КЛИМЕНКО Є.В.

ТЕХНІЧНИЙ СТАН БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД



КЛИМЕНКО Є.В.

80-річчю ОДАБА
ПРИСВЯЧУЄТЬСЯ

ТЕХНІЧНИЙ СТАН БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

ОДЕСА 2010

УДК 624.01.001.5
ББК 38.53.я73
К 49

Клименко Є.В.

Технічний стан будівель та споруд: Монографія. – Одеса, ОДАБА, 2010. – 316 с.

Іл.: 89, табл.: 39, бібліогр. 364 назв.

У монографії викладена методологія оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій і будівель та споруд у цілому, його прогнозуванню й регулюванню. Поставлені завдання вирішено на підставі розробленої моделі експлуатації конструкцій, що базується на апостеріорній інформації.

Для наукових та інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій, аспірантів, магістрів та студентів.

Рекомендовано до опублікування вченою радою Одеської державної академії будівництва та архітектури (протокол № 3 від26 листопада 2009 р.).

Рецензенти:

Бліхарський З.Я., докт. техн. наук, професор, лауреат Державної премії України, Національний університет „Львівська політехніка“;

Бамбура А.М., докт. техн. наук, с.н.с., Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (м. Київ);

Семко О.В., докт. техн. наук, професор, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка.

УДК 624.01.001.5
ББК 38.53.я73

ISBN 978-966-477-043-6

© Клименко Є.В., 2010

ВСТУП

Економічна ефективність сучасної системи господарювання України вирішальним чином залежить від якості технічної експлуатації основних фондів, до яких відносяться також будівлі та споруди. В даний час вартість основних фондів України становить майже 850 млрд. грн. (понад 20 річних бюджетів країни), а середня зношеність сягає 45%. Тільки в базових галузях експлуатується понад 250 млн. $м^3$ залізобетонних конструкцій, ресурс яких використаний більш ніж на 50%. Держбудом України (із залученням Науково-дослідницького інституту будівельних конструкцій та Науково-дослідницького інституту будівельного виробництва, як головних спеціалізованих організацій) встановлено, що на 01.01.2003 року в країні є 8000 аварійно небезпечних будівельних об'єктів, з них до реконструкції рекомендовано 5600, а 2140 – до ліквідації.

Надзвичайно гостро стоїть проблема оцінювання технічного стану окремих конструкцій та будівель чи споруд в цілому на момент обстеження, прогнозування його наперед та на підставі аналізу цих двох процесів – регулювання технічного стану. Достовірне оцінювання та прогнозування дає можливість: по-перше – попередити виникнення аварій конструкцій та пов'язаних з ними збитків; по-друге – раціонально використовувати кошти на виконання підтримуючих та капітальних ремонтів; по-третє – регулювати технічний стан таким чином, щоб досягти найбільшої ефективності використання основних фондів.

Чинні в Україні „Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд“ не дають можливості достовірно визначити технічний стан як окремих конструкцій, так і будівель та споруд в цілому, і зовсім відсутні в нормах рекомендації щодо прогнозування роботи конструкцій в майбутньому.

На підставі результатів багаточисельних натурних обстежень, виконаних автором та під його науковим керівництвом, отримані важливі дані про характерні дефекти залізобетонних конструкцій; їх вплив на роботу конструкцій; дані про зміну фізико-механічних характеристик матеріалів в процесі експлуатації; розроблені

математичні моделі, що дозволяють оцінювати, прогнозувати та регулювати технічний стан конструкцій та будівель і споруд в цілому в процесі їх експлуатації.

Система моніторингу будівель та споруд, яка діє в даний час в Україні, базується на формальних підходах і не враховує стан конструкцій, вплив оточуючого середовища і витрати на проведення підтримуючих та капітальних ремонтів. Актуальним є створення такої системи нагляду за окремими конструкціями та будівлями і спорудами вцілому, яка враховувала б основні параметри процесу експлуатації та була оптимізованою за критерієм мінімуму загальних витрат. При цьому така система, що базується на накопиченні апостеріорних даних, повинна бути співставною при різних рівнях обстежень та мати властивості накопичення експериментальних даних для аналізу технічного стану та його прогнозування.

Ці проблеми можна вирішити шляхом створення науково обґрунтованої, достовірної методології оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель та споруд. Така методологія і викладена в цій монографії.

Особиста велика подяка за підтримку та багаторічні дружні поради доктору технічних наук, професору, Заслуженому діячеві науки і техніки України Дорофєєву В.С.

Автор висловлює щиру подяку рецензентам – д.т.н., проф., лауреату Державної премії України Бліхарському З.Я., д.т.н., с.н.с. Бамбурі А.М., д.т.н., проф. Семку О.В. за корисні пропозиції та поради щодо структури та змісту книги.

1. ПРОБЛЕМА ВИЗНАЧЕННЯ І КЕРУВАННЯ ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

1.1. Оцінювання технічного стану

В загальній теорії експлуатації складних систем та чинних нормах з цього питання [50] технічний стан характеризується як відповідність в певний момент часу, за певних умов зовнішнього середовища, певних параметрів (показників експлуатаційної придатності) значенням, попередньо встановленим на даний об'єкт.

Незадовільний технічний стан багатьох будівельних об'єктів, що є наслідком їх зносу, потребує вжиття запобіжних заходів щодо запобігання виникнення надзвичайних ситуацій. Кривошеєв П.І. [154] вважає, що до таких заходів, в першу чергу, слід віднести оцінювання технічного стану конструкцій з метою реконструкції й підвищення безпеки експлуатації будівель та споруд.

Чинні нормативні документи щодо питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд [189] діють в Україні з 1997 року та за відсутності аналогічних норм для житлових, цивільних будівель та більшості споруд, поширюються і на них. В цих нормативних документах визначено чотири технічних стани: нормальний, задовільний, непридатний до нормальної експлуатації та аварійний. Однак, віднесення окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому до кожного із цих станів базується на методі експертних оцінок та носить розпливчастий характер. В них віднесення до того чи іншого технічного здійснюється не на підставі формалізованих розрахунків, а на аналізі сукупності певних (визначених цими нормативними документами) дефектів та пошкоджень (або їх відсутності). Такий підхід досить примітивний, необґрунтований характер та не може служити достовірним критерієм оцінювання технічного стану будівельних конструкцій.

Визначення технічного стану будівель та споруд у цілому нормативні документи [50] рекомендують виконувати за найгіршим технічним станом окремих

несучих чи огороджуючих конструкцій. Це часто призводить до необґрунтованого заниження експлуатаційних властивостей будівлі чи споруди у цілому та передчасному припиненню її експлуатації.

Незважаючи на те, що „Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд“ [50] поширюються на будівельні конструкцій, виконані із будь-яких матеріалів (бетонні, залізобетонні, металеві, кам’яні, дерев’яні тощо), нормативними для визначення технічного стану сталевих конструкцій є ДБН 362-92, що також пропонує розглядати чотири технічних стани, але зовсім з іншою назвою (справний, роботоспроможний, обмежено працездатний, аварійний) та критеріями віднесення конструкцій до кожного з них. Діючі до введення даних ДБН норми [216], визначали лише три групи технічних станів, а саме: роботоспроможний, обмежено працездатний, аварійний. Віднесення до кожного з таких станів рекомендувалося виконувати також на підставі експертних оцінок.

В чинних нормах Російської федерації [217] для визначення та віднесення будівельних конструкцій до одного з технічних станів (справний, роботоспроможний, обмежено роботоспроможний, недопустимий та аварійний) рекомендується виконувати перевірні розрахунки, але зовсім від методу експертних оцінок норми не позбавилися. Визначення ж технічного стану залізобетонних резервуарів для нафти та нафтопродуктів [85] виконується лише за кількісними показниками дефектів та пошкоджень. При цьому конструкції можуть бути віднесені до одного з таких технічних станів: справний; роботоспроможний; обмежено роботоспроможний; нероботоспроможний (аварійний). При цьому третій стан (обмежено роботоспроможний) розділяється на два залежно від визначеного залишкового ресурсу та величини обмеження надлишкового тиску нафти на споруду.

Найбільш формалізованими з точки зору визначення технічного стану є відомчі будівельні норми України [37], в яких розрізняється п’ять технічних станів

мостів та труб, а саме: справний; обмежено справний; працездатний; обмежено працездатний; непрацездатний. Віднесення до кожного з них пов'язується з розрахунками за обома групами граничних станів. Під час визначення технічного стану споруди в цілому пропонується розрізняти два рівні. На першому – виконується визначення технічного стану окремих елементів. На другому – експертне визначення технічного стану мосту в цілому.

Таким чином, навіть короткий огляд вимог нормативних до визначення технічного стану приводить до наступних висновків:

- немає чіткого, науково обґрунтованого визначення кількості та назви технічного стану;
- віднесення до одного з технічних станів виконується, як правило, методом експертних оцінок на підставі кількісних показників дефектів та пошкоджень, тобто розрахунковий метод визначення технічного стану – відсутній;
- технічний стан будівлі (споруди) у цілому визначається за найгіршим технічним станом усієї сукупності несучих та огороджуючих конструкцій. Це в цілому ряді випадків (статично невизначена система, другорядність роботи огороджуючих конструкцій тощо) призводить до неправомірного заниження технічного стану системи будівлі в цілому.

Усі ці недоліки спричинили проведення досліджень в даному напрямку. Бажання створити формалізовану методологію оцінювання технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому, яка б давала змогу розрахунковим методом виконувати цю роботу, призвела до використання різних підходів до цього питання.

До такого ж висновку прийшли Горохов Є.В., Рухович І.Р., Губанов В.В. [219], розглядаючи роботу сталевих конструкцій. Вони вважають, що визначення технічного стану може відбуватися лише на розрахунковій основі, з використанням методу граничних станів та врахування фактичних фізико-механічних характеристик матеріалу і умов роботи конструкцій.

Лантух-Лященко А.І. [159], Золотницький Ю.С., Козлов В.В., Шихов Ю.М. [82], Приходько Т.А. [220] та інші автори пропонують моделювати процес визначення технічного стану конструкцій за допомогою теорії нечітких множин. При цьому органічно поєднуються (за допомогою алгоритмів розроблених Е. Мамдані [334, 335]) дані чітких та нечітких факторів. Однак такий підхід може бути реалізованим лише при експертній оцінці технічного стану.

В роботі Мірцхулави Д.І. [179] на прикладі залізобетонної аркової греблі Інгурської ГЕС пропонується визначати та прогнозувати технічний стан конструкції на основі теорії розпізнавання образів. Мета дослідження технічного стану – віднесення з певною наперед заданою ймовірністю експериментально отриманих даних щодо стану конструкції до „сприятливих“ чи „несприятливих“ з точки зору безпеки об’єкта, що розглядається.

Оскільки і фізико-механічні властивості матеріалів конструкцій і навантаження та впливи на неї носять випадковий характер, то останнім часом досить широко ведуться дослідження в області визначення технічного стану окремої конструкції та будівлі (споруди) вцілому на імовірнісній основі методами теорії ймовірності.

Роботи Стрілецького М.С. [271], Ржаніцина О.Р. [237, 238], Біляєва Б.І. [20] та інших створили умови до переходу, вперше в світі, на розрахунки за напівімовірнісним методом – методом граничних станів [40]. При такому методі розрахунку максимальне внутрішнє зусилля, визначене з наперед заданою надійністю порівнюється з мінімальним значенням (з заданою ймовірністю) несучої здатності. Подальші дослідження Болотіна В.В. [30], Барашикова А.Я. та Сироти М.Д. [18], Кудзіса А.П. [157], Райзера В.Д. [196, 228, 229], Застави М.М. [76], Личова О.С., Корякіна В.П. [169] сформували математичні основи теорії надійності споруд. В Україні такий напрямок розрахунку будівельних конструкцій розвивався, перш за все, дякуючи роботам Перельмутера А.В. [203], Горохова Є.В. [204], Пічугіна С.Ф. [208], Пашинського В.А. [201], Кінаша Р.І. [93], Семка О.В. [254]. За кордоном вирішенням питань оцінювання надійності та довговічності за

імовірністю безвідмовної роботи конструкцій займалися Frangopol D.M., Lin K.Y. та Estes A.C. [316].

Найбільш поширеним в Україні є підхід запропонований Ржаніциним О.Р. [236, 237, 238]. Він розділив усі величини, що приймають участь у розрахунку, на дві групи: параметри міцності $\tilde{R}$, які характеризують внутрішні властивості матеріалів (їх фізико-механічні характеристики) та параметри навантаження $\tilde{Q}$, що описують зовнішні впливи на конструкцію, яка розглядається. При цьому різниця між ними буде складати запас міцності:

$$\tilde{S} = \tilde{R} - \tilde{Q}. \tag{1.1}$$

Розвиваючи методи визначення надійності конструкцій Барашиков А.Я. [18] та Кінаш Р.І. [94] запропонували метод лінеаризації що полягає в заміні кривої на пряму у місцях незначних відхилень даних. Для лінеаризації поблизу математичного очікування функцію розкладають у ряд Тейлора та відкидають нелінійні члени.

Інтервальні методи розрахунку надійності глибоко опрацьовані в роботі Кінаша Р.І. [94]. Використовуючи запропоновану ним методику, можна виконати оцінювання надійності окремих конструкцій при частково відомому розподілу навантаження на нього.

Запропонований Ржаніциним О.Р. та розвинутий іншими авторами підхід, має ряд недоліків. Використовуючи його, не можна проектувати елементи та конструкції з наперед заданою надійністю та терміном служби (встановлювати початковий ресурс системи), виникають складнощі з визначенням залишкового ресурсу в процесі експлуатації, тобто коли $(t > 0)$.

Лантух-Лященко А.І. [158, 159, 160, 161, 162, 163, 164,], використовуючи основні положення теорії надійності будівельних конструкцій, розробив методику оцінювання надійності та довговічності прогонових конструкцій автодорожніх мостів. Залежно від прийнятих в імовірнісних розрахунках гіпотез автор розглядає три рівні класифікації значення надійності елементів.

На першому (класичному) рівні значення характеристик міцності R та навантаження Q – приймаються детермінованими. При цьому для нормальної

експлуатації повинна виконуватися нерівність (для k випадків небезпечних сполучень навантажень):

$$S < \left(R - Q\right)\big|_k. \tag{1.2}$$

На другому рівні функції S, R, Q є залежними від двох функцій розподілу – узагальненого опору та навантаження.

Третій рівень орієнтований на визначення надійності в рамках розрахунків за методом граничних станів. Надійність при цьому визначається у вигляді $n-$кратного інтеграла:

$$P_s = P\left[S\left(x\right) \le 0\right] = \int \ldots \int_{D \le 0} p_x\left(x\right) dx, \tag{1.3}$$

де x – $n-$мірний вектор незалежних змінних величин – параметрів навантаження та конструкції; $p_x\left(x\right)-$ спільна щільність розподілу вектора незалежних випадкових величин; $D-$ область інтегрування, для якої $S\left(x\right) \le 0.$

Такий вираз аналітично не інтегрується, але в разі незалежності змінних величин, можна отримати інтеграл в числовому вигляді і в результаті обчислювань визначити ймовірність перевищення конструкцією граничного стану.

Запропоновані методи розроблені та можуть використовуватися лише для мостових споруд, які мають (при усій широті номенклатури мостів) досить вузьку різноманітність, тому використання їх для усіх залізобетонних конструкцій викликає певні складнощі.

Дослідник із Фінляндії Аско Сар'я [5] проаналізував Європейські норми щодо проектування довговічності. Ним зроблені висновки, що конструкції слід розраховувати, а значить і оцінювати технічний стан, за трьома видами граничних станів: фізичний технічний стан; граничний стан за довговічністю під дією фізичних, хімічних та біологічних факторів; граничний стан за експлуатаційною придатністю з урахуванням морального зносу. Якщо розрахунки за першим із запропонованих технічних станів уже реалізовані в нормах Європейських країн, то впровадження проектування за другим технічним станом рекомендується виконувати згідно розробок [350, 351, 352, 354], а за третім – за пропозиціями, викладеними в [351, 352, 353, 354].

Савицький М.В., його співавтори [246, 247, 248] при виробленні чітких критеріїв оцінювання технічного стану застосували параметричний метод. Вони отримали коректні кількісні оцінки технічного стану на підставі імовірнісної оцінки можливості відмов конструкцій за тим чи іншим граничним станом. У результаті ранжирування факторів, що впливають на технічний стан, визначалася „вага“ кожного з них.

Методом параметричної ідентифікації скористувалися Салов П.Н. та Бабаченко М.І. [192] при оцінюванні технічного стану конструкцій за результатами неруйнуючих випробувань та обстежень будівель.

Зверьков А.А. [80] запропонував використовувати параметричний метод для оцінювання технічного стану статично невизначених залізобетонних конструкцій. Величину вкладу кожного фактора він пропонує оцінювати, як відношення величини зниження несучої здатності конструкцій з пошкодженнями до несучої здатності неушкоджених конструкцій (за кожним елементом). На підставі цього створюється „матриця ранжирування“, аналіз якої проводиться методом експертних оцінок. Це дає можливість визначити перелік найбільш відповідальних факторів за несучу здатність конструкції.

Такі ж питання надійності статично невизначених залізобетонних елементів вивчав Онищенко Д.А. [192]. Ним визначена ймовірність відмови усієї системи з руйнуванням певної кількості елементів статично невизначеної конструкції.

Лучко Й.Й. та його колеги [168] пропонують оцінювати стан конструкцій за допомогою теорії катастроф [41]. Пропозиції розроблені для ідеального однорідного циліндра та носять в даний час більш теоретичний ніж практичний інтерес.

В роботі Звєздова О.І. [79] бетон розглядається як фактор забезпечення безпеки середовища перебування людей, оскільки 80% свого життя людина проводить в штучному середовищі, а щорічне виробництво бетону в світі перевищує 4 млрд. $м^3$. Виходячи з цього, гостро стоїть проблема нормативного забезпечення довговічності такого будівельного матеріалу. Але конкретних пропозицій щодо вирішення поставленого питання автор не наводить.

Бабич Є.М. та його колеги [10, 32] визначили характеристики доволі великої вибірки міцності бетону залізобетонних конструкцій кріплення укосів гідротехнічних споруд, а також розробили критерії віднесення окремих елементів та конструкцій до одного з чотирьох технічних станів. Такий підхід можна використовувати лише для конструкцій, що розглядаються, але за умов великої вибірки таких конструкцій метод оправданий та може успішно використовуватися в практиці обстеження та визначення технічного стану.

Прокопович А.А., Репекто В.В., Гімадетдінов К.И. та Філатов В.Б. [221] вважають, що основним фактором, який визначає технічний стан конструкцій, є дефект або комбінація дефектів, а основним критерієм віднесення конструкції до того чи іншого технічного стану – ступінь впливу даних дефектів. Цей ступінь оцінюється коефіцієнтом впливу k_q, що визначається на підставі розрахунків за чинними нормами. При цьому розглядається чотири технічних стани:

- $k_q = 1$ – нормальний стан;
- $k_q = 1$ – нормальний стан, але можливе зниження довговічності;
- $0{,}8 \le k_q < 1$ – непридатний до нормальної експлуатації;
- $k_q < 0{,}8$ – аварійний.

Такий підхід досить вольовий та науково не обґрунтований, тому не може використовуватися для розробки загального підходу визначення технічного стану.

Косяк В.М. [151] розглядає фактори, що впливають на технічний стан сталевих мостів на залізниці. Нею проаналізовані можливі дефекти таких конструкцій та розділено їх на чотири групи за наслідками впливу на конструкції. В свою чергу, усі мости розділені (за вантажопідйомністю) на п’ять груп. Для оцінювання технічного стану пропонується використовувати розроблену програму „REPKA“, яка реалізовує метод скінченних елементів та дає можливість оцінювати можливість переходу конструкцій споруди до іншого технічного стану, як в детермінованій постановці, так і в стохастичній. Однак цю розробку можна використовувати лише для обмеженого (хоча і багато чисельного) указаного вище класу споруд.

Значна кількість публікацій в наукових виданнях присвячена визначенню технічного стану окремих конструкцій в конкретних умовах експлуатації. Такі публікації сприяють накопиченню інформації щодо роботи конструкцій та характеру зміни їх параметрів протягом терміну експлуатації. В кінцевому результаті ці дослідження накопичують знання для якісного переходу з метою створення загальної методології оцінювання технічного стану.

Велику за обсягом роботу щодо оцінювання технічного стану конструкцій сільськогосподарських будівель та споруд, що експлуатуються, як відомо, в агресивному середовищі, провели прибалтійські вчені [90]. Ними обстежено 85 будівель тваринницького призначення для утримання великої рогатої худоби. У цих будівлях ступінь корозії визначався за внутрішніми признаками (ступінь пошкодження корозією поздовжньої робочої арматури; глибина карбонізації бетону захисного шару) для основних елементів несучої системи – колон, балок покриття, ребристих плит покриття. Ними ж обстежено 183 будівлі, де оцінювали технічний стан за зовнішніми ознаками (пошкодженість захисного шару та ступінь корозії арматури). Дослідниками розроблена система оцінювання ступеню деградації конструкцій. Ними обстежено більше ніж 12 тисяч плит покриття, колон та балок, оброблені отримані результати і зроблені висновки щодо причин прискореного зносу конструкцій та рекомендації для подовження їх ресурсу.

Статистичні дані щодо технічного стану мостів та шляхопроводів України наведені Ковалем П.М. в роботі [146]. Розглядається п’ять технічних станів мостових конструкцій (справний; обмежено справний; працездатний; обмежено працездатний та непрацездатний). Встановлено, що на даний час стан 330 мостів в країні не відповідає умовам їх експлуатації. Автором також зроблений важливий висновок, що випадкові зовнішні зусилля (ударні, малоциклові, внаслідок стихійного лиха тощо) мають вельми невеликий вплив на ушкодження мостових споруд.

Імовірнісний розрахунок надійності мостових споруд із залізобетону, а значить і оцінювання їх технічного стану, пропонується використовувати в роботі Страхова Н.Є та Холодьона Т.М. [270]. Надійність конструкції визначається

традиційним способом – через визначення статистичних показників характеристики безпеки.

Значний обсяг досліджень визначення технічного стану залізобетонних конструкцій при дії навантаження та одночасного впливу агресивного середовища виконаний Бліхарським З.Я. та його співробітниками і учнями [22, 24, 23, 28]. Ними оцінено вплив агресивного середовища на технічний стан бетонних і залізобетонних конструкцій та розроблені методи врахування його. Пропозиції базуються на основних положеннях чинних норм та розширюють їх дію на розрахунок пошкоджених залізобетонних конструкцій.

Бондар В.А. та Павліков А.М. [34] пропонують визначати технічний стан за швидкістю корозії арматури. Критерієм при цьому приймається показник k – „модуль поверхні“ – відношення площі поверхні робочої арматури до зовнішньої площі поверхні бетону конструкції. За рівномірної корозії цей показник зменшується. Однак такий підхід до визначення технічного стану може бути використаний лише для одного з багаточисельних показників експлуатаційної придатності залізобетонних конструкцій, а саме – площі поперечного перерізу робочої арматури.

Бондар В.А. та Степова В.О. [32] оцінили вплив ширини розкриття тріщин на швидкість протікання корозії арматурної сталі.

Зубков А.Н. та Маслов Б.Є. [84] пропонують описувати зниження міцності бетону за експоненціальним законом та під час оцінювання технічного стану враховувати накопичення пошкоджень. Розглядається імовірнісний підхід до процесу визначення технічного стану.

Кроітору Г. [155] визначає один з показників експлуатаційної придатності – площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури через швидкість її деградації. Остання, в свою чергу, залежить від квадрату концентрації хімічних елементів в сталі, тобто від її хімічного складу. Пасивуючий вплив проявляється лише в першому ступеню відносно концентрації. Досліди проводилися в досить обмежених умовах промислової забудови та приморського клімату, що суттєво звужує область використання отриманих результатів.

Статистичні показники фізико-механічних характеристик нових класів арматурної сталі, які суттєво впливають на технічний стан залізобетонних конструкцій при стохастичному підході до його визначення, досліджувалися Падіним О.І. [199]. Ним встановлено, що коефіцієнт варіації нормативної міцності змінюється досить в широких межах: від 0,030 до 0,116, що слід враховувати в процесі оцінювання технічного стану.

Молодченко Г.А. та його учні [182] оцінюють технічний стан будівель та споруд на підставі їх комплексного розрахунку з використанням методу скінченних елементів та реальних фізико-механічних властивостей матеріалів. Такий підхід дає досить точні результати, але придатний лише для конкретних об'єктів, тобто не носить універсального характеру.

Скоробогатов С.М. [260, 261] робить висновок, що в результаті натурних обстежень важко отримати параметри корозії як арматури, так і бетону. Інтегральною характеристикою живучості конструкції є ширина розкриття тріщин $\left(a_{crc}\right)$ та робоча висота розтягнутої зони бетону $\left(x_{crc}\right)$ – відстань від центру мас розтягнутої арматури до нейтральної осі перерізу. Використовуючи криву деформування бетону, рекомендовану ФІП-ЄКБ, дослідник отримав узагальнену характеристику напружено-деформованого стану, що і є критерієм руйнування. Однак, рекомендації надаються лише для обмеженого кола залізобетонних конструкцій – для тих, що згинаються та не мають стиснутої арматури.

Автори [198] на підставі дослідження роботи залізобетонних конструкцій, просочених нафтопродуктами, пропонують визначати технічний стан використовуючи міру деструкції матеріалу. Викладені рекомендації щодо визначення цієї характеристики для бетонів з різними значеннями водо-цементного відношення.

Питанням діагностики роботи та оцінювання технічного стану присвячена робота Романова А.А., Мішутіна А.В., Усаченка Б.М., Сергієнка В.М. [242]. Вони пропонують комплексний метод обстеження, додаючи до загальноприйнятих візуального та інструментального обстеження вібраційну діагностику. Технічний

стан конструкцій визначається на співставленні отриманих результатів з „еталонним зразком“.

Барашиков А.Я., Гомілко В.О. та Малишев О.М. [15, 16] визначають технічний стан на основі проведених натурних візуальних та інструментальних обстежень, а також – перевірочних розрахунків конструкцій на дію фактичних навантажень та впливів.

Питання удосконалення методів оцінювання якості залізобетонних конструкцій вивчалося Кузнєцовим І.М. та Личовим О.С. [156]. Ними оцінені дефекти та пошкодження залізобетонних конструкцій за їх впливом на надійність. Проведені статистичні дослідження таких дефектів окремих залізобетонних конструкцій та оцінена вартість виправлення таких дефектів.

Кретов В.І. та Ярмульник Ф.В. [153] розглядають зворотну задачу. Вони визначають з досліду (під час пробного завантаження конструкцій після їх реконструкції) необхідні дані для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів та їх технічного стану. Метод має високу надійність результатів, але через великі затрати може бути рекомендованим лише для окремих, частіше за все унікальних, об’єктів.

Роботи ряду дослідників [51, 252, 294, 357] направлені на визначення та уточнення статистичних характеристик дефектів та пошкоджень, а також визначенню надійності роботи пошкоджених елементів.

Конкретному випадку опису переходу конструкцій в аварійний стан присвячена робота [29]. Хоча в статті не дається будь-яких рекомендацій щодо визначення технічного стану залізобетонних конструкцій, корисним є факт накопичення апостеріорної інформації про роботу широко розповсюджених залізобетонних плит покриття.

Оскільки досить часто оцінювання технічного стану будується на інформації, отриманій в результаті обстежень, то важливим є уточнення методики проведення цих робіт [277] та удосконалення роботи персоналу зі збору інформації про роботу конструкцій [21].

Таким чином, підсумовуючи вищевикладене, можна констатувати, що практично усі рекомендації щодо визначення технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому базуються на інформації, отриманій в процесі обстеження цих об'єктів. Оскільки, в ході експлуатації проходить накопичення дефектів та пошкоджень, до того ж, пошкодження вносяться до моделі не постійно та рівномірно, а стрибкоподібно (в період обстежень), то необхідно від жорстких моделей переходити до м'яких [4].

1.2. Прогнозування технічного стану

Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд [189] вимагають, щоб під час кожного обстеження для паспортизації спеціалізована організація вказувала термін наступного обстеження. При цьому за незмінних умов експлуатації ця організація несе відповідальність за те, щоб окрема конструкція, а значить і будівля чи споруда в цілому, не перейшли в гірший технічний стан. Проте жодних вказівок або рекомендацій щодо прогнозування роботи конструкції не наводиться.

Правила оцінювання фізичного зносу жилих будинків [218] хоча і призначені, в тому числі і для проектування ремонтів та реконструкції, підходять до прогнозування технічного стану на підставі середніх значень зносу і таким чином не можуть бути корисними для визначення стану конструкцій в майбутньому.

Російські норми з цього питання [231] указують, що під час визначення залишкового ресурсу можна використовувати спрощені методи та прогнозувати роботу конструкцій за одним параметром. При цьому сукупність об'єктів для яких виконується прогноз, обмежуються простими умовами експлуатації. В якості основного показника залишкового ресурсу повинен визначатися γ-відсотковий ресурс. Реалізації процесу прогнозування методичні вказівки не дають.

Таким чином, відсутність нормативної бази не дозволяє прогнозувати реальні зміни в роботі конструкцій в конкретних умовах та небезпеку переходу будівель

(споруд) до іншого технічного стану. До аналогічного висновку прийшли і автори роботи [274].

Європейські норми [301] для попередження аварій рекомендують проектувати конструкції таким чином, щоб відмова однієї з них не тягнула лавино подібного обвалення системи, або щоб руйнуванню передували яскраво виражені дефекти: тріщини, прогини тощо.

Залєсов О.С. та Мухамедієв Т.А. [74] відзначають що оцінка довговічності в нормах зараз виконується за непрямими показниками. Тому необхідно розробити загальний метод розрахунку довговічності залізобетонних конструкцій з прямим урахуванням фактору часу.

Дослідники як в Україні, так і за кордоном при розробленні рекомендацій щодо визначення залишкового ресурсу конструкцій, будівель та споруд (власне прогнозування безвідмовної роботи) використовують різні підходи.

Сухов Ю.Д. [273] застосував імовірнісні методи на базі теорії надійності до розрахунку статично невизначених будівельних конструкцій. Пропонується проектувати конструкції з оптимальною надійністю – коли заданий рівень надійності забезпечується мінімумом витрат. При цьому платіжна функція прийнята у вигляді поліному. Автор розглядає поняття „нечіткої відмови“, як подію, що виключає з роботи один з елементів статично невизначеної конструкції. Крива експлуатації описується традиційно – експоненціальною залежністю. Учений розглядає обидві стратегії експлуатації (без відновлення та з нею). Відмова системи трактується в імовірнісній постановці.

Пірадов К.О., Пірадов О.Б., Марченко С.М. [175, 206] моделюють роботу конструкцій і прогнозують їх поведінку та технічний стан методами механіки руйнування, які досить детально розроблені для залізобетонних конструкцій [73, 204]. Складнощі використання такого підходу на практиці полягають у встановленні специфічних розрахункових характеристик бетону.

Дорофєєв В.С. та його учні [64, 67] вважають, що залишковий ресурс залізобетонних конструкцій, в тому числі і великих за об’ємом, слід визначати з

врахування початкової (технологічної) та набутої в ході експлуатації пошкодженості бетону. Наводяться рекомендації щодо кількісного оцінювання пошкодженості.

Аналогічний підхід до визначення довговічності системи конструкції зроблено Єфловим В.Б. [71]. Він використав модель, що базується на аналізі феноменологічних диференціальних рівнянь, та проаналізував інтегральні оцінки границь часу до руйнування системи. Розв'язок отримано в рамках методу стохастичних диференціальних рівнянь, що є узагальненням моделі накопичення пошкоджень Качанова-Работнова. Робота доведена до чисельного прикладу, але її впровадження в практику експлуатації стримується обмеженою кількістю інформації про роботу конструкції в конкретних умовах.

Шавикіна М.В [283] розробила методику прогнозування часу безпечної роботи конструкцій під час корозії арматури. При цьому забезпечується встановлений рівень надійності системи. Залишковий ресурс визначається на підставі композиції двох випадкових величин: часу карбонізації бетону захисного шару і часу корозії арматури до відмови конструкції.

Досліджуючи роботу сталевих резервуарів, Єгоров Є.А. та його колеги [70] прийшли до загального для будівельних конструкцій висновку, що швидкість наближення конструкції до відмови визначається інтенсивністю корозійного зносу. При цьому у імовірнісній постановці враховувався також вплив величини напружень в матеріалі на процес протікання корозії.

Абовський Н.П. з колегами [1] пропонують прогнозувати роботу складних статично невизначених систем, в тому числі і просторових, методом моделювання на ЕОМ с виключенням з розрахункової схеми елементів, які вичерпали свою несучу здатність та відмовили.

Мазуренко Л.В. [173], розглядаючи роботу статично невизначених систем, розв'язав задачу визначення (прогнозування) роботи системи вцілому під час відмови окремих її складових елементів. За критерій руйнування залізобетонної конструкції прийнята гранична деформація.

Пічугін С.Ф. та Гнітько О.В. [209] для урахування зменшення надійності усієї статично невизначеної металевої рами до рівня надійності окремого перерізу за

рахунок зменшення несучої здатності усіх перерізів рекомендують вводити коефіцієнт системної надійності γ_s.

В роботі Забєгаєва А.В. та Тамразяна А.Г. [72] запропонована математична модель аварійності. Ці пропозиції носять, в основному, теоретичний інтерес та важно застосовуються в практиці експлуатації будівель і споруд.

Шугаєв В.В., Соколов Б.С. [289] проаналізували причини аварій залізобетонних конструкцій та розробили ряд пропозицій щодо подовження ресурсу будівель і споруд.

Сапронов О.В. [253] констатує факт, що в Російській федерації практично відсутні норми щодо прогнозування роботи та ремонтів залізобетонних споруд. Він розробив пропозиції щодо прогнозування стану плит перекриття підземних споруд та систему моніторингу за ними.

Чернявський В.Л. і Ромасько В.С. [280] на основі стохастичного підходу створили дворівневу модель опору бетону деформаціям. При цьому використовується експоненціальна крива зносу матеріалу та розглядаються Марковські процеси. В теорії в'язко-пружності [243] еволюція стану системи враховується введенням параметра пошкодження матеріалу:

$$\Omega = \frac{\sigma_i^{(a)}}{\sigma_{i*}^{(a)}}, \tag{1.4}$$

де в чисельнику – інтенсивність рівноважних напружень на мезоскопічному ієрархічному рівні, а в знаменнику – граничне значення таких напружень.

Широкому використанні цього підходу перешкоджає недостатня кількість апостеріорної інформації для достовірного статистичного опису роботи системи.

Автори роботи [55] пропонують прогнозувати роботу чарунчастих бетонів на підставі результатів прискорених лабораторних випробувань. Рік роботи при цьому моделюється одинадцятьма циклами зволоження-висушування та дванадцятьма циклами попеременного заморожування-відтаювання. Критерієм довговічності, тобто вичерпання ресурсу, є зниження початкового модуля пружності та розрахункового опору стиску бетону на 25% та більше.

Розвиток корозійних процесів у бетоні при від'ємних температурах вивчали Добрянський І. та Грицевич А. [60]. Дослідниками описані причини корозії бетону за низьких температур, види руйнування та надані пропозиції щодо прогнозування таких пошкоджень в процесі експлуатації.

Шевчук В.Р. [285] прогнозує роботу об'єктів (автор розглядає геосинтетичні матеріали, але підходи, запропоновані ним, можна використовувати і для інших, наприклад залізобетонних конструкцій) на підставі результатів лабораторних досліджень, результати яких переносяться на реальні системи.

Шилін А.О. [286] розглядає технічну експлуатацію як випадковий процес накопичення пошкодження (старіння) та їх усунення (ремонт), тобто як процес управління надійністю.

Автори [84] вважають, що деградація конструкції проходить за експоненціальною залежністю, як це прийнято в машинобудуванні. При цьому така крива зносу приймається апріорі незалежно від стратегії експлуатації та передісторії навантаження.

Бліхарський З.Я. з колегами [28] вивчаючи карбонізацію бетону в різних середовищах, прийшли до висновку, що з часом процес деструкції матеріалу затухає. В роботі наводяться дані щодо прогнозування цього процесу.

Hirne W.G. [320] та Suchan M. [356] вивчали вплив ширини розкриття тріщин в бетоні на швидкість корозії арматури. Ними та іншими ученими [293, 294, 295, 318, 329, 358, 360, 364 та ін.] встановлено, що швидкість корозії тим інтенсивніша, чим більша ширина розкриття тріщин та вищий ступінь агресивності навколишнього середовища.

Лантух-Лященко А.І. [164] на підставі запропонованого імовірнісного опису роботи конструкцій мостів під час їх експлуатації, з використанням Марковських процесів дає методику прогнозування зносу системи. Процес деградації при цьому описується показником інтенсивності відмов λ. На основі теоретичних розробок прогнозування роботи мостів в ДерждорНДІ розроблена [219, 265] автоматизована інформаційно-аналітична система управління технічним станом мостів, труб і інших штучних споруд. Вона дає змогу накопичувати, систематизувати інформацію щодо

окремих параметрів та системи вцілому і на цій основі прогнозувати роботу мостів і інших штучних споруд. В даній системі використовується апарат нечіткої логіки, що призводить до втрати точності визначення технічного стану, але робить задачу такою, що розв'язується.

Магомедов Р.М. [172] до прогнозування технічного стану підійшов традиційно, описавши його експоненційною залежністю. Для опису впливу навколишнього середовища він увів параметр T_0, який характеризує ступінь агресивності цього середовища.

Щербаков Є.Н. та Мамажанов Р. [290] вивчали роботу залізобетонних конструкцій при режимних навантаженнях (наприклад, мостів). Вони прийшли до висновку, що має місце нелінійна залежність накопичування пошкоджень структури бетону у часі. За критерій руйнування бетону автори пропонують приймати межу витривалості.

Ернс Ю.А. і Коліс Й.А. [291], виконавши пофакторний аналіз, оцінили вклад кожного із значимих параметрів конструкції, що згинається, на її надійність. Ними визначена межа переармування балок в імовірнісній постановці. Встановлено, що при $\xi \le 0,75\xi_R$ руйнування залізобетонного елемента буде проходити по арматурі. Цю тезу підтверджують і досліди [302].

На імовірнісному підході побудував пропозиції щодо прогнозування роботи залізобетонної конструкції Ахметзянов Ф.Х. [7]. Він виконав пофакторний та дав рекомендації щодо виконання дисперсійного аналізу з критеріями, коли фактор слід враховувати, а коли його впливом можна знехтувати. Так, на міцність похилих перерізів суттєво впливає зміна поздовжнього армування в межах 2%. Встановлено також, що при усіх відсотках армування зміна величини відносного прольоту зрізу в межах $\left(a/h_0 = 1...3\right)$ значуще впливає на несучу здатність конструкції, а при $\mu = 2\%$ і $\left(a/h_0 = 3...7\right)$ та за $\mu = 3,7\%$ при відносному прольоті зрізу $\left(a/h_0 = 4...7\right)$ – вплив не значимий. На указану міцність балок мало впливає також клас бетону на стиск, несуттєвим виявився так званий „нагельний ефект" поздовжньої арматури. Такий підхід має достатню точність навіть при малих вибірках (до 30 подій).

