих і тому неврахованих причин відмови;
- 5) можливі людські помилки (наприклад, у проєкті).

Перші два варіанти можуть бути, у цілому кажучи, класифіковані як мінливості розрахункових параметрів, тому вони доступні для ймовірнісного оцінювання. Останні три типи причин відмови оперують не ймовірностями, а можливостями, їх важко або навіть неможливо подати в ймовірнісних термінах, і тому вони належать до розряду нестатистичної невизначеності.

У літературі наводяться різні аргументи на користь застосування ймовірнісних підходів для обґрунтування запасів міцності.

Перший та, мабуть, найважливіший аргумент на користь ймовірнісних методів полягає в тому, що вони можуть бути основою економічної оптимізації. Традиційні підходи в забезпеченні безпеки, такі як запаси міцності, створюють регульовальні межі прийняття рішень, але вони іноді можуть бути надмірно обережними. Немає, наприклад, ніякого способу оцінити чисельно різницю в безпеці між випадком використання коефіцієнта запасу міцності 2,0 і коефіцієнта запасу міцності 3,0. А без ефекту, що вимірюється (такого, наприклад, як скорочення очікуваної кількості нещасних випадків), неможливо встановити значення зміни ризику, й тому економічна оптимізація проєкту неможлива. Навпаки, статистичний аналіз як результат визначає ймовірність нещасного випадку, що дозволяє обчислити очікуваний прибу-

ток для більш безпечного проєкту. Це те, що необхідно для оптимізації співвідношення між ризиками втрат і доходів.

Другий аргумент на користь імовірнісних підходів – їхня передбачувана здатність забезпечити більш інтегроване оцінювання безпеки системи в цілому. Наприклад, імовірнісна оцінка враховує порівняння поведінки різних елементів системи, що дозволяє вказати внески елементів у загальний показник надійності. Імовірнісні підходи тому здаються придатними для того, щоб ідентифікувати критичні елементи та побудувати схему обслуговування [2, 16, 18].

Існують дві різні інтерпретації ймовірностей відмови, обчислених за допомогою статистичного аналізу. Одна з них розглядає розрахункові ймовірності як відносні індекси ймовірностей відмови, які можуть порівнюватися як з деяким значенням, що нормується, так і з відповідними значеннями для альтернативних варіантів проєкту.

У межах другої інтерпретації результати статистичного аналізу сприймаються як об'єктивні значення ймовірності відмови. Згідно з таким уявленням, ці ймовірності повинні бути використані не як прості відносні індикатори, а як якісні оцінки об'єктивної частоти можливих подій. У світі, де немає жодних нестатистичних невизначеностей, але існують лише відомі та вимірні ризики, це справді було б так; однак ми не живемо в такому світі.

Практично це означає, що ймовірності відмови часто містять їх визначення на основі експертних оцінок, і такі оцінки неминуче суб'єктивні. Крім того, деякі явища виключені з аналізу. У цих випадках ми не можемо зіставляти ймовірність відмови одного об'єкта з іншим. Порівняти безпеку атомної електростанції з безпекою системи захисту від повені лише з урахуванням статистичного аналізу таких двох систем – ненадійне й неправильне рішення, оскільки система їхніх невизначеностей різна і їх важко чи навіть неможливо порівняти.

Одна з важливих особливостей імовірнісних методів полягає в тому, що вони можуть брати до уваги потенційні негативні фактори лише до тієї міри, для якої їхні ймовірності можуть бути надійно визначені кількісно. Практично ці труднощі можуть призвести до одностороннього зміщення уваги тільки на ті небезпеки, для котрих є хороші оцінки ймовірності. Тому ймовірнісний аналіз має тенденцію до нехтування потенційними подіями, для яких неможливо отримати значення ймовірності їх реалізації [15].

Повертаючись тепер до того, що запас міцності, як сказано вище, був призначений для того, щоб компенсувати п'ять основних джерел відмови, можна вважати, що в перших двох випадках краще користуватися ймовірнісною інформацією.

Головна перевага в призначенні коефіцієнтів запасу міцності на нестатистичній основі стосується інших трьох джерел відмови. Тому ймовірнісний підхід має бути лише одним із кількох інструментів для оцінювання ризику. Очевидно, що обом підходам притаманні свої переваги і не конструктивно розглядати їх як конкурентів, оскільки жодний із них не може розкрити всю правду про ризик та безпеку.

7.2. Надійність, напівімовірнісні та ймовірнісні методи розрахунку

Надійність - основний критерій якості конструктивних елементів і систем у цілому. Уведення до нормативних документів поняття надійності не лише забезпечило єдиний критерій проектування конструкцій, але й визначило вектор удосконалення методів розрахунку, спрямований на підвищення гарантії безпеки. При цьому в основу аналізу було покладено ймовірнісний розрахунок. І хоча його елементи вже були наявні в основоположних дослідженнях методу розрахункових граничних станів, усе ж таки це був лише інструментальний, а не ідейний аспект проблеми.

З імовірнісними міркуваннями пов'язана й значна невизначеність у самому трактуванні терміна «граничний стан». Якщо для простоти розглядати тільки вимогу міцності, то досягнення граничного стану визначається рівністю

$$Q = R,$$

де Q – узагальнений вплив (навантажувальний ефект) і R – узагальнена міцнісна характеристика.

Оскільки ліва та права частини цієї рівності є випадковими величинами, то є безліч пар, що реалізують це визначення граничного стану, і в просторі параметрів (рис. 7.1) пряма $Q = R$ утворює межу між допустимими ($Q < R$) та недопустимими ($Q > R$) областями.

Через те що потрапити в допустиму область і забезпечити виконання умови $Q < R$ можна лише з певною ймовірністю, очевидна необхідність залучення ймовірнісних міркувань для аналізу ситуації.

З іншого боку, чинні норми оперують детерміністичними поняттями розрахункових значень міцності R_p та навантажувального ефекту Q_p і, по суті, визначають граничний стан як

$$Q_p = R_p.$$

Цій умові відповідає одна єдина точка N (рис. 7.2), а допустимість визначається як одночасне виконання умов:

$$Q \leq Q_p; \quad R \geq R_p.$$

Природно, що ймовірності реалізації таких умов та нерівності $Q < R$ зовсім різні, а сама можливість їх запису може призвести до багатьох непорозумінь.

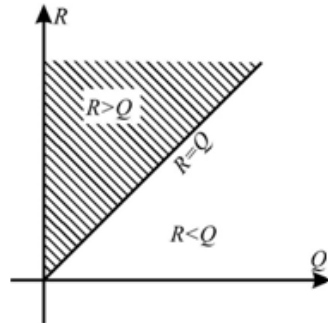


Рис. 7.1. Простір станів і допустима область

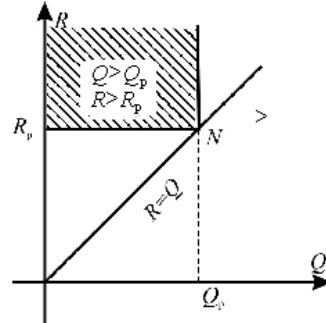


Рис. 7.2. Допустима область за нормами

Імовірнісні міркування наявні й у процесі оцінювання ризиків, пов'язаних з відмовами та руйнуваннями конструкцій чи з іншими проблемами забезпечення безпеки, які стають усе більш поширеними процедурами проектування, особливо для об'єктів підвищеної небезпеки та/або відповідальності. Разом з тим саме поняття ризику описується далеко не однозначно, починаючи від побутового визначення ризику як спроби зробити щось наважання без правильного розрахунку і закінчуючи визначенням ризику як імовірності появи небезпечної події.

Виходячи з фізичної природи й випадкового характеру навантажень та несучої здатності розрахунок будівельних конструкцій, що відображає їхню реальну роботу, повинен певною мірою базуватися на ймовірнісних методах.

Методика розрахунку за граничними станами окремо враховує вплив статистичної мінливості навантажень і несучої здатності на поведінку конструкцій в експлуатації та практично не розглядає не тільки їх у взаємодії, а й обмежується статистичним аналізом лише стосовно навантажень і несучої здатності.

Але дійсна надійність будівельних об'єктів залежить не тільки від навантаження та опору, але й від багатьох інших випадкових факторів (як випадкових, так і не випадкових). Тому метод граничних станів, прийнятий у нормах проектування будівельних конструкцій, називають напівімовірнісним.

Ідею напівімовірнісного методу ілюструє рис. 7.3. Тут, на відміну від багатьох інших звичних ілюстрацій, у явному вигляді показаний той розрив між розрахунковими значеннями навантаження й опору, який виникає за рахунок використання «додаткових», нестатистичних коефіцієнтів методу граничних станів: коефіцієнта умов роботи γ_c та коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n .

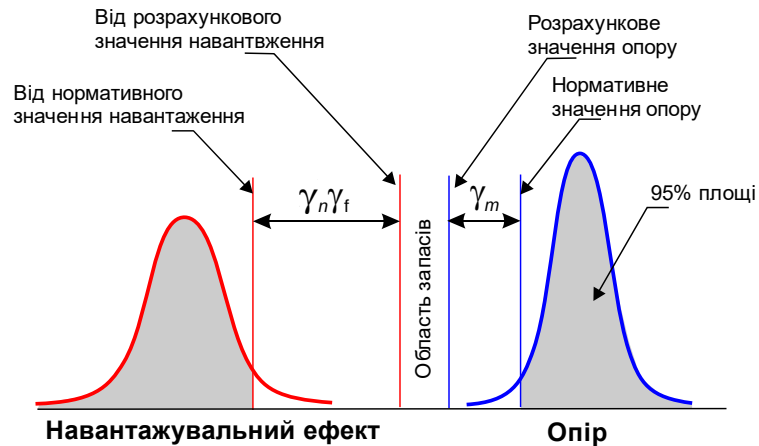


Рис. 7.3. Ілюстрація до напівімовірнісного методу розрахунку

Як відомо, методи розрахунку, прийняті в нормах, мають низку недоліків. До них належать такі:

А. Визначення несучої здатності елементів, які складаються з двох і більше матеріалів, наприклад залізобетонних конструкцій, виконується без урахування спільного статистичного розкиду матеріалів. Імовірність спільного невідповідного збігу в одній конструкції мінімальної міцності бетону та арматури є дуже малою величиною, порядку $Q < 10^{-6}$, яка, швидше за все, не буде реалізована в конструкціях, що виготовляються й експлуатуються. Аналогічні судження стосуються і складених перерізів сталевих конструкцій, де ймовірність збігу мінімальної межі плинності в усіх її частинах найімовірніше дуже мала.

Розрахована таким чином залізобетонна конструкція має неоднакову надійність і ймовірність безвідмовної роботи за різними перерізами.

Б. Метод розрахунку за граничними станами не дає відповіді на питання про довговічність конструкції та споруди. У цьому методі фактор часу, як правило, випадає з оцінки експлуатаційних якостей конструкції, її міцнісних і деформаційних показників. А між рівнем напружень, значенням розрахункового навантаження й терміном служби конструкції існує цілком закономірний зв'язок.

7.3. Статистичне обґрунтування параметрів розрахунку

Математичні моделі основних параметрів, що використовуються в імовірнісному аналізі, мають вигляд відповідних функцій розподілу ймовірності. Але лише в небагатьох випадках обсяг доступних даних дозволяє однозначно визначити функцію розподілу ймовірності. Найчастіше доводиться вибирати розподіл (серед відомих аналітичних розподілів), який має відповідні властивості стосовно аналізованої змінної.

У більшості випадків застосовні такі рекомендації. Для параметрів опору та постійних впливів зручно використовувати нормальний розподіл Гауса, якщо допустима ненульова ймовірність негативних значень або логарифмічно нормальний розподіл, якщо поява негативних значень небажана. Розподіл Вейбулла, гамма-розподіл або подвійний експоненційний розподіл Гумбеля можуть виявитися придатними, коли передбачається, що розподіл представлятиме максимальні значення в межах обраного базового періоду.

Природно, що параметри цих розподілів ймовірності обґрунтовуються статистичними даними⁷, отриманими зі спостережень. Найчастіше це вибіркові величини середнього значення і середньоквадратичного відхилення випадкової величини, яка спостерігається, що ініціює використання двохпараметричних розподілів.

Деякі параметри можуть мати залежність від часу, котра проявляється внаслідок мінливості в часі впливу та/або міцності (деградація). Залежні від часу величини зазвичай потрібно представляти стохастичними процесами. Найчастіше відмова відбувається при першій події, тоді процес впливу можна замінити розподілом ймовірності, який дає змогу описати значення очікуваного максимуму протягом обраного періоду повторюваності та з випадковою невизначеністю, що відповідає очікуваному максимуму.

Нормативні значення

Найбільш складно оцінити ймовірнісні властивості й отримати нормативні (характеристичні) значення тимчасових впливів. Останні вибирають таким чином, щоб ймовірність виходу за межі несприятливих значень в обраний період повторюваності була не вищою за встановлену. Таким чином, для виявлення нормативного (характеристичного) значення необхідно вибрати два параметри:

- період повторюваності;
- встановлену ймовірність $(1-p)$, де p – ймовірність неперевищення.

Передбачається, що вивчення впливів охоплює весь період спостережень, який може бути поділений на число r рівних часових інтервалів τ , котрі називаються одиничними періодами спостереження (рис. 7.4). Протягом кожного одиничного періоду спостереження встановлюють максимальне значення впливу Q . З r спостережень визначають функцію розподілу ймовірності $F_Q(Q)$, для чого під значення $F_Q(Q)$, що спостерігаються, пристосовують певну відому аналітичну функцію розподілу ймовірності.

⁷ Теорія ймовірностей вивчає математичні закони розподілу випадкових подій і фактично є теоретичною базою для математичної статистики, а в задачах математичної статистики, навпаки, відомі дані (вибірка), зібрані за результатами якогось експерименту або спостереження, за котрими слід визначити закон розподілу, що найбільш підходить у цьому випадкові.

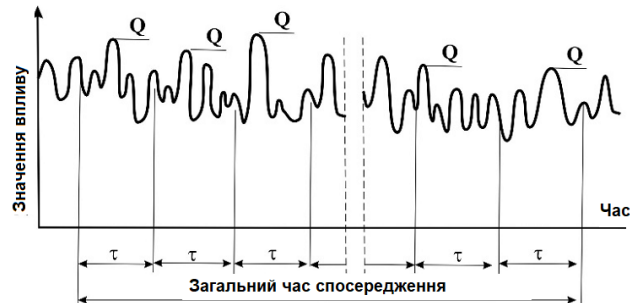


Рис. 7.4. Зміна впливу в часі

Характеризувати величину Q_k зручно у вигляді періоду повторюваності T , який визначається як середня тривалість між послідовними випадками перевищення значення Q_k . Період повторюваності можна обчислити за виразом

$$T = \frac{\tau}{1 - p^{\tau/t_r}} t_r.$$

Для впливів природного походження (таких як вітер, сніг, температура тощо) загальний період спостереження для деяких місць часто не перевищує приблизно 50 років. Отже, у випадках, коли одиничний період спостереження вибирається таким, що дорівнює одному року, кількість отриманих значень виявляється дуже малою, $r \sim 50$. Тип розподілу та стандартне відхилення доводиться визначати, застосовуючи додаткові відомості. Тут може бути використане порівняння з подібними спостереженнями, зробленими в інших місцях, оскільки йдеться про явища, ідентичні за характером походження.

Так, наприклад, мінливість максимуму ваги снігового покриву добре апроксимується подвійним експоненціальним розподілом Гумбеля. Цей висновок було зроблено в процесі порівняння з нормальним, логнормальним й експоненціальним розподілами [9].

Для розподілу Гумбеля ймовірність того, що протягом терміну експлуатації T років навантаження не перевищить розрахункову величину S , обчислюється за формулою

$$P(S, T) = \exp[-\exp((\alpha + \beta \ln(T) - S / \beta))].$$

Звідси випливає, що навантаження S , яке з ймовірністю P не буде перевищено впродовж T років, дорівнюватиме

$$S(P, T) = \alpha + \beta \ln(T) - \beta \ln[-\ln(P)].$$

Параметри α та β обчислюються статистичною обробкою результатів вимірювання ваги снігового покриву. Вони пов'язані із середнім значенням $\bar{S}$ і стандартом σ_S залежностями

$$\bar{S} = \alpha + 0,5776\beta, \quad \sigma_S = 1,283\beta.$$

За даними спостережень до 2003 року, для майданчика у 3-му районі визначено $\alpha = 918$ Па, $\beta = 281$ Па [10]. І тоді при $P = 0,95$ та $T = 50$ років навантаження

$$S(0,95;50) = 918 + 281 \ln(50) - 281 \ln[-\ln(0,95)] = 2,852 \text{ кПа.}$$

Цей результат не узгоджується з даними норм, де для 3-го снігового району $S = 1,800$ кПа. Останнє означає, що при нормуванні снігового навантаження автори виходили з іншого значення терміну T . Але можна зазначити, що для Єврокоду, в якому за нормативне значення приймається вага снігового покриву із середнім періодом повторюваності 50 років, а коефіцієнт надійності за навантаженням дорівнює 1,5, нормативне значення дорівнює 2,000 кПа, а розрахункове – 3,000 кПа. Цьому значенню відповідають період повторюваності $T = 2000$ років, імовірність безпечної роботи протягом одного року $P(S,1) = 0,9995$, а для $T = 100$ років $P(S,100) = 0,95$.

Про встановлення розрахункових значень

Вітчизняна традиція пов'язує перехід від нормативних значень до розрахункових шляхом заміни забезпеченості 0,95, властивої нормативним значенням, вищою забезпеченістю. Це може бути, наприклад, величина 0,998, якщо розрахункове значення прийняти віддаленим на три стандарти від середнього. Іноді перехід до розрахункового значення пов'язують із збільшенням періодом повторюваності, як, наприклад, для вітрового навантаження, в якого нормативне значення може перевищуватися в середньому раз на п'ять років, а розрахункове – раз на 50 – 70 років [7].

Оскільки перехід до розрахункових значень навантажувального ефекту Q та ефекту опору R виконується незалежно, то результуюча ймовірність відмови виявляється різною для різних навантажень і різних матеріалів.

Міжнародний стандарт [4] виходить з іншої ідеї. Тут декларується необхідність мати загальний для граничного стану певного типу індекс надійності β , рекомендовані значення котрого наведено в таблиці 7.1.

Таблиця 7.1

Відносна вартість заходів безвідмовності	Значення β при наслідках відмови			
	малих	помітних	помірних	великих
Висока	0,0	1,5	2,3	3,1
Помірна	1,3	2,3	3,1	3,8
Низька	2,3	3,1	3,8	4,3

Для забезпечення цієї умови розрахункове значення x_k , змінної X_j обчислюють з урахуванням коефіцієнта α_i , котрий описує чутливість до варіацій змінною X_j при перевірках, які стосуються граничного стану, що досягається.

Для довільного розподілу $F(x_i)$ розрахункові значення задаються як

$$F(x_{id}) = \Phi(-\alpha_i \beta),$$

і якщо X вважається розподіленим за нормальним законом, то

$$x_{id} = \mu_i(1 - \alpha_i \beta V_i).$$

Значення α_i може бути знайдено за результатами попередніх розрахунків, що, звісно, дуже незручно. Однак з досвіду було розроблено низку стандартизованих значень α_i , котру подано в таблиці 7.2.

Таблиця 7.2

X_i	α_i
Провідний параметр міцності	0,8
Інші параметри міцності	$0,4 \cdot 0,8 = 0,32$
Провідний параметр навантаження	-0,7
Інші параметри навантаження	$-0,4 \cdot 0,7 = -0,28$

При використанні таблиці 7.2 заздалегідь не відомо, яка саме змінна має бути розцінена як провідна. Єдиний спосіб дізнатися це полягає в тому, щоб приймати всі змінні провідними по черзі й дивитися, котра з них найбільше впливає на результат розрахунку. Іноді це може бути зроблено на рівні укладання норм, іноді це стає завданням обчислювача (наприклад, під час перевірки різних навантажень).