Пухонто Л.М. і Вишняков Д.К. [226] систематизували види та місця розміщення дефектів і пошкоджень будівель великої поверховості в м. Москві. Ними показано, що впливи носять циклічний характер та зоновано їх розподіл за висотою будівлі. Загальна розрахункова модель ґрунтується на базі окремих моделей навантажень та впливів: деградаційних і деформування. Деградаційна модель включає в себе середні значення параметрів матеріалів, конструкцій та впливів, а також час. Корозійна модель зв'язує товщину пошкодженого шару, швидкість деградації та параметри оточуючого середовища. Для числового моделювання авторами прийнята імовірнісно-детермінована модель.

Довговічність (T) розглядається у вигляді:

$$T = \frac{1}{Д}, \tag{1.5}$$

де Д – міра пошкодженості.

Викладена методика використана авторами для прогнозування роботи залізобетонних конструкцій при їх попереміннному заморожуванні-відтаюванні.

Губанов В.В. [52] запропонував методику оцінювання залишкового ресурсу будівельних конструкцій (на прикладі витяжних веж) з урахуванням різного виду їх зносу. Для кожного виду зносу та за кожним значущим параметром обчислюють час до імовірної відмови елемента, а потім – і усієї системи.

Ряд дослідників вивчали поведінку будівельних конструкцій в конкретних умовах експлуатації. Так Сєтков В.Ю., Шибанова И.С., Шумілкин Ю.А., Захаров В.З. [258] вивчали довговічність залізобетонних балок перекриття виробничих будівель Норільського гірничо-металургійного комбінату. Ними оцінений технічний стан конструкцій та розроблені пропозиції щодо захисту конструкцій.

Сєтков В.Ю., Шибанова И.С. та Рисєва О.П. [257] досліджували вплив вуглекислого газу на роботу залізобетонних конструкцій діючого підприємства. Ними було оцінено вплив цього фактора оточуючого середовища на корозію бетону. Використання отриманих експериментальних даних дає можливість на рівні експертних оцінок прогнозувати роботу конструкцій в агресивному середовищі.

Вивчаючи роботу ушкоджених залізобетонних циліндричних оболонок Овчинников І.Г. та Сабітов Х.А. [191] розробили пропозиції щодо визначення та прогнозування технічного стану таких конструкцій залежно від напружено-деформованого стану їх. Автори статті дали рекомендації щодо врахування НДС під час оцінювання технічного стану.

Левін В.М. та Стеблинко Л.В. [165] розробили рекомендації, які дають можливість моделювати роботу пошкодженого стиснутого елемента таврового профілю. Ними прийнята геометрично лінійна постановка проблеми. Лінеаризація виконується пошарово-ітераційним методом за спрощеним методом Ньютона. Авторами оцінена вплив розмірів поперечного перерізу на роботу полички та ребра. Однак даний підхід справедливий лише для матеріалів, у яких суттєві пластичні деформації (наприклад сталевих), оскільки розподіл нормальних напружень по перетину прийнятий рівномірним. Практично завжди для залізобетонних конструкцій така передумова не може бути обґрунтована.

Дорф В.А. з колегами [68] розглядали роботу та довговічність бетону будівель, розміщених на морському побережжі. Встановлено, що глибина нейтралізації бетону сягає 60...100 мм. При цьому короткочасна міцність бетону зменшилася лише на 5...10%, а втомлювала міцність – на 2...3 порядки. Розглядається біологічна корозія анаеробними сульфат-генеруючими бактеріями, а також бактеріями циклу сірко-тіонових та іншими. Встановлені залежності зниження міцності від глибини залягання шару бетону у морській воді. На підставі дослідів розроблені рекомендації щодо врахування цих факторів під час прогнозування роботи залізобетонних конструкцій.

Корозію морських берегових споруд із залізобетону вивчав також Polder R.B. [346].

Деструкцію бетону при біологічній корозії досліджували також Estoup J.M., Cabrilas R. [315] і Jasiczak J. [322]. Ними запропоновані механізми врахування даного фактору під час експлуатації будівельних конструкцій.

Пірадов К.О., Дудченко К.С., Марченко С.М. вивчали роботу бетону при дії радіоактивного опромінення [205]. Ними було встановлено, що при досить

потужних нейтронних потоках міцність бетону (в порівнянні з неопроміненим) збільшується. Величина такого збільшення сягає 20%. Даний факт дослідники описують в рамках розробленої ними теорії опису процесу експлуатації залізобетонних конструкцій, що базується на механіці руйнуванні твердих тіл. В рівняння моментів вводяться коефіцієнти інтенсивності напружень, які залежать від потужності опромінення та від часу експлуатації. Таким чином з'являється можливість прогнозувати роботу в часі залежно від сили радіаційного опромінення.

1.3. Регулювання технічного стану

Регулювання технічного стану окремих конструкцій, а значить і будівель та споруд у цілому, може виконуватися двома шляхами.

Перший з них – покращення параметрів конструкцій. Таке покращення відбувається під час капітального ремонту та реконструкції.

Другий – розширення допустимих значень параметрів, які встановлюються для нормального функціювання системи, шляхом вивчення дійсного напружено-деформованого стану конструкцій та розроблення методів розрахунку залізобетонних конструкцій, в тому числі і підсилених.

Практично усі дослідники будівельних конструкцій, приймали участь у розв'язанні цієї проблеми, тому в даному розділі наводяться лише основні підходи до цього та визначаються невирішені питання.

1.3.1. Підсилення конструкцій

З самого початку використання залізобетонних конструкцій виникла проблема їх експлуатації та підсилення. Але, через велику різноманітність конструкцій, умов експлуатації та видів їх пошкоджень, дослідження, що стосувалися підсилення, носили окремий характер, тобто не були узагальнюючими.

В даний час регулювання проектування, виконання та приймання робіт з ремонту і підсилення несучих і огороджуючи конструкцій регламентується ДБН

[58]. Метою підсилення, згідно [196], є приведення елементів будівель та споруд до стану, що відповідає вимогам чинних норм з несучої спроможності, експлуатаційної придатності та довговічності. Однак, методик розрахункового прогнозування технічного стану окремих конструкцій у цьому нормативному документу немає.

Публікації щодо відновлення та підсилення конструкцій [166] з'явилися в період Другої світової війни через необхідність виконання таких робіт.

Одним із перших на теренах колишнього СРСР цілеспрямовані експериментально-теоретичні дослідження в напрямку розроблення методів підсилення та розрахунку таких конструкцій провів Онуфрієв М.М. [193, 194]. Ним розроблені прості методи підсилення, розрахунки яких базувалися на дії чинних на той час норм.

Тоді ж виникає нагальна проблема оцінювання технічного стану та відновлення будівель та споруд, що постраждали під час військових дій. В цей час даний напрямок розвивається, а головним науковим закладом стає Харківський Промбудндіпроект. Останньою розробкою цього інституту є рекомендації [233] щодо оцінювання технічного стану конструкцій, захисту конструкцій та прогнозування їх роботи. Аналогічній проблематиці присвячені також рекомендації, розроблені Науково-дослідницьким інститутом будівельних конструкцій [234]. Однак в цих документах наводяться лише схеми підсилення та рекомендації щодо технології виконання робіт. Розрахунок конструкцій рекомендувалося виконувати за чинними нормами, як для нових конструкцій. Але розділ, присвячений розрахунку конструкцій, що експлуатуються, в СНиП 2.03.01-84* [262] був введений лише в 1989 році.

Мальгамов А.І., Плєвков В.С., Поліщук А.І. [174] не лише запропонували різноманітні методи підвищення показників експлуатаційної придатності пошкоджених будівельних конструкцій (ремонт, підсилення), в тому числі і залізобетонних, але і розробили методи їх розрахунку. Ці пропозиції базуються на чинних нормах розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій, але дають можливість враховувати особливості, властиві процесу експлуатації та реконструкції. Автори рекомендують вести розрахунки за критерієм граничного

стану, тобто таким чином, щоб конструкції, що підсилюються відповідали вимогам нових. Цей підхід дає можливість поліпшити експлуатаційні показники системи, але не дозволяє прогнозувати зміну показників та можливість переходу будівлі чи споруди в гірший технічний стан.

Зовсім інший підхід до розрахунку залізобетонних конструкцій при їх реконструкції розроблений Бондаренком С.В. та Санжаровським Р.С. [33]. Учені пропонують виконувати найпростіші методи підсилення залізобетонних конструкцій за допомогою металевих пластин та сталевого прокату. Розглядаються стиснуті елементи. Метод розрахунку, запропонований авторами, дозволяє враховувати передісторію завантаження конструкцій, нелінійну роботу бетону та деформації повзучості. В указаному джерелі наводяться необхідні для розрахунку алгоритми та таблиці. Все це дає змогу скористуватися пропозиціями безпосередньо проектувальникам. Однак обмеження оглядом лише стиснутих елементів звужує область використання методики.

В роботі львівських учених [39] систематизовані пропозиції щодо підсилення конструкцій та виконання ремонтів (капітальних та відновлюючих), однак жодних рекомендацій щодо оцінювання ступеню збільшення параметрів конструкцій авторами не наводиться.

Голишев О.Б., Ткаченко І.М. [43] навпаки розглядають найбільш поширені види підсилення залізобетонних конструкцій та наводять методику їх розрахунку. Ця методика базується на основних положеннях розрахунку за граничними станами [40] та чинних норм. Автори розглядають не лише першу групу граничних станів, як це робиться дослідниками традиційно, але – і другу. Особлива увага в роботі приділяється сумісній роботі бетону існуючої конструкції („старого“) та бетону системи підсилення („нового“). Ця проблема виникає під час підсилення залізобетонних конструкцій обоймами, сорочками тощо. Пропозиції, наведені в [43] дозволяють розраховувати підсилені системи, виконані із бетонів з різними характеристиками міцності та деформативності.

Під час проектування комбінованих залізобетонних систем, які складаються із старого та нового бетонів, необхідно встановити міцність стику по їх контакту, що

суттєво для забезпечення надійної роботи підсиленої конструкції. Це питання вирішене Дорофєєвим В.С. та Марченком Т.С. [66]. Ними показано, що монолітність стиків із різних бетонів може суттєво змінюватися залежно від рецептурно-технологічних та конструктивних рішень. Керуючи цими факторами, можна без додаткових конструктивних рішень та технологічних доробок досягти більшої міцності стику. Учені запропонували методику прогнозування контактної міцності, що враховує також величину технологічної ушкодженності бетону, за величиною масопоглинання. Указані пропозиції дозволяють не лише визначати міцність монолітних стиків, а значить і забезпечувати сумісну роботу конструкції, що підсилюється та елементів підсилення, але і регулювати цей процес.

Останнім часом ведуться інтенсивні дослідження роботи залізобетонних конструкцій під сумісною дією навколишнього середовища та навантаження. Бліхарський З., Хміль Р., Римар Я. [27] розробили методику розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій, пошкоджених внаслідок дії агресивного середовища. Ця методика базується на загальних положеннях чинних норм та доповнює їх для указаного випадку. Автори розглядають приведений переріз, що складається із неушкодженого та ушкодженого бетонів. Ці матеріали мають різні властивості (деструкція бетону призводить до погіршення фізико-механічних властивостей його), що і враховується в пропозиціях. В іншій роботі [25] Бліхарський З.Я., Римар Я.В. вивчали роботу залізобетонних конструкцій, підсилених шляхом нарощування поздовжньої робочої арматури під дією навантаження. Ними описаний напружено-деформований стан залізобетонного елемента на усіх стадіях, визначено вплив різного виду приварювання арматури підсилення на роботу та види руйнування підсилених систем, розроблені пропозиції щодо врахування даних факторів під час проектування підсилення конструкцій.

Аналогічні питання роботи залізобетонних елементів, що згинаються, вивчав Крамарчук А.П. [152]. Він розглядає роботу підсилених конструкцій з додатковим армування та надає рекомендації щодо проектування таких конструкцій.

Корсун В.І., Губанов В.В. [150] вивчали технічний стан промислових димових та вентиляційних труб. Ці конструкції досить поширені – в Україні їх налічується

близько 5000, тому питання регулювання їх технічного стану є проблемою актуальною. Автори прийшли до висновку, що основною причиною аварійності споруд є порушення проектного температурно-вологісного режиму їх експлуатації. Запропоновані заходи, які при їх виконанні дадуть можливість суттєво зменшити швидкість деградації конструкцій та подовжити термін їх експлуатації.

Лучко Й.Й., Назарович Б.Л., Глагола І.І. [167] розглядають різні види корозії залізобетонних конструкцій. Акцентується увага на тому, що внутрішні корозійні процеси в бетоні викликані використанням несумісних матеріалів (взаємодія лугів з реактивним заповнювачем). Авторами наводиться класифікація видів корозії за видом впливу на конструкцію; факторів, що призвели до цього процесу та описують спосіб дії факторів. Дослідники розробили методику діагностування пошкоджених залізобетонних конструкцій, а також детально описали технологію проведення ремонту пошкоджених елементів залежно від виду корозії.

Шилін А.О. [286] обґрунтовує стратегію експлуатації залізобетонних конструкцій підземних тунелів при заданому рівні надійності. Технічна експлуатація розглядається як випадковий процес накопичення руйнувань (старіння) та їх усунення (ремонту), тобто як процес управління надійністю. Дослідник класифікує конструкції підземних споруд за відповідальністю та імовірністю пошкодження. Встановлено, що плити перекриття є найслабшою ланкою в системі, тому їх приймають за критерій надійності за безвідмовністю. Конструкції пропонується розділяти на п’ять технічних станів (віднесення до кожного з них виконується за ступенем корозійного ушкодження арматури). Керування технічним станом пропонується реалізовувати шляхом проведення ремонтів. Види ремонтів (своєчасний або профілактичний; відсунутий; попереджуючий) та їх зміст залежить від технічного стану, в якому перебуває конструкція. Пропонуються, розроблені під керівництвом Шиліна А.О., конформативні технології управління станом конструкцій – комплекс спеціальних технологічних операцій, пристосованих до конкретних умов експлуатації, які забезпечують підтримання конструкцій на заданому рівні надійності.

Новим технологіям ремонту та відновлення конструкцій житлових будинків перших масових серій на базі проведення сучасних інструментальних досліджень та експертних висновків присвячена робота Чесанова Л.Г., Петренка В.О. та Петренка А.О. [281].

Картузов Д.В. [88], виходячи з того, що кількість відмов будівельних конструкцій постійно зростає, а значить збільшується кількість об'єктів, що потребують ремонту, пропонує регулювати фактичний технічний стан конструкцій шляхом підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами. В роботі наводяться характерні схеми підсилення та даються вказівки щодо виконання робіт.

Аналогічні пропозиції щодо підвищення показників експлуатаційної придатності шляхом використання композитних матеріалів наводяться в роботах закордонних учених та практиків [306, 326, 328, 332, 337, 347, 349]. При цьому рекомендується широке використання сумішей для склеювання, як з модифікованих цементів, так і клеїв різних типів [307, 309, 312, 314, 330, 331, 339, 341, 343, 355, 359, 363]. Основним недоліком такого методу підвищення ПЕП є те, що за низьких температур оточуючого повітря спостерігається відрив полімерної стрічки від бетонного масиву.

Методи підсилення та захисту залізобетонних конструкцій досить детально та широко описані в роботі [313].

Дослідники [278] рекомендують регулювати технічний стан залізобетонних конструкцій шляхом відновлення їх монолітності. Для цього в утворені тріщини закачується полімерний розчин на базі епоксидних в'яжучих. В роботі надаються оптимальні склади розчинів та опис технології виконання робіт. Недоліком є те, що в своїй розробці автори не оцінюють ступінь впливу усадки полімеррозчину, яка залежить від ширини тріщини, що ремонтується, та може бути суттєвою.

Яцкевич М.Г. [292] розробив класифікацію дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій за часом виникнення та походженням. Він виділяє ушкодження, що впливають на основні параметри системи (міцність, деформативність, тріщиностійкість тощо) та загрожують цілісності конструкції;

дефекти, що не викликають руйнування системи та дефекти, які зменшують довговічність. Виходячи з наведеної класифікації Яцкевич М.Г. пропонує заходи впливу (ремонту) на конструкції.

Попеско А.І., Анцигін О.І., Дайлов А.А. [212] розробили метод розрахунку стиснутих залізобетонних конструкцій, підсилених під навантаженням. Цей метод враховує нелінійність деформування бетону та арматури, а також наявність пошкоджень сталі корозією. При цьому виділяється чотири стани пошкодження корозією. Методологічні підходи, викладені в статті, можуть бути використані й для розрахунку елементів, що згинаються.

В роботі [177] досліджується процес експлуатації в конкретних умовах підприємств м'ясомолочної промисловості. Виявлені причини руйнування залізобетонних конструкцій та на підставі аналізу розроблені заходи щодо регулювання процесу старіння системи будівлі. Автори пропонують використовувати антикорозійні покриття, що створюючи захисну плівку різко зменшують швидкість деградації матеріалу та збільшують ресурс. На підставі проведених натурних виробничих дослідів запропоновані хімічно стійкі покриття.

Ефективна експлуатація будівель та споруд, з точки зору Кириленка А.М. [91], можлива лише на підставі даних отриманих в ході моніторингу будівельних конструкцій. Базовим елементом системи моніторингу автор вважає класифікацію технічного стану та прийнята модель прогнозування залишкового ресурсу. Автором пропонується використання динамічного підходу до оцінювання технічного стану. На прикладі експлуатації конструкцій тунелів інженерних комунікацій Кириленко А.М. показує, що дискретний моніторинг – статистично недостовірний, а безперервний – надто дорогий. Вихід з цього положення дослідник вбачає у використання байєсовських підходів, як методологічну основу для переходу від апріорної інформації до апостеріорної.

Аналогічний підхід до цього процесу використав Семко О.В. [254] під час дослідження надійності сталезалізобетонних конструкцій.

Організаційним питанням регулювання технічного стану присвячена робота Меженського О.М. та Уварова Є.В. [176]. Пропонується змістити акценти на

грамотну експлуатацію конструкцій, а проектування виконувати на підставі досвіду експлуатації. Перехід до системи гарантій інноваційної якості в будівництві при реконструкцій неможливий без якісного та предметного обстеження конструкцій, установлення їх технічного стану та прогнозування їх роботи в майбутньому. Даються структурно-логічні схеми, які дозволяють реалізувати поставлену мету.

Радкевич О.В. [227], використовуючи математичний апарат системотехніки та системний підхід до створення оптимальної організаційно-технологічної моделі відновлення об'єктів транспортного комплексу, в якості критерію оптимального рішення визначив мінімальну вартість. При цьому розглядається розроблена в [197] орієнтована сітьова модель. Недоліком такого підходу є усунення із розрахункової моделі характеристик технічного стану конструкцій.

1.3.2. Розширення допустимих значень показників експлуатаційної придатності

Уточнення розрахунків будівельних конструкцій, як уже відзначалося, призводить до розширення області якості, тобто, власне кажучи, збільшує термін подальшої експлуатації. Строго кажучи, цей процес може буди і зворотнім, тобто область якості може звужуватися. Тоді, навпаки, залишковий ресурс зменшується, але на підставі отриманих даних ми можемо визначити дійсне його значення та попередити перехід конструкції до гіршого технічного стану.

Одним із способів розширення області допустимих значень показників експлуатаційної придатності, тобто нормованих параметрів конструкцій, є врахування відповідальності будівель та споруд. В статті Отставнова В.А., Кайзера В.Д. та Сухова Ю.Д. [196] обґрунтовуються значення коефіцієнтів надійності за призначенням будівель (споруд), які введені в чинні норми проектування [59, 263].

Ахметзянов Ф.Х. та Кринкін І.Л. [6] констатують факт, що методи кількісної оцінки ступеню впливу різних дефектів на несучу здатність конструкції ще не розроблені. На прикладі розгляду параметрів 18-ти метрової попередньо напруженої

залізобетонної балки, показаний вплив різних факторів (нерівномірність натягу арматури, концентрації напружень в місцях зміни поперечного перерізу тощо) на роботу конструкції, а в кінцевому рахунку – на її надійність.

Вплив початкової технологічної пошкодженості залізобетонних конструкцій вивчали Дорофєєв В.С., Вировий В.М. та їх колеги і учні [38, 63, 65 та ін.]. Вони встановили вплив такої пошкодженості на фізико-механічні властивості складових матеріалів та на роботу (а значить, і розрахунок) залізобетонних конструкцій, що зазнають різного виду навантажень, у цілому. Запропоновані поправки до розрахунку будівельних конструкцій дозволяють оцінювати такі дефекти, а рекомендації щодо керування складом бетонної суміші під час виготовлення – керувати якістю конструкції під час її експлуатації.

Личов О.С. [170] на прикладі оцінювання коефіцієнта варіації характеристик міцності бетону та арматури показав, що при заданій надійності залізобетонної конструкції як системи, можливе зменшення розходу матеріалів на виготовлення виробів. Таким чином автор регулює технічний стан конструкцій на базі статистичних розрахунків. Запропонований алгоритм дає можливість методом перебору запроектувати залізобетонний елемент оптимальний з точки зору економічності та з наперед заданими параметрами надійності. Використання цієї методики в практиці проектування стримується відсутністю вибірки для визначення статистичних характеристик.

Методика розрахунку залізобетонних конструкцій, що знаходяться в агресивному середовищі, під дією зовнішнього навантаження як за першою, так і за другою групою граничних станів розробляється Бліхарським З.Я. та його учнями [26]. Пропозиції щодо розрахунку таких конструкцій суттєво уточнюють наші уявлення про напружено-деформований стан та роботу залізобетонних елементів та значно розширюють область якості, тим самим дають змогу регулювати технічний стан будівель та споруд у цілому.

Аналогічними питаннями вивчення роботи залізобетонних конструкцій при сумісній дії силового навантаження там агресивного навколишнього середовища займалися також Fu X., Chung D.D.L. [303, 304]. Наряду з іншими факторами, цими

вченими вивчався вплив корозійних процесів на зчеплення сталевої арматури з бетоном [304].

Бамбура А.М. з колегами [13] на основі рекомендацій щодо визначення показників експлуатаційної придатності залізобетонних колон, підсилених монолітною залізобетонною сорочкою [14], розробили пропозиції щодо оцінювання несучої здатності стиснутих елементів, підсилених при дії зовнішнього навантаження. При цьому враховувалася нелінійна робота бетону [15].

Шагін О.Л. та Ізбаш М.Ю. [284] запропонували локальний метод підсилення балкових конструкцій, що експлуатуються, шляхом постановки додаткової зовнішньої поперечно напруженої арматури. Авторами також розроблений метод розрахунку таких систем.

Горохов Є.В. та його співробітники [44] розробили систему управління технічним станом сталевих опор ліній електропередачі. Метод розрахунку за граничними станами скориговано для розрахунку на стадії експлуатації [45]. Авторами розглядається декілька видів втручань в роботу конструкцій:

- превентивно активний (постійний моніторинг стану, плавка льоду тощо);
- превентивно пасивний (підсилення конструкцій для можливості сприйняття навантаження в повному обсязі);
- заходи-наслідки (за результатами аварій чи поломок конструкцій).

Розроблена науковцями логічна схема проведення заходів щодо проведення спостережень та реконструкції має замкнутий характер, тобто діє до того часу, поки власник не прийме рішення щодо знесення лінії без її заміни.

Стороженко Л.І., Семко О.В. Воскобійник О.П. [267, 268, 269] до оцінювання несучої здатності коротких та довгих трубобетонних елементів підійшли на імовірнісній основі.

Голоднов О.І. [42] розробив методику впливу початкових температурних впливів, що виникають під час зварювання будівельних конструкцій на напружено-деформований стан та параметри таких конструкцій. Напружено-деформований стан автор моделює методом скінченних елементів. На прикладі двох будівель, технічний

стан яких визначався та корегувався, показана можливість використання наданих пропозицій на практиці.

Мішутін А.В. [180, 181] вивчав вплив складу бетону на якості бетонної суміші та, в подальшому, – на характеристики бетону та конструкцій. Регулювання технічного стану він пропонує виконувати шляхом уведення пластифікуючих добавок до складу бетонної суміші. Деструктивні процеси в бетоні автор розглядає виходячи із загально прийнятої точки зору [149].

Кобринець В.М. зі співавторами [144, 145], розглядаючи вплив навколишнього агресивного середовища на роботу стержнів та пластин, пропонують враховувати деструкцію матеріалу певного шару заміною фізико-механічних характеристик. При цьому переріз буде неоднорідним, оскільки різні шари будуть мати різні властивості. Розроблені рекомендації щодо розрахунку таких неоднорідних систем як стиснутих, так і тих, що згинаються.

Одним із методів визначення області якості конструкцій є уточнення параметрів системи в ході натурних інструментальних обстежень. Такі обстеження носять конкретний характер, їх результати можуть бути використані, в основному, лише на даному об’єкті. Але в ході таких досліджень, по-перше накопичується інформація про роботу залізобетонних конструкцій, по-друге з’являється можливість переносу результатів на інші об’єкти, аналогічні тому, що обстежується. Прикладом таких обстежень є робота [147]. Детальні інструментальні обстеження показали, що коефіцієнт варіації бетону становить 0,065 (при прийнятому стандартному 0,135). Таким чином обґрунтовано вдалося підвищити розрахункову міцність бетону та виявити резерви міцності, тобто розширити область якості системи будівлі.

До таких же, але більш об’ємних відносяться досліди [250], оскільки об’єктом дослідів було декілька залізобетонних гребель Ангарського каскаду. В результаті встановлено, що 30...40-річна експлуатація в агресивному середовищі призводить до локального руйнування бетону та його деструкції. Так коефіцієнт варіації бетону гребель сягає 0,267, що значно вище середнього загальноприйнятого.

Автори [92] вивчали роботу збірно-монолітних залізобетонних стін в умовах одностороннього нагріву. На підставі експериментальних досліджень установлена можливість експлуатації їх до температури + 130ºС. При цьому параметри стінових панелей не виходять за граничні межі і конструкції можуть нормально експлуатуватися.

Прокопович І.Є. та Мазур В.Ф. [223] експериментально підтвердили, що завантажені до рівня не вище ніж 0,8...0,89 від руйнуючої залізобетонні конструкції мають більшу міцність бетону, ніж ненавантажені, тобто міцність ненавантажених зразків можна розглядати як нижню оцінку міцності завантажених елементів. Цей факт можна використовувати для розширення області якості конструкцій, що експлуатуються та знаходяться під навантаженням.

Чайка В.П. [279] запропонував аналітичний вираз для визначення міцності бетону на стиск за градієнтом напружень. Автор приходить до висновку, що таке визначення міцності та пружно-пластичних властивостей бетону більш точне ніж за експериментальними кривими деформування бетону. Використовуючи запропонований підхід можна уточнити (розширити) область якості конструкцій та збільшити їх ресурс. Однак, методика потребує достовірної експериментальної перевірки.

Крамарчук А.П. [152] провів експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних елементів, підсилених під навантаженням шляхом постановки в розтягнутій зоні додаткової поздовжньої арматури. Автором встановлено, що ефективність арматури підсилення тим вища, чим менший рівень напружень в існуючих стержнях. Таким чином, використовуючи отримані результати можна визначити параметри залізобетонних конструкцій після її підсилення.

Штерн О.І. та Штерн В.О. [288] вивчали роботу похилих перерізів балок із керамзитобетону. Ними встановлена залежність між несучою здатністю та відносним прольотом зрізу. Така залежність дещо інша ніж в балках з важкого бетону. Автори прийшли до висновку, що розрахункову модель балки може розглядатися як арка з затяжкою. Руйнування такої системи відбувається або від

роздроблення бетону стиснуто-зрізуваної зони, або від виривання арматури із опорного блоку.

Москвін В.М., Агаджамов В.І. та Гузєєв Є.А. [183] стверджують, що збільшити ресурс конструкцій, що експлуатуються в агресивному середовищі можна лише за умови виконання наступного: якісному та грамотному проектуванню; зменшення агресивності середовища (витяжки, закриті системи тощо); захист конструкцій; кваліфікована експлуатація. Це, звичайно, потребує збільшення початкових витрат, але окупається в процесі експлуатації.

Одним із способів захисту конструкцій є карбонізація поверхневого шару бетону [149, 297, 342].

Добавка до складу бетону хлористого заліза [298, 344] підвищує водонепроникність бетону та суттєво зменшує можливість його корозії. Однак, в цьому випадку активізується корозія стальної арматури залізобетонних конструкцій.

Різними вченими [321, 323, 324] досліджувалися питання впливу на бетонний камінь агресивного середовища, що вміщує найбільш поширені реагенти CO_2 та H_2CO_3. В результаті проведених дослідів встановлено, що найбільш стійкими в розчинних кислотах є бетони з використанням кислотостійких цементів та полімерів [305, 310, 311, 333, 356]. Основним недоліком таких матеріалів є їх висока вартість. Корозія модифікованих бетонів розглядається також в роботах [337, 348], а в [319, 345] пропонуються склади нових полімербетонів, що ефективно експлуатуються в агресивному середовищі. Наводяться дані щодо хімічної стійкості таких бетонів.

Карташов К.М., Гіндоян А.Г. та Бутлицький О.Е. [87] ставлять проблему удосконалення усього процесу від проектування до закінчення терміну експлуатації будівель та споруд, в яких має місце агресивне середовище. В таких будівлях процес зносу проходить в декілька разів швидше ніж в звичайних умовах. В зв’язку з цим зменшується міжремонтний термін та зростають витрати на експлуатацію. Автори відзначають недосконаліть нормативних документів в частині недостатньої вимогливості їх до захисту конструкцій від дії агресивного середовища. Критерієм ефективності проектних рішень повинен бути досвід експлуатації аналогічних будівель та споруд. Суттєві недоліки мають місце і в організації служби

спостереження за станом будівель та споруд. Вони, з точки зору авторів статті, повинні:

- здійснювати технічний нагляд за конструкціями та середовищем;
- забезпечувати своєчасні адекватні втручання процес експлуатації;
- визначати ступінь фізичного зносу конструкцій (під час переоцінювання основних засобів);
- вести постійний облік даних щодо експлуатації будівель та споруд, необхідного для нормальної експлуатації та накопичення статистичних даних для висновків щодо умов роботи конструкцій та їх технічного стану.

Дані про роботу конструкцій повинні бути зосереджені та мати співставний характер. Автори наводять рекомендації щодо поліпшення процесу проектування та експлуатації будівель і споруд промислових підприємств.

Питанням удосконалення процесів експлуатації та подовження терміну нормальної експлуатації будівель та споруд за наявності в них агресивного середовища присвячені роботи [56, 187, 232, 259]. Авторами піднімається питання удосконалення як процесу проектування, так і ходу експлуатації, а також необхідність розробки сучасних нормативних документів, які б дозволяли подовжити термін служби будівель та споруд.

1.4. Висновки за розділом

1. Аналіз проведених в Україні та за кордоном досліджень, направлених на оцінювання технічного стану, його прогнозування та регулювання, показує, що в даний час є досить багато напрацювань в даному напрямку. Нормами встановлена кількість технічних станів та критерії віднесення конструкцій до кожного з них. Однак, для конструкцій із різних матеріалів і навіть для різних видів конструкцій технічні стани визначаються по-різному. Норми не дають рекомендацій щодо прогнозування технічного стану, а керування ним здійснюється, як для нових

конструкцій, що в ряді випадків не відповідає реальній роботі конструкцій, які експлуатуються певний час.

2. Експериментально-теоретичні дослідження в даному напрямку носять розрізнений характер. Дослідники пропонують різні підходи, як до оцінювання технічного стану конструкцій, так і до процесу прогнозування та регулювання його. Немає одностайності і щодо визначення технічного стану будівлі чи споруди в цілому. В даний час відсутні комплексні дослідження в цьому напрямку.

3. Відсутність єдиної методології до визначення, прогнозування та регулювання технічного стану будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому робить цей процес неформалізованим, таким, що базується, в основному, на методі експертних оцінок. Для надійної нормальної експлуатації будівель та споруд необхідно розробити таку загальну методологію, яка б базувалась на загальних підходах до кожного з перерахованих питань, була достовірною та базувалась на реальних даних щодо роботи конструкцій.

4. Виходячи з вище викладеного, в даній роботі поставлені наступні задачі досліджень:

- виконати комплексний аналіз характерних дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій, що експлуатуються, та їх вплив на показники експлуатаційної придатності;
- розробити метод визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому;
- розробити методи визначення основних показників експлуатаційної придатності (міцності) пошкоджених в процесі експлуатації конструкцій, які відсутні в чинних нормах;
- розробити метод визначення початкового та залишкового ресурсу системи будівлі чи споруди в будь-який момент її експлуатації;
- створити математичну модель експлуатації будівлі, яка давала б можливість прогнозувати та регулювати роботу будівлі (споруди) як складної системи;

- розробити методи регулювання технічного стану будівельних залізобетонних конструкцій (на прикладі елементів, що згинаються);
- на основі розробленої математичної моделі запропонувати методику моніторингу будівельних конструкцій, оптимальну за критерієм витрат;
- впровадити результати досліджень в практику проектування та спостереження за будівлями та спорудами.

2 ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

2.1. Визначення технічного стану будівельних конструкцій

2.1.1. Технічний стан будівельних конструкцій. Технічний стан будівельних конструкцій згідно [50] — це стан, який характеризується в певний момент часу, за певних умов зовнішнього середовища, значенням параметрів (показників експлуатаційної придатності), встановлених на даний об’єкт.

Нормативні документи [189] визначають чотири можливих технічних стани окремої будівельної конструкції:

- I – нормальний. Фактичні зусилля в елементах та перерізах не перевищують допустимих за розрахунком. Відсутні дефекти і пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують несучу здатність чи довговічність;
- II – задовільний. За несучою здатністю й умовами експлуатації відповідають стану I. Мають місце дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції. Необхідні заходи щодо захисту конструкцій;
- III – непридатний для експлуатації. Конструкція перевантажена, або мають місце дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності. Але на основі перевірних розрахунків та аналізу пошкоджень можливо забезпечити її цілісність на час підсилення;
- IV – аварійний. Те саме, що і за станом конструкції III. Але на основі перевірних розрахунків та аналізу дефектів та пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо якщо можливий „крихкий“ характер їх руйнування. Необхідно вивести людей із зони можливого обвалення, виконати негайне розвантаження, вжити інших заходів безпеки.

Як видно із визначення технічних станів, навіть в нормах [189], немає чіткого, однозначного та науково обґрунтованого визначення цього фактору. Критерієм визначення технічного стану залізобетонних конструкцій є, в основному, дефекти та пошкодження, що визначаються візуально або візуально-інструментально. Це такі, як: силові тріщини, тріщини вздовж арматурних стержнів, втрата стійкості стисненої арматури, відшарування захисного шару бетону, корозійне пошкодження бетону тощо. Такий підхід носить суб'єктивний характер, базується на досвідченості експертів та часто призводить до невірного визначення технічного стану конструкцій. При такому підході важко знайти істину в разі розбіжності висновків.

Аналіз інших нормативних документів [157, 218, 234 та ін.] щодо визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, виконаний в розділі 1, показує, що в даний час, по-перше немає однозначного підходу до визначення кількості технічних станів, по-друге – не розроблені критерії віднесення конструкцій до кожного з них.

Виходячи з вищевикладеного, можна визначити критерії віднесення будівельних конструкцій до технічного стану:

1. Конкретний технічний стан повинен відображати якісно новий ступінь роботи конструкції.

2. Критерії віднесення конструкції до того чи іншого стану повинні бути формалізовані, визначатися розрахунками та бути такими, які б не давали двоякого трактування у питанні визначення технічного стану.

3. Кількість технічних станів повинна бути мінімальною.

В даній роботі в якості об'єкта розглядається будівля або споруда в цілому. Виходячи з цього, до кожної будівлі (споруди) залежно від ряду факторів, як-то: призначення; проектна довговічність (нормативний термін експлуатації); матеріали, з яких виготовлені окремі конструкції та частини будівлі; технологічного процесу; впливу навколишнього середовища тощо, пред'являються певні вимоги (параметри) для виконання будівлею (спорудою) функціонального призначення на проектний термін експлуатації.

Усі ці вимоги визначаються на стадії проектування та складають сукупність показників експлуатаційної придатності (ПЕП). Комплекс ПЕП для даної будівлі чи споруди утворює область якості. Представимо область якості А (рис. 2.1) у вигляді n-мірного простору, векторами якого є окремі параметри, тобто показники експлуатаційної придатності першої групи [30]. На рис. 2.1, б показана m – мірна область якості В для показників експлуатаційної придатності другої групи.

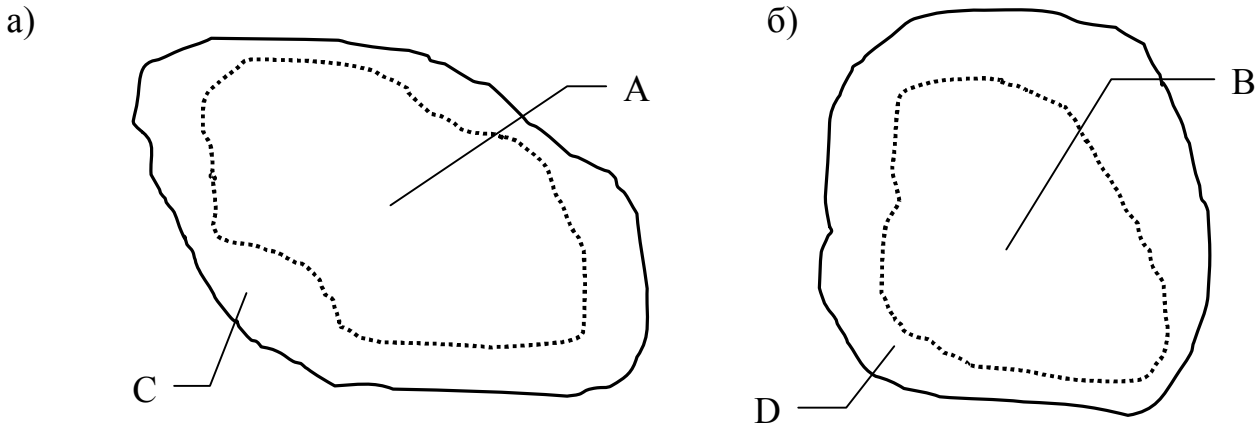


Рис. 2.1. Графічне відображення технічного стану: а – за першою групою ПЕП; б – за другою групою.

Для окремих конструкцій області А та В практично повністю відповідають вимогам за першою (область А) та другою (область В) групою граничних станів [48]. Для будівель і споруд в цілому поняття сукупності радіусів-векторів, що складають дані області, дещо ширше. В область А входять показники експлуатаційної придатності, перевищення яких призводить до повної непридатності до експлуатації або до повної чи часткової втрати несучої здатності будівлі (споруди). Область В складають ПЕП, перевищення яких утруднює нормальну експлуатацію конструкцій чи будівель (споруд) в цілому або зменшують довговічність будівель в порівнянні з терміном експлуатації, який передбачався.

Області С та D на цьому ж рисунку утворюється сукупністю радіус-векторів, кожний із яких описує один із показників експлуатаційної придатності в той чи інший момент часу, відповідно для ПЕП першої та другої групи. Оскільки складові області С та D є величинами змінними, то в кожний момент часу вони будуть мати інше значення. Як правило, через фізичний знос матеріалів та конструкцій, що

складають будівлю (споруду), ці зміни носять деградаційний характер, тобто з часом показники експлуатаційної придатності погіршуються. Внаслідок цього розміри області C та D зменшуються, а її межі наближаються до меж області якості, відповідно, A і B.

Під час експлуатації, як правило, вплив зовнішнього середовища не змінюється, а параметри конструкцій будівель та споруд – втрачають свою якість, наближаючись з часом до найменш допустимих характеристик, що в свою чергу переводить окрему конструкцію і будівлю чи споруду вцілому до іншого, більш гіршого технічного стану згідно [189].

Перетинання межею області D межі області B означає, що окремі конструкції або будівля чи споруда вцілому не можуть нормально експлуатуватися в подальшому, а перетинання нею межі області A межею області C свідчить про те, що окрема конструкція або будівля чи споруда в цілому знаходиться в аварійному стані.

Виходячи з вищесказаного пропонується скоротити число технічних станів окремих конструкцій та будівель (споруд) в цілому до трьох:

I – задовільний. У конструкцій, які можуть бути віднесені до цього стану, показники експлуатаційної придатності I та II групи не перевищують своїх граничних значень;

II – непридатний до нормальної експлуатації. Показники експлуатаційної придатності II групи у таких конструкцій перевищують граничні значення, але ПЕП I групи – знаходяться в допустимих межах;

III – аварійний. ПЕП I групи перевищують свої граничні значення при цьому ПЕП II групи можуть знаходитися в допустимих межах.

Математично це можна записати наступним чином:

– будівля (споруда) або окрема конструкція може нормально експлуатуватись (тобто знаходиться в I – задовільному технічному стані), якщо

$$A \bigcap C = A;\ B \bigcap D = D; \tag{2.1}$$

– нормальна експлуатація неможлива, але міцність та стійкість конструкції чи системи будівлі або споруди в цілому забезпечена (має місце II технічний стан –

непридатний до нормальної експлуатації). Необхідні заходи щодо захисту конструкцій та усунення дефектів і пошкоджень:

$$A \bigcap C = A;\ B \bigcap D \neq D; \tag{2.2}$$

– будівля чи споруда або їх окремі частини (конструкції) можуть обвалитися (III технічний стан – аварійний). Необхідні негайні заходи щодо розвантаження конструкцій, тимчасовому чи постійному підсиленню їх або виведення будівлі (споруди) з експлуатації:

$$\begin{gathered} A \bigcap C \neq A; \\ B \bigcap D = D \text{ або } B \bigcap D \neq D. \end{gathered} \tag{2.3}$$

Аргументацією такого підходу є те, що не існує конструкцій без дефектів та пошкоджень [63]. Мова йде лише про їх розміри та вплив на роботу конструкції. Останнє в запропонованому методі визначення технічного стану враховується безпосередньо перевірочними розрахунками. Тому логічним є виключення з переліку технічних станів першого (згідно [189, 234]), до якого відносяться конструкції, що не мають дефектів та пошкоджень.

Показники експлуатаційної придатності, які створюють n - та m -мірну області А і В носять випадковий характер. Тому в подальшому буде розглядатися також можливість імовірнісного підходу до визначення технічного стану.

2.1.2. Показники експлуатаційної придатності. Подія переходу з одного технічного стану в інший (в даному випадку розглядається процес погіршення стану), власне кажучи, відмова системи відбувається тоді, коли один, або декілька одночасно, показників експлуатаційної придатності виходять за межі допустимого значення. Можливий і зворотній процес – коли технічний стан конструкції поліпшується, але це, як правило, можливо в результаті проведення відповідних заходів щодо ремонту та підсилення або зміни параметрів зовнішніх навантажень та впливів. Під показниками експлуатаційної придатності будемо розуміти ті параметри, які встановлюються для системи, що експлуатується. Для кожної конструкції, залежно від їх функціонального призначення, встановлюється кілька таких показників. Розглянемо звичайний залізобетонний елемент, наприклад балку. Для неї можна назвати наступні показники експлуатаційної придатності: міцність

(нормального перерізу; міцність похилого перерізу на дію поперечної сили, по похилій смузі, на дію згинального моменту); деформативність (обмеження прогинів за будь-якими вимогами або кутів повороту); тріщиностійкість (поява тріщин або при можливості їх утворення – ширина розкриття тріщин). При цьому розглядаються, як нормальні так і похилі тріщини); стійкість проти впливу навколишнього середовища (конструктивний або зовнішній захист від агресивних впливів) тощо. Приклад призначення ПЕП для ребристої балки покриття наведений в додатку Б.

Звичайно, порушення вимог до кожного із цих показників (відмова) має різний вплив на роботу конструкції як системи. Якщо в результаті перевищення допустимих значень ПЕП можливе руйнування конструкції, то перевищення допустимих значень іншими призводить лише до унеможливлення нормальної її експлуатації. Виходячи з цього всі показники експлуатаційної придатності рекомендується розділяти на дві групи:

I – показники експлуатаційної придатності, перевищення яких призводить до руйнування конструкції (системи);

II – ПЕП, перевищення значень яких вище ніж допустимі не призводить до руйнування конструкції, але унеможливлює нормальну експлуатацію їх.

Часто показники експлуатаційної придатності, віднесені до першої чи другої їх групи, співпадають з вимогами, які пред'являються до першої та другої групи граничних станів. Такий збіг найчастіше має місце для несучих конструкцій, але він не є обов'язковим.

Так, для залізобетонного несучого елемента, що згинається, перелік показників експлуатаційної придатності наведений вище. Відомо, що руйнування таких елементів відбувається або починаючи з досягнення граничних напружень (фізичної чи умовної межі текучості) в поздовжній арматурі та руйнування бетону стиснутої зони, або (якщо елемент переармований) – з руйнування стиснутого бетону.

Міцність поперечного перерізу залізобетонного елемента залежить від ряду факторів та у загальному випадку може бути записана умовою:

$$T(q, v, \gamma_n, C) \le T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}), \quad (2.4)$$

де T – внутрішнє зусилля від розрахункових значень навантажень. У випадку елемента, що згинається, – згинальний момент, який залежить від постійного (q) та тимчасового (v) навантаження; коефіцієнта надійності за призначенням (γ_n); ряду інших факторів (C) (розрахункової схеми, коефіцієнта динамічності тощо);

T_{per} – зусилля, яке може сприйняти поперечний переріз, що, в свою чергу, є функцією форми і розмірів поперечного перерізу (S), міцності матеріалів (R_s, R_b) та коефіцієнтів умов роботи матеріалів $(\gamma_{bi}, \gamma_{si})$.

При виконанні нерівності (2.4) міцність поперечного перерізу буде забезпечена, і залізобетонну конструкцію (за запропонованою вище класифікацією) можна віднести до I або II технічного стану (залежно від результатів розрахунків за другою групою граничних станів). За умови невиконання цієї нерівності — технічний стан оцінюється як аварійний (III).

Аналогічно порівнюються фактичні значення показників експлуатаційної придатності другої групи. При цьому слід виконати розрахунки за другою групою граничних станів та порівняти їх значення з допустимими для відповідних ПЕП. У випадку, коли фактичні значення ПЕП не перевищують допустимих, можна вважати, що конструкція знаходиться в задовільному (I) технічному стані (звісно за умови, що забезпечені вимоги міцності, тобто вона не знаходиться в аварійному стані).

Як уже відзначалося, до конструкцій пред’являються різні вимоги залежно від їх призначення. Якщо розглянути також залізобетонний елемент, що згинається, але стінову панель, то поряд з уже перерахованими показниками експлуатаційної придатності, такі конструкції повинні мати відповідну морозостійкість, повітропроникність та опір теплопередачі. Відповідність ПЕП вимогам, тобто не перевищення допустимих значень, що власне характеризується знаходженням даного параметра в області В (рис. 2.1), в даному випадку також визначається також відповідним розрахунком.

Наведені приклади показують, що запропоновані групи показників експлуатаційної придатності дають можливість формалізувати процес визначення технічного стану, тобто зробити його розрахунковим, а значить однозначним.

2.2. Фактори, що впливають на технічний стан будівельних конструкцій. Ступінь впливу, взаємодія

Усі фактори, які впливають на стан залізобетонної конструкції, можна розділити на дві групи: силові навантаження та вплив навколишнього середовища (рис. 2.2). Силові навантаження, як правило виникають від дії зовнішніх сил. Вони носять імовірнісний характер і як правило мають нормальний розподіл. На даний момент часу статистичні характеристики таких розподілів вивчені досить детально: для вітрового [210, 93], снігового [201] та кранового [93] навантажень.

Особливий клас складають силові навантаження, що викликані дією впливу навколишнього середовища. Це такі внутрішні зусилля, що виникають (для залізобетонних конструкцій) від дії продуктів корозії матеріалів. Характерним прикладом цього є руйнування захисного шару бетону через корозію сталевої арматури та збільшення об'єму продуктів корозії в порівнянні з об'ємом сталі (рис. 2.3). Визначити величину руйнуючого зусилля від такого впливу досить важко, тому що величина напружень σ при яких відбувається руйнування захисного шару бетону залежить від цілого ряду факторів: діаметра та класу арматури; швидкості її корозії; положення арматури (товщини захисного шару та розміщення стержня відносно граней перерізу); характеристик міцності та деформативності бетону, наявності та параметрів тріщин в бетоні захисного шару. Змінність цих факторів суттєва тому, як показують результати моделювання їх визначення, достовірність результатів не забезпечується.

Взагалі, корозія арматури та бетону, як показують статистичні дослідження, – найбільш поширені пошкодження залізобетонних конструкцій. Вони мають найбільший вплив на основні показники експлуатаційної придатності, особливо

першої групи (міцність), тому в подальшому основна увага буде зосереджена на цих пошкодженнях.

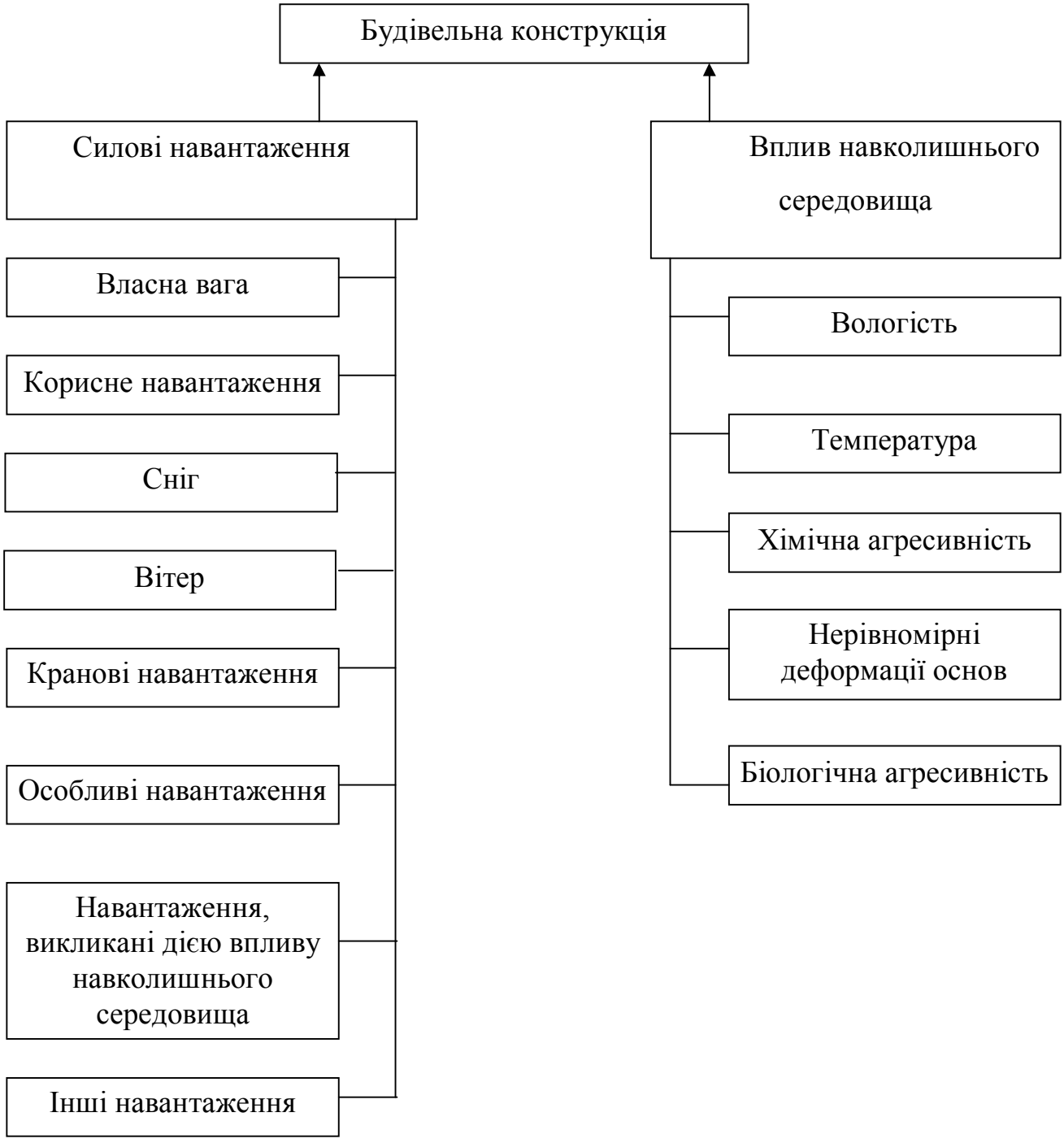


Рис. 2.2. Схема впливів на будівельну конструкцію.

Іншим прикладом зусиль, викликаних впливом зовнішніх факторів, є корозія бетону третього виду (за класифікацією В.М. Москвіна) [54, 149, 294, 308]. Ця корозія характеризується тим, що в порах і капілярах бетону накопичуються солі з наступною їх кристалізацією, а це пов’язане зі збільшенням об’єму твердої фази.

Солі утворюються внаслідок хімічних реакцій взаємодії агресивного середовища із складовими частинами цементного каменю або приносяться із навколишнього середовища і виділяються з розчину внаслідок поступового випаровування з нього води.

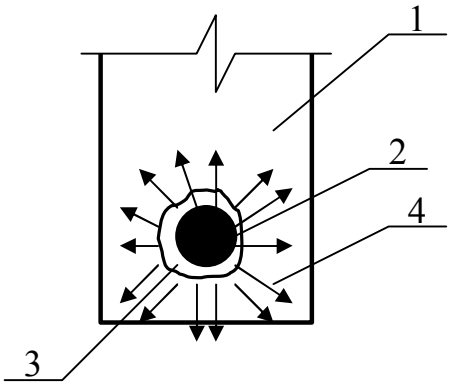


Рис. 2.3. Внутрішні напруження в залізобетонній конструкції від корозії арматури: 1 – бетон; 2– арматурний стержень; 3 – продукти корозії; 4 – нормальні напруження (σ).

В процесі корозії третього виду при накопиченні солей в порах і капілярах на початковому етапі бетон ущільнюється, а з наступним ростом кристалоутворень виникають значні розтягуючі зусилля в стінках порожнин. Це призводить до руйнування структурних елементів, в результаті чого знижується міцність бетону. Як показують досліди [184], такий же механізм падіння міцності бетону спостерігається і під час проникнення в пори бетону деяких мономерів та їх полімеризація зі збільшенням об'єму. Визначати розтягуючі напруження, що виникають в бетоні при такого виду корозії, та пов'язувати з ними ступінь пошкодження (зниження міцності бетону) через складність процесу – недоцільно.

Аналогічне зменшення міцності бетону залізобетонної конструкції спостерігається при просочуванні його усього поперечного перерізу (об'єму) нафтопродуктами [101].

Розглянемо інші види корозії бетону, які впливають на роботу залізобетонних конструкцій та, в кінцевому випадку, на технічний стан їх. Найбільш поширеним видом корозії є деструктивні процеси, що протікають при дії агресивних рідин та у вологому середовищі. За класифікацією Москвіна В.М. [149] корозія першого виду характеризується розчиненням продуктів гідратації цементу у воді, що обумовлює можливість корозії цементного каменю в бетонах за рахунок розчинення та виносу сполук – процес „вилуджування" гідроокису кальцію в бетоні. Корозія першого виду найбільш активно проявляється при фільтрації через бетон води низької жорсткості [149, 317]. Інтенсивність (швидкість протікання) корозії залежить від

кількості води, що фільтрується. при такому виді корозії, як правило, зниження міцності бетону проходить практично рівномірно по усьому перерізу, тобто під час виконання перевірних розрахунків можна говорити про зменшення міцності бетону усього перерізу.

Корозія другого виду проходить через обмінні реакції між кислотами або солями навколишнього середовища, з однієї сторони, та складовими частинами цементного каменю – з іншої. Як показують досліди [171, 244], процес корозії в цьому випадку протікає в поверхневих шарах бетону, що контактують з агресивним середовищем. Процес руйнування цих шарів може досягти повного розвитку (руйнування бетону) при тому, що в прилеглих шарах бетону практично не спостерігаються зміни структури цементного каменю. При оголенні більш глибших шарів бетону процес корозії протікає до повного руйнування усього бетону [202]. Таким чином, результати корозії бетону другого роду можна розглядати як зменшення розмірів перерізу залізобетонного елемента (за рахунок виключення з розрахунку прокородованого шару бетону). Міцність бетону, який не зазнав дії агресивного середовища та не прокородував, залишається незмінною.

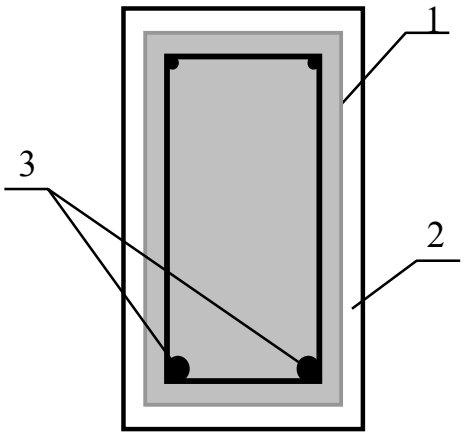


Рис. 2.4. Поперечний переріз частково пошкодженого залізобетонного елемента: 1 – непошкоджений корозією бетон; 2 – шар пошкодженого (деградованого) бетону; 3 – арматура.

У випадку, коли дії нафти піддається масивний бетонний (залізобетонний) елемент [83] і просочується частина перерізу, виникає проблема з перевірними розрахунками таких конструкцій. При цьому, залежно від глибини проникнення та ступеню пошкодження структури бетону (зменшення міцності його) у просоченому шарі, рекомендується розглядати комплексний поперечний переріз (рис. 2.4). Однак, як показали експериментальні досліди над залізобетонними балками [24], при значній інтенсивності навантажень, а відповідно високому рівні напружень, на верхній та нижній гранях елемента корозія бетону проходить більш інтенсивно ніж у менше напружених частинах

перерізу. Внаслідок цього має місце нерівномірне зменшення розмірів перерізу – він набуває овалоподібного обрису. В зв'язку з цим, під час виконання перевірних розрахунків розглядається складний профіль, який описується формою стиснутої зони. Для спрощення розрахунків пропонується приймати розрахунковий переріз трапецевидного обрису.

Тут слід зауважити, що загально прийнято визначати рівень навантаження в порівнянні з руйнуючим навантаженням. При цьому мається на увазі, що напруження в матеріалах пропорційні зовнішньому впливу. Однак, в залізобетонних конструкціях, що згинаються, або зазнають поза центрового стиску чи розтягу з відносно великими ексцентриситетами напруження в бетоні, а значить, в нашому випадку, інтенсивність корозії бетону, залежить не від рівня навантаження відносно руйнуючого, а від рівня напружень в бетоні (η) відносно граничних значень (для розрахунків за першою групою граничних станів – R_b, для другої групи – $R_{b,ser}$):

$$\eta = \frac{\sigma_b}{R_b} \text{ або } \eta = \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}. \tag{2.5}$$

Враховуючи це, можна записати, що для залізобетонних елементів, руйнування яких починається з досягнення граничних напружень в розтягнутій арматурі, рівень навантаження повинен визначатися за виразом:

$$\eta = \frac{\xi}{\xi_R}\frac{F}{F_u}, \tag{2.6}$$

де F – поточне зусилля від зовнішнього навантаження чи впливу; F_u – граничне значення зусилля.

Дану пропозицію щодо врахування рівня навантаження слід використовувати тоді, коли цей параметр впливає на характеристики бетону (швидкість корозії, величину деформацій повзучості тощо).

Під час визначення технічного стану залізобетонних конструкцій виникає проблема оцінювання впливу різних факторів, від яких залежать показники експлуатаційної придатності.

Якщо говорити конкретно про залізобетонні конструкції, то їх технічний стан і здатність сприймати навантаження визначається роботоспроможністю арматури та

бетону. Не дивлячись на те, що ці матеріали з часом змінюють свої характеристики, вплив змін складових залізобетону на роботу конструкцій різний.

Проаналізуємо основні фактори, що впливають на технічний стан конструкцій.

Залізобетонні елементи, що згинаються. Розглянемо викладену вище проблему на прикладі залізобетонної балки прямокутного перерізу з розмірами $h \times b$ $0{,}5 \times 0{,}2$ м (h_0=0,45 м), виготовлену з бетону класу В 20 (коефіцієнт умов роботи бетону γ_{b2}=0,9) та заармовану одиночною поздовжньою арматурою класу АІІІ. В ході експлуатації, як уже указувалося, може мати місце корозія бетону та, внаслідок цього, зменшення поперечного перерізу конструкції. Дослідження [22] показують, що зменшення поперечного перерізу іде на всю глибину корозії бетону, тобто можна розглядати рівномірне зменшення перерізу з повним виключенням з роботи прокородованого бетону.

Розглянемо випадок, коли рівномірно (по всій ширину перерізу) зменшується висота балки (робоча висота h_0). На рисунку 2.5 показана залежність несучої здатності нормального перерізу від цього параметру. Графіки наведені для різних значень відносної висоти стисненої зони (початкове значення при h_0=0,45 м): ξ=0,0195 (μ=0,05% – мінімальний відсоток армування, що відповідає площі арматури A_s=0,5 см^2); ξ=0,351 (μ=1,0% – оптимальне армування, A_s=9,0 см^2); ξ=0,499 (μ=1,42% – максимальне армування (межа переармування для h_0=0,36 м), A_s=12,8 см^2).

Несуча здатність нормального перерізу (величина згинального моменту) визначалася за методикою чинних норм [213, 262]. Це в даному випадку не має принципового значення, оскільки використання інших методик розрахунку, наприклад з використанням деформаційної моделі [8, 11, 62, 69, 86, 241, 340 та ін.], або інших підходів не порушує загальної методології вивчення даного питання ранжирування параметрів залізобетонних конструкцій при визначенні їх технічного стану, що пропонується в даній роботі.

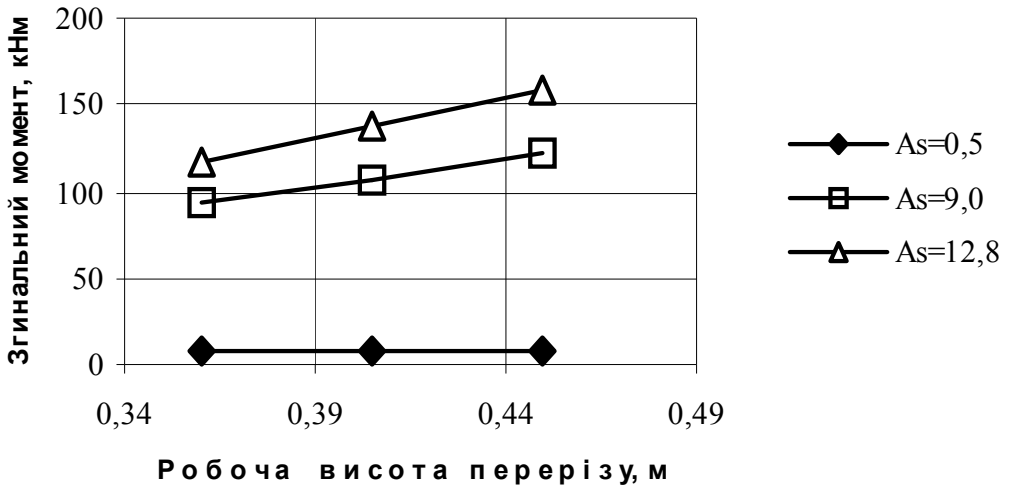


Рис. 2.5. Залежність несучої здатності від робочої висоти перерізу.

Як видно з графіка, кількість арматури в поперечному перерізі не суттєво впливає на відносне зменшення несучої здатності при зменшенні висоти перерізу. Так при мінімальному відсотку армування зменшення робочої висоти на 20% призводить до зменшення максимального згинального моменту, який може сприйняти переріз, також на 20%. При найбільшому значенні відсотка армування зменшення робочої висоти на таку ж величину тягне за собою зменшення несучої здатності лише на 26,6%. Причому ця залежність носить практично лінійний характер.

В процесі експлуатації, частіше за все, в балках зменшується не висота, а ширина поперечного перерізу. Розглянемо вплив такого зменшення на величину максимального згинального моменту. Причому в даній роботі розглядається лише рівномірне пошкодження (зменшення розмірів) з обох сторін. В іншому випадку має місце косий згин. З аналізу графіка, який наведений на рисунку 2.6, можна зробити висновок, що зменшення ширини поперечного перерізу в значно меншій мірі впливає на величину несучої здатності, ніж висота і також суттєво залежить від насиченості бетону робочою арматурою.

Так, у випадку, коли визначальним фактором є арматура (в разі малих відсотків армування), зменшення ширини на 50% призводить до зменшення несучої

здатності нормального перерізу лише на 1,1%. В іншому випадку (для максимального насичення арматурою) зменшення перерізу на 20% призводить до падіння міцності на 8,3%.

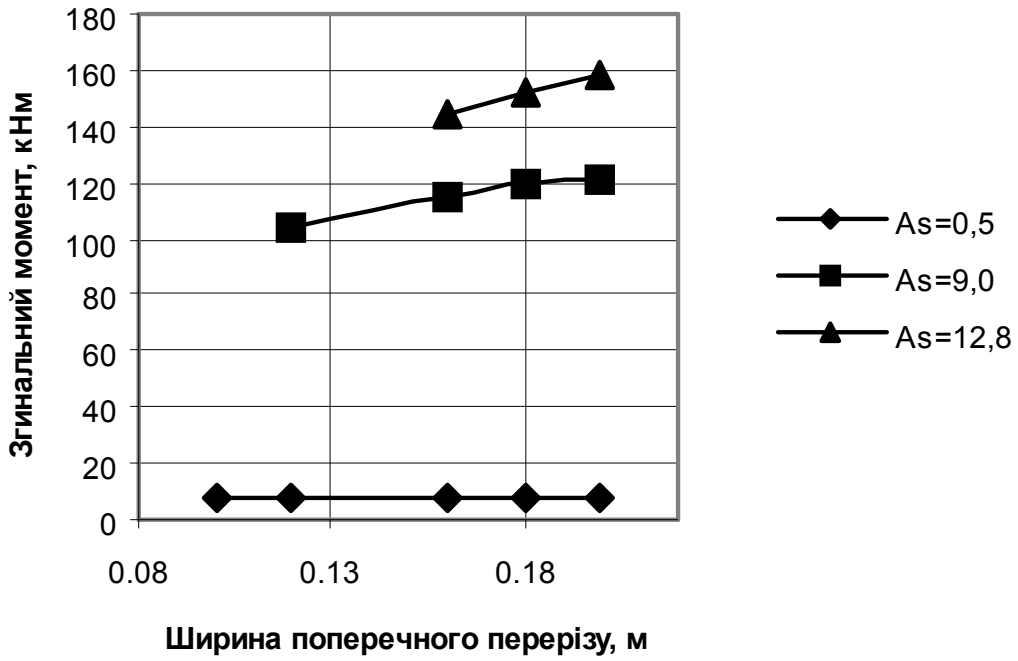


Рис. 2.6. Залежність несучої здатності від ширини перерізу.

Третім вирішальним фактором, який впливає на несучу здатність нормальних перерізів залізобетонних елементів, що згинаються, є площа перерізу робочої арматури A_s. Під час експлуатації за рахунок корозії ця величина поступово та, як правило, рівномірно зменшується. Цілком очевидно, що таке зменшення тягне за собою падіння несучої спроможності перерізу елемента (рис. 2.7). Швидкість падіння несучої здатності зі зменшенням площі робочої арматури залежить від коефіцієнта армування. При високих значеннях μ, тобто на межі переармування, коли на момент початку руйнування (досягнення межі текучості в арматурі $\sigma_s = \sigma_y$) напруження у бетоні значні ($\sigma_b \rightarrow R_b$) або у випадку, коли $\xi > \xi_R$, зменшення величини A_s тягне за собою несуттєве падіння згинального моменту. Так для балки, що розглядається, у цьому діапазоні армування зменшення кількості армування на 20% призводить до втрати несучої здатності на 5,5% (при $\xi > \xi_R$); за умови $\xi < \xi_R$ (при

$\mu \approx \mu_{opt}$) зменшення площі поперечного перерізу арматури на 30% призводить до зменшення несучої здатності уже на 22,7%. І нарешті, при малій кількості арматури ($\mu < \mu_{opt}$) маємо практично пропорційне падіння міцності зі зменшенням A_s (рис. 2.7).

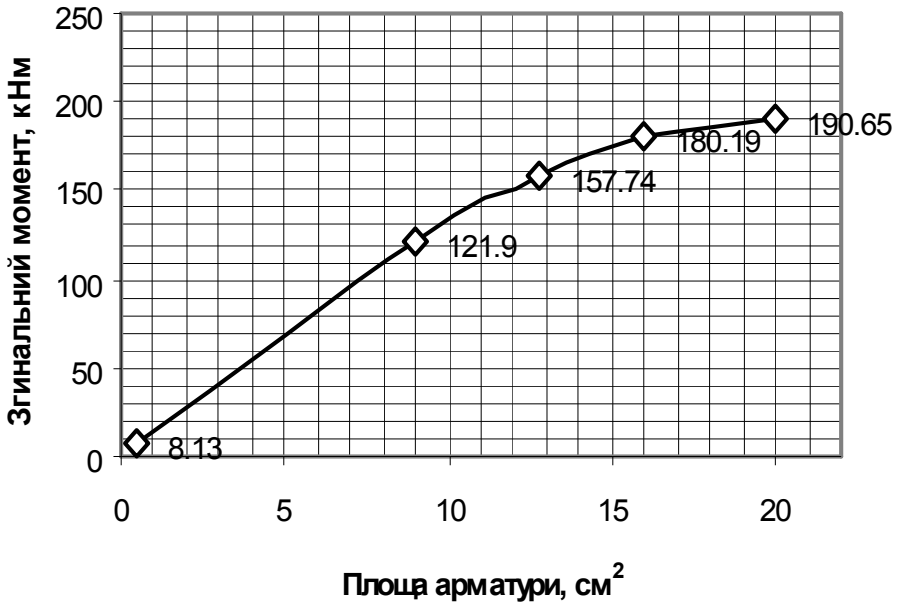


Рис. 2.7. Вплив кількості арматури в поперечному перерізі на несучу здатність.

Зниження класу бетону в конструкціях, що експлуатуються (мається на увазі рівномірне зниження по усій висоті перерізу) частіше за все має місце при використанні неякісних (із заниженою проти проектної міцності) матеріалів та просоченні матеріалу нафтопродуктами. В 1988 р. автором проведено натурний експеримент, що полягав у тому, що було обстежено ділянку перекриття ампульного цеху Полтавського заводу медичного скла. Перекриття складалося з ребристої плити з товщиною плитної частини 100 мм та набетонки товщиною 80 мм. Проектний клас бетону плити був В 25 (це підтвердилося неруйнівними випробуваннями матеріалу в місцях, що не зазнали впливу світлих нафтопродуктів). В місцях, які піддавалися постійному впливу таких нафтопродуктів (проливання), були випиляні зразки циліндрів Ø50 мм. Шляхом руйнуючих випробувань згідно [46] встановлено, що фактична міцність бетону відповідає класу В 15. Причому, як було встановлено ультразвуковим дослідженням циліндричного зразка та вивченням його структури, зниження міцності відбулося рівномірно по усій висоті бетону полички плити.

Метою ультразвукових досліджень випиляних з масиву пошкодженого нафтопродуктами бетону циліндрів, було не визначення міцності, оскільки це забороняється нормативними документами [245], а виявлення глибини та однорідності пошкодження бетону.

Аналогічні пошкодження досліджувалися в 1991 р. на монолітному ребристому перекриття над складом готової продукції (під жерстянобанковим цехом) Білицького молочноконсервного комбінату (Полтавська область). На перекритті розташовані дві паяльні машини для виготовлення жерстяної тари. Через постійні протікання машинного мастила та емульсії (нафтопродукти), що використовуються в технології, на момент обстеження мало місце просочення залізобетонного перекриття по усій товщі плити. Про таке просочення свідчить постійне (протягом декількох років) виступання нафтопродуктів на нижній грані перекриття та результати контрольного шурфування конструкції в районі пошкодження бетону. Згідно [46] такий вплив може бути оцінений як середньоагресивний. Плита товщиною 80 мм із бетону класу В 15 (за проектом) та бетонна підлога з підготовкою, знову ж таки з важкого бетону, загальною товщиною 200 мм (встановлено в результаті прямих замірів), по усій висоті просочені мастилом, в результаті чого міцність бетону знизилася і стала (на момент дослідження) відповідати класу В 4,4 (середнє арифметичне значення міцності бетону $R_m = 7{,}2\ МПа$; коефіцієнт варіації $v = 0{,}167$). Причому просочування нафтопродуктів спостерігалось рівномірно по усій товщині плити.

Аналогічне рівномірне зменшення міцності бетону по усьому поперечному перерізу спостерігається також при довготривалій дії низьких температур та агресивного впливу оточуючого середовища. Для прикладу розглянемо результати дослідження міцності бетону безбалкового перекриття на позначці $\pm 0{,}000$ чотириповерхової (з підвалом) будівлі холодильника ВАТ „Полтавахолод“ по вул. Зіньківській в м. Полтаві, які виконувались під керівництвом автора в 2000 році.

Будівництво холодильника завершилося в 1951 році і після цього конструкції його постійно знаходилися в умовах від’ємних температур з періодичними

тимчасовим розморожуванням, що призвело до утворення доволі великого шару льоду та снігової „шуби“. Більше того, за умови високої вологості конструкції систематично зазнавали дії водяного розчину $Ca\,Cl_2$ та газоподібного аміаку.

Плита перекриття виконана із важкого бетону на гранітному щебені фракції 20...60 мм. Вона обпирається на квадратні капітельні плити та має товщину 220...240 мм. Під час обстеження був використаний колориметричний спосіб оцінювання корозії бетону. В результаті встановлено, що бетон плити перекриття практично не карбонізований, тобто не втратив своїх пасивуючих властивостей. Однак, проба на хлор-іони показала наявність їх в бетоні більш ніж 0,3% від маси цементу. В найбільш пошкодженому місці був відібраний фрагмент бетону перекриття. Із цього фрагменту випилювалися дослідні кубики з проектним розміром ребра 100 мм. Причому по висоті перерізу отримували два кубики, тобто руйнуванню піддавалися зразки з двох рівнів по висоті плити перекриття. В результаті аналізу результатів експериментів встановлено, що середня міцність бетону складає $R_m = 16{,}4\ МПа$ при коефіцієнті її варіації $v = 0{,}04$. Такий невеликий коефіцієнт змінності міцності бетону свідчить про рівномірне зниженні її по висоті перерізу конструкції.

На рисунку 2.8 відображена зміна несучої здатності нормального перерізу зі зменшенням міцності (класу) бетону. Верхній графік наведений для оптимально армованого перерізу. Причому, зі зменшенням міцності бетону величина ξ досягала (для класу В 10) свого граничного значення ξ_R. Нижній графік показано для мінімально можливого армування. Як видно з графіка, зміна міцності бетону впливає на несучу здатність нормального перерізу елементів, що згинаються, не суттєво. Так для оптимально армованих елементів, які найчастіше зустрічаються в практиці експлуатації, зменшення класу бетону від В 30 до В 10, тобто зміна міцності на 65,2%, призвело до зменшення несучої здатності лише на 24,8%. Для слабоармованих елементів вплив зниження міцності ще менше (нижній графік на рисунку 2.8). При такому ж зменшенні класу бетону і мінімальному армуванні зменшення несучої здатності має місце лише на 1,1%.



Рис. 2.8. Вплив класу бетону на несучу здатність.

Таким чином, при зміні основних параметрів, які впливають на міцність нормальних перерізів залізобетонних елементів, що згинаються, необхідно не лише аналізувати величину цих змін, але і враховувати при цьому вплив насиченості поперечного перерізу арматурою.

Стиснуті елементи. Як показує досвід обстежень реальних залізобетонних конструкцій, найбільш поширеним пошкодженням їх від дії навколишнього агресивного середовища є корозія та зменшення площі поперечного перерізу робочої (розтягнутої чи стисненої) арматури. Залежно від направленості дії середовища, положення конструкції та елементів конструктивного захисту може спостерігатися як рівномірне, так і не рівномірне пошкодження арматурних стержнів. Характерним прикладом такого пошкодження є корозія арматури колон другого поверху головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату (Полтавська область). Колони другого поверху виконані із монолітного залізобетону мають квадратний поперечний переріз $(b = h = 350\ мм)$. Робочою поздовжньою арматурою служать 4 стержні класу АІІ діаметром 14 мм. Нижня частина колон другого поверху систематично зазнавала зволоження та замочування. При цьому середовище було поперемінно кислотним (від дії експлуатаційних речовин) та лужним від речовин, якими очищали технологічне обладнання.

В результаті довготривалої (на момент обстеження – більше ніж 40 років) дії навколишнього середовища бетон і арматура колон отримали корозійні пошкодження. Ці пошкодження за ступенем дії змінювалося від незначного (поверхнева корозія сталевого елемента) до повної корозії (в ряді колон стержні арматури мали корозійні розриви, тобто в поперечних перерізах арматура була відсутня). Крім цього залежно від напрямку дії агресивного середовища (змочування усіх чи окремих граней) мало місце рівномірне чи нерівномірне зменшення площі арматури. Так, колони, що знаходилися поблизу технологічного обладнання та змочувалися з усіх чотирьох сторін, мали практично рівномірне зменшення площі поперечного перерізу (нерівномірність зменшення, як показала прямі заміри фактичних діаметрів арматурних стержнів не перевищувала 5%). Колони, які контактували з агресивним середовищем однією гранню (змочувалися з однієї сторони) мали яскраво виражене нерівномірне пошкодження арматури: біля однієї грані, що зазнавала впливу середовища, корозія була інтенсивною, а пошкодження – значними, з іншої сторони стержні були несуттєво пошкоджені.

Міцність, однорідність та ступінь пошкодження бетону досліджувалися у тому ж 1995 році за допомогою неруйнуючих методів відповідно до чинних (на момент обстеження) норм [47] та за ультразвуковим методом за допомогою приладу УК-14 П. Результати проведених натурних експериментальних досліджень показали, що бетон має суттєву неоднорідність. Виявлена закономірність, що ця неоднорідність бетону викликана корозією його (знову ж таки неоднорідною). Цей висновок підтверджується тим, що колони, які менше піддавалися впливу оточуючого агресивного середовища (знаходяться далі від технологічного обладнання, захищені тощо) мають меншу мінливість міцності та більше її середнє значення.

Міцність бетону пошкоджених колон коливалася в межах $R_b = 7{,}5...20{,}2$ МПа.

Таким чином, основними пошкодженнями стиснутих залізобетонних конструкцій під час їх експлуатації є:

- рівномірне зменшення площі арматури по поперечному перерізу;

- нерівномірне зменшення площі арматури в розтягнутій (менш стиснутій) або в стиснутій зоні;
- зниження міцності бетону, як правило рівномірне по усьому поперечному перерізу;
- руйнування (різке падіння міцності) бетону на частині поперечного перерізу.