Як приклад розглянемо елементарний випадок з одним параметром міцності R і з одним параметром навантаження Q , кожний з яких розподілений за нормальним законом. Припустімо, що цільовий індекс надійності $\beta = 3,8$ (великі наслідки відмови за помірних витрат на забезпечення безвідмовності). Тоді матимемо

$$R_d = \mu_R - 3,04\sigma_R \text{ та } S_d = \mu_S - 3,04\sigma_S.$$

7.4. Імовірнісний аналіз надійності

Загальний підхід до розв'язання задачі надійності конструкцій

Почнемо з викладу положень загальної процедури оцінювання надійності технічних систем, розробленої В.В. Болотіним [2]. Як такі системи можуть бути конструкції різної складності чи їх елементи. Поведінка системи під навантаженням у загальному вигляді описується співвідношенням виду

$$u = Hq.$$

Зворотне співвідношення має форму $q = Lu$. Тут:

q – зовнішні впливи, або вхідні параметри, елементи простору Q , $q \in Q$;

u – вихідні параметри поведінки конструкції під навантаженням, наприклад зусилля, напруження, переміщення тощо, які є елементами простору U , $u \in U$;

еволюції вхідних параметрів і станів системи ілюструються траєкторіями $q(t)$ та $u(t)$ (рис. 7.5, а, б);

H, L – перехідні функції, що описують структуру й властивості конструктивної системи (елемента).

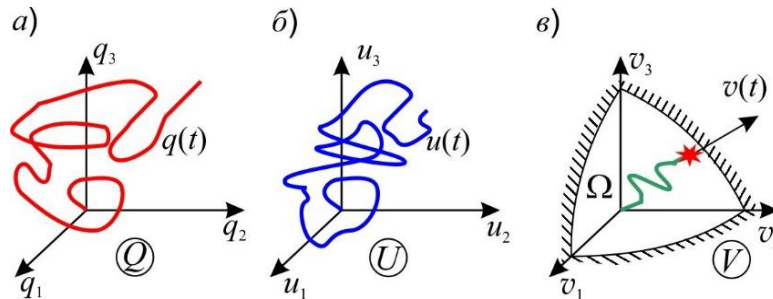


Рис. 7.5. До загальної процедури оцінювання надійності системи:
 а – траєкторія вхідних параметрів; б - траєкторія вихідних параметрів;
 в – відмова системи

Функції H та L можуть мати різний характер і визначати особливості та складність системи (з погляду надійності). Можливі види цих функцій і відповідних їм систем: лінійні та нелінійні; вироджені (простори Q і U скінченні, відсутні операції диференціювання й інтегрування); стаціонарні (не мінливі в часі) та нестаціонарні; дискретні (одно- й багатовимірні) та розподілені; детерміновані та стохастичні.

Далі виконується перехід від простору U до простору якості системи V з елементами $v \in V$:

$$v = Mu.$$

Безліч станів системи, допустимих з погляду якості, становить у просторі V зону (підпростір) допустимих станів Ω . Межа зони Ω – це граничний стан системи, що описується граничною поверхнею Γ . Відмова – це випадкове перетинання траєкторією $v(t)$ граничної поверхні Γ у напрямку зовнішньої нормалі (рис. 7.5, в) або випадковий викид $v(t)$ із зони допустимих станів. Функція надійності $P(t)$ – це ймовірність наявності елемента $v(t)$ в допустимій області Ω протягом інтервалу часу $0 \leq \tau \leq t$:

$$P(t) = F\{v(t \in \Omega; \tau \in [0; t])\}.$$

Розглянемо наочні приклади однопараметричної системи, здатність якої виконувати задані функції характеризується одним параметром $v(t)$. Можливі варіанти відмови такої системи ілюструються рис. 7.6:

а) випадок одного граничного значення параметра v_* (наприклад, граничного прогину балки), котрий не залежить від часу (рис. 7.6, а), функція надійності при цьому записується як

$$P(t) = F\{v(t) < v_*; 0 \leq \tau \leq t\};$$

б) варіант двосторонньої допустимої зони, межі якої $v_*(t)$, $v_{**}(t)$ звужуються з часом (рис. 7.6, б) (наприклад, для міцності сталеві конструкції, що

піддається корозії в агресивному середовищі), функція надійності при цьому визначається у вигляді

$$P(t) = F\{V_*(t) < v(t) < V_{**}(t); 0 \leq \tau \leq t\};$$

в) поступова відмова при зростаючому впливі та допустимій області, котра звужується (рис. 7.6, в) (наприклад, для ґрунту основи при поступовому замочуванні й монотонному збільшенні навантаження);

г) поступова відмова при межі $V_*(t)$ допустимої області, що залежить від часу, й імпульсному параметрі якості (рис. 7.6, г) (наприклад, для сталевій балки перекриття, на котрому встановлено обладнання, циклічне навантаження від якого знижує вібраційну міцність металу балки);

д) стійка відмова, що має тривалий характер, котрий ліквідовується ремонтом (рис. 7.6, д), внаслідок якого розширюється зона якості та відновлюється експлуатація системи.

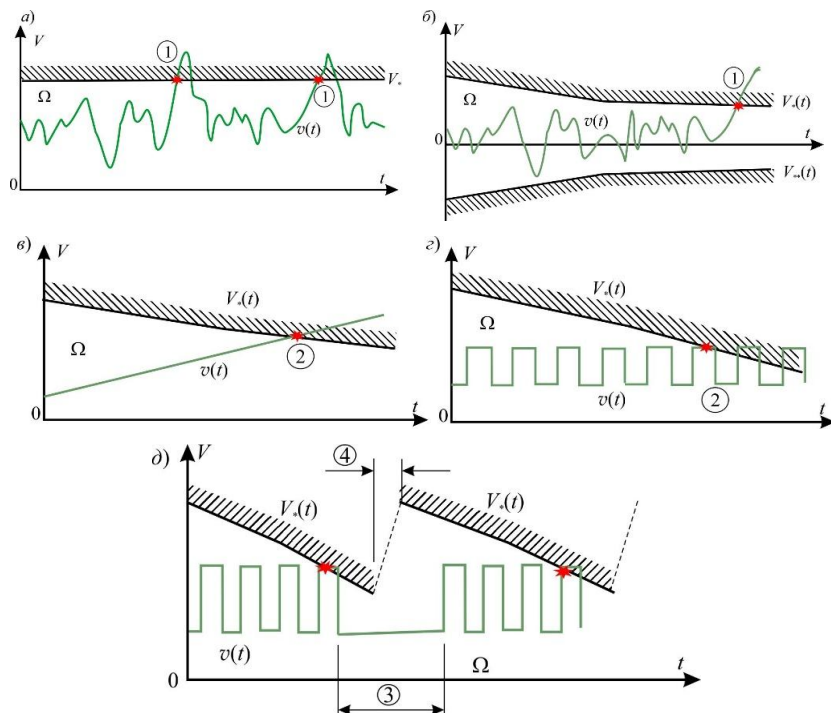


Рис. 7.6. Відмови однопараметричних систем: а – раптова відмова (поз. 1), одностороння допустима зона; б – те ж, двостороння допустима зона, залежна від часу; в – поступова відмова (поз. 2) системи з монотонним параметром якості; г – поступова відмова системи (поз. 2) з імпульсним параметром якості; д – стійка відмова системи (поз. 3), що усувається ремонтом (поз. 4)

Розв'язання в техніці випадкових величин

Перейдемо від наведеного вище загального підходу до надійності технічних систем до надійності будівельних конструкцій. При цьому почнемо з використання простішої ймовірнісної техніки випадкових величин без урахування фактора часу t . Такий підхід доречний при врахуванні навантажень, що мало змінюються в часі (постійних і деяких технологічних) або мають одноразовий характер, тобто є випадковими подіями.

На відміну від напівімовірнісного аналізу, де властивості випадкових величин навантажувального ефекту $\tilde{Q}$ та опору $\tilde{R}$ розглядалися окремо, при ймовірнісному аналізі надійності їх розглядають спільно⁸.

Умова, котра визначає міцність конструкції, може бути записана у формі нерівності, яка поєднує дві випадкові величини: $\tilde{Q}$ – найбільше значення навантажувального ефекту (зусилля чи напруження в конструкції, виражені через зовнішнє навантаження); $\tilde{R}$ – несуча здатність, що відповідає граничному стану конструкції за міцністю (межа плинності, межа міцності, пластичний момент тощо).

Тоді умова міцності може визначатися як виконання нерівності

$$\tilde{S} = \tilde{R} - \tilde{Q} \geq 0,$$

де $\tilde{S}$ – характеристика, яку запровадив О.Р. Ржаніцин і назвав резервом міцності [8]. Логічно було б назвати цю характеристику резервом несучої здатності, оскільки вона використовується також у задачах надійності стиснутих та стиснуто-зігнутих елементів.

Якщо прийняти, що ймовірність виконання зазначеної нерівності є ймовірністю безвідмовності, то ймовірність руйнування (відмови) конструкції визначається співвідношенням

$$P_s(0) = \int_{-\infty}^0 p_s(S) dS = V,$$

де $p_s(S)$ – щільність розподілу резерву міцності.

Зважаючи на те, що на площині з координатами $\tilde{Q}$ і $\tilde{R}$ межа допустимої області $\tilde{R} = \tilde{Q}$ зображується прямою, проведеною з початку координат під кутом 45° до координатних осей, ймовірність руйнування конструкції може бути знайдена одним із двох способів:

$$V = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^Q p_{RQ}(R, Q) dR dQ = \int_{-\infty}^{\infty} \int_R^{\infty} p_{RQ}(R, Q) dR dQ.$$

Ця величина графічно представлена об'ємом V на рис. 7.7.

Якщо величини R та Q взаємно незалежні, то

⁸ Тут і далі використовується така система позначень: випадкова величина $\tilde{X}$ позначається хвилястою рисою вгорі, її математичне очікування – як $\bar{X}$, стандарт – як $\hat{X}$ та дисперсія – як $\hat{X}^2$.

$$V = \int_{-\infty}^{\infty} p_Q(Q) \int_{-\infty}^Q p_R(R) dR dQ = \int_{-\infty}^{\infty} p_Q(Q) P_R(Q) dQ,$$

або

$$\begin{aligned} V &= \int_{-\infty}^{\infty} p_R(R) \int_{-\infty}^Q p_Q(Q) dR dQ = \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_R^{\infty} p_R(R) [1 - p_Q(R)] dR dQ = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} p_R(R) P_Q(R) dR. \end{aligned}$$

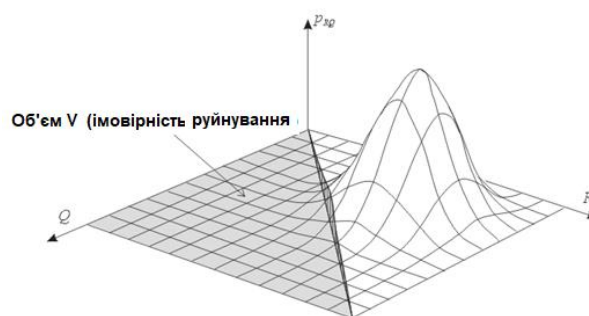


Рис. 7.7. Щільність імовірності резерву міцності

За будь-яких законів розподілу $\tilde{Q}$ і $\tilde{R}$ математичне очікування та дисперсія резерву міцності визначаються формулами:

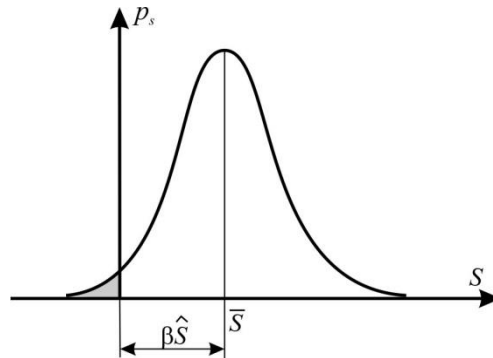
$$\bar{S} = \bar{R} - \bar{Q}; \quad \hat{S} = \hat{R} + \hat{Q}.$$

Число стандартів $\hat{S}$, що міститься в інтервалі від $S=0$ до $S=\bar{S}$, називається, за визначенням О.Р. Ржаніцина [8], характеристикою безпеки⁹

$$\beta = \frac{\bar{S}}{\hat{S}} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\hat{R} + \hat{Q}}}.$$

Імовірність відмови є зафарбованою площею на рис. 7.8, де зображена щільність розподілу резерву міцності. У багатьох випадках β приймається рівним трьом, що відповідає ймовірності безвідмовної роботи 0,9987.

⁹ У закордонній літературі (С.А. Корнелл [11], у тому числі й у міжнародних нормативних документах, її називають **індексом надійності**, що ж величину іноді називають **дальністю відмови**.

Рис. 7.8. Щільність імовірності величини S

Замість резерву міцності можна також увести випадкову величину $\tilde{k} = \tilde{R}/\tilde{Q}$, тоді ймовірність руйнування

$$V = P(k < 1).$$

Співвідношення $k = \bar{R}/\bar{Q}$, яке дорівнює відношенню математичних очікувань несучої здатності та зусилля, називають імовірнісним коефіцієнтом запасу. За його допомогою можна записати

$$\beta = \frac{k - 1}{\sqrt{v_R^2 k^2 + v_Q^2}},$$

де $v_R = \hat{R}/\bar{R}$ і $v_Q = \hat{Q}/\bar{Q}$ – коефіцієнти варіації (мінливості) випадкових величин $\tilde{Q}$ та $\tilde{R}$.

Використовуючи ці коефіцієнти з урахуванням співвідношення $p = \hat{R}/\hat{Q}$, можна отримати ще одну зручну безрозмірну формулу для β

$$\beta = \frac{p \cdot v_Q - v_R}{v_R v_Q \sqrt{1 + p^2}}.$$

У разі нормального розподілу p_s характеристика безпеки дуже зручна:

$$Q(S < 0) = 0,5 - \Phi(\beta); P(S \geq 0) = 0,5 + \Phi(\beta).$$

Тут $\Phi(\beta)$ – відома функція Лапласа [3].

Міжнародний стандарт [4] та Єврокод-0 рекомендують використовувати такі значення індексу надійності, віднесеного до 50-річного базового періоду:

- $\beta=3,3$ при малих наслідках відмови (клас СС1),
- $\beta=3,8$ при середніх наслідках відмови (клас СС2),
- $\beta=4,3$ при важких наслідках відмови (клас СС3).

Якщо використовувати ймовірнісний коефіцієнт запасу $\xi = \bar{R}/\bar{Q}$, то зі співвідношення $\beta = (k-1)/\sqrt{v_Q^2 + k^2 v_R^2}$ можна одержати залежність

$$k = \frac{1 + \sqrt{\beta^2 v_R^2 + \beta^2 v_Q^2 - \beta^4 v_R v_Q^2}}{1 - \beta^2 v_R^2},$$

де введені позначення коефіцієнтів мінливості $v_R = \hat{R}/\bar{R}$ і $v_Q = \hat{Q}/\bar{Q}$.

З огляду на незначність коефіцієнтів мінливості можна отримати наближену залежність [7]

$$\xi = 1 + \beta \sqrt{v_R^2 + v_Q^2}.$$

Якщо прийняти, що нормативні значення мають забезпеченість 0,95, тобто відстоять від середнього значення на 1,64 стандарта, то, використовуючи часткові коефіцієнти надійності, будемо мати:

$$\begin{aligned} \hat{Q} &= \frac{\gamma_n \bar{Q} - \bar{Q}}{1,64}, \quad \hat{R} = \frac{\gamma_n \bar{R} - \bar{R}}{1,64}, \\ v_Q &= \frac{1 - 1/\gamma_n}{1,64}, \quad v_R = \frac{1 - 1/\gamma_f}{1,64}. \end{aligned}$$

І якщо вважати, що $\gamma_n = 1,1$ і $\gamma_f = 1,4$, то матимемо $v_R = 0,055$ та $v_Q = 0,174$ і за наближеною формулою

$$k = 1 + \beta \sqrt{0,055^2 + 0,174^2} = 1 + 0,182\beta.$$

Для $\beta = 3,3$ матимемо $k = 1,602$, для $\beta = 3,8$ матимемо $k = 1,693$ та для $\beta = 4,3$ матимемо $k = 1,784$. Можна умовно вважати $k_{CC1} = 1,6$, $k_{CC2} = 1,7$, $k_{CC3} = 1,8$. Не виключено, що ці значення були орієнтиром для авторів стандарту ISO.

У безрозмірних координатах $q_0 = \tilde{Q}/\hat{Q}$, $r_0 = \tilde{R}/\hat{R}$ еліпси ліній рівня функції $\tilde{S}(\tilde{Q}, \tilde{R})$ (рис. 7.9, а) переходять у кола (рис. 7.9, б), і змінюється нахил прямої, яка обмежує область допустимих станів.

Якщо ввести нормовані випадкові величини

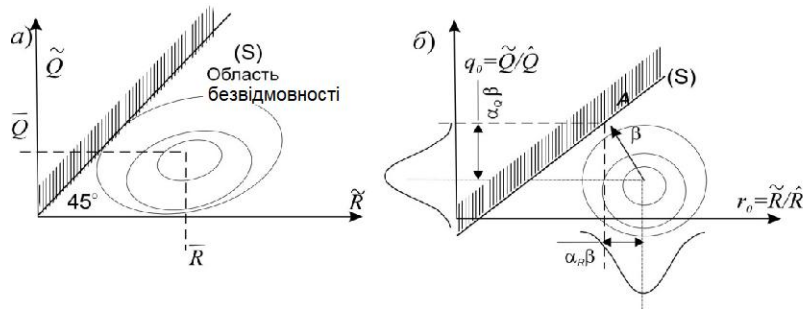
$$r = (\tilde{R} - \bar{R})/\hat{R}; \quad q = (\tilde{Q} - \bar{Q})/\hat{Q},$$

то початок координат зміститься до центра кола (рис. 7.9, б), та через те, що

$$\tilde{R} = r\hat{R} + \bar{R}; \quad \tilde{Q} = q\hat{Q} + \bar{Q},$$

можна записати рівняння межі області допустимих станів як

$$r\hat{R} - q\hat{Q} + (\bar{R} - \bar{Q}) = 0.$$



ис. 7.9. Перехід до безрозмірних координат

Найкоротша відстань між початком координат і граничною лінією дорівнює характеристиці безпеки β . Із цього випливає, що β дорівнює довжині вектора, що йде з центра розподілу й перпендикулярного до граничної лінії (рис. 7.9, б).

Проекції такого вектора на координатні осі визначають коефіцієнти чутливості α_Q та α_R , стандартизовані значення яких були зазначені в табл. 7.2.

Зауважимо, що, якщо розглядати значення щільності p_{RQ} вздовж лінії станів відмов, то в точці P матимемо максимум. Це означає, що саме в околі такої точки найімовірніша ситуація відмови.

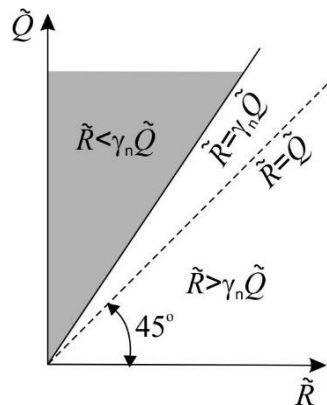


Рис. 7.10. Інший варіант області безвідмовності

Сказане вище ґрунтувалося на тому, що умова безпеки має вигляд $\tilde{R} \geq \tilde{Q}$, але в деяких випадках може бути висловлена більш обережна вимога $\tilde{R} \geq \gamma_n \tilde{Q}$ з коефіцієнтом $\gamma_n \geq 1$ (наприклад, з коефіцієнтом надійності за призначенням). Тоді відокремлювальна пряма розташовуватиметься в площині $(\tilde{R}, \tilde{Q})$ під кутом, відмінним від 45° (рис. 7.10).

Імовірнісний розрахунок надійності за нормами

Принципова можливість використання ймовірнісно-статистичних методів у нормуванні передбачена міждержавним стандартом ГОСТ 27751-2014 за наявності достатніх даних про мінливість основних параметрів. Однак жодних деталей, які стосуються такої проблеми, цей документ не наводить.

Розшифровка є в Єврокод-0 і в нормах України ДБН В.1.2-14-2018, де описана вище ймовірнісна модель випадкових величин реалізована в дещо іншій формі та з іншими позначеннями.

Розрахункова умова реалізації відмови в узагальненому вигляді записується як функція працездатності g , котра враховує параметри $\tilde{x}_i$, що характеризують випадкові значення навантажень $\tilde{F}$, міцнісних характеристик $\tilde{f}$, геометричних характеристик $\tilde{a}$, часу T , та інші фактори:

$$g(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_n) < 0.$$

Як основний показник надійності використовується ймовірність відмови $P_f(T_{ef})$, тобто ймовірність того, що за встановлений час виникне відмова заданого виду

$$P_f(T_{ef}) = \text{Prob}\{g(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_n) < 0 \mid T_{ef}\},$$

де символ $\text{Prob}\{A|T\}$ визначає ймовірність реалізації події A протягом часу T .

ДБН В.1.2-14-2018 допускають також можливість характеризувати безвідмовність величиною β , приблизно пов'язаною з ймовірністю P_f співвідношенням

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f),$$

де $\Phi(z)$ – функція нормованого розподілу ймовірності працездатності g . При використанні в розрахунках нормального розподілу ймовірності функція $\Phi(z)$ може бути визначена як інтеграл ймовірностей

$$\Phi(z) = 0,5\pi^{-1} \int_{-\infty}^z \exp[-u^2/2] du.$$

Застосування нормованого нормального розподілу дозволяє пов'язати з параметром β відповідні ймовірності відмови P_f (табл. 7.3).

Таблиця 7.3

P_f	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5	10-6	10-7
β	1,3	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

Нормативні вимоги до безвідмовності формуються за допомогою розрахункової умови реалізації відмови та ймовірності її виконання у вигляді

$$P_{f,i}(T_{ef}) = \text{Rrob}\{g_i(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_n) < 0 \mid T_{ef}\} \leq P_i^{ex},$$

де g_i – функція працездатності щодо відмови i -го виду; P_i^{ex} – доцільне значення ймовірності відмови i -го виду.

Норми ДБН В.1.2-14-2018 дають розгорнуту таблицю значень P_i^{ex} у діапазоні від 1×10^{-6} до 1×10^{-2} залежно від класу відповідальності будівельних об'єктів і їхніх конструкцій, розрахункових ситуацій та груп граничних станів.

Якщо використовується характеристика безпеки β , то можна застосувати умову

$$\beta \geq \beta_i^{ex},$$

де β_i^{ex} – доцільне значення характеристики безпеки для відмови i -го виду, значення якої диференційовано в межах 2,58 ... 4,76 залежно від класу відповідальності будівельних об'єктів і їхніх конструкцій, розрахункових ситуацій та груп граничних станів. Єврокод EN 1990:2002 обмежується врахуванням класу надійності, залежно від котрого нормативна характеристика безпеки дорівнює 4,2; 4,7 і 5,2 (для базового періоду 1 рік) та 3,3; 3,8 і 5,7 (для базового періоду 50 років).

Урахування фактора часу в розрахунках надійності

У цьому випадку умова безвідмовності записується у вигляді

$$\tilde{S}(t) = \tilde{R}(t) - \tilde{Q}(t) > 0.$$

При застосуванні ймовірнісної моделі випадкових процесів у наведеному виразі $\tilde{Q}(t)$ – зусилля (або напруження) в конструкції у формі випадкового процесу; $\tilde{R}(t)$ – випадковий процес чи випадкова величина несучої здатності; $\tilde{S}(t)$ – випадковий процес резерву несучої здатності конструкції.

За таких умов відмова конструкції трактується як викид випадкового зусилля $\tilde{Q}(t)$ за випадковий рівень несучої здатності $\tilde{R}(t)$ або як викид випадкового процесу $\tilde{S}(t)$ в негативну область, як це показано на рис. 7.11.

Якщо прийняти, що навантаження і несуча здатність описуються стаціонарними чи квазістаціонарними випадковими процесами, то оцінка ймовірності відмови конструкції може бути визначена за кількістю викидів $N_+(t)$ як

$$Q(t) \cong N_+(t) = \frac{\omega_s f_s(\beta) t}{\beta_\omega \sqrt{2\pi}}.$$

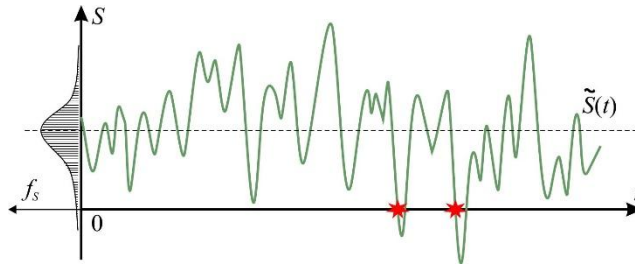


Рис. 7.11. Відмова елемента при навантаженні у формі випадкового процесу

Ця формула отримана в роботі [6], у ній прийнято такі позначення: ω_s – ефективна частота випадкового процесу $\tilde{S}(t)$; $f_s(\beta)$ – ордината щільності розподілу цього процесу, що відповідає значенню характеристики безпеки β ; t – напрацювання конструкції (фактичний час роботи під навантаженням, відмінний від її терміну служби); β_ω – коефіцієнт широкосмуговості випадкового процесу $\tilde{S}(t)$.

Якщо $\tilde{R}(t)$ і $\tilde{Q}(t)$ розподілені нормально, тоді $\tilde{S}(t)$ також має нормальний розподіл, і формула для $Q(t)$ набуває такого вигляду:

$$Q(t) = \frac{\omega_s \exp(-0,5\beta^2)t}{2\pi\beta_\omega}.$$

Користуючись нею та задаючись нормативним значенням імовірності відмови $[Q]$, легко визначити відповідну характеристику безпеки

$$\beta = \sqrt{2 \ln \frac{\omega_s t}{2\pi[Q]\beta_\omega}}.$$

Для отримання чисельних оцінок надійності необхідно розв'язати дві основні задачі:

а) побудову спільних розподілів навантажень і міцності, а також функції $\tilde{S}(t)$ (композиції чи різниці розподілів різного виду); визначення ординати $f_s(\beta)$;

б) встановлення загальної частотної характеристики ω_s випадкових процесів навантажень та несучої здатності з різними частотно-часовими параметрами.

Побудова спільних розподілів

Такі розподіли будуються на підставі формул згортки функцій, які для застосовуваних розподілів навантажень і міцності (див. вище) не беруться в замкнутому вигляді та мають інтегруватися чисельно. Попередньо загальні вирази для згорток слід спростити й перетворити для ув'язування параметрів розподілів, що суміщаються, зменшення їх кількості, подання загальних розподілів у єдиній порівнянній формі. У такий спосіб були розроблені та

надалі застосовувалися композиції й різниці розподілів різного виду: нормального, Вейбулла, Гумбеля I типу, поліномо-експоненціального та довільного.

Отримані формули спільних розподілів наводяться у монографії [6], окремі приклади побудованих розподілів ілюструються на рис. 7.12 для різних значень параметра p – відношення стандартів навантажень, які сполучаються. Як видно, спільні розподіли можуть істотно відхилятися від поширеного нормального закону. Без урахування цього фактора чисельні оцінки надійності конструкцій можуть мати суттєву неточність.

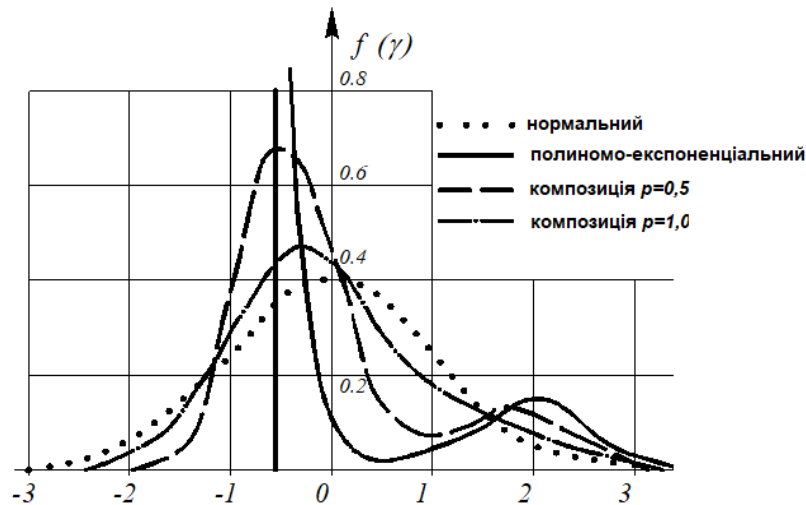


Рис. 7.12. Спільний розподіл навантажень

Частотний аналіз сполучення навантажень

Для отримання оцінок надійності необхідно визначати частотні характеристики сполучень навантажень і функції $\tilde{S}(t)$. Можна рекомендувати обчислювати ефективну частоту сполучення навантажень, поданих у формі квазістаціонарних випадкових процесів з постійною частотною структурою, користуючись формулою

$$\omega_{12} = \frac{1}{\sqrt{1+K^2}} \left[(\omega_1 \cdot K_{tr1})^2 + (\omega_2 \cdot K \cdot K_{tr2})^2 \right]^{\frac{1}{2}},$$

де $\omega_1, \omega_2, \omega_{12}$ – ефективні частоти окремих випадкових процесів та їх суми; $K = \hat{x}_2 / \hat{x}_1$ – відношення стандартів навантажень, які складаються; K_{tr1}, K_{tr2} – коефіцієнти тренду, що враховують порівняно повільні сезонні зміни атмосферних навантажень.

Наголосимо, що поширені випадкові навантаження суттєво відрізняються за частотним складом, це наочно показують їхні реалізації (рис. 7.13, а, б). Зауважимо при цьому, що ефективна частота снігового навантаження

становить усього $\omega_c = 0,073 \dots 0,141$ 1/добу, помітно більша частота статичної складової вітрового навантаження $\omega_B = 5,42 \dots 6,58$ 1/добу і значно вища ефективна частота більш мінливого навантаження від мостових кранів $\omega_K = 71 \dots 215$ 1/год. Тому загальний вплив кількох навантажень стає дво- й більше частотним випадковим процесом (рис. 7.13, в).

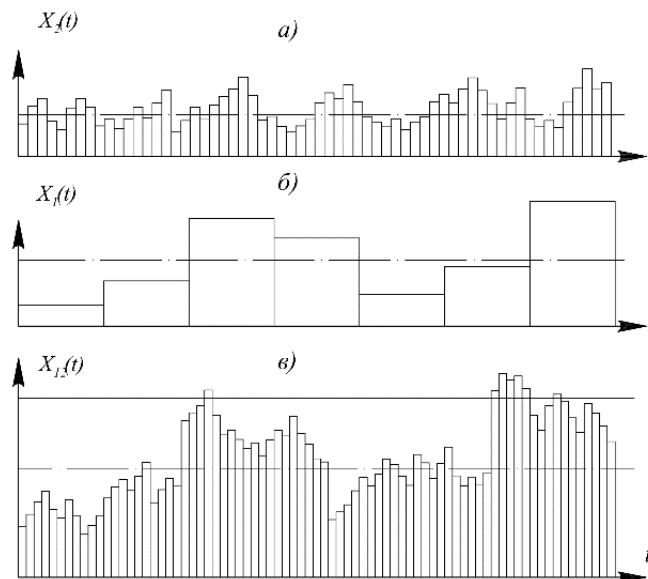


Рис. 7.13. Частотний склад навантажень; а – високочастотна складова; б – низькочастотна складова; в – сумарний випадковий процес

Тому для коректного використання наведеної вище оцінки надійності на основі формул викидів випадкових процесів слід урахувати міру широкосмуговості як окремих навантажень, так і особливо їх сполучення. Для цього можна застосовувати коефіцієнт широкосмуговості β_ω , що дорівнює відношенню середньої частоти випадкового процесу за екстремумами до ефективної частоти процесу. Як показав аналіз, унаслідок суттєвої різниці частот навантажень, які враховуються, коефіцієнти широкосмуговості їх сполучення β_ω можуть бути значними. Цю особливість слід брати до уваги в розрахунках надійності конструкцій, щоб уникнути серйозних помилок результатів.

Викладена методика вміщена в ДБН В.1.2-14-2018 у такій формі: ймовірність досягнення конструкцією відмови за встановлений термін служби T_{ef} визначається як

$$P_f(T_{ef}) = K_0 f_S(\beta) T_{ef}.$$

Тут: $f_s(\beta)$ – щільність нормованого розподілу випадкових значень величини резерву несучої здатності при значенні, котре відповідає дальності відмови (характеристиці безпеки) β ; K_0 – частотна характеристика, що враховує складний частотний характер сполучення випадкових навантажень і розраховується за формулою

$$K_0 = \frac{(1 + \theta^2 k^2)}{3} \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{q}_i a_i K_i^r \omega_i)^2}{2\pi(1 + \theta^2 k^2)(1 + k^2)(\hat{R}^2 + \hat{Q}^2)} \right]^{1/2},$$

де ω_i – ефективна частота i -го впливу; K_i^r – коефіцієнт тренду, який ураховує сезонні зміни i -го впливу (наприклад, снігового та вітрового навантажень); θ – відношення ефективної частоти найбільш високочастотного з навантажень, що входять до розрахункової комбінації (наприклад, кранового), до другої щодо зменшення ефективної частоти (наприклад, частоти вітрового навантаження); $k = \hat{q}_0 / \sqrt{\hat{Q}^2 + \hat{R}^2 - \hat{q}_0^2}$ – коефіцієнт, який характеризує внесок стандарту $\hat{q}_0$ найбільш високочастотного з урахованих навантажень у стандарт резерву несучої здатності.

7.5. Ризик-аналіз

Загальний підхід до питання

Норми проектування описують правила поведінки у звичайних випадках, але під час проектування унікальних і високовідповідальних об'єктів можуть знадобитися деякі додаткові обґрунтування надійності й безпеки.

Одним із методів, які використовуються при такому обґрунтуванні, є аналіз ризику.

Аналіз ризику, або ризик-аналіз (risk analysis), – це процес ідентифікації небезпек та оцінювання ризику для окремих осіб, груп населення, об'єктів людської діяльності (у тому числі будівель і споруд), навколишнього природного середовища й інших об'єктів розгляду. Існує багато формулювань цього поняття, але в загальному вигляді під аналізом ризику мають на увазі процес виявлення небезпеки та оцінювання можливих негативних наслідків у результаті виникнення порушень у роботі конкретних технологічних систем і подання цих наслідків у кількісних показниках.

В аналізі ризику однією з основних проблем є завдання визначення допустимого рівня ризику, яка, як правило, розв'язується в умовах недостатньої інформації. Тому під час аналізу значною мірою доводиться розв'язувати ймовірнісні задачі, що може становити додаткову складність.

Проте слід розрізняти класичну міру об'єктивної можливості прояву будь-яких негативних явищ – імовірність від загальної міри небезпеки – ризику. Останній поєднує в собі ймовірність реалізації негативного випадку та його кількісний вимірник (втрати, збиток). Ця комбінація елементарних

заходів і визначає міру небезпеки, котру називають ризиком. Таке трактування можна проілюструвати досить прозорими й логічно несуперечливими висновками щодо небезпеки, які робить людина в наведених нижче ідеалізованих ситуаціях.

Перша ситуація. Імовірність можливого випадку дуже висока, але збиток від його дії дорівнює нулю (дуже малий). У цій ситуації людина розуміє, що вона уникає небезпеки (ризик дорівнює нулю).

Друга ситуація. Збиток від гіпотетичної ситуації дуже великий, але ймовірність його реалізації практично дорівнює нулю. Знову відсутня небезпека, й ризик дорівнює нулю.

Третя ситуація. І ймовірність від реалізації, й збитки дорівнюють нулю – випадок абсолютної безпеки.

І лише в тих випадках, коли збитки та можливість їхньої реалізації відмінні від нуля, людина починає оцінювати ситуацію як небезпечну, що характеризується деяким ризиком.

При вимірюванні ризику враховуються значення ймовірності настання небажаної події й результатів небажаних наслідків (шкоди). Тому кількісну міру ризику інтерпретують як математичне очікування шкоди, що виникає під час реалізації небезпек. У загальному випадку ризик R визначається так:

$$R = \text{Prob}(F) \cdot C,$$

де $\text{Prob}(F)$ – ймовірність аварійної події; C – кількісна оцінка наслідків аварії.

На рисунку 7.14 подано огляд ситуацій з ризиком виникнення відповідних небажаних подій та наведено їх вимірювання. При загрозі матеріальним цінностям ризик часто вимірюють у грошах. При ризику, пов'язаному зі здоров'ям і летальним кінцем, кількісні оцінки наслідків у більшості випадків відсутні.

Ключовим принципом в аналізі ризику є ідея, запропонована Фармером 1967 року, що полягає в установленні випадкової, але закономірної залежності між частотою реалізації небезпеки F та величиною наслідків реалізації небезпеки N [15]. Іншими словами, F/N -діаграма – графічна залежність частоти (ймовірності) реалізації загрози від величини наслідків її реалізації. На рис. 7.15 зображено приблизний вигляд такої залежності.

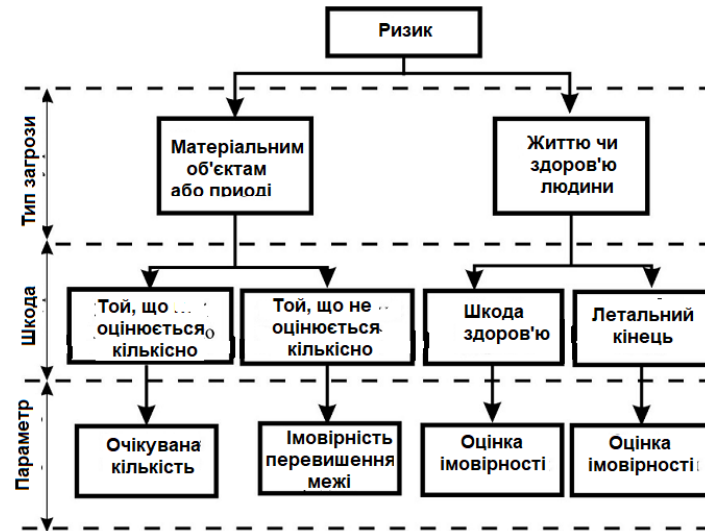


Рис. 7.14. Можливі ситуації ризику

Крива Фармера відділяє верхню область неприпустимого ризику від області прийняттого ризику. Із цієї кривої видно, що чим вищий ризик аварії, тим нижча її небезпека, і навпаки. Основний сенс F/N -діаграми (кривої Фармера) в такому: аварії, що викликають невелику шкоду, призводять до незначних наслідків, які відображаються на здоров'ї та житті людей, можуть траплятися й трапляються порівняно часто. Отже, ймовірність аварій із значними наслідками існує, але вона виникає значно рідше.

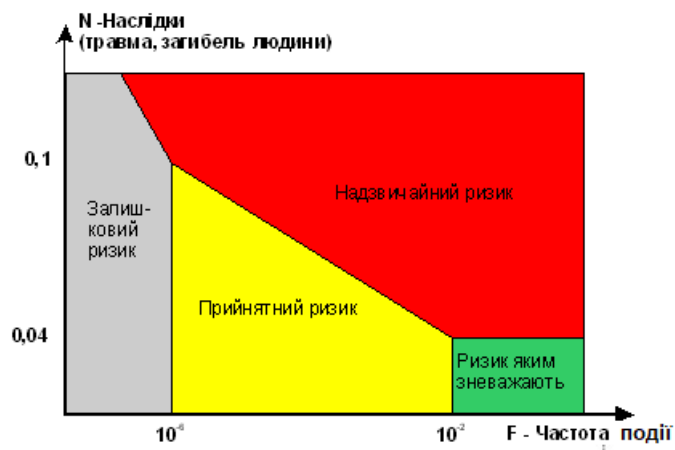


Рис. 7.15. Крива Фармера

Для кожного виду екстремальної діяльності може бути побудована своя крива Фармера відповідно до тих умов, у котрих ця діяльність здійснюється.