Аналогічні результати отримані й на інших об'єктах: колони підсилосної галереї силосного корпусу Комбінату хлібопродуктів № 2 в м. Прилуки Чернігівської області (1993р.); колони каркасу одноповерхового цеху об'ємного домобудування Кременчуцького (Полтавська область) домобудівного комбінату (1994 р.) та інших.

Проведемо аналіз впливу основних конструктивних факторів, які можуть змінюватися в процесі експлуатації та впливати на один з головних показників експлуатаційної придатності першої групи – несучу здатність, для стиснутих елементів. Для цього розглянемо найбільш поширений в практиці експлуатації стиснутий елемент прямокутного перерізу (в аналізі прийняті наступні розміри поперечного перерізу: висота $h = 0{,}6$ м (робоча висота перерізу $h_0 = 0{,}56$ м), ширина – $b = 0{,}5$ м) з арматурою класу AIII без попереднього її напруження. Аналізується робота конструкції при різній загальній ($A_{s,tot} = A_s + A'_s$) кількості арматури в перерізі: мінімальне армування ($\mu_{\min} = 0{,}1\%$, що відповідає, при прийнятій площі бетону, $A_{s\,tot} = 3{,}0\,см^2$); оптимальне армування ($\mu_{opt} = 1{,}0\%$ – $A_{s,tot} = 30\,см^2$); проміжне значення кількості арматури ($\mu = 2{,}0\%$ – $A_{s,tot} = 60\,см^2$); та максимальна кількість арматури для залізобетонних стиснутих елементів згідно [262] ($\mu_{\max} = 3{,}0\%$ – $A_{s,tot} = 90\,см^2$). При цьому на початковому етапі моделювання роботи конструкції приймалося симетричне армування $(A_s = A'_s)$. Клас бетону прийнятий В 30. Гнучкість залізобетонного стиснутого елемента була прийнята найбільш поширеною для колон каркасу одноповерхових виробничих будівель та рівнялася $\lambda = l_0 / h = 4{,}8 / 0{,}6 = 8{,}0$. Вона враховувалася згідно рекомендацій норм [213, 262]. Числове моделювання

проведено для обох випадків роботи стиснутого елемента – відносно малих та відносно великих ексцентриситетів. З цією метою аналізувалися показники експлуатаційної придатності при дії стискаючої сили N з ексцентриситетом до осі симетрії поперечного перерізу, відповідно, $e_0 = 0{,}2$ м та $e_0 = 1{,}0$ м.

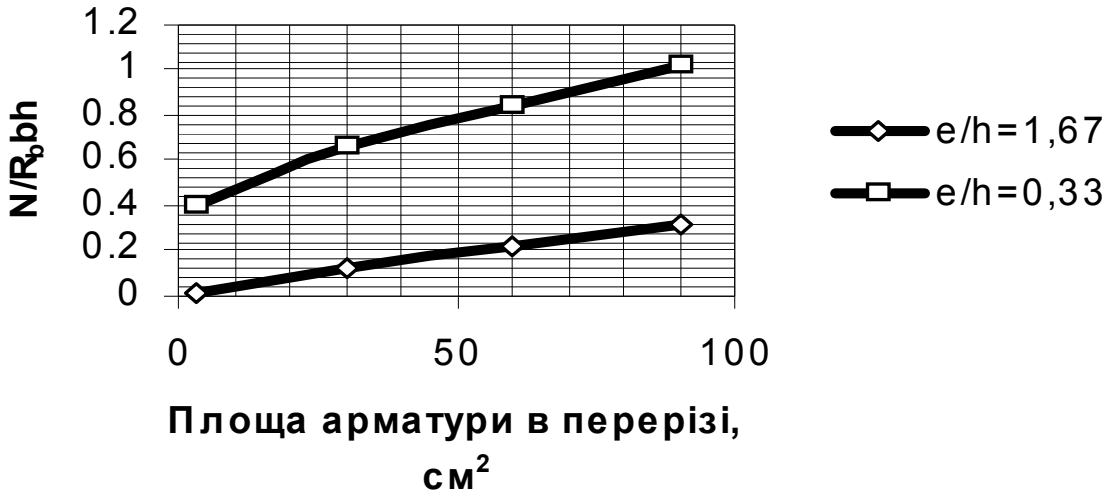


Рис. 2.9. Залежність несучої здатності стиснутого елемента від кількості симетричної арматури.

На рисунку 2.9 показаний графік залежності відносної несучої здатності стиснутого елемента від рівномірного зменшення загальної площі арматури. При цьому розглядалися випадки відносно малих $(e_0 / h = 0{,}33)$ та відносно великих $(e_0 / h = 1{,}67)$ ексцентриситетів (на цій та подальших схемах у легенді указані ексцентриситети відносно осі симетрії непошкодженого перерізу).

Із аналізу графіка видно, що зміна (рівномірна) площі арматури по-різному впливає на величину несучої здатності стиснутого залізобетонного елемента. У випадку відносно малих ексцентриситетів значну частину стискаючого зусилля сприймає бетон, а роль арматури менша, тому і вплив зменшення її площі на граничну величину стискаючого зусилля незначний. Так при зменшенні площі на 66,7% несуча здатність елемента падає лише на 34,9%, а при зменшенні на 96,7% – на 60,6%. Роль арматури з ростом відносного ексцентриситету збільшується і чутливість елемента (зменшення несучої здатності) до величини її рівномірного

пошкодження збільшується. У випадку відносно великого ексцентриситету $(e_0 / h = 1{,}67)$ рівномірне зменшення площі арматури в поперечному перерізі на 33,3% тягне за собою падіння несучої здатності на 29,3%; зменшення на 66,7%, відповідно – на 62,1% і нарешті, зменшення арматури на 96,7% – на 95,9%. В обох випадках залежність зниження несучої здатності стиснутого елемента зі зменшенням площі поперечного перерізу поздовжньої арматури носить практично лінійний характер. На підставі проведених числових експериментів над стиснутими елементами з іншими параметрами (міцність бетону; гнучкість та розміри поперечного перерізу; клас арматури) можна зробити аналогічні висновки.

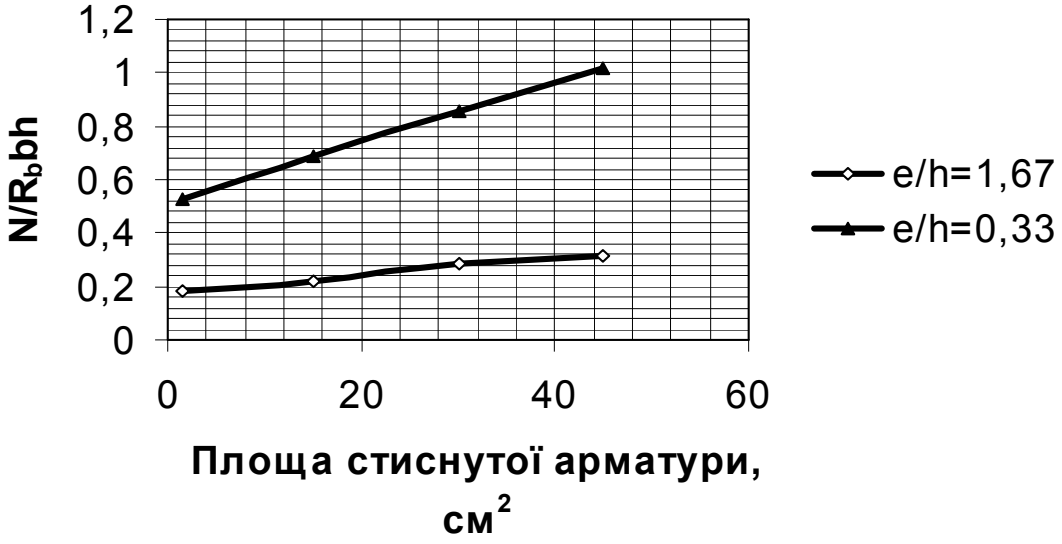


Рис. 2.10 Зміна відносної несучої здатності стиснутого елемента зі зменшенням кількості стиснутої арматури.

Розглянемо ступінь впливу такого фактору як зменшення кількості стиснутої (більш стиснутої) арматури, на граничну величину поздовжньої сили. Графік цієї залежності наведений на рисунку 2.10. Аналіз залежностей дає можливість оцінити ступінь впливу такої арматури на несучу здатність. У випадку відносно малих ексцентриситетів (верхня лінія на графіку (рис. 2.10)) роль арматури, розміщеної в стиснутій зоні дещо вище, ніж у випадку відносно великих ексцентриситетів. Так у першому випадку $(e_0 / h = 0{,}33)$ зменшення арматури в більш стисненій зоні на 66,7% призводить до падіння несучої здатності на 32,6%, а зменшення її площі на 96,7% –

на 48,2%. Таке ж зменшення арматури у випадку відносно великих ексцентриситетів призводить до зниження несучої здатності, відповідно, лише на 30,4% та 41,5%.

Тобто, зменшення кількості стиснутої (більш стиснутої) арматури пропорційно тягне за собою зниження несучої здатності стиснутих залізобетонних елементів. Однак швидкість падіння несучої здатності для позацентрово стиснутих елементів з відносно малими ексцентриситетами більша, ніж для елементів з відносно великими ексцентриситетами.

Дещо іншу картину зміни несучої здатності залізобетонного стиснутого елемента маємо у разі зменшення кількості розтягнутої (менш стиснутої) арматури. На рисунку 2.11 показана така залежність.

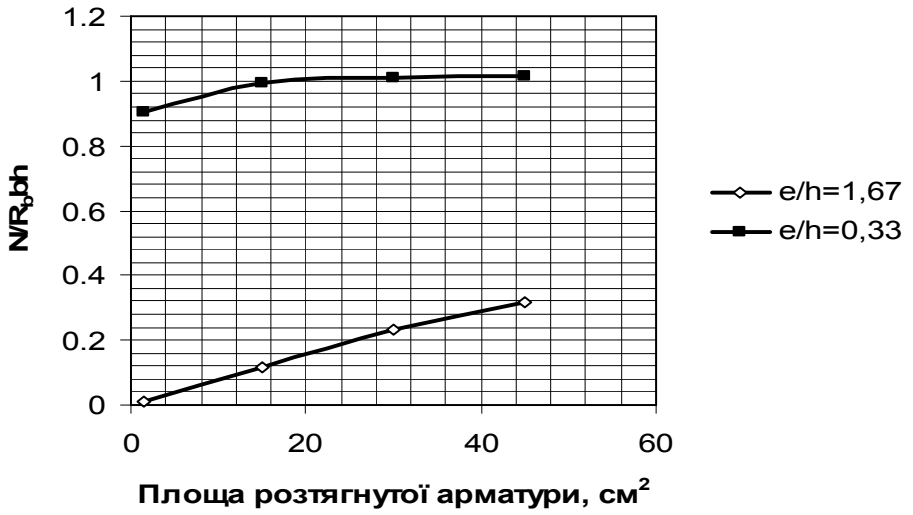


Рис. 2.11. Вплив кількості розтягнутої арматури на відносну несучу здатність стиснутого елемента.

У випадку, коли має місце відносно малий ексцентриситет (тобто напруження в розтягнутій (менш стиснутій) арматурі в граничному стані не досягають межі текучості) (верхня лінія на рисунку 2.11), влив зменшення її міцності особливо відчутний при малих відсотках армування. Так, при зі зменшенням кількості арматури (за вихідне значення приймався відсоток армування $\mu = 3\%$) на 33,3% міцність стиснутого елемента зменшувалась лише на 0,6%; зниження кількості менш стиснутої (слабо розтягнутої) арматури на 66,7% тягло за собою зниження несучої здатності уже на 2,3%, а на 96,7% – на 10,9%. Таким чином, у випадку відносно малих ексцентриситетів зменшення площі менш стиснутої (розтягнутої)

арматур має відчутний вплив на величину граничної поздовжньої сили лише при малому насичення поперечного перерізу такою арматурою (при відсотках армування близьких до мінімальних). При оптимальних і великих відсотках армування вплив зменшення арматури несуттєвий.

У випадку відносно великих ексцентриситетів (нижня лінія на графіку (рис. 2.11)) має місце практично лінійна залежність між кількістю арматури в розтягнутій зоні та несучою здатністю залізобетонного стиснутого елемента практично на усьому діапазоні зміни коефіцієнта армування. Так при зміні кількості арматури на 33,3% маємо зменшення несучої здатності елемента на 26,7%; при зменшенні на 66,7% – на 62,5%, а при зміні на 96,7% – на 96,2%. Це свідчить про те, що кількість розтягнутої арматури пропорційно впливає на несучу здатність.

Рівномірна (по перерізу) зміна міцності бетону також по-різному впливає на несучу здатність стиснутих елементів залежно від величини відносного ексцентриситету.

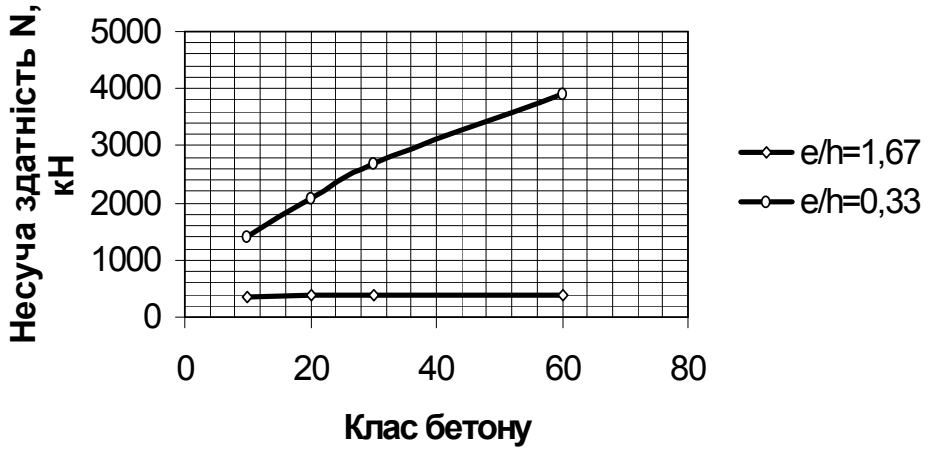


Рис. 2.12. Вплив міцності бетону на несучу здатність стиснутих елементів.

Для перерізів, у яких поздовжня розтягнута арматура досягає текучості (відносно великі ексцентриситети $(e_0/h=1{,}67)$) зміна міцності бетону мало впливає на несучу здатність (рис. 2.12). При зменшенні міцності бетону (розрахункового опору його R_b на 47,5% несуча здатність змінюється лише на 1,5%; на 64,4% – на 3,8%, а зниження R_b на 81,7% у випадку відносно великих ексцентриситетів призводить до зниження несучої здатності на 7,9%.

У випадку відносно малих ексцентриситетів, коли міцність бетону має вирішальне значення для міцності перерізу, зниження несучої здатності елемента з падінням міцності бетону значно інтенсивніша. Так, при зменшенні R_b на 47,5% несуча здатність знижується уже на 31,1%; при зміні розрахункового опору на 64,4% міцність елемента зменшується на 46,6%, а при падінні R_b на 81,7% така зміна становить відповідно 63,9%.

Таким чином, можна зробити висновок, що для залізобетонних елементів, які працюють з відносно великими ексцентриситетами, зменшення міцності бетону має несуттєвий вплив на їх несучу здатність. А ось для конструкцій, що працюють з відносно малими ексцентриситетами, зменшення такої характеристики як R_b суттєво впливає на несучу здатність.

Результати впливу окремих параметрів залізобетонних конструкцій на їх несучу здатність показані в таблиці 2.1.

Вплив різних факторів на несучу здатність елементів, що згинаються, та стиснутих елементів оцінювалося трьома рівнями:

- практично не впливає – оцінювався вплив у випадку, коли при реальній зміні параметрів фактору зміна несучої здатності не перевищувала 5% (в таблиці 2.1 позначено буквою Н);
- мало впливає (в таблиці 2.1 позначено буквою М) – коли при реальній зміні параметрів фактору зміна несучої здатності не перевищувала 10% або 20% (індекси до позначення відповідають границі критерію);
- суттєво впливає – (в таблиці 2.1 позначено буквою С) – коли при реальній зміні параметрів фактору зміна несучої здатності перевищувала 10% або 20% (індекси до позначення відповідають границі критерію.

Аналогічні результати отримані і іншими дослідниками [247].

Користуючись таблицею 2.1 можна швидко та досить надійно оцінити ступінь зменшення одного із найважливіших показників експлуатаційної придатності, а саме – міцності, зі зміною параметрів конструкції.

Таблиця 2.1

Ступінь впливу окремих параметрів на зміну несучої здатності

№ з/п	Параметр (показник експлуатаційної придатності), що змінюється	Напружений стан				
		елементи, що згинаються			стиснуті елементи	
		μ_{min}	μ_{opt}	μ_{max}	відносно малі ексцентри-ситети	відносно великі ексцентри-ситети
1	2	3	4	5	6	7
1	Висота поперечного перерізу h (h_0)	C_{10} M_{20}	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}		
2	Ширина поперечного перерізу (b)	Н	C_{10} M_{20}	M_{10} M_{20}		
3	Сумарна площа арматури ($A_{s,\,tot}$ = = $A_s'+A_s$)	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}
4	Стиснена арматура (A_s')				C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}
5	Розтягнута арматура (A_s)				C_{10} M_{20}	C_{10} C_{20}
6	Міцність бетону (R_b)	Н	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}	C_{10} C_{20}	M_{10} M_{20}

2.3. Визначення показників експлуатаційної придатності

В ряді випадків показники експлуатаційної придатності першої групи не можуть бути визначені за чинними нормами, оскільки рекомендації щодо цього в них відсутні.

Розглянемо декілька випадків, які найбільш часто зустрічаються в практиці визначення технічного стану залізобетонних конструкцій.

2.3.1. Стиснуті елементи з оголеною арматурою.

В ході експлуатації, як уже відмічалось вище, внаслідок корозії бетону частина поперечного перерізу може бути зруйнована (мати значно меншу міцність ніж непошкоджений бетон) і повинна буди виключена з розрахунку. При цьому, арматура, яка знаходиться в цій же зоні може бути непошкодженою та сприймати поздовжні зусилля. Якщо така арматура знаходиться в розтягнутій зоні конструкції, то проблем з визначення міцності немає, тому що може бути використана нормативна методика. У випадку, коли арматура розміщується в стиснутій зоні, то постає питання відносно граничного зусилля, яке сприймається стиснутою, незахищеною в даному випадку бетоном, арматурою. Прикладом такого пошкодження можна навести колону одноповерхової будівлі котельної курорту „Миргород“ ВАТ „Укрпрофоздоровниця“ в м. Миргороді Полтавської області. Залізобетонна колона постійного по висоті суцільного перерізу розмірами 500(h)×400 мм армована чотирма стержнями поздовжньої арматури Ø 28 мм класу А-III. В результаті постійного викидання пари з технологічного обладнання безпосередньо на поверхню колони, бетон на глибину 65 мм був повністю зруйнований і стиснута арматура виявилась незахищеною бетоном, тобто в даному випадку її можна розглядати як зовнішню.

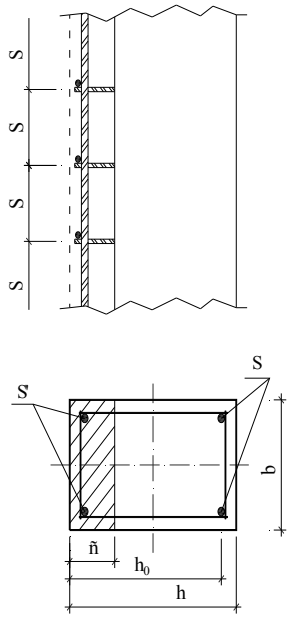


Рис. 2.13. Вид пошкодженого елемента: с – глибина пошкодження бетону.

Розглянемо поперечний переріз залізобетонного елемента при даному пошкодженні (рис. 2.13). В даному випадку вільна від бетону стиснута арматура в процесі експлуатації буде навантажена зусиллям N_{sc}. З точки зору розрахункової схеми цю арматуру можна розглядати як стиснутий стержень, що завантажений поздовжньою силою та має проміжні опори, роль яких виконують стержні

поперечної арматури (рис. 2.14). Граничне навантаження, яке можна передати на таку систему, тобто поздовжня сила в момент руйнування ($N_{sc,u}$) може бути визначена виходячи з розрахункової схеми, наведеної на рис. 2.14. В цьому випадку

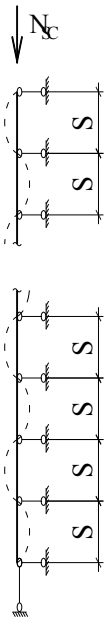


Рис. 2.14. Розрахункова та деформаційна схема вільного арматурного

$$N_{sc,u} = \varphi\, R_{sc}\, A'_{s1}, \tag{2.7}$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину; R_{sc} – розрахунковий опір арматури стиску; A'_{s1} – площа одного стержня стисненої арматури.

При цьому, максимальні напруження, які може витримати оголений стержень арматури без втрати стійкості

$$\sigma_{sc} = \varphi\, R_{sc}. \tag{2.8}$$

Коефіцієнт поздовжнього згину можна визначити виходячи зі схеми деформування (рис. 2.14) за відомими таблицями залежно від матеріалу та гнучкості. Останні при цьому визначається за виразом

$$\lambda = \frac{\mu\, l_0}{i}, \tag{2.9}$$

де μ – коефіцієнт приведення приймається (виходячи з деформованої схеми) рівним 1,0; розрахункова довжина $l_0 = s$, тобто кроку поперечної арматури (опор поздовжніх стержнів); радіус інерції i повинен визначатися як для круглого перерізу за відомими формулами.

При цьому виді пошкодження залізобетонного стиснутого елемента має місце ще одна особливість роботи стиснутої (більш стиснутої) арматури, яка не оточена бетоном. Як відомо, розрахунковий опір стиснутої арматури в чинних нормах обмежується величиною $R_{sc} = R_s \le 400$ МПа, що викликане граничною деформативністю бетону $\varepsilon_{bu} \approx 2\times10^{-3}$. Розглянемо схему на рис. 2.15. З неї видно, що оголена в процесі експлуатації арматура, в граничному стані може зазнавати більших відносних деформацій ніж, зароблена в бетон при тій же граничній деформації крайньої фібри бетону ε_{bu}. Для високоміцних арматурних сталей, що все

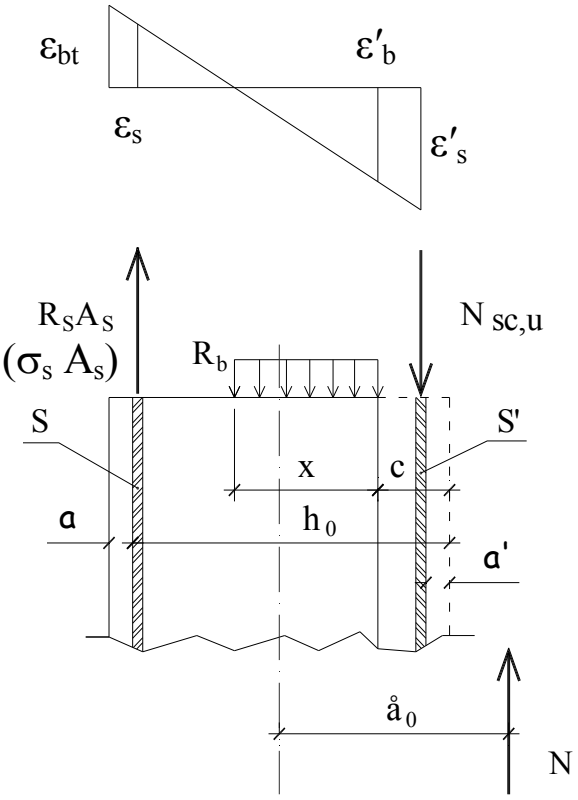


Рис. 2.15. Розрахункова схема пошкодженого елементу.

ширше застосовуються в стиснутих залізобетонних елементах, розрахунковий опір арматури стиску може бути збільшений. Максимальні відносні деформації стиснутої (більш стиснутої) арматури в цьому випадку будуть рівними (рис. 2.15):

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_b'\left(1+\frac{c}{x}\right) = \varepsilon_{bu}\left(1+\frac{c}{x}\right). \qquad (2.10)$$

І відповідно, розрахунковий опір арматури стиску повинен прийматися рівним

$$R_{sc} = \varphi\, R_{sc} \le \varphi\, R_{sc}\left(1+\frac{c}{x}\right). \qquad (2.11)$$

Звичайно, для низькоміцних арматурних сталей, у яких $R_s \le 400$ МПа, ефекту від збільшення розрахункового опору сталі стиску не спостерігається.

Виходячи з вищевикладеного та нормативного підходу до визначення одного із основних показників експлуатаційної придатності залізобетонних елементів – міцності, розрахункова схема поперечного перерізу пошкодженого елемента представлена на рис. 2.16. Система рівнянь рівноваги методу граничних станів при цьому буде мати наступний вигляд:

– для випадку відносно малих ексцентриситетів, коли $\xi > \xi_R$ (рис. 2.16, а):

$$\sum X = 0; \qquad N + \sigma_s A_s - R_{sc}' A_s' - R_b b x = 0; \qquad (2.12)$$

$$\sum M_s = 0; \qquad Ne - R_{sc}' A_s'(h_0 - a') - R_b b x(h_0 - c - 0{,}5x) = 0. \qquad (2.13)$$

– для випадку відносно великих ексцентриситетів, у випадку коли $\xi \le \xi_R$ (рис. 2.16, б):

$$\sum X = 0; \qquad N + R_s A_s - R_{sc}' A_s' - R_b b x = 0; \qquad (2.14)$$

$$\sum M_s = 0; \qquad Ne - R_{sc}' A_s'(h_0 - a') - R_b b x(h_0 - c - 0{,}5x) = 0. \qquad (2.15)$$

Величини, що входять в системи рівнянь рівноваги (2.12...2.15) є загальноприйнятими (за винятком розшифрованих вище) та визначаються за нормативною методикою.

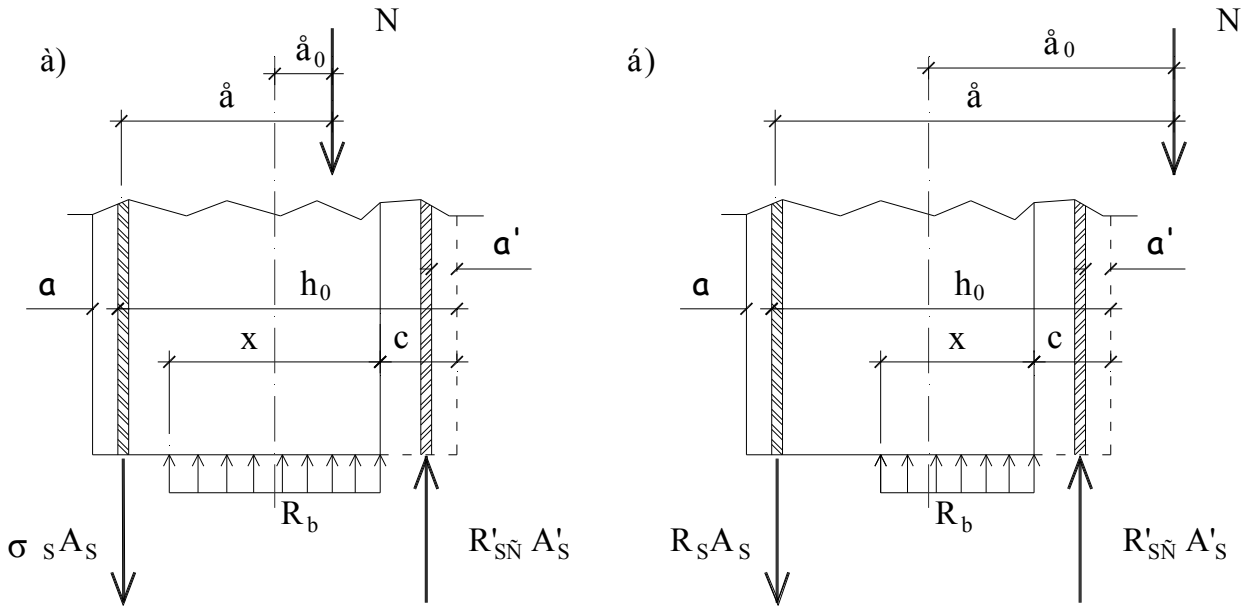


Рис. 2.16. Розрахункова схема позацентрово стиснутого елемента: а – з відносно малими ексцентриситетами; б – з відносно великими ексцентриситетами.

Слід зазначити, що запропонований підхід до урахування пошкодженості залізобетонних стиснутих елементів, носить універсальний характер і може використовуватися навіть при зміні нормативних методів визначення міцності.

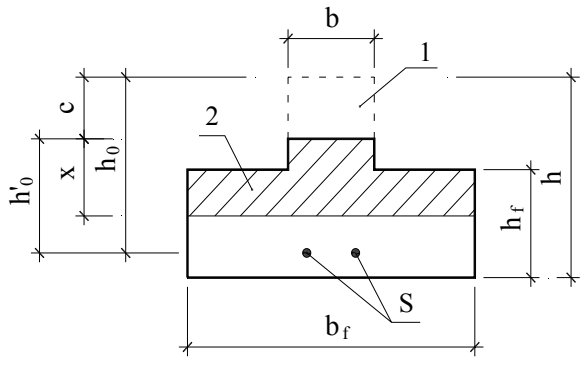


Рис. 2.17. Схема поперечного перерізу пошкодженого зігнутого таврового елемента: 1-зона пошкодженого бетону; 2-стиснута зона.

2.3.2. Зігнуті таврові елементи з пошкодженою стиснутою зоною.

В практиці обстеження доволі часто зустрічається випадок, коли в елементах, що згинаються, таврового поперечного профілю (з розтягненою поличкою) руйнується частина ребра (рис. 2.17). Такі руйнування мали місце під час обстеження технічного стану будівлі ветеринарної клініки в с. Горбанівці Полтавського району у 1988 році. Будівля, каркасного типу мала шість

поверхів та в поперечному напрямі представляла собою трипролітну раму з прольотами 6,0 м, 2,4 м, 6,0 м. Елементами рам були типові збірні залізобетонні конструкції за серією ИИ-04. В результаті впливу оточуючого середовища (змонтований каркас з плитами перекриття та покриття протягом майже 10 років знаходився в недобудованому (відсутні покрівля, скло у вікнах) стані) верхні частини ряду ригелів були частково зруйновані. Виникла проблема у встановленні фактичної несучої здатності поперечного перерізу пошкоджених елементів.

В ході розрахунків залежно від глибини пошкодження (величина c на рис. 2.17) зустрічаються два випадки: перший, коли висота стиснутої зони x знаходиться в межах ребра $x \le h - c - h_f$, та другий, коли стиснута зона поширюється в поличку елемента, тобто $x > h - c - h_f$. В першому випадку складнощів з розрахунком немає, оскільки маємо прямокутний поперечний переріз з робочою висотою $h_0' = h_0 - c$ та постійною шириною b.

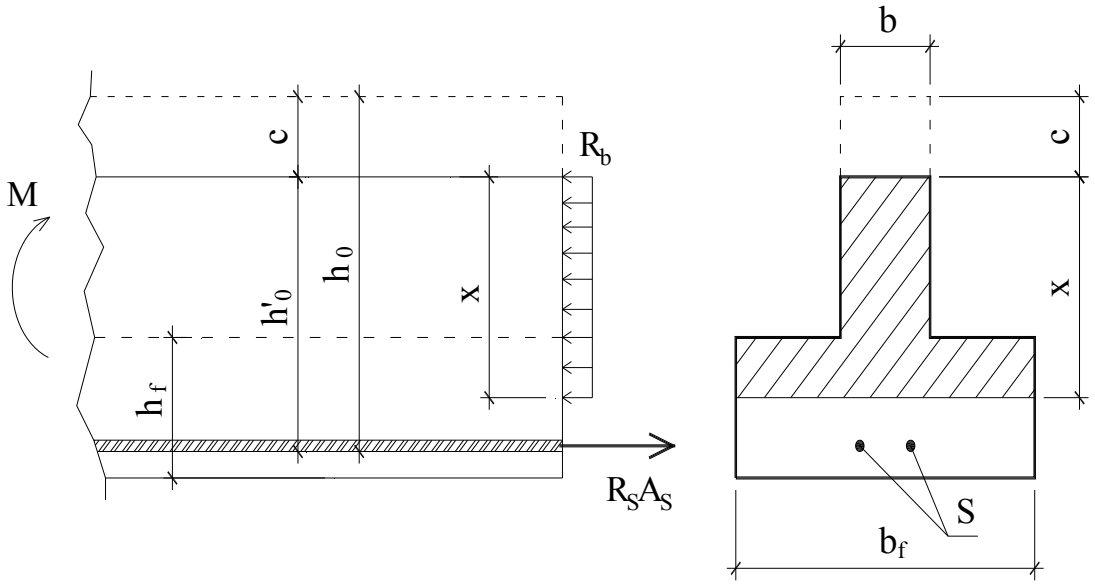


Рис. 2.18. Розрахункова схема нормального перерізу пошкодженого таврового елемента.

В другому випадку стиснуту зону слід розглядати як таврову. Розрахункова схема поперечного перерізу такого елемента наведена на рис. 2.18. Рівняння рівноваги при цьому будуть мати наступний вигляд:

$$\sum X = 0; \qquad R_s A_s - R_b b x - R_b (b_f - b)(c + x - h + h_f) = 0; \qquad (2.16)$$

$$\sum M_s = 0 \qquad M - R_b bx(h_0' - 0{,}5x) - R_b(b_f - b)(c + x - h - h_f) \times \\ \times \left[h_0 - 0{,}5(h - h_f + c + x) = 0\right], \tag{2.17}$$

де h_0 – робоча висота перерізу (до пошкодження); h_0' – те ж пошкодженого перерізу (див. вище).

Використовуючи вирази (2.16) та (2.17) можна визначити несучу здатність нормального перерізу залізобетонного елемента, що згинається, з пошкодженням в стиснутій зоні. І таким чином, визначити показник експлуатаційної придатності в ході експлуатації.

2.4. Імовірнісне оцінювання впливу факторів на технічний стан конструкцій

Нормативні методи розрахунку будівельних, в тому числі і залізобетонних, конструкцій [213, 262] по своїй суті є детермінованими [31], тобто в їх розрахункові моделі в явному виді не входять будь-які імовірнісно-статистичні характеристики. Однак змінність та випадковість такої змінності цих характеристик, тим чи іншим чином, враховується під час призначення нормативних та розрахункових властивостей матеріалів, навантажень та впливів, коефіцієнтів умов роботи, надійності та ін. В даний час розробляються та удосконалюються імовірнісні методи розрахунку. Вони уже доведені [76] до стану, коли можливе їх практичне використання.

Принципова різниця між проектуванням нових конструкцій та обстеженням і оцінюванням несучої здатності уже існуючих (при імовірнісному підході) полягає в тому, що в першому випадку задається певний рівень надійності, який має бути витриманий під час проектування. У другому випадку – необхідно визначити цей рівень надійності та порівняти з допустимими критеріями. Так, у випадку визначення надійності залізобетонних конструкцій при їх обстеженні, рекомендується приймати (аналогічно рекомендаціям [76] для двох груп граничних станів) допустимий рівень надійності $[P]$:

- для експлуатаційних показників першої групи – 0,9986;
- для експлуатаційних показників другої групи – 0,95.

Як уже відзначалося, основним показником надійності об'єктів будівельних конструкцій, будівель та споруд у цілому є безвідмовність їхньої роботи. В якості кількісних характеристик безвідмовної роботи будемо використовувати імовірність безвідмовної роботи, ймовірність відмови та інтенсивність відмов. Слід розрізняти об'єктивну або „класичну" ймовірність [30, 238] та суб'єктивну ймовірність [249].

У класичному визначенні ймовірності [30, 238] розглядається подія, яка є кількісним або якісним результатом досліду. При цьому події, з точки зору можливості їх здійснення поділяються на достовірні або неможливі (перші обов'язково відбуваються у даному досліді, а другі – ніколи не відбуваються за даних умов) та випадкові. Останні можуть відбутися у певній кількості (m) дослідів та не відбутися в іншій частині ($n-m$) дослідів. При цьому під n розуміють загальну кількість дослідів. У цьому випадку ймовірністю називають міру об'єктивної появи події $P(A)=m/n$. Частоту $P(A)$ події A називають її статистичною ймовірністю. Зі збільшенням кількості дослідів ймовірність $P(A)$ стає стійкою і при наближенні $n\to\infty$ збігається до математичної (або просто) ймовірності (закон великих чисел). Події A і B називають несумісними, якщо вони не можуть одночасно з'явитися в результаті дослідів і навпаки, якщо дві події A та B можуть з'являтися в результаті дослідів одночасно, то вони називаються сумісними. Сумісні події можуть бути залежними (у разі, коли поява однієї події залежить від реалізації іншої) або незалежними. Висновок про залежність чи незалежність подій може бути зроблений виходячи з фактичної природи процесу або з аналізу експериментальних досліджень.

Імовірнісні судження можуть бути представлені в одному з трьох видів [249]:

- за допомогою частотної (об'єктивної) інтерпретації імовірності. Для будівель така інтерпретація зустрічається вкрай рідко, оскільки вимагає великої кількості проведених дослідів;

- за допомогою раціональних ступенів упевненості. Для практичних завдань це зводиться, в основному, до математичного виразу відсутності апріорних знань;
- за допомогою суб'єктивних рівнів довіри, які виражають персональне ставлення дослідника до явища або системи, що вивчаються.

Як справедливо стверджується в [254], галузі застосування цих способів практично не перетинаються.

Практичну реалізацію виразів (2.1, 2.2 і 2.3) можна інтерпретувати запропонованими Ржаніциним О.Р. [238] методом розрахунку будівельних конструкцій на надійність. При цьому усі розрахункові величини поділяють на дві групи: параметри міцності $\widetilde{R}$ та параметри навантаження $\widetilde{Q}$. У випадку визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій або будівель (споруд) в цілому під $\widetilde{R}$ будемо розуміти показники експлуатаційної придатності (обидві їх групи), а під $\widetilde{Q}$ – усі види навантажень та впливів навколишнього середовища.

Резерв експлуатаційної придатності $\widetilde{S}$ при цьому буде дорівнювати (рис. 2.19):

$$\widetilde{S} = \widetilde{R} - \widetilde{Q}. \tag{2.18}$$

За будь-яких законів розподілу випадкових величин $\widetilde{R}$ і $\widetilde{Q}$

$$\begin{aligned} \overline{S} &= \overline{R} - \overline{Q}; \\ \sigma(S) &= \sqrt{\sigma^2(R) + \sigma^2(Q)}. \end{aligned} \tag{2.19}$$

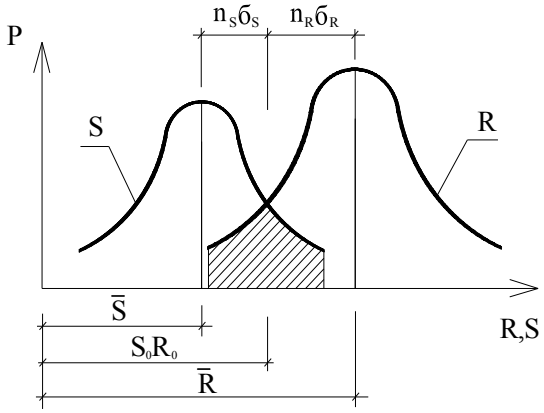


Рис. 2.19 Імовірність відмови конструкції за [238].

Кількість стандартів σ_s в інтервалі від $S = 0$ до $S = \overline{S}$ називають характеристикою безпеки:

$$\beta = \frac{\overline{S}}{\sigma(S)} = \frac{\overline{R} - \overline{Q}}{\sqrt{\sigma^2(R) + \sigma^2(Q)}}. \tag{2.20}$$

Якщо, в процесі розрахунку будівельних конструкцій можливо встановити кореляційний зв'язок між

параметрами експлуатаційної придатності $\widetilde{R}$ та параметрами впливу навколишнього середовища $\widetilde{Q}$ та оцінити його величину кореляційним моментом $r_{R,Q}$. В цьому випадку вираз для характеристики безпеки (резерву експлуатаційної придатності) буде рівним:

$$\beta = \frac{\overline{S}}{\sigma(S)} = \frac{\overline{R} - \overline{Q}}{\sqrt{\sigma^2(R) - 2r_{R,Q} + \sigma^2(Q)}}. \qquad (2.21)$$

Наведений підхід до визначення характеристики безпеки може мати місце лише для нормального (Гаусівського) розподілу випадкової величини, або, в крайньому випадку, – для симетричного закону розподілу. Фундаментальні дослідження, проведені науковцями [75, 76] показали, що для більшості конструкцій, які використовуються в промисловому, цивільному та інших видах будівництва, ця умова виконується. Крім того, в теорії імовірності [266] існує центральна гранична теорема про те, що за умови широкого кола випадкових величин зі збільшенням числа доданків, розподіл асимптотично наближається до нормального.

Проаналізуємо основні показники експлуатаційної придатності (міцність) залізобетонних конструкцій. Конструкція може зруйнуватися (тут розглядається найнижчий макрорівень системи будівлі (споруди)) від досягнення граничного стану арматурою або бетоном. Тобто параметр міцності у (2.18) залежить від характеристик розподілу випадкових величин (фізико-механічних та геометричних) двох вищезазначених матеріалів. Оскільки реалізація цих двох подій залежить від: навантаження (зовнішнього впливу); геометричних, фізико-механічних характеристик складових конструкції, то їх слід вважати сумісними та незалежними. Імовірність появи двох незалежних подій дорівнює добутку ймовірності їх:

$$P(A \cdot B) = P(A) \cdot P(B). \qquad (2.22)$$

Основними характеристиками нормального розподілу випадкової величини x, як відомо [266], є: математичне сподівання $\bar{x}$, дисперсія $D(x)$ – математичне сподівання квадрата відхилення випадкової величина від $\bar{x}$ або середньоквадратичне відхилення $\sigma(x) = \sqrt{D(x)}$ та коефіцієнт варіації (мінливості)

$v(x) = \sigma(x) / \bar{x}$. Як відзначають практично усі дослідники, коефіцієнт варіації міцності арматурної сталі є величина доволі стала та може в розрахунках прийматися рівною v = 5%. Для перевірки цього в 2000 році були проведені дослідження міцності та коефіцієнт її варіації арматури конструкцій перекриття та колон першого поверху будівлі холодильника ВАТ „Полтавахолод“ по вул. Зіньківській в м. Полтаві. Випробування проводились відповідно до вимог [49] на Універсальній випробувальній машині УИМ-50 в лабораторії кафедри залізобетонних та кам’яних конструкцій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Результати випробувань наведені в таблиці 2.2. З таблиці видно, що для усіх діаметрів арматурної сталі, виготовленої до речі в кінці 40-х років минулого сторіччя, розкид міцності незначний і вкладається у наведені вище межі.

Зовсім інакше змінюється міцність бетону. Величина міцності та її змінність залежить від великої кількості факторів та доволі детально вивчена на даний час. Під час визначення технічного стану окремих залізобетонних конструкцій слід визначати статистичні характеристики дослідним шляхом та користуватися ними під час виконання перевірних розрахунків. Тут слід лише відзначити, що останнім часом простежується тенденція до зменшення коефіцієнта варіації міцності бетону. На рисунку 2.20 показано як змінюється ця характеристика відносно часу зведення будівлі.

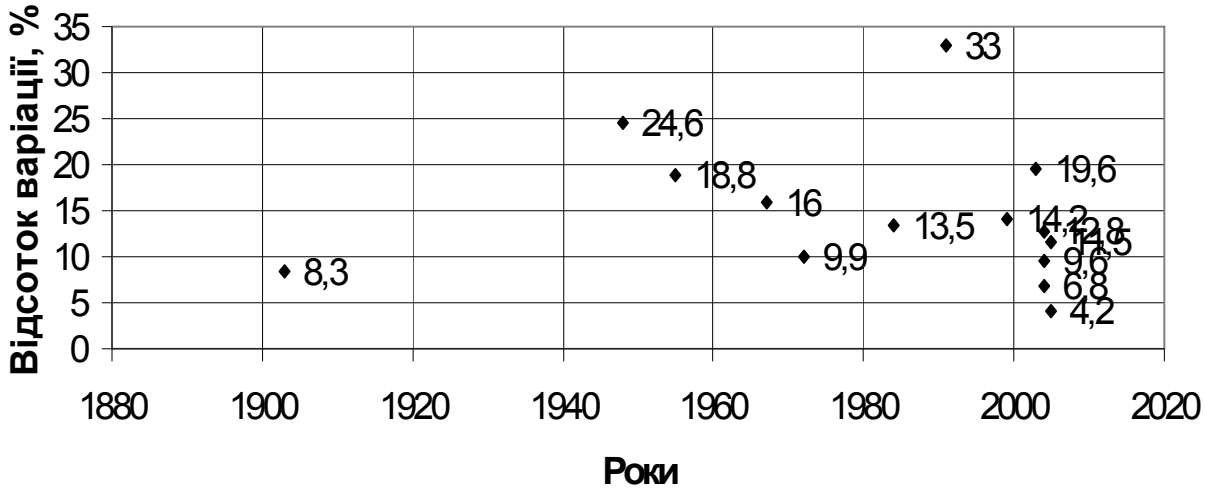


Рис. 2.20. Динаміка зміни коефіцієнта варіації міцності бетону з роками.

Таблиця 2.2Результати випробування арматурної сталі на розтяг

Конструкція, з якої відібраний зразок	№ зразка	Номінальний діаметр, мм	Площа поперечного перерізу, A_0, мм^2	Зусилля на межі текучості F_y, кН	Зусилля в момент розриву F_{max}, кН	Межа текучості σ_y, МПа		Тимчасовий опір розриву σ_u, МПа	Середнє квадратичне відхилення σ, МПа	Коефіцієнт варіації v, %
						зразка	в серії			
Плита перекриття на позначці ±0,000	1	Ø10	73,0	18,3	27,5	250,2	235,1	376,7	7,0	2,98
	2		77,9	18,5	27,5	237,4		353,0		
	3		72,0	16,8	24,5	234,3		340,0		
	4	Ø12	113,0	27,0	37,9	238,8		335,4		
	5		126,8	28,5	41,8	224,7		330,1		
	6		109,8	26,6	40,0	242,3		364,2		
	7		113,0	25,4	39,7	224,7		351,1		
	8	Ø18	251,1	57,7	86,4	229,8		344,0		
Колони підвалу	9	Ø22	325,9	76,3	127,0	234,1		389,7		
	10		340,0	78,3	122,5	230,4		360,5		
	11		380,0	90,0	143,3	237,0		377,0		
	12	Ø25	412,0	95,0	155,0	230,6		382,7		
	13		446,0	107,5	174,0	241,0		390,1		
	14		450,0	106,2	166,5	236,0		370,0		

Для такого аналізу було розглянуто змінність міцності бетону ряду об'єктів різних років побудови, різної міцності та способу зведення:

1. Монолітне балкове перекриття над вестибюлем краєзнавчого музею м. Полтави 1903 року зведення ($v = 8{,}3\%$).

2. Монолітні колони каркасу будівлі холодильника ВАТ „Полтавахолод" по вул. Зіньківській в м. Полтаві (1948 року зведення відсоток варіації $v = 24{,}6\%$).

3. Монолітні колони каркасу будівлі головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату (побудований у 1955 році, $v = 18{,}8\%$).

4. Збірні ребристі попередньо напружені залізобетонні плити покриття головного виробничого корпусу ВАТ „Полтавський алмазний завод" (зведений у 1967 році, коефіцієнт змінності міцності складає $v = 0{,}16$).

5. Збірні бетонні та залізобетонні конструкції комплексу будівель Південно-Українського виробничо-технічного управління зв'язку ВАТ „Укртранснафта" (адміністративний корпус, гараж з підсобними приміщеннями, лабораторний корпус, матеріальний склад) по вул. Довженко, 1-г в м. Полтаві (побудовані у 1972 році, коефіцієнт варіації – $v = 0{,}099$).

6. Середній [254] коефіцієнт варіації, прийнятий в норми проектування з 1984 року та рівний $v = 0{,}135$).

7. Монолітний житловий будинок в м. Полтаві [254], будівництво якого виконувалось в 1991 році. Відсоток змінності міцності бетону складає $v = 33{,}0\%$).

8. Монолітний бетон фундаментів під вежі зв'язку ПУВТУЗ у Луганській, Харківській, Сумській областях (усього 5 фундаментів), виготовлених в 1999 році (коефіцієнт варіації $v = 0{,}142$).

9. Пустотні плити перекриття житлового будинку по вул. Пролетарській, 32 в м. Кременчуці (збудований у 2003 році, коефіцієнт змінності $v = 0{,}196$).

10. Колони двоповерхової будівлі з паркінгом Малиновського ринку по вул. Рекордній в м. Одесі. Будівля у монолітному залізобетоні збудована у 2004 році (відсоток варіації складає 12,8%). Змінність міцності бетону перекриття цієї ж будівлі знаходиться в межах $v = 6{,}8\%$).

11. Монолітні колони каркасу житлового будинку по вул. Пантелеймонівській, 116 в м. Одесі, будівництво якого велось у 2005 році, мали відсоток змінності міцності бетону $v = 11{,}5\%$. Перекриття цього ж будинку мали значно менший розкид міцності бетону – $v = 4{,}2\%$.

12. Монолітні конструкції комплексу будівель (три 16-ти поверхових житлових будинків, 10-ти поверховий офісний центр, триповерховий магазин та підземний паркінг під усім комплексом) по проспекту Шевченко, 4д в м. Одесі, який побудований у 2005 році та має бетон, коефіцієнт варіації міцності якого складає $v = 0{,}115$.

З аналізу графіка, наведеного на рисунку 2.20 можна зробити висновок, що попри багатофакторність залежності, мінливість міцності бетону (а це є однією з характеристик надійності) змінюється з роками. Це пов'язане, в першу чергу з технологічною дисципліною та з рівнем вимогливості до контролю якості бетону, а також з використанням нових матеріалів та технологій. Дана залежність не є функціональною, але показує тенденцію зміни коефіцієнта варіації. Так, якщо в конструкціях, побудованих в кінці 80-х, на початку 90-х років минулого сторіччя цей показник сягав 33%, то останнім часом завдяки використанням нових технологій він суттєво знизився. Особливо помітне зниження мінливості міцності бетону спостерігається для конструкцій, для яких можливе якісне укладання бетонної суміші та її ущільнення, наприклад перекриттів. Висновки, зроблені з аналізу рис. 2.20, дають можливість попередньої експертної оцінки надійності конструкції та вихідні дані для планування обсягів робіт з інструментального обстеження.

2.5. Імовірнісний підхід до визначення технічного стану конструкцій

Об’єктивна імовірність для визначення надійності роботи будівлі або споруди в цілому малопридатна, оскільки для її визначення необхідно провести досить велику кількість дослідів та отримати достовірну кількість результатів.

Суб’єктивна імовірність, або невизначеність, застосовується в тому випадку коли кількість дослідів дуже обмежена чи навіть зовсім відсутня. Прикладом такого випадку якраз і є оцінювання технічного стану окремих будівельних конструкцій або будівлі чи споруди в цілому. При цьому для практичного застосування використовується підхід Джеффріса [81], коли суб’єктивна ймовірність визначається як ступінь упевненості і визначається залежно від рівнів довіри більшої частини експертів, що приймають рішення. Власне кажучи, в чинних нормах [189] і закладений такий метод визначення технічного стану окремих конструкцій, а на його результатах – і будівлі чи споруди вцілому. Більш прийнятним для експертних оцінок може бути запропонований метод Дельфи. Він представляє собою ітераційну процедуру, яка передбачає можливість анонімної критики кожного експерта іншими. В цьому випадку для формування експертної оцінки (прийняття рішення) слід створити колектив спеціалістів на чолі з досвідченим та висококваліфікованим координатором. Координатор направляє діяльність групи та забезпечує анонімність висновків окремих членів. Під час роботи, кожен експерт оцінює технічний стан конструкції і анонімно сповіщає про це керівника. Керівник, в свою чергу визначає квартилі експертних оцінок та виділяє медіну про що сповіщає експертів та просить переглянути своє рішення або дати обґрунтування старого. На основі, як правило, 3...4 ітерацій можна отримати досить достовірну експертну оцінку. Такий підхід носить суб’єктивний характер та не може бути прийнятним при оцінюванні технічного стану конструкцій. Він може бути рекомендований під час

визначення допустимих рівнів забезпеченості. Тому, що, як відзначається і в [254], не можна дати загальної відповіді на питання про те, наскільки мала повинна бути ймовірність події, щоб практично можна було вважати її неможливою, оскільки забезпеченість 0,95 для нормативних опорів не викликає заперечень, то для неруйнування будівлі чи споруди це є

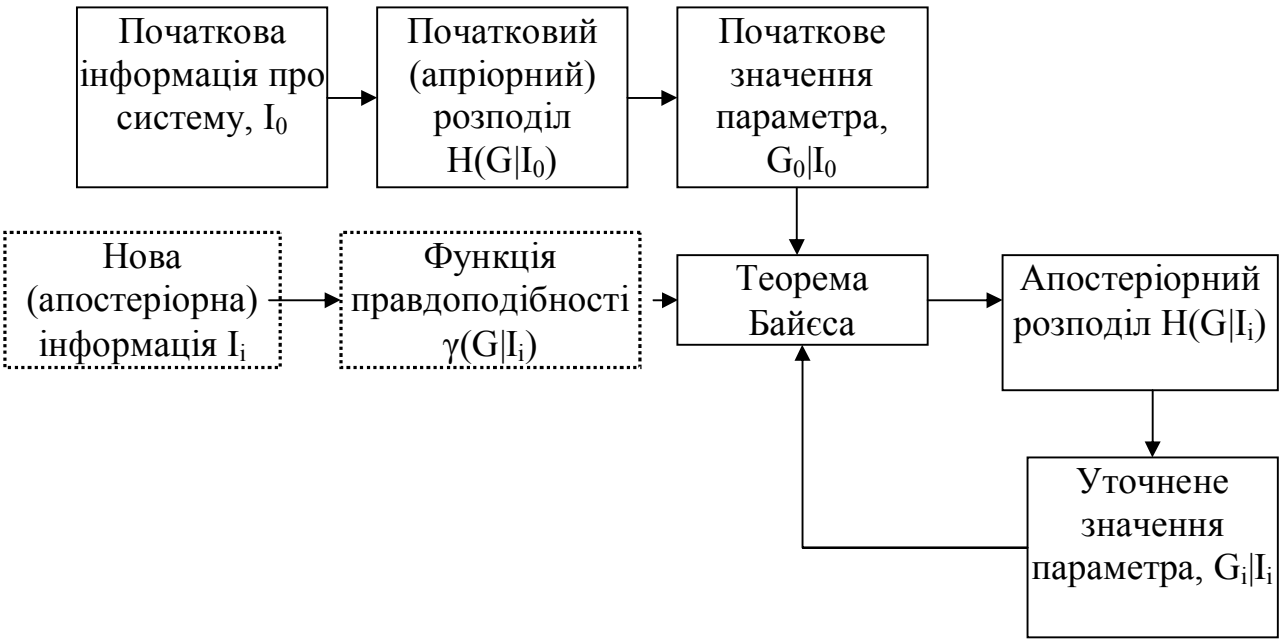


Рис. 2.21. Алгоритм уточнення параметрів показників експлуатаційної придатності.

неприйнятним [229].

У ході проведення спостережень за поведінкою будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому в процесі їх експлуатації постійно накопичуються статистичні дані про окремі показники їх технічного стану. Методологічною основою процесу переходу від апріорної інформації, формалізованою у вигляді апріорного розподілу, до апостеріорної шляхом додавання отриманих дослідним шляхом нових даних про роботу системи, є метод Байєса. Процес цей являє, власне кажучи, уточнення початкових уявлень про властивості об’єкта на підставі результатів, отриманих в процесі спостереження, тобто накопичення інформації. Алгоритм такого процесу показаний на рисунку 2.21.

Якщо будь-який параметр експлуатаційної придатності позначити через G, попередні уявлення про зміну цього параметру повинні базуватися

на якійсь початковій інформації. Такі уявлення визначаються або на підставі результатів спостережень (досліджень) за експлуатацією даної будівлі чи споруди, або на підставі результатів, отриманих в процесі експлуатації аналогічних будівель (споруд) (за умови подібного впливу оточуючого середовища), або на підставі експертних оцінок. Виходячи з вищевикладеного, у випадку відсутності достовірної початкової інформації ефективно використовувати принцип Джеффріса. На підставі прийнятих уявлень про хід експлуатації об'єкта приймається початковий (апріорний) розподіл параметра G – $H(G|I_0)$. Знаючи цей розподіл, можна визначити апріорну величину показника експлуатаційної придатності $G_0|I_0$. В ході спостереження (моніторингу) за ходом експлуатації будівлі отримують нові дані, тобто апостеріорна інформація I_i, яка оцінюється за допомогою функції правдоподібності $\gamma(G|I_i)$. Функція $\gamma(G|I_i)$ складається з імовірності (щільності імовірності) експериментальних даних, отриманих з дослідів (спостереження) та виражена як функція від параметру G. Тут слід зазначити, що для отримання функції достовірності повинна бути модель об'єкта дослідження у вигляді умовного розподілу основної випадкової величини. За допомогою формули Байєса

$$H(G \mid I_i, I_0) = \frac{H(G \mid I_0) \cdot \gamma(G \mid I_i)}{\int H(G \mid I_0) \cdot \gamma(G \mid I_i)\, dG} \tag{2.23}$$

можна отримати апостеріорний розподіл параметра G, який буде умовним по відношенню початкового значення параметра та емпіричних даних I_i, отриманих в ході експерименту. У міру накопичення нової інформації, вона починає переважати у апостеріорному розподілі та наближається до об'єктивної. При такому підході до визначення технічного стану будівельних конструкцій відмінність між параметром та його оцінкою виражається формулою корисності. Ця формула у найбільш поширеному випадку представляється як функція втрат, що характеризує втрату якогось показника через заміну істинного значення даного параметра його оцінкою. Правило оцінювання параметра, який в Байєсівському процесі вважається

випадковим, вибирається так, щоб мінімізувати функцію втрат. Оцінка параметра при такому підході не вважається величиною випадковою.

Таким чином, під час оцінювання технічного стану окремих конструкцій пропонується замінити параметр, який є невизначеним або інформація про нього недостатня, на імовірнісний розподіл множини його можливих значень. При цьому, як відомо [254], немає потреби розглядати питання ефективності, незміщеності та обґрунтованості. Використанням Байєсовських процесів в ході оцінювання технічного стану будівельних конструкцій розв'язує проблему малих вибірок [249], яка має місце при вирішенні цієї проблеми.

Однак, навіть такий підхід до визначення технічного стану конструкцій повинен базуватися на певній вибірці даних, отриманих в ході експлуатації. З накопиченням інформації можлива реалізація імовірнісного підходу.

В даний час через відсутність необхідної кількості експериментальної інформації в подальшому буде розглядатися детермінований підхід до процесу визначення технічного стану залізобетонних конструкцій.

2.6. Технічний стан будівлі (споруди) у цілому

При визначенні технічного стану будівлі чи споруди в цілому розглядається система з наступним ієрархічним поділом:

- перший рівень – система, яка описує один із показників експлуатаційної придатності та його відповідність граничному значенню;
- другий рівень – система будівлі чи споруди, яка складається із окремих елементів (конструкцій) та вузлів їх з'єднань.

До першого рівня можна віднести: показники міцності нормального та похилого перерізу; міцність вузла з'єднання елементі; ширина розкриття тріщин (нормальних та похилих); прогини елементів; опір теплопередачі

конструкції тощо. В процесі визначення технічного стану будівлі (споруди) в цілому, в детермінованій постановці, на першому рівні визначаються усі показники експлуатаційної придатності та порівнюються з граничними значеннями їх. На підставі такого порівняння робиться висновок про не перевищення параметрів конструкції тим вимогам, які до неї пред'являються. Визначення окремих показників виконується за нормативними методиками. При цьому враховуються особливості роботи залізобетонних конструкцій, як-то: перерозподіл зусиль в статично невизначених конструкціях, вплив попереднього напруження арматури тощо. Власне кажучи, на цьому рівні розв'язується багато параметрична задача та знаходиться мінімум відхилення показників експлуатаційної придатності від їх граничних значень.

Другий рівень включає в себе певну сукупність показників експлуатаційної придатності, які створюють дві групи їх. При цьому кожний елемент має свої ПЕП, які в загальному випадку можуть перевищувати відповідні граничні значення. Розглядається життєздатність системи вцілому за умови фактичного співвідношення значень ПЕП та їх граничних значень. Так, наприклад, якщо в статично невизначеній залізобетонній конструкції один з ПЕП досяг свого граничного значення, то можливий перерозподіл зусиль.

Таким чином, якщо перевищення одного з показників експлуатаційної придатності першої групи не призводить до відмови системи вцілому, то така будівля не відноситься до третього (аварійного) технічного стану, незважаючи на те, що окремі елементи цієї системи (конструкції чи вузли їх з'єднання) знаходяться в аварійному стані.

В кожному випадку розглядається можливість функціонування будівлі (споруди) вцілому і на підставі цього розгляду (розрахунку) будівля відноситься до одного з трьох технічних станів:

- I – задовільний. До нього відносяться будівлі та споруди, які при даних технічних станах окремих елементів та вузлів

їх з’єднань можуть нормально експлуатуватися та не руйнуються;

- II – непридатний до нормальної експлуатації: будівля (споруда) як система не руйнується, але її нормальна експлуатація неможлива;
- III – аварійний. До нього відносяться будівлі (споруди), які за виконаними розрахунками руйнуються при фактичних станах окремих елементів та їх вузлів.

При імовірнісному підході до оцінювання технічного стану на першому рівні ієрархії визначається імовірність відмови конструкції за даним показником експлуатаційної придатності, тобто імовірність перевищення ним своєї граничної величини.

Метою розрахунку надійності другого рівня при такому підході є визначення імовірності відмови системи, тобто імовірність виходу хоча б одного вектора показників експлуатаційної придатності за межі області якості. Для цього в кожному випадку для обох груп показників створюється модель, що представляє собою дерево відмов. При простому виді цього дерева, наприклад послідовному з’єднання елементів системи, імовірність безвідмовної роботи системи визначається за відомими виразами множення ймовірностей складових

$$P_y = \prod_{i=1}^{m} (1 - Q_i), \tag{2.24}$$

де Q_i – імовірність відмови i - того елемента системи при їх загальній кількості m.

В конструкціях, що експлуатуються, спостерігається дещо інша картина. З однієї сторони під час проектування в перерізах з’являються запаси пов’язані, наприклад, з дискретним сортаментом арматури, необхідністю проектувати жорсткі конструкції, тобто переважає розрахунок за другою групою граничних станів, а з іншої сторони мають місце пошкодження матеріалів, викликані дією навантаження та впливів під час

експлуатації. Ці запаси, якщо вони відносяться до менш надійного матеріалу (в нашому випадку – до бетону) підвищують початкову надійність системи значно більше ніж запаси у більш надійному матеріалі (сталевій арматурі). З іншої сторони, як правило, системи будівлі чи споруди є статично невизначеними, тобто мають гарячі та холодні резерви. Визначення надійності таких систем хоча і складніше, однак досить добре вивчене [256] і може використовуватися у практичних розрахунках.

2.7. Висновки за розділом

1. На підставі проведених досліджень запропоновано визначати для окремих будівельних конструкцій три технічних стани: задовільний; непридатний до нормальної експлуатації; аварійний. Технічний стан при цьому визначається як факт знаходження окремих показників експлуатаційної придатності в певній області якості (як у детермінованій, та і у імовірнісній постановці).

2. Запропоновано дві групи показників експлуатаційної придатності: перша група – перевищення яких призводить до руйнування системи; друга – перевищення яких унеможливлює нормальну експлуатацію.

3. На базі проведених натурних та чисельних експериментів встановлено, що для елементів, що згинаються: зменшення висоти поперечного перерізу, площі арматури та зниження класу бетону (для сильно армованих конструкцій) суттєво впливають на несучу здатність, а зміна ширини поперечного перерізу та міцності бетону (для слабо армованих елементів) – впливають на міцність нормальних перерізів несуттєво. Для стиснутих елементів значний вплив на міцність мають: сумарна площа арматури, а також зміна кількості стиснутої та розтягнутої (у випадку відносно великих ексцентриситетів) арматури та міцність бетону (при відносно малих ексцентриситетах). Міцність бетону у випадку відносно великих ексцентриситетів та кількість розтягнутої (менше стиснутої)

арматури (у випадку відносно малих ексцентриситетів) на несучу здатність стиснутих елементів впливають мало.

4. Розроблені пропозиції щодо визначення показників експлуатаційної придатності пошкоджених залізобетонних елементів.

5. Розроблена методологія визначення технічного стану будівель (споруд) у цілому в детермінованій та імовірнісній постановці. Розглядається два рівні оцінювання технічного стану. На першому порівнюються окремі ПЕП з граничними їх значеннями. На другому – розглядається система будівлі (споруди), що складається з окремих конструкцій та вузлів їх з'єднань. Віднесення системи до одного з трьох технічних станів залежить від можливості нормальної експлуатації будівлі чи споруди та її безаварійної експлуатації.

3 МОДЕЛЬ ПРОЦЕСУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ

Різноманітність залізобетонних конструкцій та умов їх експлуатації, які мають місце в ході реальної експлуатації, а також те, що досліди з вивчення впливу агресивного середовища є, як правило прискореними, тобто знос конструкцій в них лише моделює процес, а не описує його, призводить до висновку, що математична модель експлуатації повинна базуватися на апостеріорній інформації.

На жаль, інформація щодо швидкості зносу конструкцій, ступеню деградації окремих показників експлуатаційної придатності на даний час обмежена та носить уривчастий характер. За умови виконання Постанови Кабінету Міністрів України № 409 від 05.05.1997 р. „Про забезпечення надійної і безпечної експлуатації будівель та інженерних мереж“ така інформація буде накопичуватися та бути більш придатною для оцінювання і прогнозування технічного стану окремих залізобетонних конструкцій та будівель і споруд із них у цілому. Рекомендації щодо організації отримання даних та їх систематизації наведені в розділі 5 даної роботи.

3.1. Характер зміни показників експлуатаційної придатності

Виходячи з уявлення щодо зміни у часі характеристик залізобетонних конструкцій, як такої, що рівномірно прискорює (з інтенсивністю „a“) або рівномірно сповільнює процеси, що відбуваються природно (без втручання регулятивного характеру, яким є профілактичний, поточний чи капітальний ремонт), приймаємо робочою гіпотезу, якої будемо дотримуватися:

$$P(t) = P_0 - a(t - t_0)^2, \tag{3.1}$$

де P_0 – початкове значення характеристики (параметру експлуатаційної придатності) будівельної конструкції, t_0 – початковий момент часу, t – поточний

час (тривалість експлуатації конструкції), $P(t)$ – значення характеристики на момент часу t, a – параметр, що характеризує швидкоплинність зміни характеристики $P(t)$.

Як уже відмічалося, одним з найбільш поширених пошкоджень залізобетонних конструкцій є корозія арматурних стержнів.

Для виявлення характеру протікання корозії арматури в реальному виробничому середовищі протягом 1988...2004 років на Білицькому (Полтавська область) молочноконсервному комбінаті був поставлений наступний експеримент.

Об'єктом досліджень було перекриття над першим поверхом головного виробничого корпусу в осях 4–5 і Б–Г. Це перекриття – безбалкове, виконане із монолітного залізобетону. Сітка колон 5,0×5,5 м. Будівля з неповним залізобетонним каркасом, тобто зовнішні цегляні стіни є несучими. На першому поверсі головного корпусу розміщується цех з виробництва сиру (рис. 3.1). З моменту введення в експлуатацію (1959 р.) до 1988 року в результаті недбалої експлуатації та пошкодження (місцями відсутності) гідроізоляції бетон та арматура перекриття отримали значні пошкодження. В результаті проведених ремонтних робіт (1988 р.) протікання перекриття були ліквідовані і корозійний знос зменшив свою швидкість. Виконаний ремонт захисного шару бетону дозволив відновити експлуатаційні властивості перекриття. Оскільки пошкодження арматури були значними, а перекриття – перевантаженим, то в 1996 році виконано підсилення його шляхом підведення знизу сталевої балкової клітки, фрагмент якої показано на рис. 3.2. Все це дало можливість залишити фрагмент перекриття (виділений на рис. 3.1) без втручання, тобто без виконання ремонтних робіт. В якості дослідної ця ділянка перекриття вибрана тому, що агресивне середовище на нього впливає знизу



Рис. 3.1. Фрагмент перекриття над першим поверхом головного виробничого корпусу Білицького ММК, який досліджувався.

і після виконання ремонту гідроізоляції умови експлуатації не змінилися. Ці умови залишаються практично постійними протягом усього терміну експлуатації, тобто можна говорити про стаціонарний процес. Умови експлуатації ділянки перекриття над сирним цехом характеризується високою насиченістю повітря вологою (під час технологічного процесу, а це, як правило 16 годин на добу, вологість повітря на рівні низу перекриття складала 78...100%).



Рис. 3.2. Підсилення перекриття сталевою балковою кліткою.

Все це спричинило інтенсивну корозію поздовжньої робочої арматури. Роль такої арматури відігравали стержні в'язаної сітки початковим (1959 р.) діаметром 14 мм класу А-II. Крок робочої арматури становить 150 мм.

Довготривалий натурний експеримент полягав у тому, що на вибраній ділянці (рис. 3.3) періодично замірявся діаметр арматурних стержнів. За початковий (1959 рік) прийнято діаметр, що відповідає проекту, тобто 14 мм. На час обстежень (у 1988, 1995 та 2004 роках) діаметр кожного стержня оголеної арматури вимірювався у п'яти місцях по довжині пошкодженої ділянки (ці місця фіксувалися та залишалися постійними протягом усього експерименту). Для створення однакових умов експлуатації стержнів по їх



Рис. 3.3. Пошкоджена ділянка перекриття, на якій проводилися досліди з визначення ступеню пошкодження арматури.

довжині, заглиблення в бетоні, які виконувалися для можливості заміру діаметра арматури, після чергового дослідження забивалися цементно-гіпсо-піщаною сумішшю. Як показує аналіз отриманих результатів, знос (корозія) арматури іде практично рівномірно по довжині оголених стержнів і в межах пошкодженої ділянки можна приймати середнє значення фактичного діаметра арматури. Дані експерименту за роками наведені в таблиці 3.1 та проілюстровані на рис. 3.4.

Таблиця 3.1

Значення параметрів будівельних конструкцій

Параметри	Числові значення								
Роки	1959	1988	1995	2004					
D (мм)	14,0	12,3	10,4	9,3					
A_s (см^2)	1,54	1,188	0,849	0,679					
Порядковий номер року експлуатації	1	2	3	4	5	6			
R (мм)	14,1	11,4	11,0	10,5	10,6	7,2			
B (мм)	15,2	10,5	9,7	9,7	9,0	7,6			
K (мм)	9,1	5,5	4,6	5,0					
Тривалість експлуатації, років	1	3	5	7	9	11	13		
A_k, бали	9,9	8,6	6,2	6,7	6,1	5,4	5,3		
A_b, бали	10,0	9,9	9,2	8,5	8,8	7,5	7,3		
A_p, бали	10,0	9,9	9,3	9,5	9,0	7,1	5,0		
Тривалість експлуатації, років	1	3	5	7	9	11	13	15	17
S_p	4,8	4,5	4,2	4,5	4,3	3,7	3,3	3,2	3,3
Термін дії агресивного середовища, дні	0	52	70	78					
M_z (кНм)	25,0	18,0	13,5	8,0					
Термін дії агресивного середовища, дні	0	60	80	84					
M_{zf} (кНм)	28.0	17.8	11.5	4.8					
Дні	0	10	20	30	40	50	60	70	80
A	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,48	0,40	0,35	0,32

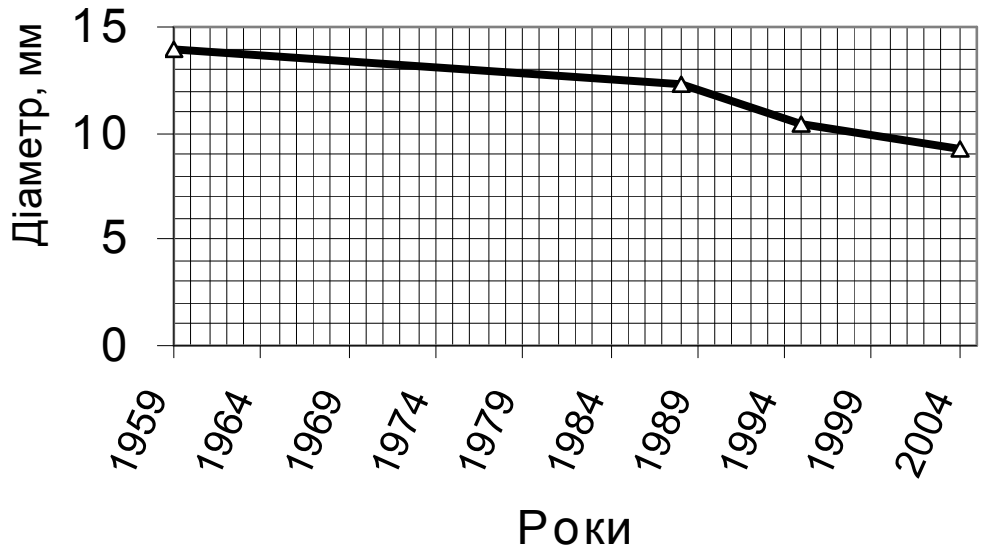


Рис. 3.4 Зміна з роками середнього діаметра поздовжньої арматури під час експлуатації.

Проведений експеримент дав можливість прослідкувати зміну діаметра поздовжньої робочої арматури перекриття протягом доволі тривалого часу (16 років) в умовах реального впливу середовища.

Встановлено, що зменшення площі поперечного перерізу робочої арматури наростає з кожним роком, тобто швидкість деградації конструкції (за постійних параметрів оточуючого середовища) збільшується. Математично опис процесу деградації можливий поліномом. Крива деградації має випуклий вид (рис. 3.4).

3.2. Закономірності дрейфу параметрів конструкцій за наявними статистичними даними

Для формування методологічних засад щодо визначення характеру зміни параметрів, що характеризують експлуатаційну придатність конструкцій, звертаємось до наявної статистики, яка стосується цих показників. Для цього використовуємо результати, отримані в ході експериментальних досліджень, описаних в параграфі 3.1, тобто корозії арматури перекриття будівлі головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату, вираженої

значеннями змінних: діаметру D (мм), та площі залишкового поперечного перерізу робочої арматури A_s (см^2).

Розглядалася також досить представницька вибірка результатів натурних спостережень, виконаних іншими дослідниками. Так автори [90] провели обстеження 85 будівель тваринницького призначення (для утримання великої рогатої худоби та свиней) за внутрішніми показниками і 183 будівлі – за зовнішніми ознаками. Методика цих досліджень включала виміри основних параметрів мікроклімату та оцінювання залізобетонних конструкцій за зовнішнім оглядом та внутрішніми показниками. Під час зовнішнього огляду фіксувалися поздовжні (вздовж робочої арматури) тріщини і стан захисного шару бетону, а під час відкриття арматури – товщину захисного шару, глибину його карбонізації, а також ступінь пошкодження стержнів арматури. Для систематизації та обробки отриманих результатів обстеження авторами [90] розроблені відповідні шкали оцінок. В кожній будівлі ділянки арматури довжиною до 20 см відкривали в 30 місцях с наступним ретельним відновленням захисного шару бетону. В ході замірів визначалася товщина захисного шару бетону та глибина його карбонізації. В даних експериментах карбонізація бетону (умови не створювалися штучно, а були реальними для даних сільськогосподарських будівель) обумовлювалася підвищеним рівнем (в 10 разів по відношенню до зовнішнього повітря) вуглекислого газу. Зменшення захисного шару бетону поздовжнього ребра плит покриття (R, мм), балок (B, мм), колон (K, мм) фіксувалося інструментально, результати замірів наведені в таблиці 3.1.

Після карбонізації захисного шару бетону пасивний стан арматури порушується тому починається корозійний процес в ній. Стан арматури оцінювався за десятибальною шкалою: оцінці „10“ відповідає арматура без слідів корозії; оцінці „4“ – суцільна поверхнева корозія; оцінці „2“ – суцільна корозія, коли ущільнені продукти корозії проникли в бетон; оцінці „0“ – стан арматури, коли в результаті збільшення об’єму продуктів корозії відколюється захисний шар бетону. В таблиці 3.1 наведені результати визначення стану арматури колони (A_k), балки (A_b), плити перекриття (A_p).

Оскільки оцінювання стану залізобетонних конструкцій в процесі експлуатації за внутрішніми характеристиками досить є складним, то авторами досліджень [90] розроблена методика оцінювання їх стану за зовнішніми признаками. Прийнято, що візуально можна виділити шість стадій корозійного зносу. Для плит покриття опис стадій корозії (критерій віднесення до певного технічного стану) та запропоновані оцінки наведені в таблиці 3.2. Навіть за такої досить примітивної методики оцінювання технічного стану, можна проаналізувати його зміну протягом певного періоду спостереження. В таблиці 3.1 наведені дані щодо середньої оцінки стану плит (S_p). Кількість обстежених дослідниками [90] плит покриття становить 7282 штуки.

Таблиця 3.2

Оцінювання технічного стану плит покриття

Стан плит	Оцінка
Не мають корозійних пошкоджень	5
В деяких місцях поличок захисний шар відколотий або в поперечних ребрах є мікротріщини	4
В багатьох місцях поличок захисний шар відколотий; в поперечних ребрах є поздовжні тріщини; в деяких місцях поперечних ребер відколотий захисний шар бетону	3
В багатьох місцях поперечних ребер захисний шар відколотий; в поздовжніх ребрах через корозію робочої арматури мають місце мікротріщини	2
В поздовжніх ребрах тріщини вздовж арматури мають ширину розкриття більше ніж 0,1 мм	1
В багатьох місцях захисний шар бетону поздовжніх ребер відколотий	0

Для співставлення фактичного зносу конструкцій, а також для оцінювання достовірності моделювання процесу експлуатації розглядалися також бетонні та залізобетонні конструкції, що зазнавали прискореної корозії оскільки під навантаженням протягом певного часу витримувалися у 10% розчині сірчаної

кислоти (H_2SO_4). При цьому розглядалися наступні параметри (показники експлуатаційної придатності):

- несуча здатність (за текучістю арматури) балок M_z, кНм) [24];
- несуча здатність балок за станом фізичного руйнування (M_{zf}, кНм) [24];
- зменшення поперечного перерізу бетонних призм (A) [22].