Важливим параметром кривої Фармера є межа залишкового ризику. Вона відсікає події, ймовірність яких (залишковий ризик) така, що ними можна знехтувати через малість пов'язаного з ними ризику. Визначення такої межі формальними методами чи її обчислення нині неможливе. Але часто тут орієнтуються на той рівень прийнятного ризику, котрий склався стихійно щодо деяких масових небезпек і з котрим мириться суспільство або приймається людиною добровільно (див. табл. 7.4).

Таблиця 7.4

Ризик смерті в розрахунку на одну людину на рік			
що приймається добровільно		з яким миряться	
Дія	Ризик ($\times 10^{-5}$)	Дія	Ризик ($\times 10^{-7}$)
Куріння (20 цигарок на день)	500	Захворювання на грип	2000
Алкоголь (1 пляшка вина на день)	75	Наїзд транспортного засобу на пішохода	5500
Гра у футбол	4	Повінь	22
Автоперегони	120	Землетрус	17
Скелелазання	4	Торнадо	22
Водіння автомобіля	17	Бурі	8
Водіння мотоцикла	200	Блискавки	1
Уживання арахісового масла	4	Авіакатастрофи	1
Перебування в одній кімнаті з курцем	1	Прорив дамб	1

У деяких нормативних документах ця величина регламентується, наприклад ГОСТ 12.1.004-91 вимагає, щоб імовірність впливу на людей небезпечних чинників пожежі, котрі перевищують за величиною гранично допустимі значення, була вищою за 10^{-6} на рік. В атомній промисловості діє рекомендація МАГАТЕ щодо «рівня відбору подій за ймовірністю (РВЙ)» – найменшої ймовірності реалізації події (1/рік), що призводить до серйозних радіологічних наслідків, починаючи з якої цю подію необхідно враховувати під час проектування.

Відповідно до вітчизняних норм для об'єктів атомної промисловості НП-064-05, при проектуванні повинні враховуватися природні процеси (гідрометеорологічні, геологічні й інженерно-геологічні) з максимальними значеннями, встановленими на інтервалі часу 10 000 років, і техногенні фактори з РВЙ = 10^{-6} 1/рік.

Робота з оцінювання ризиків націлена на те, щоб відповісти на такі питання:

- що може спричинити шкоду (визначення загроз);

- як часто можуть траплятися аварії (оцінювання частоти небажаної події);
- що та якою мірою може порушитися внаслідок аварії (оцінювання наслідків події);
- якою є можливість виникнення аварії (кількісне оцінювання ризику);
- яке наше ставлення до можливої аварії (оцінювання допустимості ризику);
- що слід зробити (управління ризиком).

Для відповіді на кожне із цих питань використовуються відповідні інструменти аналізу ризику. Так, для визначення причин і частоти можливих аварій будується дерево помилок, у якому вибудовується логічний ланцюжок подій, що можуть призвести до фатальних наслідків, для оцінювання наслідків аварій застосовуються ймовірнісні моделі подій і т.д.

Отримана величина ризику має бути оцінена за критерієм допустимості, котрий призначається згідно з прийнятою концепцією управління ризиком.

Якісне оцінювання ризику

У багатьох цивілізованих країнах законодавчо встановлено прийнятні рівні індивідуального ризику в межах $10^{-6} \dots 10^{-6}$ на рік. Чисельне визначення допустимого ризику для життя є в законодавстві таких країн, як Нідерланди або Франція, але частіше подібні вказівки наявні в нормативних актах нижчого рівня.

Так, управління у справах охорони здоров'я та промислової безпеки Великобританії як нижню межу допустимого ризику для життя використовує величину 10^{-6} для звичайного громадянина та $1/3 \times 10^{-6}$ для дітей, а також людей поважного віку, які проживають у будинках для літніх людей.

Оскільки кількісний аналіз ризиків у масовому застосуванні утруднений відсутністю необхідних даних, широко використовуються якісні оцінки, побудовані на певній класифікації типових ситуацій і об'єктів. Досить розвинена й повчальна система таких класифікаційних даних подана в британському нормативному документі [19], де класифікація заснована на якісному описі ризиків виникнення аварій та оцінки їх наслідків.

Якісна оцінка R , пов'язана з ризиком виникнення аварії, визначається як

$$R = 3,5 - C - D,$$

де C – параметр населеності; D – конструктивний параметр.

Параметр C залежить від рівня присутності людей і може набувати значення:

FULL – якщо люди перебувають у будівлі не менше 18 годин на добу (наприклад, лікарні, санаторії, багатоповерхові будинки);

NORMAL – якщо люди перебувають у будівлі від 6 до 18 годин на добу (наприклад, офісні будівлі, супермаркети, будинки на одну сім'ю);

NONE – якщо люди перебувають у будівлі менш як 6 годин на добу (наприклад, побутові приміщення виробничих будівель, гаражі).

Крім того, параметр C залежить від можливого типу навантаження:

ACCIDENT – аварійне навантаження (наприклад, вибух побутового газу);

OTHER – інші навантаження.

Остаточний параметр C визначається за табл. 7.5.

Таблиця 7.5

Рівень присутності людей	Тип навантаження	
	ACCIDENT	OTHER
FULL	0,0	0,5
NORMAL	1,0	1,5
NONE	2,0	2,5

Конструктивний параметр D залежить від типу можливого руйнування та характеру опору системи, він визначається за табл. 7.6.

Таблиця 7.6

Тип можливого руйнування	Значення D , якщо опір визначається	
	слабшим елементом	роботою статично невизначеної системи
Крихке	0,0	0,0
Звичайне	0,0	0,2
Пластичне	0,3	0,7

Якісна оцінка P , пов'язана з наслідками можливої аварії, визначається як

$$P = N + E + S - 1,5,$$

де N – параметр кількості людей, що піддаються ризику; E – параметр розташування; S – соціальний критерій.

Ці параметри наведені в таблицях 7.7, 7.8 і 7.9.

Таблиця 7.7

Об'єкти	N
Житлові будинки, що мають не більше трьох поверхів	0,0
Офісні або багатоквартирні будівлі	1,0
Споруди, де збирається багато людей	2,0

Таблиця 7.8

Висота над рівнем землі, м	Значення E при розміщенні споруди		
	в сільській місцевості	в невеликому місті	в центрі великого міста
менше 10	0,0	0,0	0,3
від 10 до 30	0,0	0,3	0,5
більше 30	0,3	0,5	1,0

Таблиця 7.9

Об'єкти	S
Житлові будинки, які мають не більше трьох поверхів	1,6
Інші будівлі, що мають не більше трьох поверхів, конторські, торгові та виробничі будівлі	2,0

Житлові будинки, котрі мають більше трьох поверхів, і споруди, де збирається багато людей	3,0
---	-----

Остаточні будівлі класифікуються відповідно до значень коефіцієнта ризику K , який обчислюється за формулою

$$K = R + P - 2 = N + E + S - C - D.$$

Залежно від значення K за табл. 7.10 приймається категорія ризику, і для кожної категорії формуються вимоги забезпечення конструктивних захисних заходів (використання додаткових в'язей, обмеження розмірів секцій, перевірка головних елементів на додаткове навантаження тощо). Для споруд третьої категорії, крім того, потрібне забезпечення захисту від прогресуючого руйнування.

Таблиця 7.10

Значення K	Категорія ризику
менше 0,7	без категорії
від 0,7 до 2,0	1
від 2,0 до 4,0	2
більше 4,0	3

Література до розділу 7

1. Болотин В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций — М.: Машиностроение, 1984 — 312с.
2. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике / В.В. Болотин. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1965. — 279 с.
3. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. / Е.С. Вентцель. — 10-е изд. — М.: «Академия», 2005. — 576 с.
4. ISO 2394:2015, General principles on reliability for structures
5. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. — М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2007. — 256 с.
6. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий / С.Ф. Пичугин. — М: Изд-во АСВ, 2011. — 456 с.
7. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. — М: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 1998. — 302 с.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. — М.: Стройиздат, 1978 — 239 с.
9. Розенберг Л.С. К подбору распределения вероятностей для описания многолетней изменчивости снеговой нагрузки // Исследования по строительной механике — М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1985 — С. 74-91.
10. Савельев В.А., Малый В.И., Павлов А.Б., Калашников Г.В., Мейтин В.И. Предложения по назначению расчетной снеговой нагрузки // Промышленное и гражданское строительство, 2004, № 5 — С. 25-28.

11. Уткин В.С., Плотникова О.С. Возможностный метод определения надежности стержневых конструкций по модели предельного равновесия // Металлические конструкции, 2005, т. 8, №1 — С. 5-12.
12. Ben-Haim Y, Elishakoff I. Convex modules of uncertainty in applied mechanics. Amsterdam: Elsevier; 1990 — 221 p.
13. Cepin M. Optimization of safety equipment outages improves safety // Reliability Engineering & System Safety, 2002, Vol. 77(1) — P. 71-80.
14. Cornell C.A. Bounds on the Reliability of Structural Systems / C.A. Cornell // American Society of Civil Engineers: Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST., February 1967. — P. 171 – 200.
15. Farmer F.R. Reactor Safety and Sitting: A Proposed Risk Criterion // Nuclear Safety, 1967, Vol. 8, No. 6. — P. 539-548.
16. Kong J.S., Frangopol D.M. Probabilistic optimization of aging structures considering maintenance and failure costs // Journal of Structural Engineering, 2005, Vol. 131(4) — P. 600-616.
17. McWilliam S. Anti-optimisation of uncertain structures using interval analysis // Computer & Structures, 2001, Vol. 79 — P 421-430.
18. Rasmussen N.C. Reactor safety study. An assessment of accident risks in U.S. Commercial Nuclear Power Plants (WASH-1400, NUREG 75/014). U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1975.
19. The Building Regulations 2000. Structure. Approved Document A — Norwich, UK: Office of the Deputy Prime Minister, 2004 — 47 p.
20. Wang J., Yang J. B., Sen P., Ruxton T. Safety based design and maintenance optimization of large marine engineering systems // Applied Ocean Research, 1996, Vol. 18(1) — P. 13-27.



Розділ 8

ПРОБЛЕМИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ

8.1. Загальні вимоги

Метод розрахункових граничних станів завоював загальне визнання, поширений на більшість (але не всіх) розрахункових процедур, що використовуються під час оцінювання працездатності будівельних конструкцій, і певною мірою закоснів. Разом з тим практика ставить низку нових завдань, які не були враховані при створенні методу, тому проблема шляхів його розвитку викликає інтерес та є важливою частиною сучасної будівельної науки.

Перше, на що слід звернути увагу, це «силова» основа методу, націленого на зіставлення двох факторів, що суперничають: силового впливу і силового опору аналізованої конструкції. Урахування мінливості та недетермінованості цих (і лише цих) чинників є основою всіх рекомендацій і правил розрахункового аналізу. Але насправді кількість випадкових факторів не вичерпується згаданою парою. Наприклад, вплив на конструкцію може залежати від жорсткісних характеристик її елементів, як, наприклад, у разі врахування роботи пружної ґрунтової основи, модуль деформації якої формує картину напружено-деформованого стану, а мінливість такого модуля ми не враховуємо.

Друге – у класичному варіанті вважається, що фактор силового впливу й фактор силового опору незалежні та їхні статистичні властивості можуть досліджуватися й ураховуватися незалежно одна від одної. Насправді існують задачі, у котрих ця гіпотеза не виконується. Наприклад, у задачах з фізичною нелінійністю і напружений стан, і міцність матеріалу пов'язані з одним і тим самим параметром, а саме: формуються з використанням діаграм «сигма-епсilon». А її мінливість (у межах того об'єму, яким матеріал, котрий розглядається, представлений у конструкції) впливає одночасно на

мінливість напружень та мінливість опору, що слід було б урахувати у відповідних коефіцієнтах надійності.

Метод створювався стосовно розрахунку стержневих конструкцій, де досить просто формулюється умова граничного стану поперечного перерізу. Питання про формулювання граничного стану континуальних об'єктів, таких як пластини й оболонки, на прийнятному рівні не вирішено. І тільки в окремих випадках, коли описаний «механізм руйнування», наприклад при перевірці продавлювання залізобетонної плити, метод працює так само, як і в стержневій конструкції. В інших випадках використовується «точкова» перевірка, яка по суті мало відрізняється від перевірок за напруженнями, що допускаються.

Можна навести деякі додаткові міркування на користь вимоги про розвиток методу розрахункових граничних станів, але й сказаного достатньо для ілюстрації того, що такий розвиток пов'язаний із запровадженням деяких нових параметрів, з їх статистичним аналізом і з ідейними доповненнями методу.

8.2. Урахування невизначеностей

Розвиток стохастичних методів аналізу, швидкий розквіт яких значно збільшив можливості проектувальника, і поняття надійності стали важливими інструментами, котрі дозволяють урахувувати ймовірнісну невизначеність, якщо тільки доступне достатнє знання стосовно випадкових змінних та функцій [1, 6, 16, 18, 25].

У зв'язку із цим виникає основне питання: чи дійсно ймовірнісні підходи в змозі з достатньою точністю обґрунтувати надійність кінцевого продукту (або її доповнення, ймовірність відмови, тобто ненадійності), коли немає достатніх експериментальних даних, щоб підтвердити припущення, зроблені щодо спільної щільності ймовірності використаних випадкових змінних чи функцій? І взагалі, чи притаманна розглянутій невизначеності ймовірнісна природа? Невизначеності можуть мати різне походження, і їх найважливіші види подано на рис. 8.1.



Рис. 8.1. Класифікація невизначеності

У ситуації невідомості інформація про задачу практично відсутня (це завжди проявляється на початковій стадії вивчення проблеми).

У процесі збору та аналізу інформації на певному етапі може виявитися, що зібрана не вся можлива (неповнота) або ж не вся необхідна (недостатність) інформація; для деяких елементів інформації визначені не всі їх точні описи, а лише знайдені множини, до яких вони належать (недовизначеність); низку елементів задачі описано лише за аналогією із задачами, що вже розв'язувалися, і не виключена можливість порушення цієї аналогії (неадекватність). Ці види недостовірності зазвичай пов'язані з тим, що процес збору інформації не доведений до кінця, наприклад через брак ресурсів. Однак у принципі можливість результативного уточнення задачі існує.

Подальше вивчення може призвести до ситуації повної визначеності чи ситуації неоднозначності, коли вся можлива інформація зібрана, а повністю визначений опис не може бути отримано. Таке відбувається або у зв'язку з тим, що в зовнішньому середовищі є кілька можливостей, кожна з яких стає дійсністю випадковим чином, або ж у зв'язку з неточністю вимірювань, котрі виконуються фізичними приладами.

Ще одне важливе джерело невизначеності пов'язане з помилками людини (проектувальника, будівельника, користувача), в результаті яких реальні параметри конструкції набувають не передбачених проектом характеристик.

На практиці зустрічаються майже всі зі згаданих видів невизначеності, й неважко помітити, що дуже багато з них не можуть бути враховані методами ймовірнісного аналізу.

Відомі три класичні підходи до невизначеності, котрі зводяться до таких варіантів прийняття рішень:

- використання теорії ймовірностей, коли в основі прийнятого рішення лежить об'єктивний попередній досвід;
- застосування експертних оцінок, тобто ухвалення рішень на основі суб'єктивного досвіду експерта (колективу експертів);
- мінімаксне оцінювання, коли приймається найкраще рішення з досяжних, у припущенні можливого найгіршого варіанта розвитку подій.

Що стосується ймовірнісного аналізу, то часто наявний фактичний матеріал (у разі, коли невизначеність має статистичну природу) дозволяє впевнено визначити лише перші два моменти розподілу ймовірностей – математичне очікування та стандарт, але щодо закону розподілу ймовірностей виснести надійне судження не вдається. І тут іноді йдуть найпростішим шляхом: просто постулюють закон розподілу ймовірностей, дуже часто (і не завжди обґрунтовано) приймаючи нормальний закон.

А в процесі використання експертних оцінок для більшої об'єктивності при прийнятті рішення роблять спроби замінити ймовірність іншими альтернативами: інтервальним та опуклим аналізом [17, 23], теорією можливостей [13], теорією свідчень тощо.

Змістовне тлумачення методів теорії можливостей ідейно відрізняється від теоретико-ймовірнісних підходів. Можливість події, на відміну від імовірності, яка оцінює частоту її появи в низці спостережень, орієнтована на відносне оцінювання істинності цієї події порівняно з будь-якою іншою. Інакше кажучи, можливість (на відміну від імовірності) не має подієво-частотної інтерпретації, яка б пов'язувала її з експериментом. Проте теорія можливостей дозволяє математично моделювати реальність на основі відомих фактів, знань, гіпотез, суджень дослідників. Усі вони в сукупності є свідченнями.

Математична теорія свідчень, заснована на функції довіри (*belief functions*) та функції правдоподібності (*plausible reasoning*), котрі використовуються, щоб скомбінувати окремі частини найчастіше суб'єктивної експертної інформації (свідчення) для оцінювання ймовірності події.

Виходячи з приписаних кожному свідченню мас (коефіцієнтів авторитетності свідчення) можуть бути визначені верхня й нижня межі інтервалу можливостей. Цей інтервал містить точну величину ймовірності аналізованої підмножини (в класичному сенсі), та обмежений двома твердженнями, що називаються *довіра* (*belief*) і *правдоподібність* (*plausibility*),

$$bel(A) \leq P(A) \leq pl(A).$$

Вважається, що:

Довіра до гіпотези = {сума мас свідчень, які однозначно підтримують гіпотезу}.

Правдоподібність = 1 - {сума мас усіх свідчень, що суперечать гіпотезі, яка розглядається}.

Нехай, наприклад, розглядається гіпотеза «якщо станеться землетрус силою 7 балів, будівля впаде». Якщо для неї довіра 0,5 і правдоподібність 0,8, то це означає, що в нас є свідчення (загальною масою 0,5), котрі одноз-

начно вказують, що будівля впаде; але є і свідчення (загальною масою 0,2), які однозначно вказують, що аварія не станеться, й правдоподібність цього твердження визначається як $1,0 - 0,2 = 0,8$. Зазор між правдоподібністю 0,8 та довірою 0,5 характеризує невизначеність істинності первинної гіпотези виходячи з наявних свідчень.

Важливу роль відіграє *стійкість одержуваних оцінок*, вони не повинні дуже змінюватися за малих змін умов вибору.

Якщо ж виявляється певна чимала нестійкість стосовно варіації визначеного параметра, то потрібно зрозуміти її походження. Тут доречно навести цитату з роботи [4]: *«Викиди з головного ходу якоїсь залежності часто плутають з помилкою експерименту. Типовий контрприклад – відомі середньостатистичні багаторічні дані за кількістю листівок, які доставляють поштою в останній день квітня, травня, червня, липня, серпня та вересня. Чи можна за ними передбачити результат на 31 грудня?»*

8.3. Особливості перевірки існуючих конструкцій

Існує величезний попит на збереження та підтримку існуючих конструкцій, таких як будівлі чи мости, якомога довше з мінімальним структурним втручанням. Він зумовлений насамперед наявністю таких, що пошкоджені в результаті бойових дій, необхідністю модернізації, перешкодами для користувачів і цінністю спадщини. Цей попит разом із тим фактом, що конструкція існує, задовільно працює та перевіряється на наявність дефектів, означають, що критерії оцінки існуючих конструкцій для подальшого використання не повинні бути такими ж, як для проектування нових конструкцій.

Доцільно зазначити низку відмінностей в оцінюванні безпеки вже існуючої конструкції від проектованої:

- а) під час проектування нової конструкції невизначеність параметрів приймається за усередненими для всієї країни даними. Але реалізована конструкція не є середньою по країні, а є конкретною унікальною структурою з характеристиками, що уточнюються, й, отже, невизначеності зменшуються;
- б) накопичений досвід використання конструкції також знижує невизначеність порівняно із ситуацією під час проектування. Цей досвід можна приймати як у певному сенсі експериментальну перевірку надійності;
- в) стосовно нової конструкції заходи з підвищення безпеки реалізуються легше, ніж роботи з підсилення існуючої конструкції, тому оптимізаційні розрахунки вказують на доцільність застосування вищих показників ризику;
- г) у випадках, коли запланований термін служби конструкції визначався умовами морального старіння, для існуючої конструкції його можна вважати таким же, як було встановлено раніше, і приймати термін її експлуатації як відрізок часу, що залишився до зміни чи ліквідації;

- д) при новому проектуванні можна практично реалізувати умови, що відповідають прийнятій розрахунковій моделі. Розрахункову модель існуючої конструкції потрібно визначити на підставі даних, отриманих під час її обстеження;
- е) на відміну від нового проектування, коли конструкція створюється придатною для запланованих умов експлуатації, для існуючої конструкції вводять нове поняття про часткову (з обмеженнями) придатність до експлуатації.