Наявна статистика щодо значень параметрів представлена таблицею 3.1.

Користуючись методом найменших квадратів, здійснюємо апроксимацію наявних статистичних даних, використовуючи для цього три види залежностей – лінійну, квадратичну та кубічну (апеляція до степеневих рядів вищих степенів, як і до інших варіантів математичних моделей, позбавлена аргументованих підстав на їх користь у зв'язку з обмеженістю статистики). Отримані результати зводимо до таблиці (табл. 3.3), доповнюючи їх значеннями коефіцієнта детермінації (R^2) та критерію Фішера (F-критерію): перший є характеристикою кореляції оброблених даних, другий – характеристикою довіри до результату.

Таблиця 3.3

Результати апроксимації статистичних даних

Параметр	Рівняння регресії у лінійній, квадратичній та кубічній формі	R^2	F-критерій
1	2	3	4
D	$-0{,}1014\cdot t + 213{,}1$ $-0{,}00236\cdot t^2 + 9{,}2486\cdot t - 9042{,}62$ $0{,}000346\cdot t^3 - 2{,}06014\cdot t^2 + 4092{,}03\cdot t - 2709105$	0,90 0,97 0,99	19,0 17,1 0
A_s	$-0{,}01888\cdot t + 38{,}57$ $-0{,}00034\cdot t^2 + 1{,}3394\cdot t - 1306{,}06$ $0{,}0000648\cdot t^3 - 0{,}38583\cdot t^2 + 766{,}17\cdot t - 507114$	0,93 0,97 0,99	26,1 16,5 0
R	$-1{,}06857\cdot t + 14{,}54$ $-0{,}02679\cdot t^2 - 0{,}88107\cdot t + 14{,}29$ $-0{,}24907\cdot t^3 + 2{,}58849\cdot t^2 - 8{,}77672\cdot t + 20{,}57$	0,82 0,82 0,98	18,1 6,8 45,6
B	$-1{,}21429\cdot t + 14{,}53$ $0{,}30178\cdot t^2 - 3{,}32679\cdot t + 17{,}35$ $-0{,}25467\cdot t^3 + 2{,}97539\cdot t^2 - 11{,}3985\cdot t + 23{,}76$	0,76 0,86 0,98	12,9 9,6 64,8

Закінчення таблиці 3.3

1	2	3	4
K	$-1{,}32\cdot t + 9{,}35$ $-0{,}10714\cdot t^2 - 1{,}22714\cdot t + 9{,}7$ $-0{,}2333\cdot t^3 + 2{,}75\cdot t^2 - 10{,}2167\cdot t + 16{,}8$	0,68 0,83 1,00	4,2 5,1 0
A_k	$-0{,}3625\cdot t + 9{,}42$ $0{,}036607\cdot t^2 - 0{,}875\cdot t + 10{,}63$ $-0{,}00451\cdot t^3 + 0{,}1314\cdot t^2 - 1{,}41215\cdot t + 11{,}29$	0,82 0,92 0,94	23,3 24,4 15,7
A_b	$-0{,}2375\cdot t + 10{,}40$ $-0{,}00446\cdot t^2 - 0{,}175\cdot t + 10{,}26$ $0{,}000347\cdot t^3 - 0{,}01176\cdot t^2 - 0{,}13368\cdot t + 10{,}21$	0,92 0,93 0,93	63,2 26,8 13,4
A_p	$-0{,}37321\cdot t + 11{,}155$ $-0{,}05327\cdot t^2 + 0{,}37262\cdot t + 9{,}3$ $-0{,}0066\cdot t^3 + 0{,}08527\cdot t^2 - 0{,}4124\cdot t + 10{,}37$	0,77 0,95 0,98	17,6 44,0 71,3
S_p	$-0{,}10417\cdot t + 4{,}91$ $-0{,}00127\cdot t^2 - 0{,}8128\cdot t + 4{,}85$ $0{,}000737\cdot t^3 - 0{,}02116\cdot t^2 + 0{,}06293\cdot t + 4{,}62$	0,87 0,87 0,89	49,0 21,5 14,1
M_z	$-0{,}19523\cdot t + 25{,}88$ $-0{,}00194\cdot t^2 - 0{,}02535\cdot t + 24{,}15$ $-0{,}00019\cdot t^3 + 0{,}02209\cdot t^2 - 0{,}75723\cdot t + 25{,}0$	0,90 0,97 1,00	19,2 800,3 0
M_{zf}	$-0{,}24078\cdot t + 29{,}01$ $-0{,}00191\cdot t^2 - 0{,}05568\cdot t + 27{,}0$ $-0{,}00065\cdot t^3 + 0{,}089611\cdot t^2 - 3{,}19577\cdot t + 28{,}0$	0,89 0,96 1,00	17,1 245,4 0
A	$-0{,}00826\cdot t + 0{,}956$ $0{,}00005\cdot t^2 - 0{,}01327\cdot t + 1{,}02$ $0{,}00000\cdot t^3 - 0{,}00008\cdot t^2 - 0{,}0086\cdot t + 0{,}998$	0,96 0,99 0,99	224,2 545,1 2096

Примітка: параметр часу (t) використано єдиним для всіх параметрів лише для зручності, фактичні його значення для кожного параметру є різними, кожне з них визначено даними таблиці 3.1 і має сенс лише в інтерпретації, що відповідає останній.

Коефіцієнти лінійних залежностей зміни у часі всіх 12-ти параметрів мають від'ємне значення, що свідчить про спадний характер їх дрейфу – з часом значення параметрів будівельних конструкцій погіршуються (зменшуються), що провокує їх наближення до критичних значень, отже, вимагає прийняття рішень щодо впливу на характер процесу з метою запобігання явищам, характерним для таких значень.

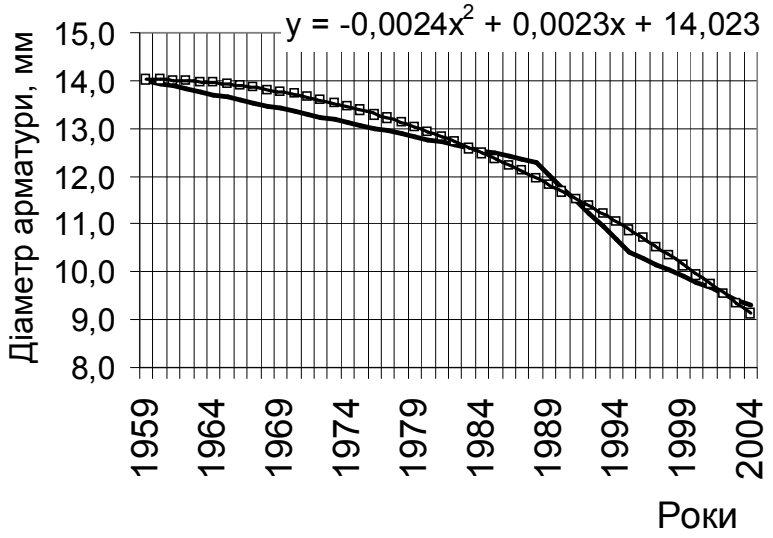


Рис. 3.5. Зміна діаметру арматури конструкції перекриття Білицького ММК з часом.

Переважна частина (75%; дев'ять з дванадцяти) коефіцієнтів при квадраті змінної часу у квадратичних моделях мають від'ємне значення, що також засвідчує наявність спадного характеру їх дрейфу (інтенсивного – випуклого вгору), але лише у певному діапазоні часу. Такий діапазон визначається „стартовою точкою", якою в наявній статистиці є початок відліку (перше його значення у незворотній шкалі часу). Приклади зміни показників експлуатаційної придатності залежно від терміну експлуатації наведені на рисунках 3.5...3.7. Графічні залежності зміни інших характеристик, що розглядалися в даному дослідженні наведені в додатку А.

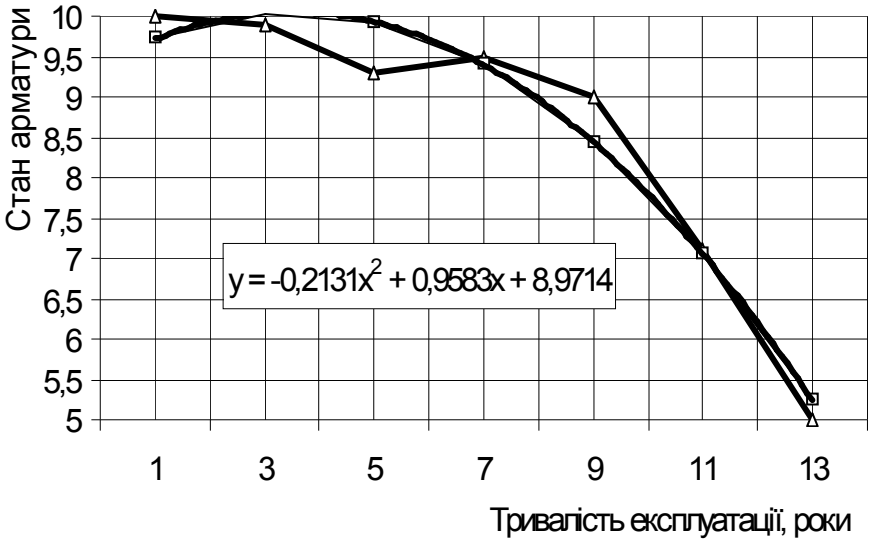


Рис. 3.6. Зміна оцінки стану арматури плит покриття.

Стосовно інших параметрів (25%, трьох із дванадцяти, а саме – B, A_k, A), де значення згаданих коефіцієнтів виявилося додатнім, висновок стосовно спадного характеру дрейфу залишається дійсним, але потребує уточнень.

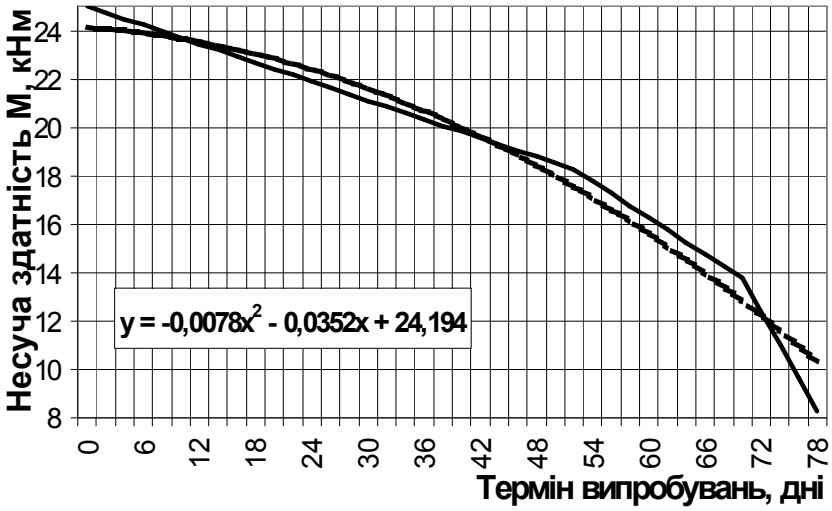


Рис. 3.7. Зміна несучої здатності балок у середовищі H_2SO_4.

По-перше, характер зміни виявляється випуклим вниз. Пояснення даній обставині знаходимо у самих статистичних даних (див. табл. 3.1): для параметру (B) – товщини захисного шару бетону після карбонізації – на третьому й четверному році експлуатації його значення представлено незмінним – 9,7 мм та 9,7 мм, тоді як до цього та після зменшення цього значення складало близько 0,7 мм; для параметру (A_k) – стану арматури – на сьомому році експлуатації його значення представлено збільшеним до 6,7 балів (з 6,2 у попередньому році). Такий характер значень представлених даних може знайти пояснення лише в одному з двох варіантів – або дані є помилковими, або ж вони є наслідком регуляторного впливу (скажімо, профілактичного чи капітального ремонту). І перше, і друге не може бути аргументом щодо відмінності характеру дрейфу даних параметрів порівняно з іншими.

По-друге, абсолютне значення коефіцієнта при квадраті змінної часу для параметру (A), складаючи 0,00005, фактично нівелює адитивний вплив даного доданку на результати розрахунків, отже й на висновок щодо характеру дрейфу.

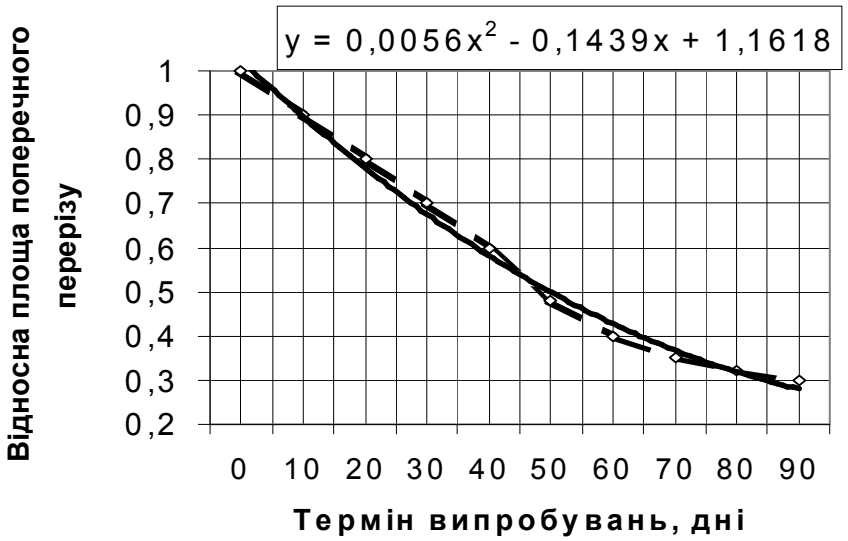


Рис. 3.8. Зменшення площі поперечного перерізу бетонної призми під час дії H_2SO_4.

Крім того, з фізичної

точки зору, розглядався лише один показник експлуатаційної придатності бетонного елемента, а саме – площа поперечного перерізу призми (рис. 3.8). Затухаючий характер деградації бетонного елемента пояснюється [24] тим, що під час дії агресивного середовища зруйновані шари бетону служать своєрідним захистом конструкції та перешкоджають просуванню фронту дії агресивного середовища в середину призми. В залізобетонних конструкціях після карбонізації захисного шару також іде зменшення швидкості руйнування бетону, але в цей же час різко зростає деградація (корозія) арматури, що, в свою чергу, призводить до прискореного падіння інтегрального показника експлуатаційної придатності, яким є несуча здатність конструкції вцілому. Даний висновок підтверджується проведеними автором чисельними експериментами та результатами натурних обстежень інших дослідників [90].

То ж вцілому висновок щодо останнього залишається виправдано таким, яким він виявлений для параметрів D, A_s, R, K, A_b, A_p, S_p, M_z, M_{zf}.

Щодо рівняння регресії, представлених у кубічній формі, то, сприймаючись в цілому відповідними (адекватними) щодо характеру їх зміни за наявністю інтервалів спадання значень параметрів, вони у переважній більшості (отже, вцілому) не можуть бути прийнятними, якщо враховувати критерій довіри (див. табл. 3.3): у п’яти з дванадцяти випадків значення F-критерію співпадає з нулем; ще для одного випадку – для параметру (A) – коефіцієнт доданку з кубом часу також нульовий (то ж модель фактично не є кубічною).

Виходячи з означеного вище, доходимо висновку про спадний характер дрейфу параметрів, що є характеристиками будівельних конструкцій, представлених наявною статистикою: з часом значення параметрів будівельних конструкцій погіршуються (значення параметрів зменшуються), що провокує їх наближення до критичних значень, отже, вимагає прийняття рішень щодо впливу на характер процесу з метою запобігання явищам, характерним для таких значень. Характер дрейфу найбільш прийнятно описується квадратичною моделлю, областю визначення якої є часовий проміжок від початку відліку й до нескінченності,

областю значень – числові значення від початкового, визначеного початком відліку, до критичного значення.

Сформований висновок цілком узгоджується з гіпотезою, прийнятою як робоча, що є підтвердженням можливості її застосування щодо аналізу стану будівельних конструкцій та прийняття рішень відносно впливових заходів, необхідних для збереження їх стану й збільшення терміну експлуатації.

Технічні характеристики (а будівельні конструкції відносяться до таких, що описуються даними характеристиками) часто підпадають під розряд, експоненційно залежних від часу: $y(t)=e^{f(t)}$. Такий характер деградації будівельних конструкцій розглядався виходячи із загальних положень зносу складних систем [18, 185, 200 та ін.]. Виходячи з цього та не маючи переконливих доказів стосовно правомірності опису характеристик стану будівельних конструкції у прийнятій нами раніше гіпотетичній інтерпретації, як більш переконливої порівняно зі щойно згаданою залежністю виду $y(t)=e^{f(t)}$, вдамося до результатів апроксимації даних, представлених статистикою таблиці 3.1, трьома експоненційними функціями – $y=e^{a+bt}$; $y=e^{a+bt+ct^2}$; $y=e^{a+bt+ct^2+dt^3}$ (табл. 3.4).

Таблиця 3.4

Результати апроксимації статистичних даних у варіантах експоненційної залежності: $y=e^{a+bt}$; $y=e^{a+bt+ct^2}$; $y=e^{a+bt+ct^2+dt^3}$

Параметри	Коефіцієнти при відповідних значеннях t				Критерії	
	1	t	t^2	t^3	R^2	F
1	2	3	4	5	6	7
D	19,69	-0,008689			0,88	14,33
	-950,2	0,971039	-0,000247		0,97	18,94
	-224880,2	339,57703	-0,170909	0,000029	1	0
A_s	34,58	-0,017398			0,88	14,37
	-1903,9	1,940849	-0,000495		0,97	18,9
	-450710,8	680,58439	-0,34254	0,000057	1	0

Закінчення таблиці 3.4

1	2	3	4	5	6	7
R	2,72	-0,103579			0,79	15,02
	2,6	-0,017295	-0,012326		0,81	6,54
	3,2	-0,799544	0,246778	-0,024677	0,98	31,85
B	2,7	-0,112234			0,83	19,42
	2,9	-0,239935	0,018243		0,88	10,59
	3,4	-0,94047	0,250282	-0,022099	0,99	131,35
K	2,26	-0,19752			0,69	4,52
	3	-0,931155	0,146727		1	713,86
	3,1	-1,10584	0,225178	-0,01046	1	0
A_k	2,26	-0,050383			0,86	30,45
	2,4	-0,104311	0,003852		0,92	22,75
	2,5	-0,163482	0,014294	-0,000497	0,93	13,19
A_b	2,35	-0,027569			0,92	56,36
	2,3	-0,015492	-0,000863		0,93	26,29
	2,3	-0,012446	-0,0014	0,000026	0,93	13,16
A_p	2,47	-0,049591			0,72	12,61
	2,2	0,064024	-0,008115		0,95	35,17
	2,4	-0,07147	0,015795	-0,001139	0,99	137,66
S_p	1,61	-0,026664			0,87	46,91
	1,6	-0,016954	-0,000539		0,88	21,48
	1,5	0,025024	-0,006328	0,000214	0,9	14,81
M_z	3,44	-0,01411			0,81	3,44
	3,1	0,01537	-0,000351		0,95	3,1
	4,1	-0,120435	0,003213	-0,000026	1	4,1
Mzf	3,46	-0,016079			0,69	4,42
	3,3	0,022353	-0,000474		0,87	3,32
	3,3	-0,454694	0,013176	-0,000095	1	0
A	0,05	-0,015258			0,99	719,35
	0	-0,013425	-0,000023		0,99	350,34
	0	-0,004083	-0,000333	0,000003	1	945,69

Порівняння передостаннього й останнього стовпчиків таблиць 3.3 і 3.4 засвідчує співвідносність результатів за значенням коефіцієнта детермінації (R^2), для якого розбіжність „сильно корельованих“ даних ($R^2 \approx 0{,}95..1{,}00$) складає до 0,2, для „слабо корельованих“ ($R^2 \approx 0{,}69..0{,}95$), звісно, більше, але в сукупності параметрів не на користь того чи іншого способу апроксимації.

Таке ж зауваження стосується й F-критерія. Отже вагомих підстав вважати більш переконливим способом апроксимацію експоненційними залежностями не виявлено. Оскільки апроксимація степеневою залежністю значно простіша в реалізації розрахунків, то в подальшому вона і використовується.

Проаналізуємо можливість підвищення степені полінома, використовуваного при апроксимації статистичних даних поліноміальними залежностями.

Використання F-критерію обумовлено необхідністю прийняття гіпотези щодо відповідності дисперсій статистичних даних та результатів їх апроксимації. Поліном, що використовується для апроксимації, має, звісно, n невідомих коефіцієнтів. При кількості статистичних даних k, степені свободи m, необхідні для визначення табличного значення F-критерію, визначаються за відомим співвідношенням $m = k - n - 1$. Для табличних значень $m \geq 0$, тобто має виконуватися співвідношення $n \leq k - 1$.

У нашому випадку (за наявності статистики, де $k = 3$), останнє означає, що застосування поліномів вище 2-ї степені для п'яти з дванадцяти параметрів неприпустиме (таким є параметри D, A_s, K, M_z, M_{zf}). То ж використання гіпотези щодо зміни стану будівельних конструкцій відповідно поліному другої степені і з цієї точки зору є виправданим.

3.3. Методика прийняття рішень стосовно регулюючого впливу щодо технічного стану будівельних конструкцій

Згідно прийнятої робочої гіпотези, з часом показники експлуатаційної придатності окремих будівельних конструкцій, що вимірюються характеристикою $P(t)$, змінюється: у моменти $t_0, t_1, t_2 \ldots$ $P(t)$ набуває значень $P_0, P_1, P_2 \ldots$, тобто

$$P_i = P(t_i) = P_0 - a(t_i - t_0)^2, \tag{3.2}$$

де $i = 0, 1, 2, \ldots$

У дійсності така тотожність ніколи не справджується – між P_i та $P(t_i)$ природно існує розбіжність E_i, яку вважатимемо випадковою:

$$E_i = P_i - P(t_i). \tag{3.3}$$

Виходячи з прийнятих робочою гіпотезою допущень, єдиним параметром, який зумовлює таку розбіжність, є параметр „a“. За наявності статистики $P_0, P_1, P_2, ..., P_n$ маємо:

$$E_i = P_i - \left(P_0 - a(t_i - t_0)^2\right), \tag{3.4}$$

де $i = 0, 1, 2, ..., n$.

Останнє дозволяє нам для визначення параметру „a“ скористатися методом найменших квадратів:

$$\sum_{i=0}^{n}\left(P_i - P_0 + a(t_i - t_0)^2\right)^2 \to \min. \tag{3.5}$$

Скориставшись даною умовою та виконавши необхідні тотожні перетворення, отримуємо формулу для визначення параметру „a“ за наявними статистичними даними:

$$a = \frac{\sum_{i=0}^{n}(P_i - P_0)(t_i - t_0)^2}{\sum_{i=0}^{n}(t_i - t_0)^4}. \tag{3.6}$$

Сформоване таким чином значення параметра „a“ дозволяє розв’язати пряму задачу – визначити значення $P(t)$ в довільний момент часу та обернену задачу – дати відповідь на питання, у який момент часу $P(t)$ досягатиме певного, зокрема, критичного, значення.

Скористаємося останнім для визначення моменту часу t_{cr}, коли $P(t)$ досягне критичного значення P_{cr}:

$$t_{cr} = t_0 + \sqrt{\frac{P_0 - P_{cr}}{a}}. \tag{3.7}$$

Співставлення такого значення t_{cr}, визначеного шляхом спостережень за зміною характеристики конструкції у часі (показника експлуатаційної придатності), з нормованим значенням t_{nor}, на яке розрахована ця конструкція, дає привід

визначати необхідність „втручання“, яке б стосувалося характеристики, що досліджується P – втручання стає необхідним за умови що $t_{cr} < t_{nor}$.

Останнє справджується за умови, що

$$a > \frac{P_0 - P_{cr}}{(t_{nor} - t_0)^2}. \tag{3.8}$$

Викладене дозволяє сформувати наступну методику, використання якої стосовно аналізу характеристики показників експлуатаційної придатності певної конструкції у часі робить можливим виявлення необхідності (чи відсутності такої) втручання щодо впливу на неї.

1. У початковий момент часу значення параметру, яким описується зміна у часі конструкції, що досліджується, визначається співвідношенням (3.8).

2. У наступні моменти часу $t = t_i \ (i = 1, 2, 3, ..., n)$ що співпадають з виміром значень характеристики $P_0, P_1, P_2, P_3, ..., P_n$, значення параметру „a“ визначається шляхом розрахунку:

$$a = -\frac{\sum_{i=1}^{n} (P_i - P_0 + P_{cr})(t_i - t_0)^2}{\sum_{I=1}^{N} (t_I - t_0)^4}. \tag{3.9}$$

3. Кожного разу віднайдене значення параметру перевіряється на виконання нерівності

$$a > \frac{P_0 - P_{cr}}{(t_{nor} - t_0)^2}. \tag{3.10}$$

4. Приймається рішення:
   - якщо нерівність не справджується, втручатися до конструкції з позиції впливу на неї немає необхідності;
   - якщо ж нерівність справджується, таке втручання є необхідним.

Розглянемо тестовий приклад, що ілюструє та тестує пропоновану методику: $t_{nor} = 100$, $P_0 = 1$, $P_{cr} = 0$. Початкове значення параметру $a = 0{,}0001$; це ж значення є

порівняльним при перерахунку параметра за значеннями характеристики P в моменти часу $t = 1, 2, 3, ..., n$; значення t, P та a наведені в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5

Зміна параметру P та a під час експлуатації

t	P	a
0	1,0000	0,00010
1	1,0000	0,00000
2	1,0000	0,00000
3	1,0000	0,00000
4	0,9990	0,00005
5	0,9980	0,00007
6	0,9970	0,00008
7	0,9960	0,00008
8	0,9940	0,00009
9	0,9890	0,00011

Порівняння значення параметру зі значенням 0,0001 вказує, що при t = 9 нерівність справджується (див. п 3 методики, формула (3.10)). Отже, на 9-й рік необхідним є втручання в хід процесу, який стосується зміни характеристики P.

3.4. Визначення кількості втручань в процес експлуатації

Розглянемо три способи втручання в хід процесу, який стосується зміни характеристики P:

- діагностика конструкції,
- поточний ремонт конструкції,
- капітальний ремонт конструкції.

Уведемо до розгляду елементи формалізації, які стосуються опису згаданих способів втручання (таблиця 3.6).

Зважуючи на наявність елементів невизначеності стосовно визначення числових значень ризику, вважатимемо, що ці значення формуються досвідченими

фахівцями, добре обізнаними зі специфікою будівельних конструкцій, яких вони стосуються.

Таблиця 3.6

Елементи формалізації способів втручання.

Вид втручання	Кількість дій	Витрати на одну дію	Ризик не досягнення мети після всіх дій
Діагностика конструкції	n	DD	α
Поточний ремонт	p	PP	β
Капітальний ремонт	k	RR	γ

У випадку затруднень з визначенням ризиків, пропонується наступна схема для їх розрахунку:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - DD}{WK + DD}; \\ \beta &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - PP}{WK + PP}; \\ \gamma &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - RR}{WK + RR}, \end{aligned} \tag{3.11}$$

де WK – вартість наслідків від втрати будівельною конструкцією своїх властивостей.

За цією схемою, за умови що $P_{cr} = 0{,}5\,P$, $DD = 0{,}2\,WK$, $PP = 0{,}3\,WK$, $RR = 0{,}4\,WK$, то $\alpha \approx 0{,}33$; $\beta \approx 0{,}26$; $\gamma \approx 0{,}21$.

Виходячи з того, що втручання має здійснюватися з дотриманням вимог щодо мінімізації ризику, мінімізації витрат та мінімізації кількості втручань, отримуємо співвідношення щодо уведених елементів формалізації:

$$\begin{aligned} & n + p + k = m_1 \to \min; \\ & DD \times n + PP \times p + RR \times k = m_2 \to \min; \\ & \frac{\alpha}{n} + \frac{\beta}{p} + \frac{\gamma}{k} \to \min. \end{aligned} \tag{3.12}$$

Розглядаючи m_1 та m_2 у якості допоміжних параметрів, здійснимо спробу мінімізувати останній вираз. З цією метою з перших двох виразів визначимо n та p:

$$n = \frac{m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k}{PP - DD}; \quad (3.13)$$

$$p = \frac{m_2 - m_1 \times DD - (RR - DD) \times k}{PP - DD}. \quad (3.14)$$

Після підстановки n та p та простих перетворень отримуємо:

$$\frac{\beta(PP - DD)}{m_2 - DD \times m_1 - (RR - DD) \times k} + \frac{\alpha(PP - DD)}{m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k} + \frac{\gamma}{k} \to \min. \quad (3.15)$$

Дотримуючись необхідної умови оптимуму, для визначення значення „k“ необхідно розв’язати рівняння

$$\frac{\beta \times (PP - DD) \times (RR - DD)}{(m_2 - DD \times m_1 - (RR - DD) \times k)^2} - \frac{\alpha \times (PP - DD) \times (RR - PP)}{(m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k)^2} - \frac{\gamma}{k^2} = 0. \quad (3.16)$$

Залишаючи поза увагою спосіб визначення „k“, слід звернути увагу на наявність можливості визначення значень n, p та k – кількості діагностик конструкції, кількості поточних ремонтів, кількості капітальних ремонтів, які слід здійснити, втручаючись в хід процесу, за яким змінюється характеристика відповідного показника експлуатаційної придатності конструкції, дотримуючись згаданих вище вимог щодо кількості таких втручань, витрат на них, ризику.

Так, наприклад, користуючись можливостями системи автоматизованих розрахунків MathCad та прийнявши за початкові тестові дані значення $DD = 1$, $PP = 4$, $RR = 20$, $\alpha = 10$, $\beta = 20$, $\gamma = 30$, $m_1 = 6$, $m_2 = 50$, отримуємо оптимальні значення змінних: $n = 1{,}777$, $p = 2{,}264$, $k = 1{,}958$, тобто стосовно конструкції, що описується такими тестовими даними, слід здійснити (після округлення значень) дві діагностики, провести два поточних та два капітальних ремонти.

Програма для реалізації розрахунків за запропонованою моделлю процесу експлуатації наведена в додатку В.

3.5. Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій та будівель і споруд вцілому

Залишковий ресурс визначається як час до настання відмови. Виходячи із загальної моделі опису процесу експлуатації та підходу до визначення технічного стану окремих конструкцій, за відмову приймається досягненні показником експлуатаційної придатності (P_i) свого граничного значення $(P_{\lim})$, тобто можна записати, що ресурс конструкції буде рівним:

$$T = T_{\min} = t_i \Big|_{P_i = P_{\lim}}. \tag{3.17}$$

У (3.17) через $T_{\min}$ позначено мінімальний час за який будь-який наперед заданий показник експлуатаційної придатності досягне свого граничного значення $(P_n = P_{\min})$. Кількість показників експлуатаційної придатності та їх граничні значення $(P_{\lim})$ встановлюються виходячи з фактичних умов експлуатації та на момент визначення залишкового ресурсу є величини відомі.

Як відзначалося вище, процес експлуатації може проходити без капітального ремонту, тобто відновлення експлуатаційних характеристик та підвищення показників експлуатаційної придатності та з проведенням цих робіт. На рисунку 3.9 кривою 1 показано перший варіант експлуатації, а кривою 2 – другий.

Для першого випадку залишковий ресурс визначається як час до настання показником експлуатаційної придатності нормативного (мінімально допустимого) значення, тобто

$$T = T_H. \tag{3.18}$$

При цьому розглядається перша подія, тобто досягнення граничного значення першим із наперед заданих показників.

У разі експлуатації з проведенням капітальних ремонтів залишковий ресурс визначається як час до першого (чи наступних) капітальних ремонтів. На рис. 3.9 цьому відповідають значення часу експлуатації, відповідно, для першого етапу – T_1, для другого – T_2, для третього – T_3 і так далі.

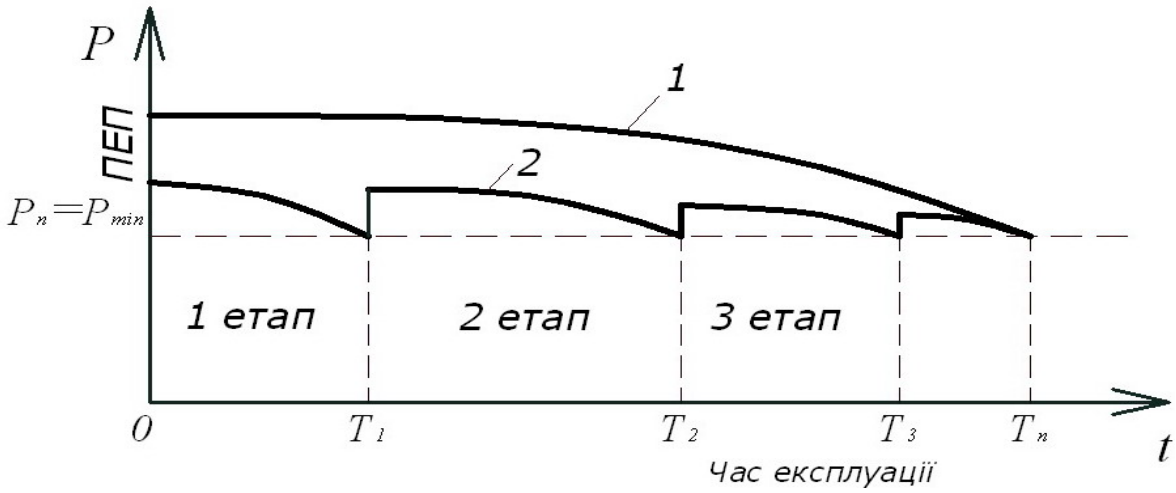


Рис. 3.9. До визначення залишкового ресурсу.

Звичайно, що опис кривої експлуатації на різних етапах може бути різним і, як правило, є таким. Це викликане тим, що під час проведення капітального ремонту конструкцій не лише підвищуються відповідні показники (наприклад, міцність поперечного перерізу через збільшення кількості робочої арматури), але і змінюються умови експлуатації (поліпшується захист цієї арматури від дії навколишнього середовища). Принципового значення для визначення залишкового ресурсу це не має, оскільки для визначення T_i слід використовувати відповідний опис кривої експлуатації на даній дільниці.

Слід відзначити, що протягом усього терміну експлуатації частина показників може змінюватися за однією схемою експлуатації, а інша – за іншою. Тому під час проведення втручань в процес експлуатації, визначаючі показники експлуатаційної придатності (ті, що визначають мінімальний час до настання мінімально можливої величини показника) можуть змінюватися. Графічно це проілюстровано на рисунку 3.10.

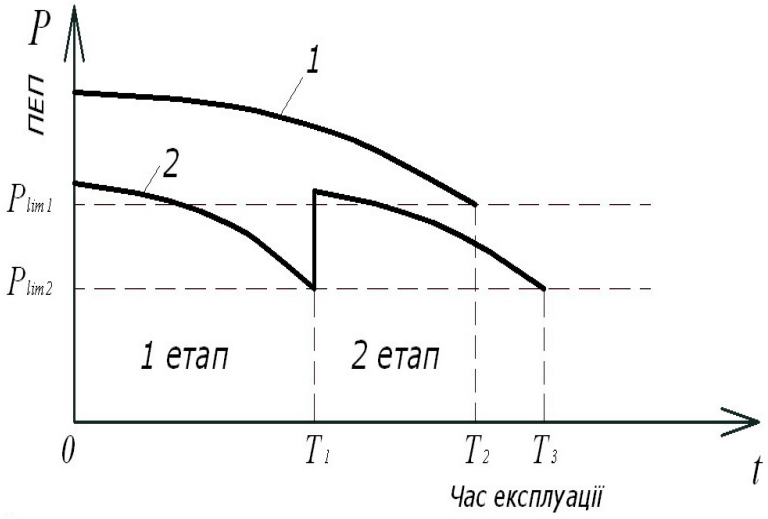


Рис. 3.10. Визначення залишкового ресурсу для двох ПЕП.

На першому етапі експлуатації визначальним є показник експлуатаційної придатності, опис зміни якого проілюстровано кривою 2 на рис. 3.10. Тому залишковий ресурс (до першого капітального ремонту) визначався як T_1. Після виконання втручання у вигляді капітального ремонту в час експлуатації $t = T_1$ цей показник зріс, опис цієї зміни став іншим, а ресурс конструкції (за цим ПЕП) визначається як T_3. Оскільки час до настання граничного значення іншого показника експлуатаційної придатності (крива 1 на рис. 3.10) менший $(T_2 < T_3)$, то визначальним на другому етапі експлуатації є якраз цей показник.

Залишковий ресурс будівель та споруд у цілому визначається відповідно до запропонованої в розділі 2 ієрархії. При цьому розглядаються усі показники експлуатаційної придатності, що впливають на роботу окремих конструкцій та систем із них. Ресурс будівлі (споруди) в цілому визначається як час до досягнення нею таких параметрів, що призведуть до переходу в інший (гірший) технічний стан.

3.6. Прогнозування технічного стану

Прогнозування технічного стану зводиться до прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності, оцінювання їх у порівнянні з граничними значеннями та визначення технічного стану і залишкового ресурсу як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому.

Отриману в ході натурних обстежень конструкцій інформацію трансформують у вигляді кривої експлуатації. Як показано в цьому розділі, дана крива має вигляд полінома другого ступеня та досить точно описує увесь процес експлуатації. Задача полягає в екстраполяції отриманої залежності у часі з метою достовірного прогнозування зміни даного показника за часом останнього обстеження.

Звичайно, що для достовірного оцінювання технічного стану будівельних конструкцій сукупність показників експлуатаційної придатності повинна бути якнайменшою. При цьому не повинен бути пропущений жодний ПЕП, який має суттєвий вплив на роботу конструкції.

Для розробки рекомендацій щодо прогнозування технічного стану окремих залізобетонних конструкцій розглянемо наступну математичну модель.

Позначимо окремі показники експлуатаційної придатності (тут розглядається лише ПЕП однієї групи, показники іншої групи розглядаються аналогічно наведеним міркуванням) через X_1; X_2; X_3; X_4; X_5. Для прикладу взято п'ять ПЕП, а взагалі кількість таких показників встановлюється в кожному випадку виходячи із умов експлуатації. В початковий момент експлуатації ці показники не повинні перевищувати (чи, відповідно, бути меншими) своїх граничних значень: $X_{1,\lim}$; $X_{2,\lim}$; $X_{3,\lim}$; $X_{4,\lim}$; $X_{5,\lim}$. Однак, в реальній практиці проектування (наявність початкових запасів, що визначаються величиною проектного ресурсу системи; ступневість в розмірах сортаменту арматури; ступневість в розмірах опалубки залізобетонних перерізів; нижче значення фактичного навантаження у порівнянні з розрахунковим тощо) між відповідними значеннями ПЕП, що вимагаються, та фактичними є суттєва різниця (запас). В процесі експлуатації показники експлуатаційної придатності погіршуються (зменшуються або збільшуються) та наближаються до своїх граничних значень ($X_i \to X_{i,\lim}$), тобто запаси їх зменшуються.

Як правило, спостереження за будівлями та спорудами розпочинається не в момент здачі об'єкта до експлуатації, а в якийсь період часу t_0. При цьому ПЕП відповідно мають значення X_{1t_0}; X_{2t_0}; X_{3t_0}; X_{4t_0}; X_{5t_0}. Без сумніву усі ці показники експлуатаційної придатності не повинні перевищувати, відповідно, своїх граничних значень. Якщо ця умова порушена, то дана конструкція не відповідає вимогам, що пред'являються до неї, та не може експлуатуватися в подальшому без вжиття адекватних заходів щодо ремонту, підсилення, розвантаження тощо.

Прогнозування зміни показників експлуатаційної придатності може бути виконане двома шляхами.

Перший шлях полягає в тому, що на підставі отриманих раніше знань ми можемо говорити про характеристики процесу зміни. Так, наприклад, якщо ми досліджуємо такий фактор як несуча здатність залізобетонного елемента з

зовнішнім армуванням, то основним фактором, що впливає на несучу здатність, є швидкість зменшення поперечного перерізу цієї жорсткої арматури, тобто швидкість корозії сталі. Швидкість корозії доволі детально досліджена в лабораторних умовах [148]. Використовуючи залежність швидкості корозії сталі в різних умовах навколишнього середовища, можна прогнозувати по-перше, зменшення поперечного перерізу сталі оболонки, по-друге (на цій підставі) – зниження несучої здатності залізобетонної конструкції та її відповідність умовам експлуатації. Такий підхід має місце бути, однак, точність досить невелика, оскільки практично усі показники експлуатаційної придатності суттєво залежать від навколишнього середовища, а моделювання в умовах лабораторії дає досить приблизний (особливо кількісний) результат.

Виходячи з цього пропонується прогноз роботи конструкцій робити на підставі спостереження за її роботою в реальних умовах. При цьому реалізується модель „чорного ящика“, коли ми не знаємо які процеси проходять в самій системі, а за заданих вхідних умов отримуємо результат на виході. Тобто використовується апостеріорна інформація, яка для даної системи є достовірною.

Чисельні експерименти, проведені автором, показують, що двох спостережень (тобто, коли відомі значення X_{1t_0}; X_{2t_0}; X_{3t_0}; X_{4t_0}; X_{5t_0} та X_{1t_1}; X_{2t_1}; X_{3t_1}; X_{4t_1}; X_{5t_1}, тобто значення ПЕП в період часу t_0 і t_1) не досить для достовірного опису процесу деградації конструкції. В цьому випадку залежність зміни показників експлуатаційної придатності – лінійна і достовірно описує прогноз лише для лінійних та квазілінійних залежностей зміни ПЕП в часі. Таким чином для достовірного опису процесу зміни ПЕП необхідно щонайменше три спостереження в часі.

Звичайно, після кожного спостереження, тобто вимірювання (або оцінювання) величини характеристики показника експлуатаційної придатності, слід порівняти це значення з допустимим та пересвідчитися у тому, що допустиме значення не перевищене. В іншому випадку конструкцію слід відносити до іншого (більш низького) технічного стану.

Також на кожному ступені досліджень визначається і швидкість зміни кожного параметру. Швидкість зміни для кожного параметра обчислюється як віднесення величини зміни параметра за період часу, що розглядається, до значення на початку періоду. Тобто, для другого ПЕП після четвертого випробування (період часу t_3) швидкість зміни буде дорівнювати $\Delta_{2t_3} = \left(X_{2t_3} - X_{2t_2}\right) \Big/ X_{2t_2}$. Маючи швидкість зміни показника та його запас $\left(\left|X_2 - X_{2,\lim}\right|\right)$ можна прогнозувати час протягом якого даний параметр не перевищить граничного значення, а значить (на підставі порівняння ресурсу за усіма основними ПЕП) можна виділити градієнт втрати експлуатаційної придатності та критичний шлях для підтримуючого чи капітального ремонту (для зменшення швидкості деструкції матеріалу або відновлення експлуатаційних якостей конструкції).

В такому підході неописаним (хоча враховується непрямо) залишається кореляційний вплив інших показників експлуатаційної придатності. В запропонованій моделі встановлюється така залежність та ступінь впливу.

Іншою проблемою, яку слід розв'язати, є встановлення достатнього ступеня рівняння, яке б описувало зміну показника експлуатаційної придатності. Якщо крива, що описує процес експлуатації, описується поліномом другого ступеня (див. вище), то прогнозування може описуватися іншою кривою. Підтвердженням справедливості такого підходу є дослідження [225], де указується, що найбільш достовірними описами часових рядів є описи з використанням сплайн-функцій. Така сплайн-функція для випадку опису процесу експлуатації представляє собою поліном другого ступеня для ділянки до часу останнього обстеження (достовірні дані) та поліном іншого (як правило, вищого) ступеня для ділянки за межами часу останнього обстеження (прогнозовані дані).

Для визначення ступеню поліному (чи іншого опису кривої) на дільниці прогнозування розглянемо тестовий, безвідносний щодо реальних конструкцій приклад. Візьмемо п'ять безвідносних показників X_1, X_2, X_3, X_4, X_5. Безвідносність прийнята з метою показу універсальності підходу до цього процесу. Кількість ПЕП

не має принципового значення і в реальних задачах може коливатися в будь-яких межах.

В таблиці 3.7 наведені значення ПЕП для початкового моменту спостереження (t_0) та для наступних (в кінці кожного періоду) (t_i).

Таблиця 3.7

Значення показників експлуатаційної придатності

Час обстеження	Показники експлуатаційної придатності				
	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
t_0	2,5	12,4	26	136	0,7
t_1	3,2	11,2	15	144	0,3
t_2	3,0	8,3	12	128	0,2
t_3	2,8	9,5	20	141	0,5
t_4	3,3	8,7	16	154	0,6

Визначимо кореляційну залежність між окремими показниками експлуатаційної придатності шляхом оцінювання коефіцієнта кореляції. Тіснота цієї залежності показана в таблиці 3.8.

Таблиця 3.8

Коефіцієнти взаємної кореляції ПЕП

ПЕП	Показники експлуатаційної придатності				
	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
X_1		-0,56	-0,81	0,56	-0,44
X_2	-0,56		0,73	-0,05	0,43
X_3	-0,81	0,73		0,01	0,84
X_4	0,56	-0,05	0,01		0,44
X_5	-0,44	0,43	0,84	0,44	

Аналізуючи таблицю 3.8, можна відзначити, що:

- на X_1 впливають (у порядку пріоритету): X_3; X_4; X_2; X_5;
- на X_2 впливають (у порядку пріоритету): X_3; X_1; X_5; X_4;
- на X_3 впливають (у порядку пріоритету): X_5; X_1; X_2; X_4;
- на X_4 впливають (у порядку пріоритету): X_1; X_5; X_2; X_3;
- на X_5 впливають (у порядку пріоритету): X_3; X_4; X_1; X_2.

Таким чином, використовуючи наведену методику, можна не лише прогнозувати градієнт зниження експлуатаційної придатності, але і взаємний вплив факторів, що дає можливість не лише попереджувати досягнення граничного значення окремим ПЕП, але і враховувати взаємодію цих параметрів.

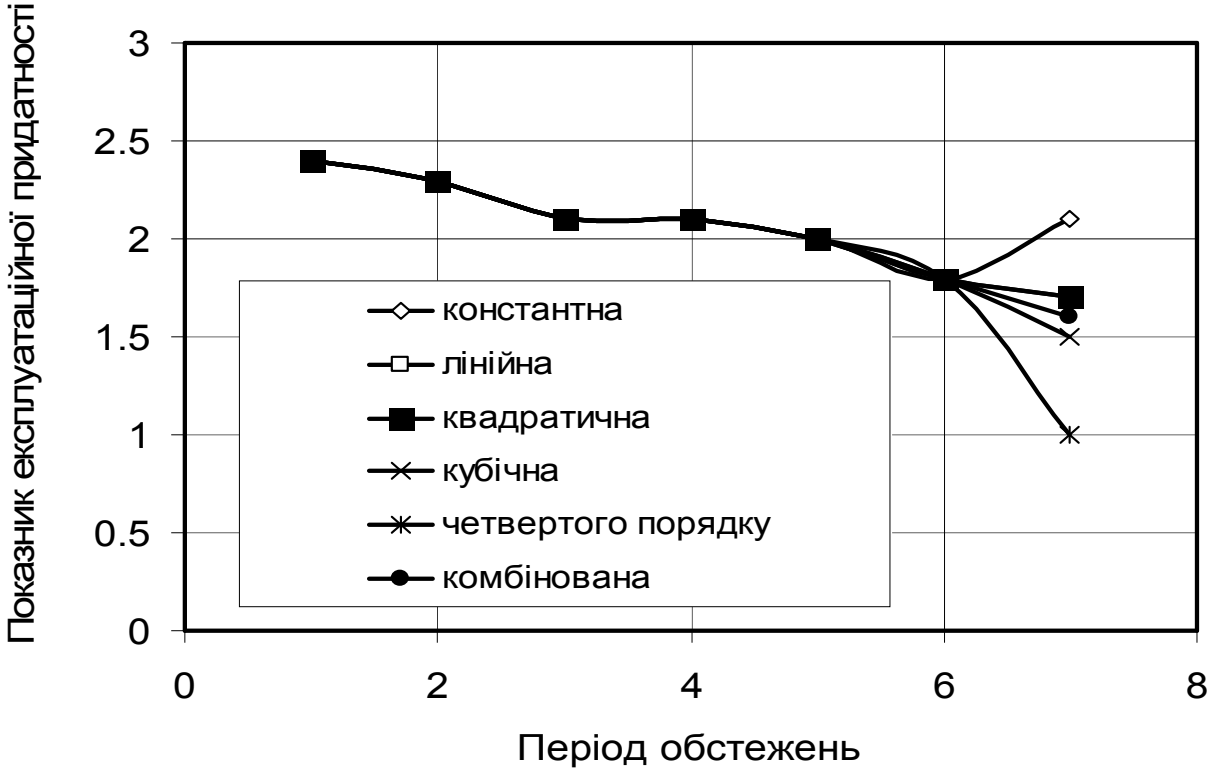


Рис. 3.11. Вплив ступеню поліному на точність прогнозування параметра.

Розглянемо вплив ступеню поліному, яким описується залежність зміни будь-якого параметра (показника експлуатаційної придатності) з часом. Як правило, така зміна є достатньо повільною і в реальному часі (роки) описується плавною лінією. Таке твердження для корозії арматури (в тому числі і зовнішньої) підтверджується дослідженнями, наприклад [148], а для корозії бетону – в роботі [22].

На рисунку 3.11 показана зміна параметра, що прогнозується, залежно від ступеню поліному. При цьому вважається, що попередні дані, отримані емпіричним шляхом, є незмінними та фіксованими незалежно від виду функції, що прогнозує подальшу зміну.

Як видно з графіка, найбільші відхилення мають місце під час опису прогнозу константою, тобто власне кажучи, середнім значенням емпіричних величин. Однак, як показує моделювання, і збільшення ступеню не призводить до більш точного прогнозування.

На рис. 3.11 видно, що при використанні для прогнозування зміни параметру полінома четвертого ступеню також має місце викид, тобто різка зміна параметру, що протирічить фізиці явища.

Виходячи з виконаного нами аналізу, для прогнозування зміни показника експлуатаційної придатності пропонується комбінована залежність (див. рис. 3.11), яка є середнім зваженим значенням прогнозованого ПЕП, отриманого поліномами різного ступеню. Чисельне моделювання показало, що достатньо розглянути поліноми до 4...5 ступенів, Подальше збільшення ступеню поліному не призводить до суттєвої зміни показника та в практичних розрахунках є недоцільним.

3.7. Алгоритм прогнозування технічного стану

Прогнозування технічного стану виконується на основі отриманих в процесі натурних обстежень результатів про кількісні показники визначених показників експлуатаційної придатності конструкції.

На першому етапі досліджень в ході моніторингу технічного стану визначаються показники експлуатаційної придатності, виділені для даної конструкції (блок 1 на рис. 3.12). Ці показники (P_0, P_1, P_3) визначаються для відповідних моментів часу експлуатації, а саме t_0, t_1, t_2.

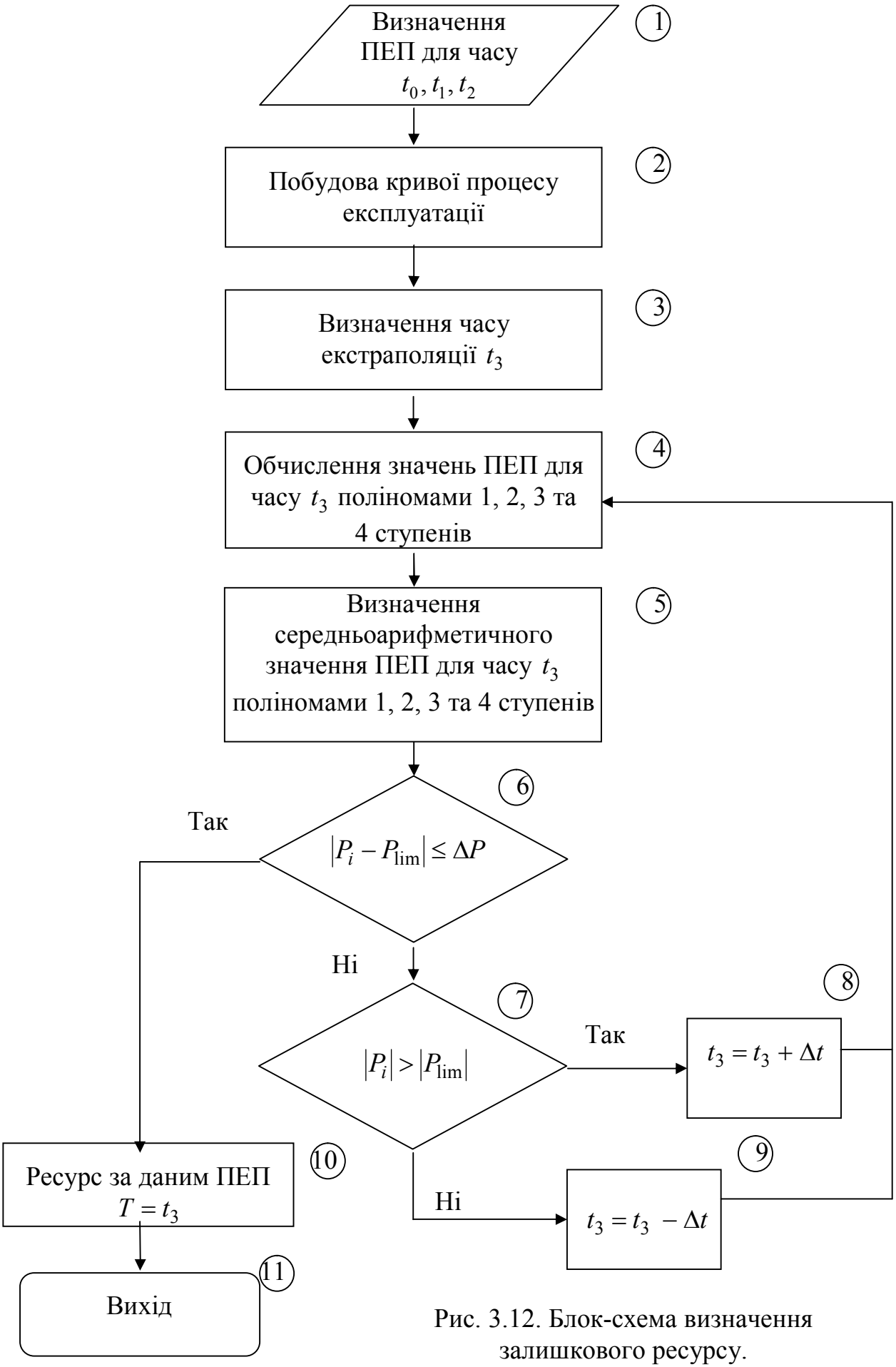


Рис. 3.12. Блок-схема визначення залишкового ресурсу.

На основі цих апостеріорних даних методом математичного моделювання будується, як уже указувалося вище поліномом другого ступеня, крива експлуатації (блок 2).

Задається час, при якому є необхідність визначити величину показника експлуатаційної придатності (t_3) (блок 3). Цей час може бути фіксованим, у разі, коли він відомий з будь-яких міркувань, або приблизним, якщо ми хочемо визначити залишковий ресурс конструкції. В останньому разі t_3 приймається таким, щоб, виходячи з характеру кривої експлуатації, значення показника експлуатаційної придатності максимально наблизилося до свого граничного значення, тобто $P_i\big|_{t_3} \to P_{\lim}$.

Наступним кроком (блок 4 на рис. 3.12) визначаємо значення ПЕП для часу t_3. Визначення відбувається шляхом опису кривої експлуатації поліномами першого, другого, третього та четвертого ступенів (блок 4) та знаходження середньоарифметичного значення ПЕП за цими апроксимаціями (блок 5).

Визначений показник експлуатаційної придатності (у разі фіксованого значення часу t_3) і є тим показником, який шукається. У разі визначення залишкового ресурсу, значення знайденого ПЕП (P_i) порівнюється з його граничним значенням $(P_{\lim})$ (блок 6). Їх різниця (за абсолютною величиною) не повинна перевищувати якоїсь, наперед заданої величини точності обчислень (ΔP). Наші чисельні досліди показують, що для реальних конструкцій за величину (ΔP) з достатньою точністю можна приймати один рік. У разі більшого ніж (ΔP) відхилення показника експлуатаційної придатності від свого граничного значення (блок 7), проводиться корегування часу t_3 в ту чи іншу сторону (залежно від того, перевищує значення ПЕП граничне значення, чи не досягає його) (блоки 8 та 9) на величину Δt. Значення Δt в практичних розрахунках встановлюється залежно від величини відмінності обрахованого та граничного значень показників експлуатаційної придатності. В автоматизованих розрахунках крок зміни часу t_3 може бути прийнятим таким же як і точність збігу ПЕП, тобто – 1 рік.

У разі, коли в результаті ітераційних розрахунків відхилення обчисленого значення показника експлуатаційної придатності відхиляється від свого граничного значення не більше ніж на величину ΔP (блок 6), то цей час t_3 і є ресурсом конструкції за показник, що розглядається (блок 10). Розрахунок на цьому припиняється.

Описаним вище методом визначається ресурс за кожним, виділеним для даної конструкції, показником експлуатаційної придатності. Мінімальний час до відмови конструкції (перевищення першим показником експлуатаційної придатності свого граничного значення) і є ресурсом. В ході такого визначення можна визначити градієнт деструкції конструкції, тобто ті ПЕП, які є визначальними, за якими (при відсутності втручання) буде відбуватися відмова конструкції.

Залишковий ресурс системи в цілому, тобто будівлі чи споруди, визначається як час до переходу її в інший (гірший) технічний стан. Цей процес виконується методом моделювання роботи системи з врахуванням прогнозованих значень параметрів окремих елементів системи.

3.8. Висновки за розділом

1. Модель процесу експлуатації залізобетонних конструкцій базується на апостеріорній інформації, отриманій в ході обстеження конструкцій. Крива експлуатації має, як правило, випуклу криволінійну форму та може описуватися поліномом другого ступеня. При цьому має місце найкраща кореляція даних та характеристика довіри до результату апроксимації.

2. Додаткові дослідження закономірності характеру дрейфу параметрів залізобетонних конструкцій у варіанті традиційно прийнятих експоненційних залежностей показав, що немає підстав вважати цей варіант більш переконливим.

3. Визначення термінів втручання в процес експлуатації базується на отриманій апостеріорній інформації, враховує витрати на усі втручання та мінімізує їх. Ризики вчасного не проведення втручань в процес експлуатації конструкцій можуть визначатися за запропонованими виразами.

4. Залишковий ресурс конструкції визначається як час до досягнення граничного значення першим показником експлуатаційної придатності із усієї сукупності ПЕП, визначених для даної системи. Визначення залишкового ресурсу виконується за допомогою кривої експлуатації, описаної (в межах часу, що досліджувався) поліномом другого ступеню.

5. Екстраполяція результатів дослідів (прогнозування значень ПЕП в майбутньому) базується на отриманих даних та з урахуванням того, що в момент часу, для якого знаходиться значення показника експлуатаційної придатності, він визначається як середнє арифметичне, отримане за поліномами першого, другого, третього та четвертого ступенів.

6. Ресурс конструкції за певним показником експлуатаційної придатності визначається ітераційними розрахунками за умови, що значення ПЕП відповідає граничному з наперед заданою точністю.

7. Технічний стан та залишковий ресурс будівель та споруд у цілому визначається як час до переходу їх в інший (гірший) технічний стан. Цей процес виконується методом моделювання роботи системи з врахуванням прогнозованих значень параметрів окремих елементів системи.

4 РЕГУЛЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Технічний стан окремих будівельних конструкцій визначається згідно методики, що викладена в другому розділі даної роботи. При цьому, як уже відзначалося, перехід до іншого технічного стану пов'язаний з перевищенням окремими показниками експлуатаційної придатності своїх граничних значень, тобто виходом вектора ПЕП за межі області якості. Виходячи з цього пропонується два шляхи регулювання технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, а саме:

- уточнення області якості шляхом вивчення фактичної роботи конструкцій в певних умовах експлуатації або скорочення числа показників експлуатаційної придатності знову ж таки з урахуванням конкретних умов експлуатації;
- підвищення експлуатаційних показників шляхом проведення ремонту та реконструкції тощо.

4.1. Встановлення початкового ресурсу залізобетонних конструкцій

Чинні норми [262], як відомо, під час проектування не встановлюють початковий ресурс залізобетонних конструкцій прямим (розрахунковим) шляхом. Метод розрахунку за граничними станами [40, 272] передбачає введення до розрахункових залежностей ряду коефіцієнтів надійності γ_i, які враховують різні фактори, що можуть впливати на дану величину. Так, коефіцієнти надійності за навантаженням [263] забезпечують не перевищення певного навантаження протягом встановленого часу з наперед заданою надійністю, а коефіцієнти сполучень – ймовірність дії навантажень одночасно.

Коефіцієнти надійності за матеріалами (для залізобетонних конструкцій це γ_b і γ_s) певним чином враховують умови експлуатації, однак при їх визначеннях

ніяким чином не враховується час експлуатації, тобто початковий ресурс залишається невизначеним. Так для бетону коефіцієнти γ_{b1}, γ_{b2}, γ_{b6}, γ_{b7}, γ_{b8}, враховують умови експлуатації, однак зовсім не диференціюють їх за ступенем агресивності впливу та не враховують при цьому фактору часу. Інші коефіцієнти умов роботи бетону (γ_{b3}, γ_{b4}, γ_{b5}, γ_{b9}, γ_{b10}, γ_{b11}, γ_{b12}) враховують вид конструкцій та умови їх виготовлення.

Аналогічна ситуація з коефіцієнтами надійності за матеріалом для сталі. Для цього матеріалу лише коефіцієнт γ_{s3} враховує вплив на роботу матеріалу виду зовнішнього навантаження, усі ж інші (γ_{s1}, γ_{s2}, γ_{s4}, γ_{s5}, γ_{s6}, γ_{s7}, γ_{s9}, γ_{s10}) – лише вид армування, вид бетону тощо, тобто ті фактори, які з часом є незмінними. При цьому і коефіцієнт надійності γ_{s3} також не враховує часу експлуатації, тобто визначити ресурс конструкції, використовуючи його, неможливо.

Непрямим шляхом ресурс конструкції встановлюється поділом будівель та споруд на класи [235]. Віднесення до кожного із цих класів проходить за критерієм довговічності матеріалів окремих конструктивних елементів (фундаментів, стін, покриттів та перекриттів тощо) та, знову ж таки, не враховує фактору часу і факту зносу конструкцій під час їх експлуатації, тобто зміну показників експлуатаційної придатності.

Ресурс окремих конструкцій об’єктів комунального та соціально-культурного призначення [211] визначається залежно від: виду конструкції; матеріалу, з якого вона виготовлення та призначення будівлі (житлові будинки та будівлі соціально-культурного призначення). При цьому розглядаються лише сприятливі умови експлуатації.

Для будівельних конструкцій виробничого призначення [189] приблизна періодичність капітальних ремонтів, тобто напрацювання до ремонту, призначається також залежно від виду конструкції та матеріалу. При цьому розглядаються наступні умови експлуатації: нормальні; в агресивному середовищі при перезволоженні та за дії вібраційних і інших видів навантаженнях.

Виходячи з чинної методології розрахунку будівельних конструкцій на момент введення об'єкта в експлуатацію ($t = t_0 = 0$) жодних запасів показників експлуатаційної придатності (в тому числі і найважливіших із них для живучості системи – міцності) немає. Зважаючи на це, найменший знос конструкції (зменшення ПЕП) призводить до відмови системи, оскільки запроектовані за граничним станом конструкції не мають запасів і показники відразу переходять свої допустимі значення.

В реальних конструкціях цього не відбувається через ряд причин:

- навантаження, що діють на конструкцію, як правило, менші ніж ті, що закладені під час проектування;
- дискретне значення площі арматури (сортамент арматури має певний крок), площі поперечного бетонного перерізу та недонапруження бетону (для елементів, що згинаються, як правило завжди $\xi << \xi_R$) призводить до перевищення несучої здатності в порівнянні з розрахунковою;
- проектувальники часто закладають запаси в порівнянні з вимогами норм.

Оскільки зниження показників недопустиме через відсутність запасів, то постає питання щодо максимального уповільнення зносу. Звідси і методи захисту конструкцій [264], як первинні, так і ті, що реалізуються в процесі експлуатації. Такий підхід до подовження ресурсу залізобетонних конструкцій, що базується, власне кажучи, на зупинці (максимальному сповільненні) зносу їх, має місце і в зарубіжній практиці проектування та експлуатації будівель і споруд [77, 78 та ін.].

Наведений в [275] графік зміни надійності будівлі в процесі експлуатації (рис. 3.1) не відображає дійсного положення, оскільки початкова надійність при проектуванні відповідає мінімально допустимій, початкового резервування чинні норми проектування не передбачають і ні про яке зменшення надійності в процесі експлуатації іти мова не може.

Пропонується принципово інший підхід до призначення початкового ресурсу конструкцій.

Виходячи з моделі процесу експлуатації, при проектуванні показники експлуатаційної придатності (як правило це інтегровані показники, наприклад, несуча здатність стиснутого елемента, міцність нормального або похилого перерізу

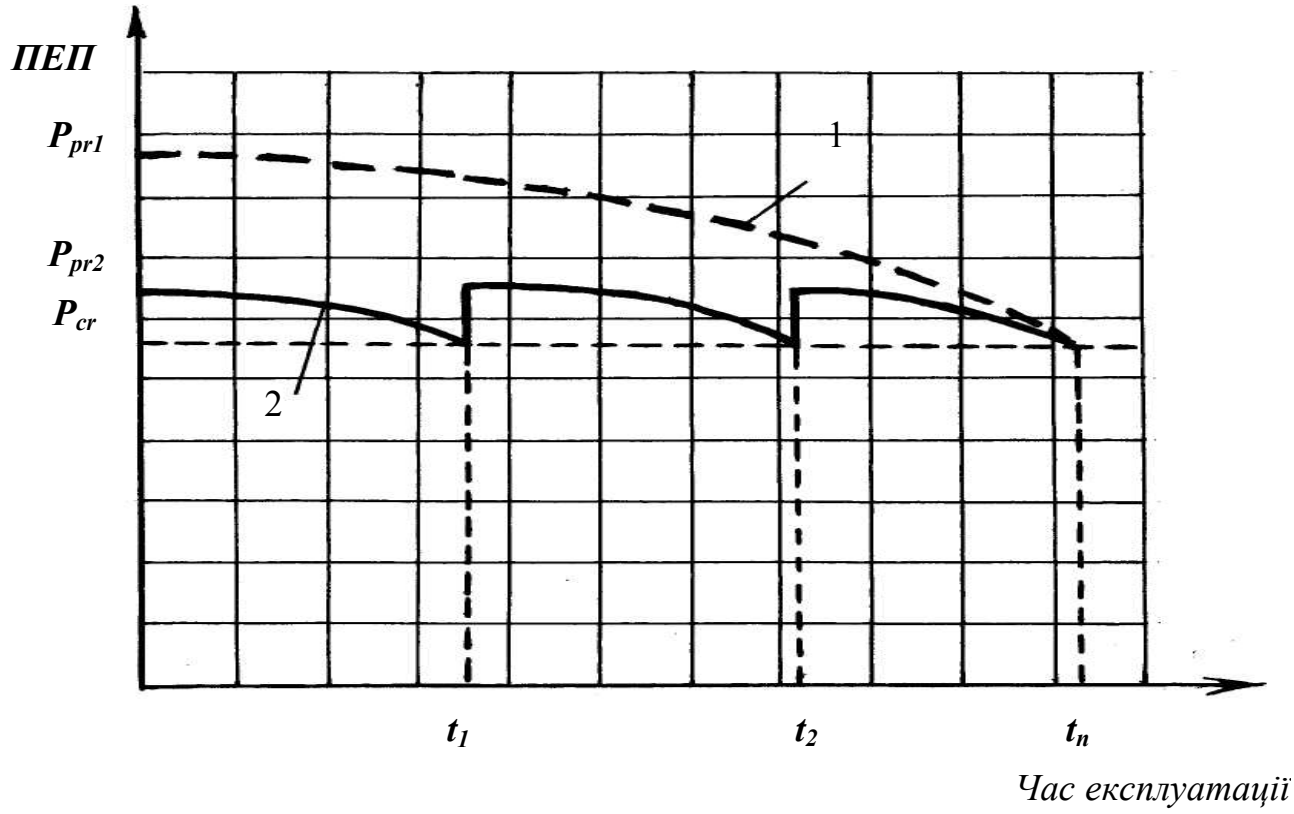


Рис. 4 1. Визначення початкового ресурсу конструкцій: 1 – без капітального ремонту під час експлуатації; 2 – з проведенням капітального ремонту.

елементів, що згинаються задаються, тощо) з наперед визначеним запасом, який визначається як різниця між критичним (P_{cr}) та прийнятим (P_{pr}) значенням ПЕП (рис. 4.1):

$$\Delta P = P_{pr} - P_{cr}. \tag{4.1}$$

Уже під час проектування на підставі техніко-економічних досліджень (зведення до мінімуму експлуатаційних витрат (див. розділ 3)) закладається стратегія експлуатації окремих конструкцій та будівель і споруд вцілому. Вони можуть експлуатуватися без проведення капітальних ремонтів протягом усього

нормативного (призначеного проектувальником чи нормами) часу (крива 1 на рис. 4.1) та з виконанням капітальних ремонтів (крива 2 на рис. 4.1).

У процесі призначення початкового ресурсу вихідними значеннями є:

- нормативний термін експлуатації (t_n);
- термін до проведення першого (t_1) та наступних (t_2, …, t_i) капітальних ремонтів.

В результатів розрахунків знаходимо необхідне для забезпечення вибраного терміну експлуатації значення показника експлуатаційної придатності (P_{pr1} та P_{pr2} залежно від вибраної стратегії). Відношення цього показника до його критичного значення позначимо як коефіцієнт ресурсу γ_R:

$$\gamma_R = \frac{P_{pr}}{P_{cr}}. \tag{4.2}$$

Цей коефіцієнт дає можливість враховувати фактор часу під час призначення початкового ресурсу конструкцій, а значить і будівель чи споруд вцілому. При проектування на нього слід помножувати фактичні значення ПЕП, визначені конструктивними розрахунками. Так, залежність для визначення міцності поперечного перерізу залізобетонного елемента (2.4) трансформується наступним чином:

$$T\left(q, v, \gamma_n, C\right) \le \gamma_R T_{per}\left(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}\right). \tag{4.3}$$

Головною проблемою при призначенні коефіцієнта ресурсу γ_R є опис кривої експлуатації (лінії 1 та 2 на рис. 4.1). Для цієї операції слід використовувати дані щодо експлуатації аналогічних об'єктів. В ході виконання Постанови Кабінету Міністрів від 5 травня 1997 року № 409 „Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж“ масив таких даних без сумніву буде накопичуватися і достовірність призначення початкового ресурсу окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому зросте.

Викладений в даному параграфі підхід до призначення початкового ресурсу конструкцій дає можливість в розрахунки увести фактор часу; врахувати конкретні умови експлуатації прямим шляхом; оптимізувати витрати на будівництво та експлуатацію.

4.2. Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних елементів, що зазнали короткочасного перевантаження. Оцінювання їх технічного стану

Існуючі методи проектування залізобетонних конструкцій, у тому числі як звичайних, так і попередньо напружених елементів, що згинаються, виходячи з умов граничних станів другої групи, призводять до того, що під час експлуатації реальний рівень навантаження складає 40-60% від руйнуючого зусилля. Ці методи не дають можливості врахувати короткочасного довантаження залізобетонних елементів високими рівнями (0,8-0,95 F_{lim}). Однак, в практиці експлуатації залізобетонних конструкцій досить часто виникають ситуації, коли навантаження складає якраз такий підвищений рівень. Такі перевантаження, як правило, носять короткочасний характер (статистичні дослідження показали, що середня тривалість дії навантаження високого рівня становить 4...5 діб) та виникають під час проведення ремонтних робіт (складування матеріалів і механізмів, що використовуються під час ремонту тощо), при технічному переоснащенні виробництва (тимчасове встановлення обладнання) або перерозподілі зусиль у елементах статично невизначених конструкцій через аварійний стан інших елементів. Перевантаження залізобетонних конструкцій такого високого рівня призводить до перевищення окремими показниками експлуатаційної придатності II групи, тобто такими, які унеможливлюють нормальну експлуатацію, та не призводять до руйнування конструкцій. Для залізобетонних елементів, що згинаються, такими показниками є, наприклад, ширина розкриття тріщин (як нормальних, так і похилих), прогини, кути повороту. Важливим є також фактор впливу такого високого рівня навантаження на однорідність та міцність бетону і арматури та їх контакту. Однак, ПЕП першої групи при цьому досягають свого граничного значення не завжди.

Виходячи з цієї позиції, виникла необхідність вивчення напружено-деформованого стану звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій залежно від передісторії навантаження та розробки методики їх розрахунку з метою визначення їх технічного стану в процесі експлуатації.

Метою таких досліджень, що виконувалися при безпосередньому науковому керівництві автора цієї роботи, є встановлення впливу нетривалого довантаження до високого рівня на експлуатаційні якості звичайних та попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються.

4.2.1. Методика проведення експериментів. Для визначення параметрів напружено-деформованого стану конструкцій були виготовлені дві серії експериментальних балок загальною кількістю 18 штук. Балки першої серії (10 шт.) були звичайними (арматура – без попереднього напруження). Всі балки цієї серії мали довжину 1500 мм та проектний поперечний переріз 180 (h) × 120 мм. експериментальні конструкції були армовані поперечною та поздовжньою арматурою. В поздовжньому напрямі в розтягнутій зоні встановлювалось два стержні арматури класу А-I діаметром 10 мм. В якості поперечної була прийняті двозрізні хомути із арматури класу А-I діаметром 6 мм, поставлені з кроком 100 мм.

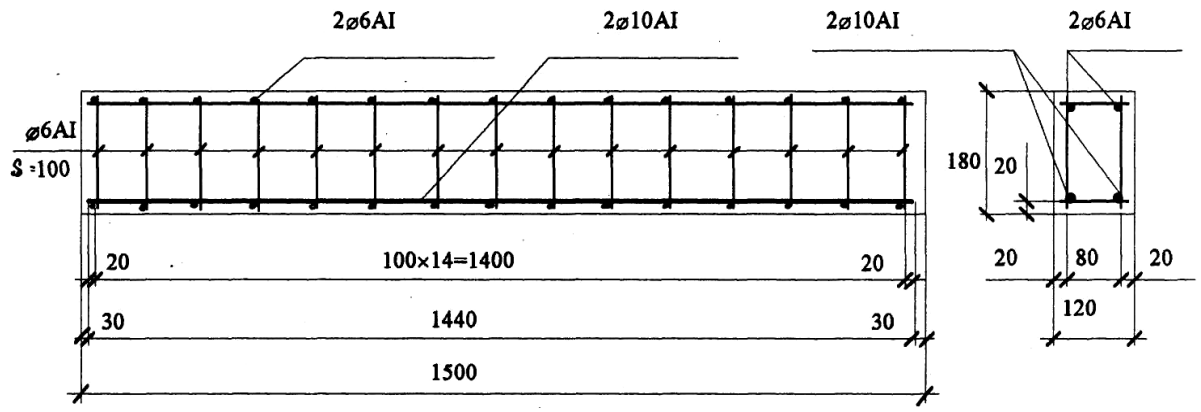
Схема армування експериментальних балок першої серії показана на рис. 4.2.а.

Досліди над балками другої серії ставили за мету вивчити роботу короткочасно перевантажених залізобетонних попередньо напружених елементів, що згинаються. Серія складалася із 8 експериментальних зразків довжиною 1500 мм з поперечним перерізом 200 (h)×150 мм. Балки заармовані просторовими каркасами, поздовжні стержні яких були виготовлені із арматури класу А-I діаметром 6 мм. Поперечна арматура – двозрізні хомути із арматури класу А-I діаметром 6 мм – поставлені з кроком 100 мм. Попередньо напруженою слугувала арматура 1Ø10 мм класу Ат-V. Захисний шар бетону цього стержня складав 25 мм. Для забезпечення міцності при опорних ділянок (в місцях передачі зусиль попереднього напруження) в торцях балок встановлювалося по три сітки непрямого армування із звичайного дроту класу Вр-I діаметром 3 мм. Арматурні вироби виготовлялися за допомогою точкового напівавтоматичного зварювання в заводських умовах. Характеристики дослідних балок наведена в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1. Геометричні розміри та матеріали експериментальних зразків

Серія	Шифр балки	Міцність бетону			Розмір перерізу		Армування					
							поздовжнє				поперечне	
							попередньо напружена		звичайна		арматура	крок хомутів S, (мм)
		R_{bn}, (МПа)	R_b, (МПа)	R_{btn}, (МПа)	висота h, (мм)	ширина b, (мм)	арматура	R_{sp}, (МПа)	арматура	R_s, (МПа)		
перша	Б 1-1	21,30	16,81	1,84	179,0	120,0	–	–	2∅10 А-I	424,0	2∅6 А-I	100
	Б 1-2				187,0	125,0						
	Б 1-3				185,0	123,0						
	Б 1-4				180,0	121,0						
	Б 1-5				190,0	125,0						
	Б 1-6				180,0	121,0						
	Б 1-7				184,0	117,0						
	Б 1-8				183,5	120,0						
	Б 1-9				175,0	117,0						
	Б 1-10				185,0	124,0						
друга	Б 2-1	14,06	11,10	1,36	200,0	127,0	∅10 Ат–V	1038,0	2∅6 А-I	424,0	2∅6 А-I	100
	Б 2-2				207,0	129,0						
	Б 2-3				203,5	125,5						
	Б 2-4				205,0	128,5						
	Б 2-5				203,5	124,5						
	Б 2-6				188,5	127,0						
	Б 2-7				205,0	124,0						
	Б 2-8				206,5	126,5						

а)



б)

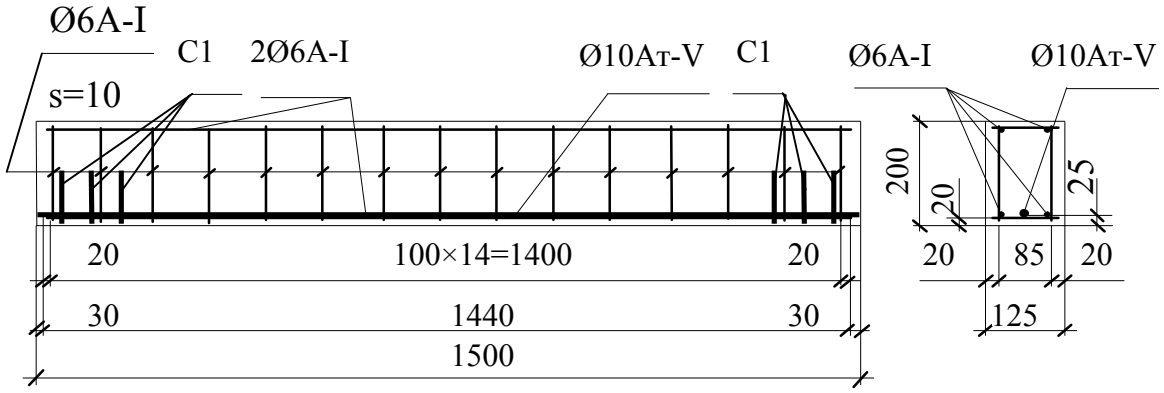


Рис. 4.2. Схема армування дослідних зразків: а – першої серії; б – другої серії.