Цільові рівні надійності

Порівняння між проектуванням та оцінюванням, надані вище, чітко вказують на необхідність адаптованих вимог до надійності для оцінювання. Нині існуючі конструкції здебільшого перевіряються за допомогою процедур, заснованих на методі часткових коефіцієнтів, який зазвичай застосовується при проектуванні нових структур. Такі оцінки часто є консервативними і можуть призвести до дорогих оновлень. Більш реалістична перевірка фактичних характеристик існуючих конструкцій може бути досягнута ймовірнісними методами, що описують невизначеності змінних навантаження та опору з використанням відповідних ймовірнісних моделей. Однак цільові рівні надійності повинні бути визначені як для ймовірнісної оцінки існуючих конструкцій, так і для модифікації часткових коефіцієнтів надійності.

Цільові рівні надійності, рекомендовані в EN 1990 [12] (основа проектування конструкцій), передусім призначені для нових конструкцій, тоді як ISO 13822 [13] (оцінка існуючих конструкцій) містить опцію для визначення цільових рівнів надійності для існуючих конструкцій шляхом оптимізації загальних витрат, пов'язаних із передбачуваним залишковим терміном служби.

Міжнародний стандарт ISO 13822 (додаток F) дозволяє для існуючих конструкцій використовувати нижчі цільові показники надійності, якщо вони можуть бути обґрунтовані на основі економічних, соціальних та екологічних міркувань. При цьому враховується, що додаткові витрати на посилення можуть бути дуже великими, і збереження конструкції в тому вигляді, який вона має при дещо зниженому рівні надійності (але такому, що гарантує безпеку), є економічно виправданим. Як видно з таблиці 8.1, цільове значення індексу надійності β_1 для реферативного періоду 1 рік порівняно з новим проектуванням зменшується в середньому на 0,5.

Таблиця 8.1

Клас	Нове проектування, EN 1990		Існуючі будівлі, ISO 13822	
	β_1	P_f	β_1	P_f
CC1	4,2	10^{-5}	3,1	
CC2	4,7	10^{-6}	4,2	10^{-5}
CC3	5,2	10^{-7}	4,3	

Трансформація цільового індексу надійності β , що належить до різних базових періодів n років, добре відома, коли основна невизначеність походить від дій, які мають статистично незалежні максимуми в кожному році, й для розрахунку приймається відома схема незалежних випробувань. Тоді надійність (додаткова до ймовірностей відмови) $\Phi(\beta_n)$, що належить до контрольованого періоду n років, визначається з річної надійності $\Phi(\beta_1)$ таким чином:

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n.$$

Але схема незалежних випробувань неявно передбачає розгляд певного зразка, випадково обраного з партії однотипних конструкцій і випадково розташованого в місці, де діють однакові закони ймовірності навантаження. А при аналізі технічного стану існуючої конструкції йдеться не про оцінювання надійності системи такого типу в цілому, а про надійність конкретного екземпляра конструкції, що має певні властивості міцності, встановлений у конкретній місцевості й експлуатується в певних умовах. І тут неможливо говорити про незалежність річних оцінок надійності.

Дійсно, якщо несуча здатність є випадковою величиною, про котру можна судити лише за її законом розподілу, то випробування виявляються незалежними лише тоді, коли після кожної проби (навантаження) конструкція замінюється новим екземпляром, узятим із тієї ж генеральної сукупності. Якщо ж послідовним випробуванням піддається один і той самий зразок, то перед першим випробуванням про його міцність можна судити тільки на підставі знань про розподіл ймовірності, а зі збільшенням кількості виконаних випробувань ми отримуємо все більше інформації про те, яка ж величина випадкової міцності була фактично реалізована. Особливо це відчувається за малої ймовірності відмови, коли сприятливий результат першого ж випробування містить дуже багато інформації про надійність системи.

Для врахування кореляції відмов у роботі [14] було надано таку процедуру коригування, що базується на методі перебору станів системи, що розглядається. Ймовірність відмови $P_f(x, i)$ саме в i -му році передбачає, що в попередніх $i - 1$ роках відмови не було, тобто визначається геометричною прогресією

$$P_f(x, i) = p_f(x) [1 - p_f(x)]^{i-1},$$

знаменник котрої дорівнює $(1 - p(x))$, а початковий член $p(x)$ позначає ймовірність руйнування, яка залежить від вирішального параметра опору конструкції x . Зауважимо, що річні ймовірності відмов можна вважати незалежними, якщо на ймовірності відмов переважно впливають змінні в часі навантаження (кліматичні умови, транспортне навантаження).

Тоді ймовірність відмови $P_{f,n}(x)$ протягом n років можна оцінити сумою прогресії $P_f(x, i)$, заданої як

$$P_{f,n}(x) = 1 - (1 - p_f(x))^n.$$

З використанням згаданого узагальнення та з урахуванням залежності очікуваних витрат на несправність від терміну майбутньої експлуатації спо-

руди та з дисконтуванням цих витрат у роботі [14] були обчислені індекси надійності β_{up} (за умов безпеки) і β_o (за умов мінімізації збитків), їхні значення наведені в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2

Термін	1 рік		5 років		15 років		30 років	
Індекси	β_{up}	β_o	β_{up}	β_o	β_{up}	β_o	β_{up}	β_o
CC1	3,1	3,1	2,8	2,6	2,8	2,2	2,8	1,9
CC2	4,2	4,2	3,8	3,8	3,5	3,5	3,4	3,4
CC3	4,8	4,8	4,5	4,5	4,2	4,2	4,1	4,1

Урахування попередньої історії

Нехай відомо, що в процесі попередньої експлуатації конструкції був досягнутий певний рівень внутрішніх зусиль в елементах системи, котрому відповідав опір R_1 , і при цьому не було ніяких відмов. Тоді можна врахувати лівостороннє зрізання кривої розподілу випадкової величини опору, тобто зважати на те, що в розглянутому екземплярі конструкції фактично відсутня ймовірність зустріти величину розрахункового опору, меншу ніж R_1 , тобто розглядати лише такі параметри опору, для яких виконується умова $R \geq R_1$. Відповідна крива щільності ймовірності p_R перетворюється на криву $p_{R|R_1}$ (рис. 8.2).

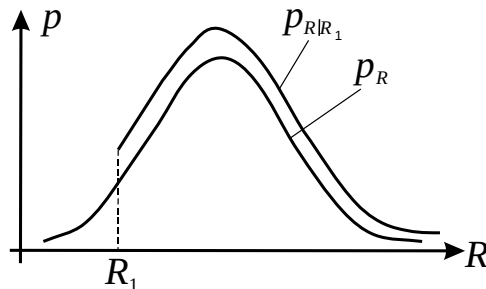


Рис. 8.2. Ефект лівостороннього зрізання

Безумовно можна вважати, що напруження R_1 відповідають значенням, які виникають під впливом дії зафіксованого постійного навантаження. Можуть урахуватися й напруження від інших навантажень, якщо існують відомості, котрі заслуговують на довіру та свідчать як про самі факти реалізації таких навантажень, так і містять достовірні відомості щодо їхніх фактичних характеристик.

Якщо використовується лівостороннє зрізання, то крива щільності при $R \geq R_1$ має вигляд

$$p_{R|R_1}(R) = \frac{p_R(R)}{1 - \int_0^{R_1} p_R(x) dx} = \frac{p_R(R)}{1 - P_{R_1}(R)}.$$

Урахування відомої частини навантаження

У загальному випадку працездатність (безвідмовність) конструкції визначається тим, що випадкова величина параметра навантаження $\tilde{F}$ не перевищує випадкової величини параметра опору $\tilde{R}$, або виконанується нерівність $\tilde{R} - \tilde{F} \geq 0$. При оцінюванні надійності перевіряється ймовірність виконання цієї нерівності.

У діючих нормах проектування розрахункова вимога безвідмовності формулюється у формі нерівності $R_d/\gamma_n \geq F_d$, де використовуються розрахункові значення опору R_d та навантажувального ефекту F_d , ураховується коефіцієнт відповідності γ_n . Розрахункові значення пов'язані з відповідними випадковими значеннями як $F_d = a\tilde{F}$, $R_d = b\tilde{R}$.

Вимоги надійності, що відповідають нормам, набувають вигляду

$$P_s(a\tilde{F}/\gamma_n \leq b\tilde{R}) \geq P^{ex}. \quad (8.1)$$

Коли розглядається надійність проекрованої конструкції, то стосовно величин $\tilde{F}$ і $\tilde{R}$ є лише статистична інформація, подана у формі певної ймовірнісної моделі. Але при аналізі технічного стану обстежуваної конструкції йдеться про надійність існуючого конкретного її екземпляра. Для такої конструкції вже реалізувалися конкретні властивості міцності, а також реалізована певна частина навантажень G (наприклад, від власної ваги несучих і огорожувальних конструкцій), яку вже не слід вважати випадковою.

Тоді, аналізуючи надійність, замість (8.1) слід розглядати ймовірність

$$P_s\left(b\tilde{R}_0 - G \geq \frac{a\tilde{F}_1}{\gamma_n}\right) \geq P^{ex}, \quad (8.2)$$

де через $\tilde{F}_1$ позначені навантаження, не враховані в детерміністичній частині навантажень G , а статистичні параметри опору $\tilde{R}_0$ уточнені за даними виконаного обстеження.

8.4. Формат перевірок у нелінійних розрахунках

Усі проектні розрахунки є двоетапною процедурою:

- ідеалізоване моделювання поведінки конструктивного комплексу під впливом навантажень, що діють на нього, і визначення напружено-деформованого стану (навантажувальних ефектів);
- перевірка несучої здатності конструкції або конструктивного елемента, яка може виконуватися на трьох різних рівнях: конструктивному рівні, перерізі або рівні матеріалу.

Сьогодні стандартне проектування ґрунтується на цій двоетапній процедурі, де перевірка виконується на рівні перерізу. На першому етапі з використанням структурної моделі розраховуються ефекти навантаження. Їхні розрахункові значення відповідають впливу розрахункової дії та познача-

ються як E_d . На другому етапі максимально допустимі опори перерізів розраховуються з використанням моделей роботи перерізів та позначаються як R_d . Кожний критичний переріз потім перевіряється шляхом демонстрації того, що розрахункові ефекти впливу E_d не перевищують розрахункових опорів R_d (рис. 8.3).

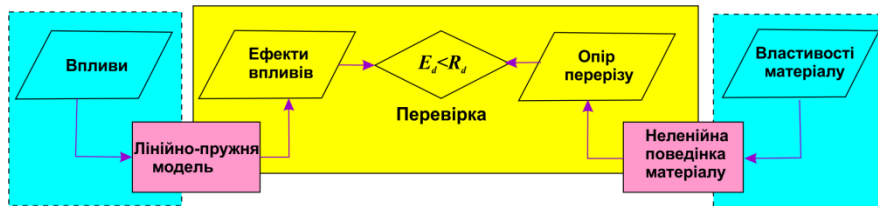


Рис. 8.3. Схема лінійного розрахунку

Така процедура є непослідовною, тому що на ранніх етапах використовує несумісні визначальні співвідношення. Аналіз структурної моделі зазвичай заснований на припущенні про лінійно-пружну реакцію матеріалу, у той час як моделі опору перерізів, як правило, враховують нелінійну поведінку матеріалу. Цей симбіоз вважається припустимим, про що свідчить, наприклад, такий текст із EN1994-2:2005:

«5.4.1.1 Загальні положення

(1) Результати впливів обчислюються за допомогою загального пружного розрахунку навіть у випадку, коли опір поперечного перерізу базується на пластичному або нелінійному опорі».

Лінійно-пружні структурні моделі не дозволяють реалістично моделювати поведінку конструкції (тріщиноутворення, пластичну роботу, великі переміщення та ін.). Також неможливо визначити повну несучу здатність системи, що пов'язана з перерозподілом зусиль.

Щоб подолати вказані недоліки, все частіше використовується нелінійний аналіз, за допомогою якого моделюється поведінка конструкції аж до руйнівного навантаження. Навантаження зазвичай збільшується поступово, і визначальні моделі поведінки матеріалу, що використовуються, автоматично гарантують рівновагу в усіх частинах конструкції.

Зіставлення ефектів впливу з розрахунковими опорами перерізів добре підходить для двоетапної процедури, оскільки застосовуються дві окремі моделі. Однак для однокрокової процедури (рис. 8.4), коли використовується один нелінійний аналіз, зіставляються зовнішні та внутрішні сили. Зовнішні сили діють на нелінійну модель, і вона перевіряє, чи можна знайти внутрішні сили, щоб врівноважити зовнішні. Тому перевірка однокрокової процедури, як правило, виконується на структурному рівні за допомогою нерівності сил $E_d < R_d$.

І це еквівалентно тому, що нелінійний аналіз ще може знайти рівновагу, коли до нелінійної моделі прикладено розрахункове навантаження. Позначення $g(\dots) > 0$ на рис. 8.4 такі означає, що нелінійний аналіз знаходить рівновагу для параметрів, зазначених у дужках.

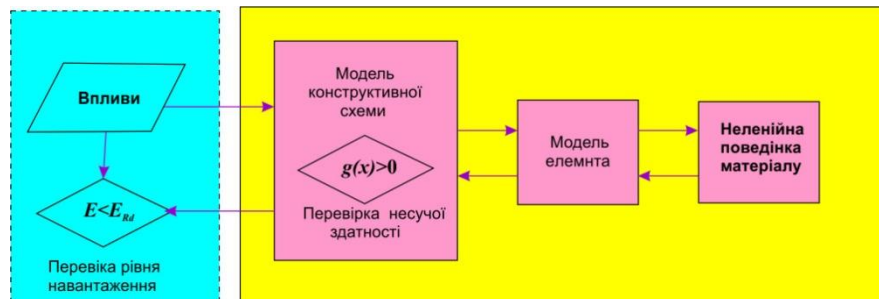


Рис. 8.4. Схема нелінійного розрахунку

Вітчизняні норми проектування конструкцій у загальних указівках рекомендують або навіть вимагають виконання нелінійних розрахунків (див., наприклад, п. 2.1.3.8 у ДБН В.2.6-98:2009 [19] чи п. 5.3.6 у ДБН В.2.6-198 [20]), але практично не містять указівок щодо їх застосування.

Норми не вказують, за результатами якого (лінійного або нелінійного) аналізу виконується розрахунок елементів (перевірка перерізів), хоча повсюдне використання системи коефіцієнтів викликає певні сумніви щодо нелінійного аналізу, де, наприклад, деяке підвищення навантаження не відповідає такій же зміні навантажувального ефекту. Крім того, виходить, що ефект дії, обчислений при нелінійному розрахунку, з погляду забезпечення надійності не відрізняється від менш точного результату лінійного аналізу. При цьому іноді складається парадоксальна ситуація, коли уточнення розрахунків стає економічно програшним.

По суті, правила, що містяться в нормах проектування конструкцій, базуються на класичних процедурах, які використовують лінійно-пружний аналіз для визначення ефектів впливів з наступною перевіркою, можливо, нелінійної поведінки окремих критичних перерізів.

Неможливість використання традиційного формату безпеки

Нелінійний аналіз за своєю природою завжди є оцінкою глобального типу, у якому всі конструктивні елементи системи та її перерізи перебувають у взаємодії. Як було вже давно доведено [15, 21], сучасні норми проектування не допускають прямого застосування методу граничних станів (часткових коефіцієнтів) при виконанні нелінійних розрахунків.

Тут важливу роль виконують відмінності нелінійного аналізу щодо встановлення розрахункових значень внутрішніх зусиль (ефектів дій) E_d , які порівнюються з розрахунковим опором R_d , оскільки метод граничних станів вимагає безумовного виконання нерівності

$$E_d \leq R_d.$$

Розрахункові значення E_d та R_d визначаються через характеристичні значення E_k і R_k з використанням часткових коефіцієнтів для дій γ_F та для

властивості матеріалу γ_M , і таким чином враховується їхня змінність, котра формально перекладається з навантаження F на його вплив E .

На відміну від лінійного варіанта аналізу, коли γ_F і γ_E збігаються, у випадку нелінійної поведінки конструкції таке не відбувається, і, більш того, як було зазначено у розділі 3.6, потрібно відрізнити нелінійні системи, в яких впливи дій є більшими, ніж дії ($E \geq F$), або меншими ($E \leq F$).

Отже, потрібний інший формат безпеки, котрий, з одного боку, дозволяє забезпечити необхідний рівень надійності проєктованої конструктивної системи, а з іншого – такий, що розрахункова процедура суттєво не суперечить реальній фізичній поведінці конструкції.

Глобальний формат перевірки

Пропозиції щодо регулювання рівня надійності й під час нелінійних розрахунків орієнтуються на використання так званого глобального коефіцієнта безпеки. При цьому проблема практично зводиться до однобічного оцінювання надійності, коли розрахункові значення опору встановлюють без урахування мінливості впливів, і розрахунковий опір визначається через значення впливів, що відповідають граничному стану.

Було показано [16, 21], що перевірка глобального опору конструктивної системи з використанням глобального коефіцієнта безпеки, заснована на застосуванні нелінійних розрахунків, має такі переваги:

- 1) при виконанні нелінійних розрахунків виконують перевірку всіх типів перерізів, а не лише вибраних критичних;
- 2) з'являється можливість отримати інформацію про конструктивну безпеку, пластичну деформативність, та, зрештою, про живучість конструктивної системи в цілому, що недоступно при виконанні класичних перевірок окремих критичних перерізів.

За допомогою нелінійного аналізу, де в межах покрокової процедури моделюється поведінка системи при зростанні інтенсивності навантаження, можна одержати значення глобального опору конструкції F_m . На цьому ґрунтується пропозиція [16, 21] про прийняття формату безпеки в такій формі:

$$\sum_i \gamma_G G_{ki} + \sum_j \gamma_Q Q_{kj} \Psi_{oj} \leq \frac{F_m}{\gamma_{GL}},$$

де γ_{GL} – глобальний коефіцієнт.

Було враховувано, що надані в нормах характеристичне і розрахункове значення опору (R_k , R_d) призначені для перевірки несучої здатності перерізу, й у запас надійності вони приймаються на мінімальному рівні. Але при загальному статичному чи динамічному аналізі, коли визначається значення F_m , гіпотеза про те, що в усіх без винятку місцях конструкції матеріал має розрахункові (найгірші) параметри опору, стає сумнівною, бо її реалізації відповідає нескінченно мала ймовірність.

Було помічено [17] і те, що нелінійний аналіз, який базується на розрахункових характеристиках міцності, поданих екстремально низькими значеннями, що мають дуже низьку ймовірність появи й не відбивають реальних властивостей матеріалу, може призводити до передчасного перерозподі-

лу внутрішніх зусиль (ефектів впливів) та навіть змінювати форму руйнування конструкції. Цей підхід може спричинити небезпечний результат.

На підставі сказаного в Єврокодi загальний аналіз рекомендовано виконувати з орієнтацією на середні значення R_m . Однак за наявності ефектів другого порядку середнє значення міцності для бетону було зменшено шляхом застосування коефіцієнта γ_c .

Нова редакція EN 1990:2023 [23] розглядає відмінність між випадками, коли призначаються часткові коефіцієнти γ_F для дій або для впливів дій γ_E . На відміну від лінійного варіанта аналізу, коли γ_F і γ_E збігаються, у випадку нелінійної поведінки конструкції такого не відбувається, та, більш того, потрібно розрізняти нелінійні системи, в яких впливи дій є більшими чи меншими, ніж у самих дій.

У першому випадку, коли впливи дій є більшими, ніж дія ($E \geq F$), для обчислення розрахункового значення дії використовується формула

$$E_d = E \left\{ \sum (\gamma_F \phi F_k); a_d; X_{Rd} \right\},$$

причому в запас надійності частковий коефіцієнт γ_F приймається таким, як у лінійному аналізі. У другому випадку, коли впливи дій є меншими ($E \leq F$), для визначення часткових коефіцієнтів ефекту дії застосовується глобальний коефіцієнт γ_E , і є необхідність користуватися формулою

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \sum (\phi F_k); a_d; X_{rep} \right\}.$$

За подальшими вказівками EN 1990:2023 відсилає до інших розділів Єврокоду, де для нелінійного аналізу враховуються особливості поведінки матеріалів, що там розглядаються, і найбільш характерні розрахункові ситуації за можливих відмов.

Наприклад, у EN 1993-1-1:2022 [24] для властивого сталевим конструкціям геометрично нелінійного розрахунку розглядаються декілька варіантів, які різняться врахованим рівнем недосконалостей, і надаються вказівки щодо використання знайдених ефектів дій. Так, у випадку, коли в глобальному аналізі враховані всі ефекти другого порядку й усі глобальні недосконалості в площині та поза площиною, то:

- внутрішні сили й моменти слід визначати з глобального аналізу другого порядку;

- під час перевірки опору поперечного перерізу варто використовувати замість часткового коефіцієнта опору γ_{M0} частковий коефіцієнт стійкості до нестабільності γ_{M1} ;

- перевірку стійкості до випучування окремих елементів можна не виконувати.

Зовсім іншої процедури вимагає prEN 1992-1-1:2021 [18], у котрому для нелінійного розрахунку залізобетонних конструкцій запропоновано застосовувати глобальне оцінювання, яке в багатьох рисах збігається з наведеним вище.

Зауважимо, що редакція 2004 року EN 1992 мала деякі твердження щодо нелінійного варіанта аналізу і надавала для нього залежність «напруження-деформація», котра ґрунтувалася не на характеристичних або розрахун-

кових параметрах, а на їхніх середніх значеннях міцності бетону. Але в цілому ця редакція містила тільки загальні фрази стосовно перевірок граничних станів при використанні нелінійного аналізу.

У редакції 2022 року з'явився спеціальний додаток F, присвячений нелінійному аналізу залізобетонних конструкцій. Для перевірки запропоновано можливість застосування двох форматів безпеки:

- методу часткових коефіцієнтів (PFM);
- методу глобального коефіцієнта (GFM).

У випадку PFM розрахункове значення конструкційного опору отримують як

$$R_d = \frac{R\{X_d, a_d\}}{\gamma_{Rd}},$$

де опір конструкції $R\{\dots\}$ визначається на основі чисельного моделювання з використанням розрахункових значень властивостей матеріалу X_d і розрахункового значення геометричної властивості a_d . Частковий коефіцієнт безпеки γ_{Rd} , який урахує невизначеність моделі, повинен бути одержаний шляхом імовірнісного калібрування.

Метод GFM як альтернатива методу PFM використовує варіант глобального аналізу, де виконується оцінювання коефіцієнта варіації опору (ECOV). Метод, запропонований у роботах [21, 22], базується на твердженні про те, що опір конструкції є випадковою величиною, у якій функції розподілу густини ймовірності може бути оцінена, спираючись на середні R_m та характеристичні значення R_k граничного опору системи. Ключовим для цього методу є визначення R_m і R_k .

Запропоновано їх обчислювати, виконуючи два окремі нелінійні розрахунки з використанням середніх та характеристичних значень для залежностей $\sigma=f(\epsilon)$, за допомогою котрих у нелінійному розрахунку враховуються властивості матеріалів:

$$R_m = r(f_m, a_d); \quad R_k = r(f_k, a_d).$$

Приймаючи відповідно до даних роботи [21] логнормальний закон розподілу для опору, коефіцієнт варіації опору визначаємо так:

$$V_R = \frac{1}{1,64} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right).$$

Глобальний коефіцієнт безпеки опору γ_R обчислюється як

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta \cdot V_R),$$

де α_R – коефіцієнт чутливості (ваговий коефіцієнт), який приймається таким, що дорівнює $\alpha_R = 0,8$.

Розрахунковий опір визначають за формулою

$$R_d = \frac{R_m\{X, a\}}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}},$$

де наявні загальний коефіцієнт опору для невизначеностей властивостей і геометрії матеріалів γ_R^* та частковий коефіцієнт для невизначеності моделі γ_{Rd} .

Глобальний коефіцієнт опору можна оцінити за формулою

$$\gamma_R^* = \exp(\alpha_R \cdot \beta_{igt} \cdot V_R^*), \quad (8.3)$$

де α_R – коефіцієнт чутливості для домінуючої змінної опору, $\alpha_R = 0,8$; β_{igt} – цільове значення показника надійності; V_R^* – коефіцієнт варіації опору конструкції.

Він ураховує матеріальні й геометричні невизначеності та в цілому повинен бути оцінений за допомогою ймовірнісного аналізу опору конструкції, але можна прийняти наближене значення, отримане за формулою

$$V_R^* = \sqrt{V_{R,M}^2 + V_{R,G}^2},$$

де $V_{R,M}$ – коефіцієнт варіації структурного опору, що враховує невизначеності властивостей матеріалу, оцінені згідно з формулою

$$V_{R,M} = \frac{1}{1,65} \ln \left(\frac{R\{X_m, a_{nom}\}}{R\{X_k, a_{nom}\}} \right),$$

де X_k – характеристичне значення властивості матеріалу; $V_{R,G}$ – коефіцієнт варіації опору конструкції, пов'язаного з геометричними невизначеностями, який приблизно визначається як $V_{R,M} = 0,15$.

Частковий коефіцієнт γ_{Rd} для невизначеності моделі можна одержати, припускаючи логнормальний ймовірнісний розподіл як

$$\gamma_{Rd} = \frac{\exp(\alpha_R \cdot \beta_{igt} \cdot V_\theta)}{\mu_\theta},$$

де α_R – коефіцієнт чутливості для невідоміючих змінних: $\alpha_R = 0,32$; β_{igt} – індекс надійності.

Зауважується, що конструкційний опір $R\{\dots\}$ можна оцінити для різних рівнів відповідних впливів, котрі можуть бути збільшені від початкових значень поступовими кроками, щоб проєктні значення впливів у розглянутій комбінації були досягнуті на тому самому етапі. Поступовий процес дій слід продовжувати, доки не буде досягнуто стану глобальної відмови. Тобто конструкційний опір $R\{\dots\}$ відповідає значенням дій, які призводять до руйнування конструкції. Ця рекомендація в неявній формі містить припущення про можливість нехтування послідовністю появи окремих впливів, приймаючи їхнє одночасне зростання.

8.5. Подання в нормативних документах

Метод розрахункових граничних станів стає робочим інструментом проєктувальника лише після того, як його вимоги та принципи зафіксовані в нормативних документах. І важливо, у якій формі це зроблено.

Нормативні документи почали створюватися в той час, коли всі розрахункові моделі споруд приймалися плоскими (або приводилися до плоских), їх статичні й динамічні розрахунки виконувалися вручну, а розрахункові

перевірки орієнтувалися на аналіз окремих «критичних» випадків. Незважаючи на те, що всі ці положення є умовними, а сучасні комп'ютеризовані розрахунки орієнтовані на більш точний і системний підхід, інерція традиції, що склалася у сфері нормування, ще не подолана.

Видається, що звільнення від цього «хвоста ящірки» є одним з актуальних завдань майбутнього, і розв'язуватися таке завдання має одночасно з розвитком методу розрахункових граничних станів та з удосконаленням практики нормування.

Юридичний статус

Норми проєктування відображають вимоги суспільства до таких показників проєктованих об'єктів, як безпека, надійність, відповідність економічним можливостям тощо. Важливо, хто й у якому вигляді формулює ці вимоги. Тут головні ролі, з одного боку, належать державі, а з іншого – професійним інженерним співтовариствам. Й у світовій практиці є приклади досить значних відмінностей у тому, яким способом і якою мірою згадані ролі розподіляються між ними.

Вітчизняна традиція більшою мірою тяжіє до державного управління ситуацією. Пов'язано це і з історичними умовами, в котрих формувалася наша інженерна школа, і зі стилем підготовки фахівців, і з певним юридичним кліматом, який мало орієнтований на роль громадянського суспільства.

У той же час існують численні приклади того, що норми створюються технічними комітетами, утвореними, наприклад, товариством цивільних інженерів, спираються на авторитет цього товариства і є відображенням акумульованої ним «кращої практики». Втручання держави при цьому залишається мінімальним і відображає не технічні вимоги до будівель та споруд, а переважно суспільні турботи (наприклад, доступність для людей з особливими потребами, можливість проїзду пожежного транспорту тощо), закріплені законодавчо.

Важливо також (і це є в практиці індустріально розвинених країн), що має чітко проголошуватися певна правова концепція, котра визначає юридичний статус нормативного документа, зокрема в якій формі (майновій, адміністративній, кримінальній), за що саме (збитки, втрачені вигоди, неправильна інформація), у які терміни (завжди, протягом гарантійного строку, впродовж терміну дії договору) та хто (юридичні чи фізичні особи) несуть відповідальність у разі порушення вимог норм. Це є суттєво іншим рівнем правового забезпечення порівняно з невиразною фразою типу «Недотримання стандарту переслідується за законом», що тривалий час прикрашала наші ГОСТи.

Нині існують обов'язкові нормативні документи та норми добровільного застосування. Таке розбиття нормативних вимог у деяких випадках призводить до розбиття єдиного комплексу норм на частини, що не завжди є зручним. Вдалий приклад тут дає Єврокод, де в єдиному тексті подано обов'язкові для застосування «принципи» (вони позначені відповідним чином) і методи їх реалізації (в деяких випадках з альтернативними варіантами). Останні можуть змінюватись, але за умови дотримання принципів.

Чіткий поділ пунктів (абзаців) нормативного тексту на принципи та способи реалізації цих принципів дозволяє включити до тексту документа й необхідні пояснення, виконуючи в такий спосіб ще одну важливу функцію – нормативний документ, його концепція та основні підходи мають бути доступні інженеру. Утім існує й інший спосіб навести необхідні роз'яснення: норми Франції публікуються так, що на парних сторінках подано їхні вимоги, а на непарних – коментар до них.

Форма викладу

Форма викладу нормативних документів неодноразово була предметом обговорення. Наприклад, у роботі [6] стверджувалося, що «недоліком майже всіх розділів СНиП, присвячених розрахунку будівельних конструкцій та основ, продовжує залишатися складність методів розрахунку й розрахункових формул для звичайного проектувальника». Як один із можливих шляхів розв'язання цієї проблеми пропонувалося «зробити застереження щодо групи найпростіших конструкцій, які можна розраховувати, користуючись готовими таблицями, номограмами та спрощеними формулами».

Життя продемонструвало інший шлях розв'язання – передачу розрахунків комп'ютеру. Досвід проектної роботи останніх десятиліть показує, що розвиток засобів автоматизації інженерних розрахунків чинить найсерйозніший (на жаль, як позитивний, так і негативний) вплив на якість розрахункових обґрунтувань проектних рішень. Той рівень детальності й точності розрахунку, котрий сьогодні доступний проектувальникам у масовому порядку, вчора ще був недосяжним навіть для найбільш кваліфікованих організацій і фахівців. Водночас масова доступність сучасних потужних розрахункових обчислювальних комплексів створює й низку нових проблем. Однією з них є дедалі зростаюча кількість нестиковок між можливостями програмних систем, орієнтованих на детальний аналіз роботи конструкцій, і вимогами нормативних документів, формулювання яких орієнтовані на усталений досвід.

Типовим прикладом є подання норм як набору вимог до «балок» або «колон», коли мають на увазі цілком певний набір внутрішніх зусиль, котрі при цьому враховуються. Але комп'ютерний розрахунок просторової стержневої системи дає для стержня всю шістьку внутрішніх зусиль (N , M_x , Q_x , M_y , Q_y , M_z), і залишається лише гадати, коли можна знехтувати тією чи іншою компонентою.

Норми проектування передбачають кілька перевірок одного й того ж елемента або його перерізу (міцність, стійкість, гнучкість та ін.), і розрахункова програма зобов'язана видати результати всіх перевірок, передбачених нормами. Але ці перевірки подані, як нібито незалежні, що спричиняє певні неприємності. Ось найпростіший приклад: перевірку стійкості стержнів замкнутого чи суцільного перерізу, котрі зазнають стиску зі згином, ДБН В.1.6-198:2014 вимагає виконати за формулою (10.5), до якої входить коефіцієнт δ , котрий по суті дорівнює величині $(1 - N/N_{cr})$, де $N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$ – ейлерова критична сила. Аналогічний коефіцієнт η , який вводиться для врахуван-

ня впливу поздовжньої сили, ϵ в нормах проєктування залізобетонних конструкцій.

Цілком ясно, що при силі N , що перевищує критичне значення, перевірки втрачають свій зміст, але відповідне застереження в нормах відсутнє. Указана колізія не виникла, якби норми зазначили, що спочатку виконується перевірка стійкості як для центрального стиску, і тільки в тому випадку, коли її результат виявився позитивним, слід виконати перевірку стійкості на стиск із згином.

Можна зазначити одну парадоксальну ситуацію загального плану. Автори норм, розуміючи, що в багатьох випадках розрахункові формули пов'язані зі спрощеними моделями, передбачають певні запаси, які у явному вигляді не подані. Якщо ж статичні та динамічні розрахунки виконуються з використанням уточнених розрахункових моделей, а надалі виконується перевірка елементів конструкції за нормами, то ці приховані запаси будуть віднесені до більш точних результатів розрахунку. Часто при цьому виявляється, що конструкції, розраховані точніше, поступаються за вигідністю там, де точні розрахунки не використовувалися.

Для видалення нестиковок багато фахівців пропонують мати два паралельні варіанти норм: один, розрахований на вивчення й застосування людиною, та другий, формалізований і призначений для реалізації в програмних системах.

Література до розділу 8

1. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании — М.: Стройиздат, 1988 — 584 с.
2. Блехман И.И., Мышкис А.Д., Пановко Я.Г. Механіка і прикладна математика: Логіка и особливості прикладної математики. — М.: Наука, 1983. — 328 с. (російською)
3. Black S.C., Nychaus F. How safe “too” safe // IAEA Bulletin, Volum 22. №1. — С. 47-58.
4. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений — М.: Стройиздат. 1982 — 351 с.
5. Борисов А.Н., Алексеев А.В., Меркурьев Г.В. и др. Обработка нечеткой информации в системах принятия решений — М.: Радио и связь, 1989. — 304 с.
6. Гвоздев А.А. О нормах проектирования строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений, 1975, №6 — С.49.
7. Дюбуа Д., Прад А. Теория возможностей. Приложения к представлению знаний в информатике — М.: Радио и связь, 1990 — 288 с.
8. Raizer V. Reliability of Structures. Aanalysis and Application — New York: Backbone Publishing, 2009 — 146 p.

9. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях: Учебное пособие. – М.: АСВ. – 2007. – 152 с.
10. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность — М.: Стройиздат. 1978 — 239 с.
11. Elishakoff I. Probabilistic Theory of Structures — NewYork: Dover Publications; 1999 — 502 p.
12. EN 1990:2023. Basis of Structural Design. Brussels: Eurocode European Committee for Standardization.
13. ISO 13822:2001. Basis for design of structures –Assessment of existing structures. ISO, Geneva, Switzerland.
14. Steenbergen R.D.J.M., Sýkora M., Diamantidis D., Holický M., Vrouwenvelder T. Economic and human safety reliability levels for existing structures // Structural Concrete, 2015, Vol.16, Issue3 — P. 323-332. DOI: 10.1002/suco.201500022
15. Schlune H., Plos M., Gylltoft K. Safety Format for the non-linear analysis of Concrete Structures // Engineering Structures, 2011, Vol. 3, №8 – P. 2350-2356.
16. Bertagnoli G, Giordano L, Mancini G. Safety Format for the Nonlinear Analysis of Concrete Structures. Studi e ricerche. Politecnico di Milano, Scuola di specializzazione in costruzioni in cemento armato, 2004, Vol. 25 – P 31-56.
17. Tur A., Tur V. Reliability Approaches to Modeling of the Nonlinear Pseudo-static Response of RC-structural Systems in Accidental Design Situations // Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering, 2018, Vol. 22, Issue 1– P 76-87.
18. prEN 1992-1-1:2021. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures — Brussels, Belgium: CEN, European Committee for Standardization, 2021.
19. ДБН В.2.6-98:2009. Бетоні та залізобетоні конструкції. Основні положення проектування – Київ, Мінрегіон України, 2011.
20. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування – Київ, Мінрегіон України, 2014.
21. Cervenka V. Reliability – based non-linear analysis according to fib Model Code 2010 // Structures Concrete, 2013. – Vol. 14. Issue 1. – P. 19–28. DOI:10.1002/suco.201200022
22. Walraven J. (editor), «fib Model Code for Concrete Structures 2010», September 2013, ISBN: 978-3-433-03061-5.
23. EN 1990:2023. Eurocode - Basis of structural and geotechnical design — Brussels, Belgium: CEN, European Committee for Standardization, 2023.
24. EN 1993-1-1:2022. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings— Brussels, Belgium: CEN, European Committee for Standardization, 2022.

Додаток**ПОЯСНЕННЯ ДЕЯКИХ ПОНЯТЬ З ТЕОРІЇ ЙМОВІРНОСТЕЙ І МАТЕМАТИЧНОЇ СТАТИСТИКИ**

Можливо, теорія ймовірностей - найдивовижніший розділ математики, бо вона встановлює чіткі, строги закономірності для тих явищ, де спочатку ніяких законів начебто немає.

В.П. Смілга

Що вивчає теорія ймовірностей? Вона досліджує закономірності появи випадкових подій, тобто таких, які за певних умов можуть відбутися, а можуть і не відбутися. Наприклад, характеристика міцності матеріалу – це випадкова величина, оскільки при багаторазовому повторенні однотипних випробувань їх результати щоразу будуть усе ж таки різними через неоднорідність властивостей таких матеріалів по всьому об'єму, з котрого відбиралися зразки. Роль події може відігравати той факт, що деяка величина потрапить у заздалегідь заданий інтервал значень (наприклад, межа плинності опиниться в інтервалі значень від 210 до 220 МПа чи занурення палі, яку забувають, виявиться таким, що дорівнює $9 \pm 0,2$ м).

Далі слідуватимемо підходу Ріхарда фон Мізеса, котрий визначав імовірність як межу відносної частоти появи масової випадкової події при багаторазовій кількості випробувань¹⁰.

Обчислення відносної частоти події, що слугує основою для статистичної ймовірності, реалізується так: спочатку встановлюється клас подій, які мають властивість, котра нас цікавить. Потім у процесі дослідів або спостережень підраховуємо, скільки разів в інтервалі властивість, що нас цікавить, чи подія зустрічається в цій серії. Відносна частота P обчислюється за формулою

$$P = \frac{k}{n},$$

де k - число появи події; n - число всіх випробувань.

Дискретні випадкові величини

Нехай, наприклад, виконано випробування 100 сталевих зразків. Результат кожного з них належав до деякого діапазону шириною 10 МПа, середнє значення для такого діапазону і кількість зразків, віднесених до нього, вка-

¹⁰ Більш строге аксіоматичне обґрунтування теорії ймовірності запропонував А.М. Колмогоров.

зані в таблиці 1. Графічно це подано на рис. 1 у вигляді гістограми (стовпчастої діаграми).

Таблиця 1

Середина інтервалу, МПа	k
220	1
230	2
240	2
250	4
260	10
270	14
280	17
290	19
300	16
310	11
320	3
330	1

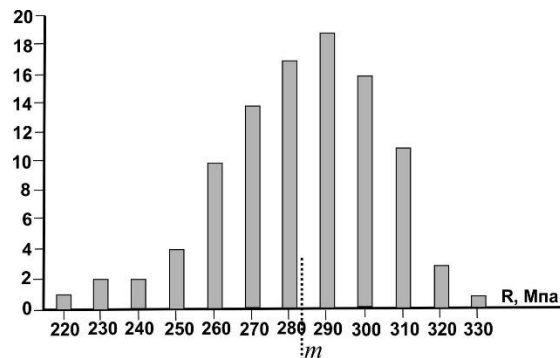


Рис. 1. Гістограма

Середнє значення результатів цих випробувань обчислюється за формулою

$$m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i x_i,$$

де x_i - середнє значення i -го діапазону, k_i — число результатів, що належать до нього. У нашому прикладі $m=283$ МПа.

Важливою характеристикою всієї сукупності результатів є їхня мінливість, яка вказує на відхилення від середнього значення. Перш ніж оцінити можливі відхилення від середнього значення, зауважимо, що вони можуть бути як у більший, так і в менший бік. Й оскільки йдеться про загальну оцінку, то не слід звертати увагу на знаки відхилень, для чого ми оперуватимемо їх квадратами. Якщо розглядати середнє значення цих квадратичних відхилень, то отримаємо характеристику мінливості

$$D = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - m)^2,$$

котру називають *дисперсією*. Частіше використовують корінь із дисперсії (*середньоквадратичне відхилення, або стандарт*)

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - m)^2},$$

який має ті ж одиниці вимірювання, що й досліджувані випадкові величини.

Обчислені за цими формулами значення дисперсії й стандарту для розглянутого вище прикладу дорівнюють $D = 151$ МПа² та $\sigma = 12,3$ МПа. Слід зауважити, що всі знайдені характеристики належали до певної вибірки зра-

зків, і варто було б говорити про вибіркове середнє, вибіркєву дисперсію та вибіркєвий стандарт. Зважаючи на те, що вибірки формуються випадковим чином, згадані вибіркєві характеристики є випадковими величинами і змінюються від однієї вибірки до іншої.

Але зі збільшенням кількості експериментів результат стає дедалі стійкішим та вибіркєві середні різних виборок зближуються. Так, розгляд середньої величини снігового покриву на певній ділянці в деякій місцевості при аналізі десятирічних даних дає одне значення, для тридцятирічного періоду – інше, для ста років – третє тощо. Але відмінність кожного нового результату від попереднього стає все меншою, і результат прямує до деякої постійної величини.

Безперервні випадкові величини

У границі для нескінченно великої кількості випробувань значення середнього, дисперсії та стандарту вже можна вважати величинами детермінованими, а частота появи деякого випадкового значення оцінюваної величини також стабілізується й визначає ймовірність реалізації цієї величини.

При переході до ймовірностей гістограма дискретного розподілу замінюється графіком щільності ймовірності $p(x)$ (рис. 2, а) подібно до того, як зображення системи зосереджених сил при їх згущенні замінюється графіком розподіленого навантаження.

Ймовірність появи випадкової величини $\tilde{x}$ в діапазоні можливих значень від α до β дорівнює площі під кривою $p(x)$ у цьому інтервалі

$$P(\alpha < \tilde{x} < \beta) = \int_{\alpha}^{\beta} p(x) \cdot dx,$$

а загальна площа під кривою $p(x)$

$$\int_{-\infty}^{\infty} p(x) \cdot dx = 1.$$

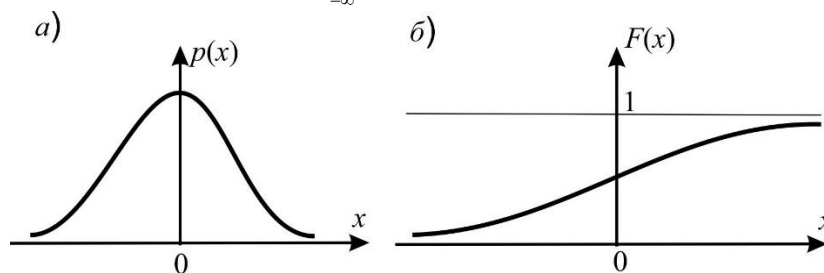


Рис. 2. Щільність імовірності та функція розподілу

Ймовірність того, що значення випадкової величини $\tilde{x}$ виявиться меншим за деяке можливе значення x , виражається інтегралом

$$F(x) = \int_{-\infty}^x p(\tilde{x}) \cdot d\tilde{x}.$$

Функція $F(x)$ називається *функцією розподілу*, вона є неспадною функцією змінної x і має характер кривої, показаної на рис. 2, б.

У теорії ймовірностей існує ціла система вивчених законів розподілу ймовірностей, й одним з найбільш популярних є закон нормального розподілу Гаусса, для котрого щільність імовірності задається формулою

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}}.$$

Тут $e = 2,71828$ – основа натуральних логарифмів, m – математичне очікування (так у випадках безперервних розподілів називають середнє значення), σ – стандарт. Графічне зображення цієї залежності дає рис. 3.

Чим стандарт більший, тим крива ширша, розпливчастіша й відповідно нижча, щоб площа під кривою виявилася такою, що дорівнює одиниці. Якщо стандарт малий, то значення випадкової величини сконцентровані біля її середнього значення, і відхилення від неї трапляються рідко. Якщо ж стандарт великий, то відхилення від середнього трапляються часто. Так, наприклад, усім кривим на рис. 3 притаманне однакове середнє значення $m = 3$, але крива має тим більший розкид, чим її стандарт більший. Звідси зрозуміло, наскільки важливим є стандарт для визначення тих значень (нормативних, розрахункових), які ми використовуватимемо.

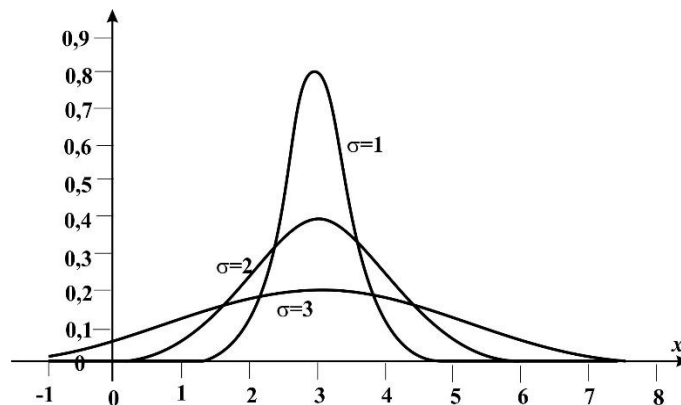


Рис. 3. Розподіл Гаусса з різними стандартами

Поширеність розподілу Гаусса (названого також нормальним законом розподілу) в імовірнісних розрахунках пов'язана з його відносною аналітичною простотою та наявністю готових таблиць, близькою відповідністю розподілу міцності матеріалів і деяких навантажень. Додатковою перевагою нормального закону є також та обставина, що лінійні комбінації випадкових величин, котрі підлягають нормальним законам розподілу, мають також нормальний закон розподілу. До того ж зазначимо, що відповідно до центральної граничної теореми асимптотично прямує до нормального розподілу сума кількох випадкових величин з різними законами розподілу. Недолік

нормального закону – асимптотичне продовження в область негативних значень випадкової величини.

Популярністю користується й логарифмічно нормальний (логнормальний) розподіл (рис. 4), який при $x > 0$ має вираз

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln x - m)^2}{2\sigma^2}\right]$$

і дорівнює 0 за $x \leq 0$.

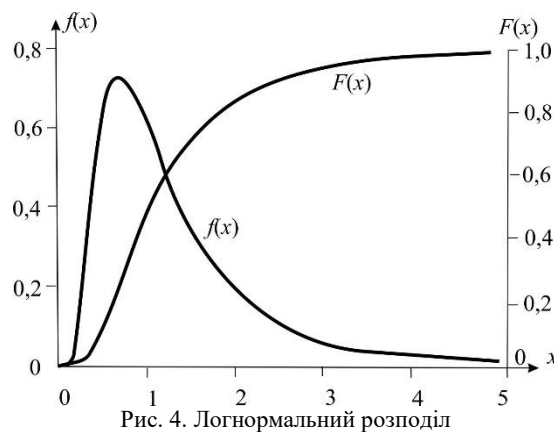


Рис. 4. Логнормальний розподіл

Випадкова величина з логнормальним розподілом є безперервною і набуває лише позитивних значень. Логнормальний розподіл має таку важливу перевагу, що йому підпорядковується добуток двох чи кількох випадкових величин, які, своєю чергою, розподілені за тим самим законом. Крім того, цей закон виступає граничним для великої кількості співмножників, підпорядкованим довільним законам розподілу, при зростанні кількості цих співмножників. Логнормальний розподіл добре описує, зокрема, процеси корозії та зношування металів.

Часто мінливість випадкової величини визначають таким показником, як коефіцієнт варіації $V = \sigma/m$.

Стосовно проблеми надійності ГОСТ розглядає поняття *забезпеченості*. Воно визначається як імовірність сприятливої реалізації випадкової величини, а саме: для навантажень досліджується ймовірність неперевикнення заданого значення, а для міцнісних характеристик – імовірність значень, менших або тих, що дорівнюють заданому.

Прийнятним значенням показника точності в усіх технічних розрахунках прийнято вважати 5%. Орієнтуючись на це, гарантованим значенням (статистичною забезпеченістю) вважають величину 0,95 (не більше 5% результатів нас не задовольняють).

Звісно, 95-відсоткова забезпеченість є певною угодою. У деяких сферах людської діяльності прийнято орієнтуватися на жорсткіші вимоги, в інших –

природа досліджуваної величини і доступні засоби вимірювання не дозволяють досягти й забезпеченості в 95%.

У деяких нормативних документах щодо проектування конструкцій міститься вказівка на те, що забезпеченість нормативних опорів має бути не меншою ніж 0,95, і, отже, ймовірність відхилення опорів допускається не більшою за 0,05. Із цим можна погодитися, оскільки існує немало чинників, включаючи досвід безаварійної експлуатації будівель та споруд (недостатньо міцний матеріал не обов'язково потрапить до найбільш напруженої частини конструкції, є низка конструктивних запасів міцності тощо), що свідчить про правильність призначення такої забезпеченості. Але якщо 0,05 є ймовірністю аварійної руйнації, тим більше з можливістю загибелі людей, то погодитися із цим не можна.

Тому проектування конструкцій оперує не нормативними опорами, а розрахунковими значеннями, забезпеченість яких орієнтовно дорівнює 0,998.

Для будь-якого закону розподілу ймовірностей математичне очікування безперервної випадкової величини $\tilde{x}$ визначається за формулою

$$m = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot p(x) \cdot dx ,$$

а стандарт – за формулою

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m)^2 p(x) \cdot dx .$$

У теорії ймовірностей прийнято встановлювати значення випадкової величини, для якої задана деяка забезпеченість, її віддаленням від середнього значення, що вимірюється в кількості стандартів. Так, для нормального розподілу забезпеченість 0,95 віддалена від середнього на $1,64\sigma$, а забезпеченість 0,999 – на $3,15\sigma$.

Графічно це означає, що за значенням $m+1,64\sigma$, наприклад, розміщено лише 5% площі під кривою щільності розподілу. І якщо необхідна забезпеченість неперевищення становить 90%, то відступити від середнього слід на $1,28\sigma$. Відповідну ілюстрацію подано на рис. 5.

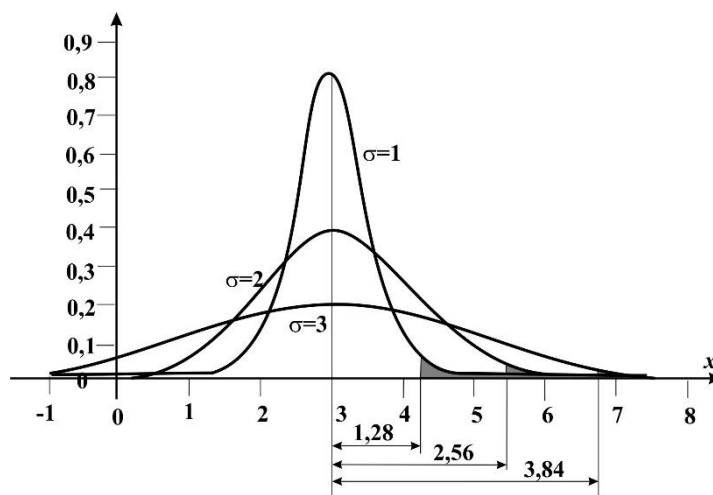


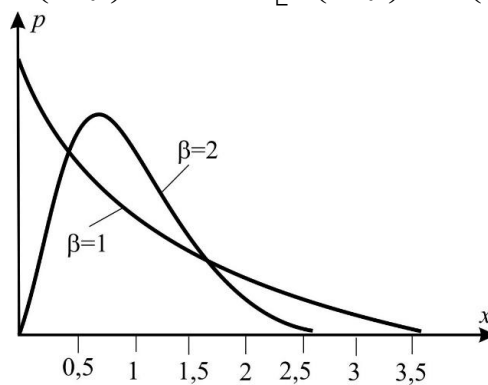
Рис. 5. Забезпеченість 90% для різних значень стандарту

Щільність імовірності нормального розподілу симетрична щодо середнього значення – відхилення в більший і менший бік рівноймовірні. Не так зазвичай поведуться випадкові навантаження. Для них щільність розподілу може мати вигляд кривих, показаних на рис. 6, де як приклад наведено розподіл Вейбулла (за його допомогою описується випадкова швидкість вітру, втомна міцність та ін.). Для нього щільність імовірностей має вигляд

$$p(x) = \frac{\beta}{\theta} \left(\frac{x}{\theta} \right)^{1-\beta} \cdot e^{-(x/\theta)^\beta}.$$

Числові характеристики визначаються через гамма-функцію Γ як

$$m = \theta \cdot \Gamma\left(1 - \frac{1}{\beta}\right), \quad \sigma^2 = \theta^2 \cdot \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \right].$$

Рис. 6. Розподіл Вейбулла для $\theta=1$

При $\beta=1$ цей розподіл перетворюється на *експоненціальний розподіл*, для якого $m = \sigma = \theta$. Експоненціальний розподіл моделює час між двома послідовними здійсненнями однієї й тієї ж події, він широко використовується в теорії надійності для опису потоку відмов.

Для багатьох випадкових величин, пов'язаних із природними впливами (швидкість вітру, вага снігового покриву тощо), бувають відомими значення їхніх річних максимумів. Оскільки, як водиться, рік на рік не випадає, то ці значення утворюють низку випадкових величин, і тому можна говорити про відповідну функцію розподілу. Для моделювання розподілу максимуму (або мінімуму) зазвичай використовується подвійний експоненціальний розподіл Гумбеля

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-\mu}{\beta} \right) \right]$$

зі щільністю розподілу (рис. 7)

$$f(x) = \frac{1}{\beta} \exp \left[\frac{x-\mu}{\beta} - \exp \left(-\frac{x-\mu}{\beta} \right) \right].$$

Розподіл Гумбеля залежить від двох параметрів: $\beta > 0$ та $\mu > 0$. Вони пов'язані з математичним очікуванням m_x і стандартом σ_x розподілу максимальних значень такими залежностями:

$$m_x = \mu + \frac{0,577216}{\beta}; \quad \sigma_x = \frac{1,28255}{\beta}.$$

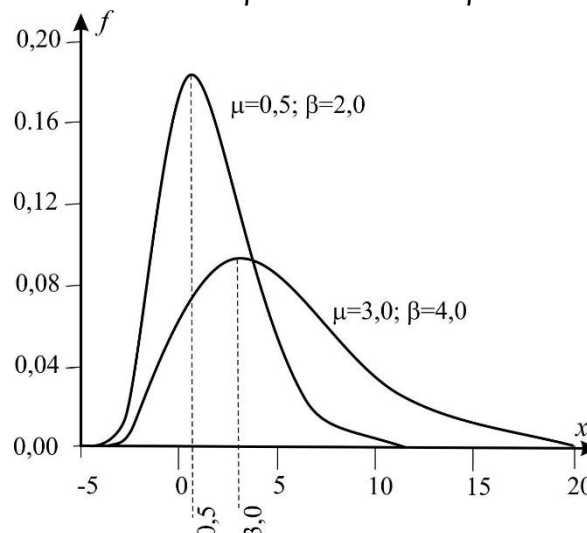


Рис. 7. Розподіл Гумбеля

Можливі й двогорбі криві (рис. 8), коли існують різні режими навантаження. Типовим прикладом може бути навантаження на міській міст, що описується композицією нормальних розподілів:

$$p(x) = \frac{1-q}{\sigma_1\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m_1)^2}{2\sigma_1^2}} + \frac{q}{\sigma_2\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m_2)^2}{2\sigma_2^2}}.$$

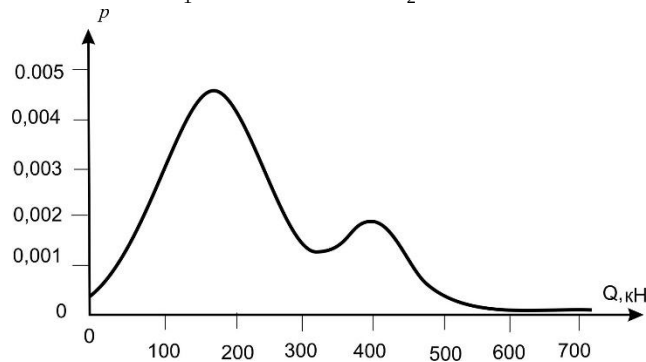


Рис. 8. Щільність розподілу рухомого навантаження мостів

Тут індексом 1 позначені події, пов'язані зі звичайним транспортним потоком, індексом 2 – з особливими умовами (піковий час і затори), а через q показано відносну тривалість зазначених режимів.

Багато з теоретичних законів розподілу мають ділянки, які йдуть у нескінченність. Крім того, теоретичні розподіли допускають, хоча й з дуже малою ймовірністю, можливість скільки завгодно великих відхилень випадкової величини від середнього значення. У практичних розрахунках, за межами малих ймовірностей, що нас цікавлять, вони зазвичай не відіграють істотної ролі.

Усі теоретичні закономірності належать до ідеалізованих схем, заснованих на гіпотезі необмеженого повторення певного явища. Вони є граничними закономірностями, до яких наближаються реальні розподіли. І тут необхідно пам'ятати, що при надзвичайно великому відхиленні випадкової величини можуть змінюватися самі закономірності, котрі лежать в основі використовуваної моделі явища. Так, при перевищенні швидкістю вітру швидкості звуку якісно змінюється прояв самих законів аеродинаміки.

На практиці зустрічаються задачі, у яких явище описується не однією випадковою величиною, а двома чи більше випадковими величинами, що утворюють систему. При цьому властивості системи кількох випадкових величин не вичерпуються властивостями окремих величин, котрі її складають; а серед цих властивостей наявні й взаємні зв'язки (залежності) між випадковими величинами.

*Кореляцією*¹¹ називають статистичний взаємозв'язок випадкових величин. При цьому зміну значень однієї із таких величин супроводжує систематична зміна значень іншої величини. Ці зміни не є строго детермінованими, кореляція вказує лише на тенденцію до згаданої зміни. Наприклад, така тенденція простежується на діаграмі (рис. 9), де координатні осі відповідають значенням обох змінних, а точка позначає їхні значення, реалізовані в певному експерименті.

Мірою кореляції двох випадкових величин слугує коефіцієнт кореляції R . Негативна кореляція (показана на діаграмі) – це кореляція, при якій збільшення однієї змінної пов'язане зі зменшенням іншої ($R < 0$). Позитивна кореляція в таких умовах – це такий зв'язок, при котрому зростання однієї змінної пов'язане зі збільшенням іншої змінної ($R > 0$).

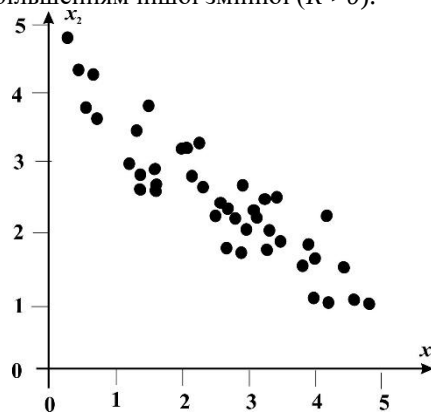


Рис. 9. Діаграма розсіювання

Типовим прикладом кореляційної залежності може бути взаємозв'язок між розмірами заповнювача бетону й однорідністю бетонної суміші. Що менший заповнювач, то вища однорідність (негативна кореляція). Прикладом позитивної кореляції виступає зв'язок між силою землетрусу та шкодою, яка може цей землетрус супроводжувати. Природно, що такий взаємозв'язок розглядається за інших рівних умов.

Про далекі екстраполяції «хвостів» розподілів

Більшість імовірнісних моделей ґрунтується на експерименті, і в основі використовуваних розподілів імовірностей (навантажень, міцнісних властивостей тощо) зрештою лежать емпіричні факти та вимірювання. Оскільки в більшості практично важливих випадків нас цікавлять рідкісні події, то нерідко доводиться екстраполювати в область малих і дуже малих імовірностей ті ймовірнісні розподіли, які добре обґрунтовані експериментальним матеріалом лише в області чималих імовірностей. Для такої екстраполяції

¹¹ Від латинського слова *Correlatio* – співвідношення.

використовуються відомості про теоретичні властивості розподілів (наприклад, асимптотичні розподіли екстремальних значень).

Якщо ж оцінки далекої асимптотики невідомі й висновки в області малих імовірностей отримані, наприклад, простим машинним моделюванням поведінки конструкції з урахуванням методу Монте-Карло чи його модифікацій, то це не може не насторожувати дослідника. Справа в тому, що при цьому зазвичай моделюється деякий теоретичний розподіл $F(x)$ (іноді – клас розподілів $F(x, \alpha)$ з невідомими параметрами α), котрому нібито підпорядковані вихідні дані задачі, яка розглядається. Вид закону розподілу $F(x, \alpha)$ (а тим більше закон розподілу повністю) може бути відомий або з тривалого та масового експерименту, що найчастіше несправедливо при розгляді задач нового типу, для котрих застосовується метод моделювання, або ж з деяких математичних і загальних міркувань, та це вимагає спеціального попереднього аналізу.

Не маючи нічого проти методу Монте-Карло по суті й розуміючи його переваги, пов'язані головним чином з універсальністю, автори хотіли би застерегти від переоцінювання результатів, одержаних за допомогою цього методу, якщо такі результати ніяк додатково не аналізувалися. Це особливо важливо для тих випадків, коли йдеться про ймовірності порядку 10^{-6} і нижче при оцінюванні ефектів явищ і процесів, які самі собою недостатньо досліджені теоретично (наприклад, при моделюванні атмосферної турбулентності чи сейсмічного впливу). Прихильники чисельного моделювання посиляються зазвичай на гарний збіг промодельованих результатів з експериментальними даними з теорії перенесення нейтронів або інших проблем ядерної фізики, забуваючи про те, що сама математична (й фізична) модель явища була при цьому бездоганною та ґрунтувалася на ретельному попередньому аналізі.

Необхідно також зауважити, що один з основних доводів на користь визначення надійності методом чисельного моделювання звучить так: метод може використовуватися за повної відсутності будь-якої інформації про функцію надійності. Але це означає, що виконувані розрахунки, які можна розглядати як своєрідні «експерименти» над конструкцією, повинні плануватися як контрольні випробування на надійність. Як відомо, для таких випробувань за повної відсутності інформації про розподіли необхідно виконати

$$n \geq \ln(1 - \gamma) / \ln P \quad (1.11)$$

безвідмовних випробувань, щоб з довірчою ймовірністю γ підтвердити рівень надійності P . Для високонадійних систем з ймовірністю відмови $1 - P \approx 10^{-6}$ при довірчій ймовірності $\gamma = 0,95$ ми матимемо $n \geq 3000000$, що навіть для не дуже складної конструкції створює певні проблеми під час реалізації розрахунків.

Звичайно, не всяке значення дуже малої ймовірності має нас насторожувати. Існує чимало ситуацій, коли в задачі є кілька вхідних параметрів, функції яких добре обґрунтовані наявними емпіричними даними, та їх значення, використовувані в розрахунку, лежать у діапазоні не дуже малих імовірностей. Спільне використання таких вхідних параметрів у

межах коректної розрахункової моделі може призвести й до результатів з дуже малими ймовірностями, але до них не можна висунути претензій про необґрунтованість. По суті, важливим є лише одне міркування: у всякому ймовірнісному висновку необхідна узгодженість з первинною статистикою даних, що лежить в основі аналізу.

З емпіричним походженням функцій розподілу пов'язане також таке міркування. При оцінюванні міцності деяких конструктивних елементів та вузлів використовують матеріал випробувань, і випробувані екземпляри (наприклад, болтових з'єднань) утворюють основну сукупність зразків. Однак не виключена ймовірність того, що є більш слабкі зразки, недостатня несуча здатність яких визначається не природним розкидом властивостей матеріалу, а самою технологією виробництва або людськими помилками. При хорошій організації справи такі слабкі екземпляри з'являються настільки рідко, що практично виключено їх появу серед основних експериментальних даних і вони не позначаються на тому розподілі ймовірностей, котрим згодом моделюватиметься ситуація, що розглядається. Однак з імовірністю їх появи не можна не рахуватися в процесі серйозного тиражування конструкції, коли без їх урахування можна отримати помилкові висновки.

Цю ситуацію проаналізував Джеймс Тейлор¹², який одержав дані, наведені в табл.2, для випадку, коли в сукупності, що складається з двох груп зразків, міцність котрих розподілена за нормальним законом з коефіцієнтом варіації 0,04, одна з груп слабша за іншу і становить невелику частку від основної.

Таблиця 2

Середня міцність слабкої групи в процентах від сильної	Міцність (у процентах від середньої міцності основної групи) із забезпеченістю 0,001 за наявності частки слабкої групи в суміші		
	1%	2%	5%
100	88	88	88
96	87	87	87
92	86	85	84
88	83	82	80
84	79	78	76
80	75	74	72

Ці результати багато в чому пояснюють той загальновідомий факт, що досвідчені інженери намагаються мати деякий додатковий запас надійності стосовно того, який передбачає теорія. Такою страховкою вони виявляють певну недовіру до результатів на «хвостах» розподілів, і не можна сказати, що ця обережність не має сенсу, особливо при переході до дуже малих ймовірностей.

¹² Taylor J. Manual on Aircraft Loads — Oxford: Pergamon Press, 1965 — 350 p.

Ще одне важливе міркування, котре стосується емпіричного походження ймовірнісної інформації, пов'язане з тим, що фактично всі реальні розподіли дискретні й випадкова величина набуває лише кінцевої множини значень. Це впливає хоча б із того, що результати спостережень записуються за допомогою невеликої кількості (дві – п'ять) значущих цифр. Як приклад можна зазначити вимірювання такої величини, як швидкість вітру, яка найчастіше фіксується з точністю до 1 м/с. Саме тому елементи вибірки можуть збігатися, хоча в разі неперервних функцій розподілу ймовірність такого збігу дорівнює нулю.

Із цього часто роблять висновок про необхідність використання лише вибірових значень без залучення додаткових гіпотез про вид розподілу, хоча така точка зору є надто радикальною. Більш реалістичним виступає підхід, котрий для обґрунтування неперервних розподілів використовує не тільки всю множину емпіричного матеріалу, а й у певному сенсі розширює його. Так, якщо для обсягу вибірки n визначено статистику $f_n(x_1, x_2, \dots, x_n)$, де $x_1, x_2, \dots, x_n$ – елементи вибірки, то для вивчення розподілу статистики f_n сформується ще n «схожих» вибірок, які виходять із вихідної шляхом виключення якогось одного результату спостереження. Тоді відповідні статистики $f_{n-1}(x_1, x_2, \dots, x_{j-1}, x_{j+1}, \dots, x_n)$ дозволяють судити про стійкість результатів обробки спостережень. Генерування безлічі вибірок $x_1, x_2, \dots, x_{j-1}, x_{j+1}, \dots, x_n$ та їх спільне використання отримали назву будстреп-методу.

Випадкові функції

Але найпоширенішим випадком, де кореляція відіграє значну роль, є задачі, у котрих розглядаються випадкові функції. Це можуть бути функції часу (випадкові процеси), коли, наприклад, розглядаються атмосферні навантаження, або функції просторових координат (випадкові поля), якщо аналізуються деякі випадкові властивості протяжних об'єктів.

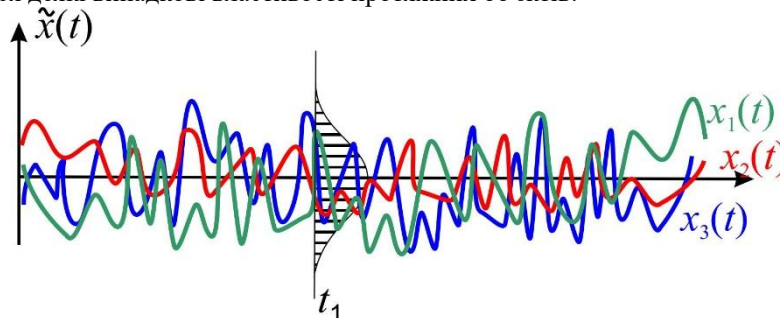


Рис. 10. Ансамбль реалізацій випадкової функції

Випадкова функція, наприклад випадковий процес $\tilde{X}(t)$, набуває вигляду тієї чи іншої невідомої задалегідь реалізації. Кожна із цих реалізацій виступає звичайною не випадковою функцією $x_1(t)$, $x_2(t)$, $x_3(t)$ тощо, і всі разом вони утворюють ансамбль реалізацій (рис. 10), який при безкінечному повторенні дослідів створює випадкову функцію.

У фіксований момент часу t_1 випадкова функція перетворюється на випадкову величину $\tilde{x}(t_1)$. Отже, випадкова функція має двоїстий характер. З одного боку, у кожному конкретному експерименті вона представлена своєю реалізацією – не випадковою функцією часу. З іншого боку, випадкова функція описується сукупністю випадкових величин.

Оскільки випадкова функція, котра розглядається у фіксований момент часу t , є випадковою величиною, то можна говорити про математичне очікування та дисперсію випадкової функції

$$m(t) = \int_{-\infty}^{\infty} p[\tilde{x}(t)] \cdot dx, \quad \sigma^2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} [\tilde{x}(t) - m(t)]^2 p[\tilde{x}(t)] \cdot dx.$$

З міркувань безперервності випливає, що значення випадкової функції часу, наприклад такої, як температура повітря, заміряне в момент t , мало відрізнятиметься від виміру в момент $t + \Delta t$, якщо приріст Δt не дуже великий (значна кореляція) і цей випадковий взаємозв'язок буде спадати зі зростанням Δt ¹³.

Значення коефіцієнта кореляції, які відповідають різним парам аргументів, утворюють *кореляційну функцію* $R(t_1, t_2)$. Якщо кореляційна функція залежить тільки від різниці $\tau = t_1 - t_2$, тобто $R(t_1, t_2) = R(\tau)$, то відповідна випадкова функція є *стаціонарною*. Для стаціонарної випадкової величини

$$R(\tau = 0) = \sigma^2; \quad R(\tau) = R(-\tau); \quad R(\tau \rightarrow \infty) = 0.$$

Перетворення будь-якої реалізації у форму нескінченного тригонометричного ряду (перетворення Фур'є) дозволяє побачити, на яких частотах переважно функціонує ця реалізація, яким частотам вона віддає свою основну потужність. А для випадкового процесу, що є ансамблем таких реалізацій, важливою характеристикою виступає *енергетичний спектр* $S_x(\omega)$, котрий характеризує розподіл середньої потужності процесу по осі частот.

Як приклад укажемо на спектр вітрових пульсацій, що використовується у вітчизняних нормах,

$$S_v(f) = \frac{4}{3} \sigma^2 \frac{\lambda}{f(1 + \lambda^2)^{4/3}},$$

¹³ Аналогічні роздуми можуть бути щодо випадкових функцій координат.

де $\lambda = f L_x / V_0$ — безрозмірна частота; σ^2 — дисперсія; $L=1200$ м - інтегральний масштаб турбулентності; V_0 — швидкість вітру на висоті 10 м. Відповідний графік наведено на рис. 11.

Цей графік показує, на яких частотах вітрові пульсації найбільш енергійно діють на конструкцію і можуть викликати інтенсивні коливання, якщо її власні частоти розташовуються у відповідній зоні.

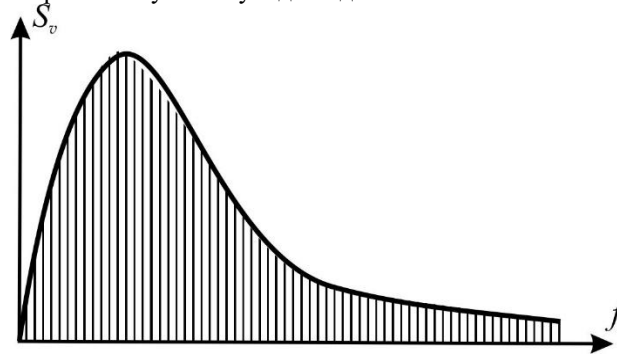


Рис. 11. Спектр вітрових пульсацій

На закінчення зазначимо, що є запропонований О.Р. Ржаніциним компактний спосіб позначення ймовірнісних параметрів, котрі характеризують випадкову величину $\tilde{X}$. Для математичного очікування, дисперсії та стандарту використовуються відповідно символи $\bar{X}, \hat{X}, \hat{\sigma}$. В основному тексті книги прийнято ці позначення.

ЗМІСТ

Передмова	3
Розділ 1. Забезпечення міцності. Походження та розвиток проблеми	5
1.1. Передісторія.....	5
1.2. Розвиток уявлень про коефіцієнт запасу.....	17
1.3. Спрямованість на граничні стани	18
Література до розділу 1.....	20
Розділ 2. Вимоги норм проектування	22
2.1. Загальні вимоги до розрахунку за граничними станами.....	22
2.2. Класифікація граничних станів.....	23
2.3. Гранична нерівність для граничних станів першої групи.....	27
2.4. Гранична нерівність для граничних станів другої групи.....	32
2.5. Вимоги особливого граничного стану.....	34
2.6. Переваги та недоліки розрахунку за методом граничних станів.....	37
Література до розділу 2.....	39
Розділ 3. Компоненти загального методу	42
3.1. Особливості граничних станів за несучою здатністю	42
3.2. Граничний стан за експлуатаційною придатністю.....	43
3.3. Особливий (аварійний) граничний стан.....	47
3.4. Класифікація за ступенем відповідальності.....	52
3.5. Розрахункові моделі.....	60
3.6. Про можливість поділу міцнісних і навантажувальних параметрів.....	68
3.7. Випадковий і нелінійний зв'язок між навантаженням і навантажувальним ефектом.....	70
3.8. Об'єкти із захистом.....	72
3.8. Граничні стани у життєвому циклі об'єкта.....	76
Література до розділу 3.....	83
Розділ 4. Навантаження та впливи	85
4.1. Загальні поняття.....	85
4.2. Навантаження нормальної експлуатації.....	90
4.3. Атмосферні впливи	100
4.4. Особливі впливи.....	113
4.5. Розрахункові поєднання навантажень.....	121
Література до розділу 4.....	131

Розділ 5. Фізико-механічні властивості матеріалів.....	
5.1. Які характеристики матеріалів приймаються як критеріальні.....	134
5.2. Розкид нормованих показателів.....	142
Література до розділу 5.....	150
Розділ 6. Опір елементів.....	152
6.1. Сталеві конструкції.....	152
6.2. Залізобетонні конструкції.....	161
6.3. Кам'яні конструкції.....	173
6.4. Дерев'яні конструкції.....	178
6.5. Сталелізобетонні конструкції.....	181
6.6. Гелтехнічне проектування.....	182
Література до розділу 6.....	184
Розділ 7. Імовірнісний аналіз надійності.....	186
7.1. Імовірність чи детермінованість	186
7.2. Надійність, напівімовірнісні та ймовірнісні методи розрахунку.....	188
7.3. Статистичне обґрунтування параметрів розрахунку.....	190
7.4. Імовірнісний аналіз надійності.....	194
7.5. Ризик-аналіз.....	207
Література до розділу 7.....	213
Розділ 8. Проблеми розвитку методу.....	215
8.1. Оптимізація допустимого ризику.....	215
8.2. Облік невизначеності у описі розрахункової ситуації.....	216
8.3. Особливості перевірки існуючих конструкцій.....	219
8.4. Формат перевірок у нелінійному аналізі.....	223
8.5. Подання у нормативних документах.....	229
Література до розділу 8.....	232
Додаток. Пояснення деяких понять з теорії ймовірностей та математичної статистики.....	234

KONTENRTS

Preface.....	3
Section 1. Ensuring strength. Origin and development of the problem.....	5
1.1. Prehistory.....	5
1.2. Development of ideas about the stock factor.....	17
1.3. Orientation to limit states	18
References to chapter 1.....	20
Chapter 2. Requirements of design norms.....	22
2.1. General requirements for the calculation of limit states.....	22
2.2. Classification of limit states.....	23
2.3. Boundary inequality for the boundary states of the first group.....	27
2.4. The boundary inequality for the boundary states of the second group.....	32
2.5. Requirements of a special limit state.....	34
2.6. Advantages and disadvantages of calculating by the method of limit states	37
References for chapter 2.....	39
Chapter 3. Components of the general method.....	42
3.1. Peculiarities of limit states according to bearing capacity	42
3.2. Limit state for operational suitability.....	43
3.3. Special (emergency) limit state.....	47
3.4. Classification according to the degree of responsibility.....	52
3.5. Calculation models.....	60
3.6. About the possibility of dividing the strength and loading parameters.....	68
3.7. Random and non-linear relationship between the load and the loading effect.....	70
3.8. Objects with protection.....	72
3.8. Limit states in the life cycle of the object.....	76
References for chapter 3.....	83
Chapter 4. Loads and impacts.....	85
4.1. General concepts.....	85
4.2. Load of normal operation	90
4.3. Atmospheric influences	100
4.4. Special effects.....	113
4.5. Calculated load combinations.....	121
References for chapter 4.....	131

Chapter 5. Physical and mechanical properties of materials.....	134
5.1. What characteristics of materials are accepted as criteria.....	134
5.2. Scattering of normalized indicators.....	142
References for chapter 5.....	150
Chapter 6. Resistance of elements.....	152
6.1. Steel structures.....	152
6.2. Reinforced concrete structures.....	161
6.3. Stone constructions.....	173
6.4. Wooden constructions.....	178
6.5. Steel-reinforced concrete structures.....	181
6.6. Gel technical design.....	182
References for chapter 6.....	184
Chapter 7. Probabilistic reliability analysis.....	186
7.1. Probability or determinism	186
7.2. Reliability, semi-probabilistic and probabilistic calculation methods.....	188
7.3. Statistical substantiation of calculation parameters.....	190
7.4. Probabilistic reliability analysis.....	194
7.5. Risk analysis.....	207
References for chapter 7.....	213
Chapter 8. Problems of method development.....	215
8.1. Optimizing acceptable risk.....	215
8.2. Accounting for uncertainty in the description of the calculation situation.....	216
8.3. Peculiarities of checking existing structures.....	219
8.4. The format of checks in nonlinear analysis.....	223
8.5. Presentation in regulatory documents.....	229
References for Chapter 8.....	232
Addition. Explanation of some concepts from probability theory and mathematical statistics.....	234

Наукове видання

Анатолій Вікторович Перельмутер
Сергій Федорович Пічугін

**МЕТОД ГРАНИЧНИХ СТАНІВ.
Загальні положення. та застосування
в нормах проєктування**

Підписано до друку 15.01.2024.
Формат 70×199/16 Бумага офсетна
Об'єм 15 друкарських листів
Наклад 1000

Видавництво "Софія-А"
04053, м. Київ, вул. Обсерваторна, 12 Б
тел.. 063 262 0066.
E-mail: katrino@ukr.net
sofiya_a@ukr.net