Попереднє напруження створювалось механічним способом на упори. При цьому використовувалася силова опалубка 1 (рис. 4.3), яка була розділена посередині дерев'яною перегородкою 2, що давало змогу натягувати один стержень 3 з однаковим зусиллям зразу для двох балок. Захват стержня виконувався спеціальним пристроєм 4, який утримувався силовою гайкою 5. Натягування попередньо напруженої арматури Ат-V здійснювалося за допомогою насосної станції НСР-400 і силового циліндра 6 з двохстороннім ходом. Сила натягування арматури контролювалася за допомогою манометра насосної станції та за тензорезисторами, розміщеними на стержнях. Попереднє напруження складало 0,8...0,9 R_{sn}. Натягування здійснювалося за одну добу перед бетонуванням, тому в момент бетонування відбулися наступні втрати попереднього напруження від:

- релаксації напружень в арматурі;
- деформації анкерів та деформації сталевих форм.

Прояв цих втрат враховувався враховувалось в подальшому.

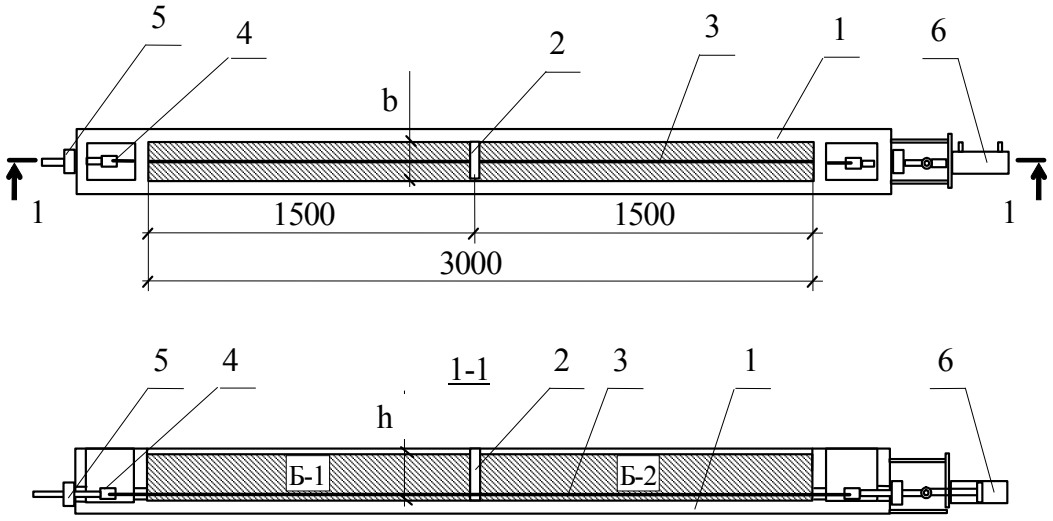


Рис. 4.3. Створення попереднього натягу арматури під час виготовлення зразків другої серії.

Бетонування зразків першої серії виконувалося в заводських умовах. Після укладання бетонної суміші балки піддавалися пропарюванню при атмосферному тиску. Дослідні зразки другої серії (попередньо напружені) бетонувалися в лабораторних умовах. Бетон цих конструкцій витримувався за звичайних температур, вологості та тиску. Разом з дослідними балками бетонувалися, а потім зберігалися в тих же умовах та випробовувались контрольні зразки стандартних кубиків та призм, які дали змогу контролювати (згідно [50]) міцність бетону балок на усіх характерних етапах довготривалих досліджень: перед завантаженням; при довантаженні; в момент розвантаження.

Величини відносних деформацій бетону і арматури визначалася за допомогою наклеєних на їхню поверхню тензорезисторів. На бетоні використовувалися тензорезистори з базою 50 мм, а на арматурі – з базою 20 мм. Для визначення максимальних деформацій тензорезистори розміщувалися по середині прольоту балки, тобто в зоні дії максимального згинального моменту. Для визначення положення нейтральної осі нормального перерізу, на балки в верхній зоні бокової грані, а також на верхню грань, наклеювався ряд

тензорезисторів, що мали базу 50 мм з інтервалом 15 мм. Деформації тензорезисторів вимірювалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АИД-4, ціна поділки якого становить 5×10^{-4}.

Індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01мм, встановлені в середині балки, давали можливість визначити величини прогину дослідної конструкції. Такі ж індикатори встановлювалися і на опорах для визначення величини осадки опори.

Перед початком експерименту на балки, які довантажувалися більш високим рівнем, встановлювалися прилади ультразвукової діагностики для спостереження за процесом мікротріщиноутворення в бетоні стиснутої зони. Щупи ультразвукової установки УК-10П розміщувалися на бокових гранях балки. Установка щупів, діаметр робочих частин яких склав при частоті 200 kHz – 33 мм, 25 kHz – 42 мм, здійснювалася за допомогою технічного мастила, що використовувалося для надійного акустичного контакту.

Експеримент на короткочасне та довгочасне навантаження виконувався на модернізованій спеціальній пружинній установці, конструктивна схема якої показана на рис. 4.4.

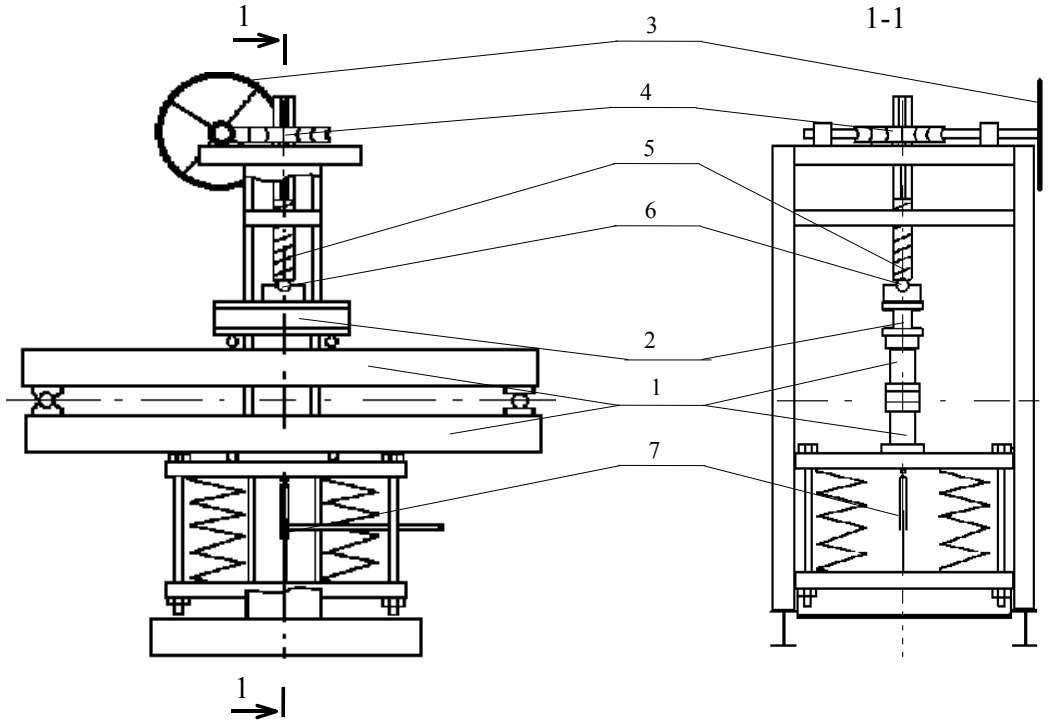


Рис. 4.4. Установка для проведення експериментів.

Основними частинами установки є: пружинний механізм, який знаходиться в нижній частині установки, та механізм створення зусилля. У випадку, коли на установці розміщується дві дослідних балки 1, вони встановлюються за допомогою двох опор (шарнірно рухомою і шарнірно нерухомою) симетрично одна до одної. Зусилля на балку передається за допомогою верхньої траверси 2. Сила завантаження створюється способом повертання маховика 3, та черв'ячного механізму 4, який перетворює обертальний рух маховика в поступальний рух стержня 5. Зусилля від стержня до верхньої траверси центрується за допомогою кульки 6. Контроль величини зусилля здійснюється за допомогою вимірювального механізму 7, до важеля якого через сталевий дріт приєднується прогиномір. У разі, коли на установці розміщувалася одна балка, замість нижньої балки встановлювалася металева траверса. До початку випробовувань балок в установці її силовимірювач був протарований з точністю ±2% та атестований.

На даній установці можна проводити випробовування балок реальних перерізів і практично будь-якої довжини (залежно від довжини траверси). Максимальна потужність установок по лінії дії сили 100 кН.

Дослідні зразки випробувалися за статичною схемою однопролітної, вільно обпертої балки, завантаженої двома силами для створення зони чистого згину. Така розрахункова схема балки була реалізована шляхом її обпирання на шарнірно рухому опору.

На момент початку експерименту балки досягли віку „старого бетону" (не менше ніж τ_1=120 діб). Для визначення величини руйнуючого зусилля при короткочасному навантаженні було випробувано чотири балки: дві з першої серії – Б 1-1 і Б 1-2 та дві – другої серії – Б 2-4 і Б 2-8, які доводилися до руйнування. Випробовування на короткочасне навантаження проводилося на тих самих установках, що і довгочасні випробовування.

При короткочасних випробовуваннях навантаження на балку передавалося ступенями, які дорівнювали 1/10...1/15 від очікуваного руйнуючого. Кожний ступінь навантаження витримувався 8...10 хвилин, на протязі яких знімалися відліки за тензорезисторами, записувалися покази механічних вимірювальних

приладів, проводився огляд балки, фіксувалася поява, розвиток і розкриття тріщин.

Коли бетон досяг віку τ_1=350 діб для зразків першої серії та τ_1=120 діб – другої від моменту виготовлення (початок тривалого експерименту) всі дослідні балки (крім тих, що випробовувалися короткочасним навантаженням) навантажувалися до експлуатаційного рівня $F\tau_1=0{,}6\times F_U$. Час витримки під цим рівнем навантаження визначався міркуваннями оптимальної тривалості експерименту, тобто до затухання швидкості росту прогинів та деформацій бетону і арматури.

Навантаження до рівня $0{,}6F_U$ проводилося так, як і при короткочасному експерименті. Спостереження за поведінкою експериментальних балок протягом перших шести днів проводилося кожного дня, під час чого фіксувалися значення деформацій тензорезисторів та знімалися покази механічних вимірювальних приладів, а також проводилося корегування величини навантаження. В подальшому, при зниженні швидкості деформування, спостереження проводилися через добу.

Після закінчення першої частини експерименту (тривала витримка під навантаженням експлуатаційного рівня) коли вік бетону досяг τ_2, без розвантаження, здійснювалося довантаження окремих балок до різних рівнів μ:

$$\mu = F(t)/F_U \,, \tag{4.4}$$

де $F(t)$ – зусилля, що діє на балку в момент часу t;

F_U – руйнуюче зусилля (визначене експериментальним шляхом).

Рівень довантаження балок показано на рис. 4.5, а час зміни навантаження наведено в таблиці 4.2.

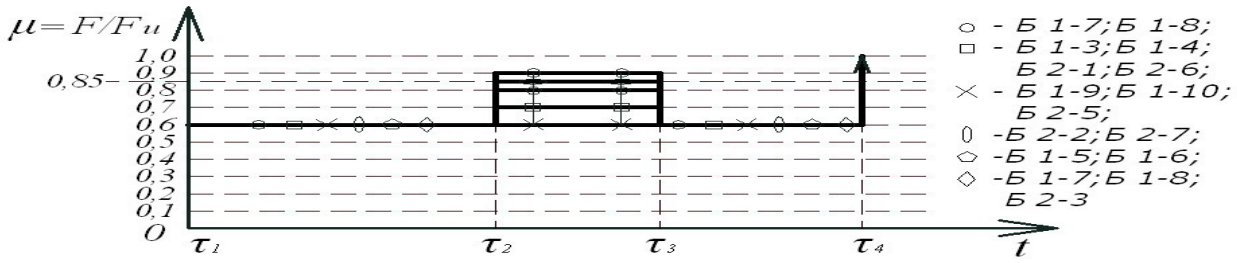


Рис. 4.5. Програма випробувань дослідних зразків.

Таблиця 4.2

Час зміни навантаження на дослідні зразки з моменту виготовлення

Серія	Час зміни навантаження, діб			
	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4
1	350	388	393	418
2	120	159	163	183

Протягом витримки під рівнем, що відповідає нетривалому довантаженню, спостереження за показами вимірювальних приладів та корегування величини завантаження здійснювалося кожну добу.

Після нетривалої витримки під навантаженням високого рівня, коли вік бетону досягнув значення τ_3, здійснювалося розвантаження всіх довантажених балок до експлуатаційного рівня $\mu = 0{,}6$. Після чого проводилося спостереження за напружено-деформованим станом балок протягом 20...25 діб. По закінченні тривалого експерименту, коли вік бетону склав τ_4, проводилось довантаження балок до їх руйнування для визначення залишкової міцності балок.

4.2.2. Результати експериментальних досліджень.

За початкову приймалася міцність залізобетонних балок при їх короткочасному навантаженні у віці $\tau_1 = 350$ діб з моменту виготовлення для першої серії зразків та $\tau_1 = 120$ діб – для другої. Ця міцність використовувалася для визначення рівня навантаження $\mu = M(t)/M_U$ (тут $M(t)$ – згинальний момент в час, що розглядається; M_U – руйнуючий згинальний момент для експериментальних балок, випробуваних у час τ_1 короткочасним навантаженням).

Міцність. Перші нормальні тріщини в балках першої (Б 1-1 та Б 1-2) та другої (Б 2-4 і Б 2-8) серій, які випробовувалися короткочасним навантаженням, з'явилися на рівні $\mu = 0{,}35...0{,}45$ – для першої серії (зразки без попереднього напруження, та при рівні навантаження $\mu = 0{,}50...0{,}55$ – для попередньо напружених балок другої серії. Поява перших нормальних тріщин в дослідних зразках, відповідно обох серій, спостерігалась і для усіх інших балок під час їх

короткочасного навантаження в момент часу τ_1. Таким чином, під час проведення експериментів усі дослідні балки працювали з нормальними тріщинами у розтягнутій зоні.

Руйнування балок при їх короткочасному навантаженні носило плавний пластичний характер. Починалося руйнування з розтягнутої зони балки. При цьому зростали деформації поздовжньої робочої арматури (для балок першої серії вони досягали межі текучості, а для другої – умовної межі текучості). Ширина розкриття тріщин в момент завершення руйнування дослідних зразків короткочасним навантаженням збільшувалася до 5 мм та більше, а прогин складав $f > 20$ мм, тобто відносний прогин складав не менше ніж $f/l_p = 1/55$, що значно більше ніж допускається нормами. Закінчувалося руйнування роздавлюванням бетону стисненої зони. Для дослідних балок з попереднім напруженням повздовжньої арматури (Б 2-4 і Б 2-8) після зняття зовнішнього навантаження мало місце часткове закриття нормальних тріщин та зменшення залишкового прогину, що пояснюється наявністю пружних деформацій у високоміцній арматурі за умовною межею текучості.

На рисунку 4.6 показана зміна деформованого стану бетону стисненої зони балки Б 2-5, яка перебувала в період часу $\tau_1 \ldots \tau_4$ під постійним навантаженням рівня $\mu = 0{,}6$. До речі, слід зауважити, що такий рівень навантаження є експлуатаційним для більшості залізобетонних конструкцій.

З часом деформації бетону наростали (за рахунок його повзучості), однак напруження в розтягнутій робочій арматурі залишалися практично незмінними (рис. 4.7). Це свідчить, що при заданих відсотках армування, а в дослідних балках ($\mu = 0{,}54\%$) він був близький до оптимального, плече внутрішньої пари сил практично не змінювалося. Такий же висновок (для даного насичення нормального перерізу елементів, що згинаються, поздовжньою робочою арматурою) зроблено і Вахненком П.Ф. [36].

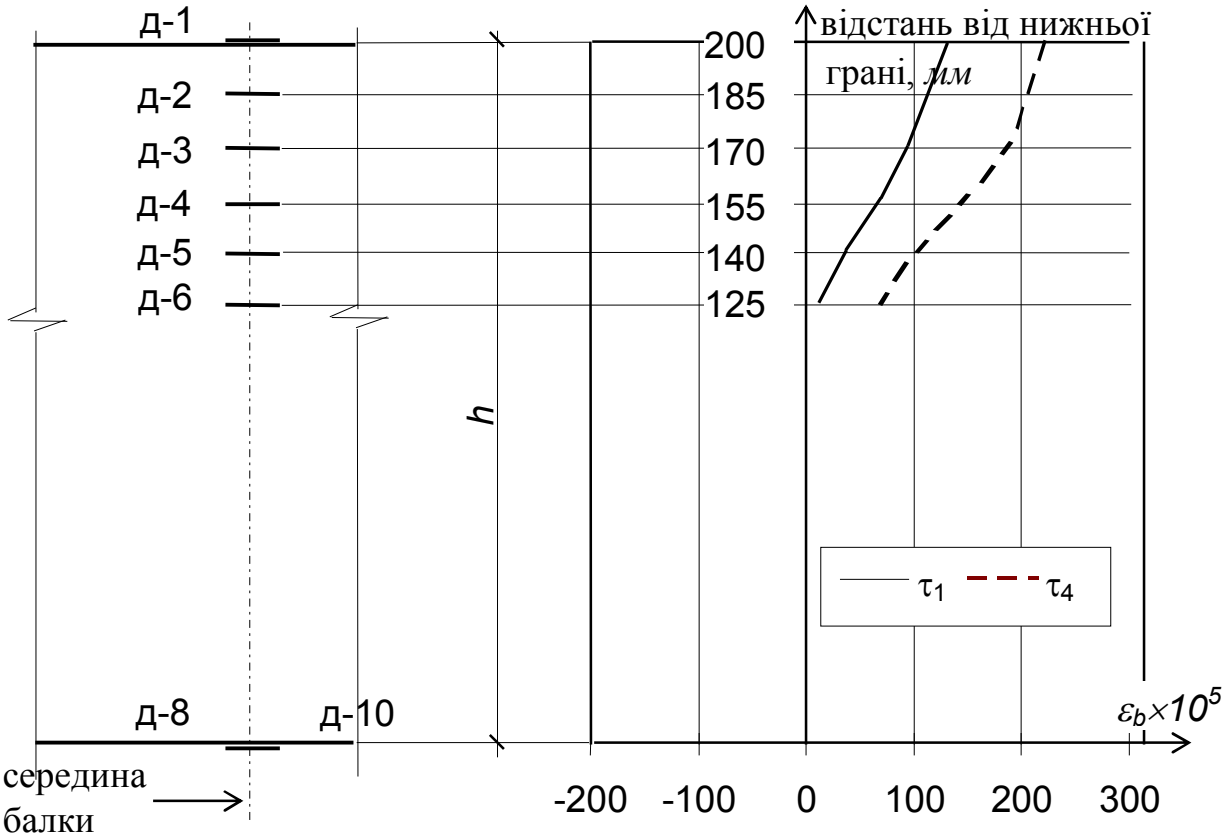


Рис. 4.6. Деформації бетону балки Б 2-5.

Аналіз роботи таких конструкцій показує, що під час короткочасного

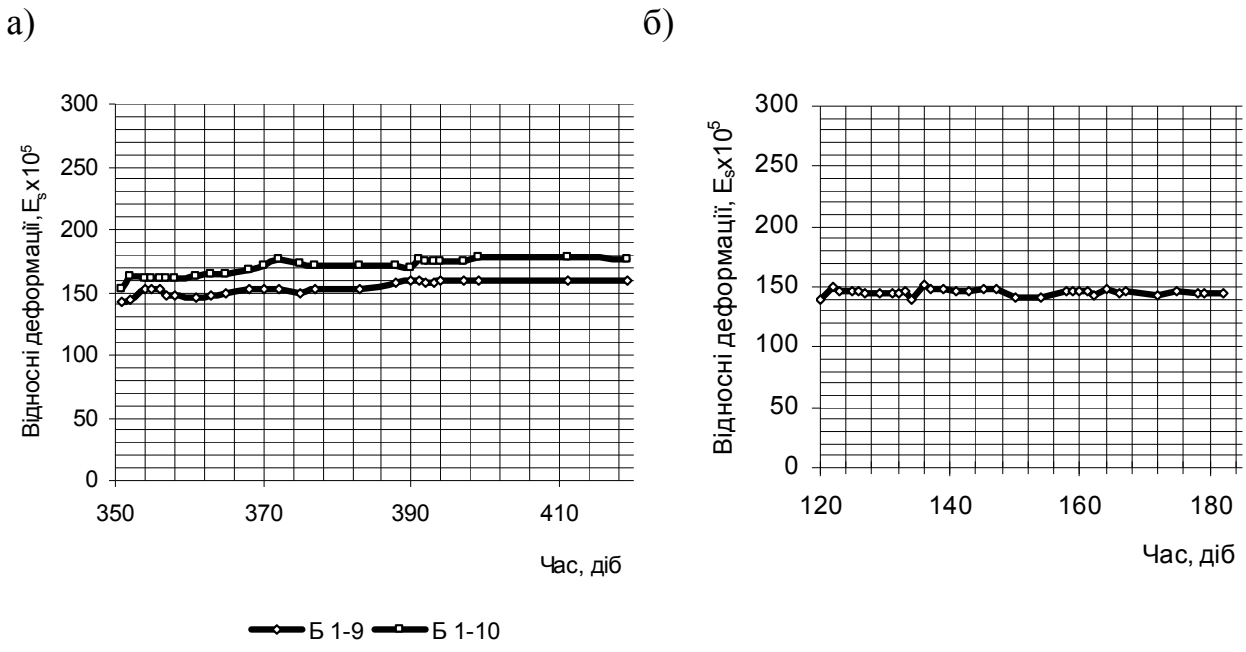


Рис. 4.7. Деформації поздовжньої арматури в період $\tau_1 \ldots \tau_4$: а – балка Б 1-9 та Б 1-10; б – балка Б 2-5.

навантаження зі збільшення згинального моменту висота стисненої зони бетону

зменшується, напруження в матеріалах зростають, у все більшій мірі проявляються пластичні властивості.

При витримці конструкції під постійним навантаженням (в даному експерименті це забезпечувалося наявністю пружинної системи дослідної установки) деформації бетону стисненої зони через прояв повзучості матеріалу збільшується (рис. 4.6). Плече внутрішньої пари сил при цьому практично не змінилося, про що свідчать постійні напруження в розтягнутій робочій арматурі (рис. 4.7).

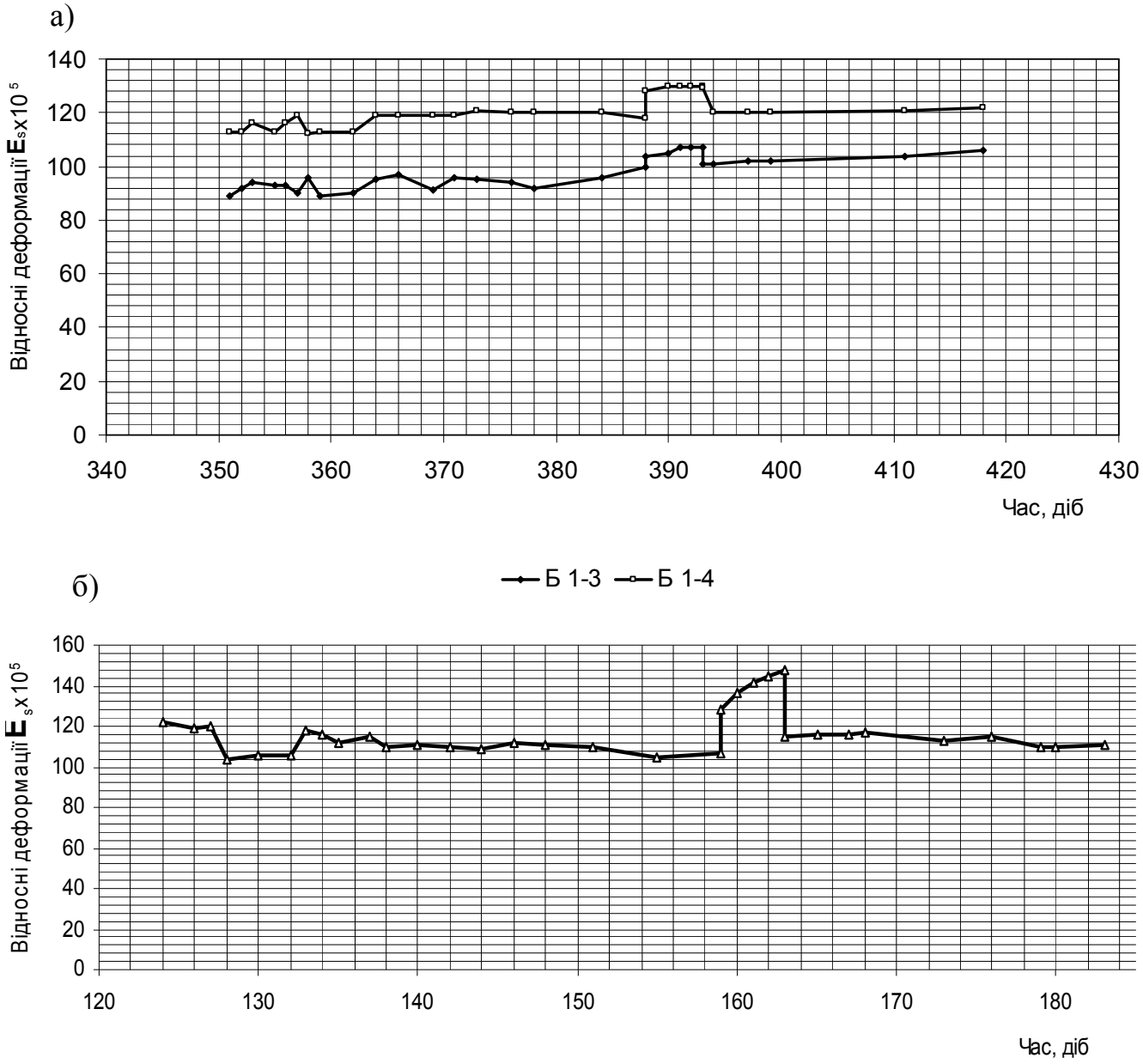


Рис. 4.8. Деформації поздовжньої арматури балок при μ =0,7 : а – балка Б 1-3 та Б 1-4; б – балка Б 2-1.

Експериментальні балки, довантажені різними рівнями, а потім, відповідно, розвантажені мали дещо іншу картину напружено-деформованого стану в ході випробувань.

У звичайних балках першої серії (Б 1-3 та Б 1-4) з додатковим нетривалим навантаженням рівнем 0,7 від руйнуючого після їх розвантаження (до $\mu = 0,6$) приріст деформацій практично не спостерігався (рис. 4.8, а). Це свідчить з однієї сторони про пружну роботу арматури, а з іншої – про те, що плече внутрішньої пари практично не мінялося в ході експерименту.

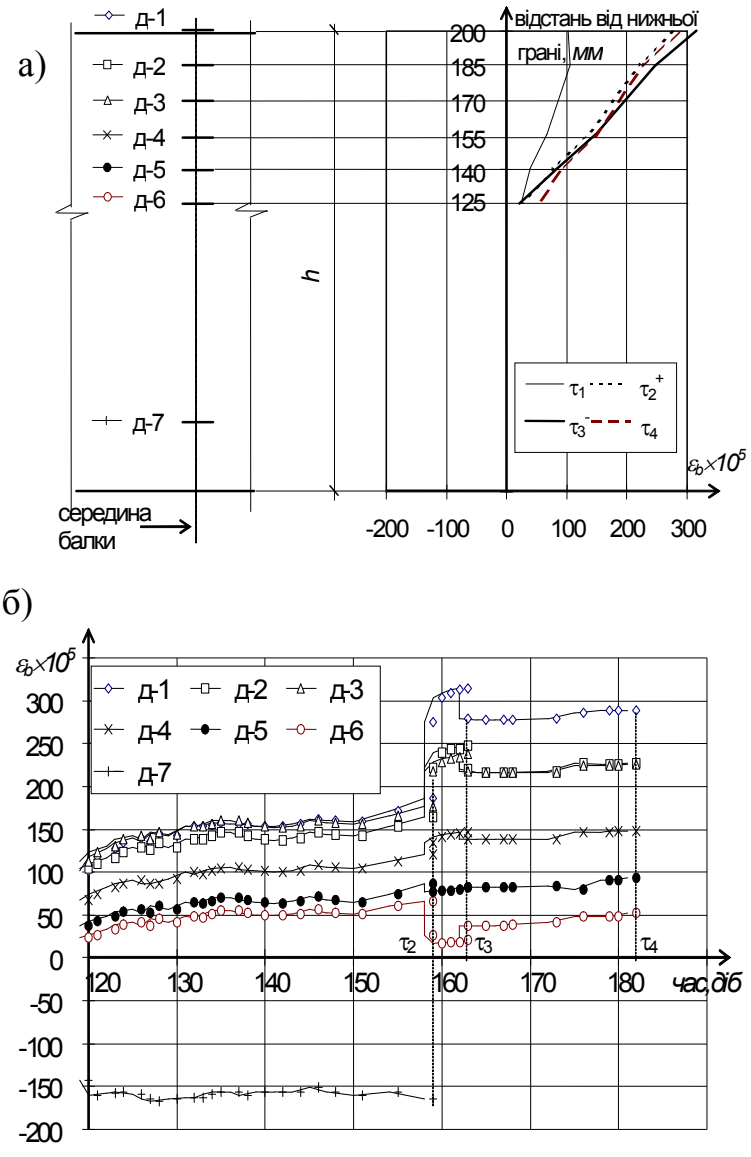


Рис. 4.9. Деформації бетону експериментальної балки Б 2-7: а) деформації по висоті балки; б) зміна відносних деформацій бетону стиснутої зони з часом.

В попередньо напружених балках другої серії (Б 2-1 і Б 2-6), що піддавалися короткочасному навантаженню рівня $\mu = 0,7$, деформації робочої попередньо напруженої арматури під час завантаження експлуатаційним рівнем ($\mu = 0,6$) майже не змінювалися і дорівнювали $\varepsilon_{S,1}=106\times10^{-5}$ (рис. 4.8, б).

Попередньо напружені конструкції мають більш загальний напружено-деформований стан, оскільки в них крім напружень, що виникають від дії зовнішнього навантаження, мають місце напруження від дії попереднього напруження арматури. На рисунку 4.9 показана зміна деформованого стану попередньо напруженої балки

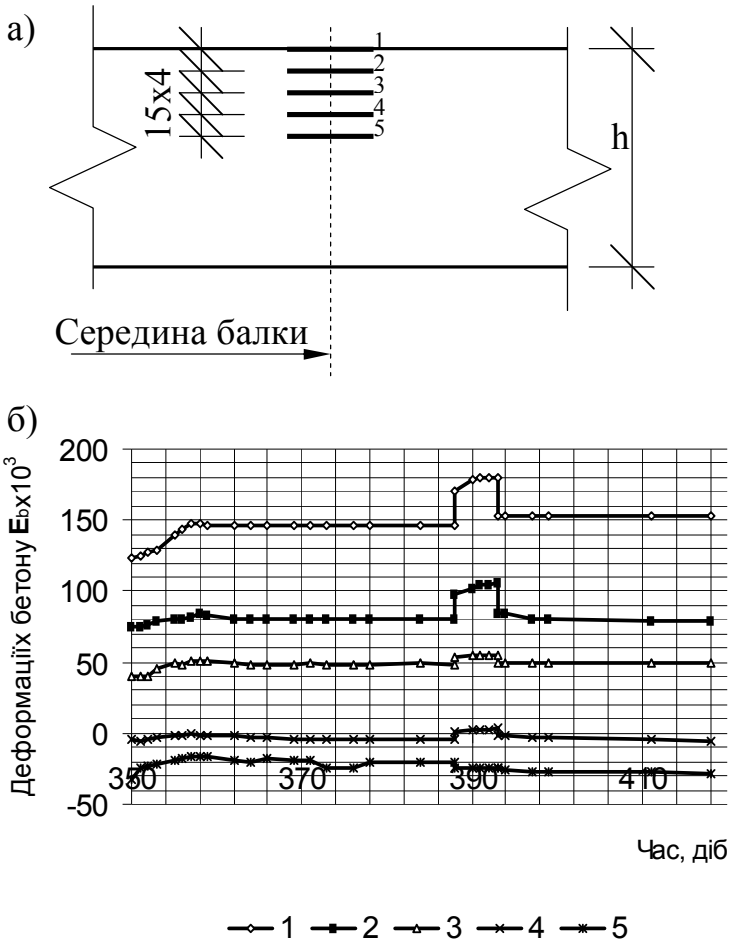


Рис. 4.10. Деформування бетону стиснутої зони дослідної балки Б 1-6: а – схема розташування тензорезисторів; б – відносні деформації бетону.

другої серії, що піддавалася нетривалому навантаженню високого рівня ($\mu = 0,85$). Такий рівень навантаження був прийнятий виходячи з того, що конструкції першої серії (без поперечного напруження), які тривалий час знаходилися під експлуатаційним рівнем навантаження ($\mu = 0,6$) під час довантаження до рівня ($\mu = 0,9$) зруйнувалися. Після довантаження деформації збільшилися і досягли $\varepsilon_{S,1}=124\times10^{-5}$, тобто виросли на 14%. В кінці витримки під довантаженням, перед розвантаженням, деформації в арматурі виросли до значення $\varepsilon_{S,1}=141\times10^{-5}$. Приріст деформацій арматури під час витримки під навантаженням високого рівня свідчить про зміну параметрів внутрішнього моменту (зменшення плеча внутрішньої пари сил). В кінці експерименту деформацій досягли значення $\varepsilon_{S,1}=117\times10^{-5}$, що всього на 9% більше від значення деформацій перед довантаженням. У випадку, коли додаткове короткочасне навантаження дослідних зразків першої серії має високий рівень (балки Б 1-5, Б 1-6 та Б 1-7, Б 1-8, відповідно $\mu = 0,8$ та $\mu = 0,9$) в бетоні проявляються суттєві деформації (рис. 4.10).

Конструкції, завантажені експлуатаційним рівнем протягом 38 діб при спробі довантажити їх нетривалим навантаження рівня $\mu = 0,9$ – зруйнувалися.

Аналізуючи дані, наведені на рисунку 4.10, можна відзначити, що у попередньо напружених конструкціях, в порівнянні зі звичайними, відносні деформації значно вищі та досягають величини $\varepsilon_b = 315\times10^{-5}$. Під час довантаження крайні фібри бетону зазнали значних деформацій (балка Б 2-2 $\varepsilon_b = 226\times10^{-5}$ балка Б 2-7 $\varepsilon_b = 315\times10^{-5}$) внаслідок чого проявилися пластичні властивості бетону та виникли суттєві залишкові деформації 35-50%. Під час розвантаження дослідних балок до експлуатаційного рівня $0{,}6F_U$ крайні фібри бетону повністю або частково виключаються з роботи, при цьому центр мас епюри напружень бетону стиснутої зони наблизився до нейтральної лінії, що в свою чергу зменшило плече внутрішньої пари сил Z_b.

Про деструкцію бетону свідчить те, що під час витримки під короткочасним навантаженням високого рівня ($\mu = 0{,}85$) балки Б 2-7 в ній змінювався (збільшувався) час проходження через бетон стиснутої зони ультразвукових хвиль (рис. 4.11).

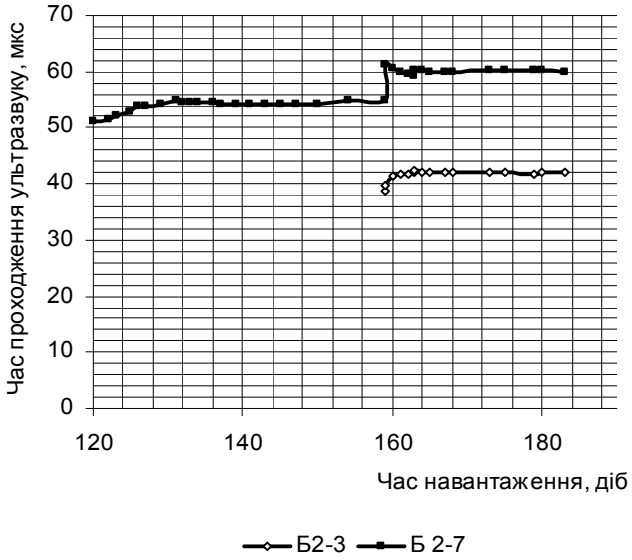


Рис. 4.11. Час проходження ультразвуку в стиснутій зоні бетону.

Як відзначалося вище, дослідні балки першої серії Б 1-7 та Б 1-8, які завантажувалися експлуатаційним рівнем $\mu = 0{,}6$ в період від τ_1 до τ_2 під час спроби довантаження до рівня $\mu = 0{,}9$ – зруйнувались. Дослідна балка другої серії (Б 2-3) була короткочасно довантажена до такого рівня і потім знову розвантажено до експлуатаційного ($\mu = 0{,}6$).

Характер деформування бетону стисненої зони під час навантаження для цієї балки аналогічні кривим деформування балок, що довантажувалися рівнем $\mu = 0{,}85$ (рис. 4.10), однак деформації бетону при цьому спостерігались суттєво більші. До довантаження, за період витримки під навантаженням експлуатаційного рівня,

деформація крайньої фібри бетону досягнула значення $\varepsilon_{b,}=208\times10^{-5}$, під час витримки під навантаженням до рівня $\mu = 0,9$ деформації значно зросли і склали $\varepsilon_b=397\times10^{-5}$ деформації виросли майже в два рази, після розвантаження до експлуатаційного рівня деформації бетону залишилися значними $\varepsilon_b=364\times10^{-5}$. Це свідчить про велику, як і при довантаженні до рівня $\mu = 0,85$, долю незворотних пластичних деформацій повзучості, зокрема для крайньої фібри бетону (364×10^{-5}--208×10^{-5})/ $208\times10^{-5}\times100\%=75\%$.

Деформативність балок. Дослідні зразки, що випробовувалися при постійному значенні довготривалого навантаження ($\mu = 0,6$), а це балки Б 1-9, Б 1-10 та Б 2-5, в подальшому служили в якості порівняльних для аналізу впливу нетривалого довантаження високого рівня на напружено-деформований стан як звичайних, так і попередньо напружених залізобетонних конструкцій. На рисунку 4.12 показані графіки зміни прогинів цих дослідних балок. Тут та в подальшому

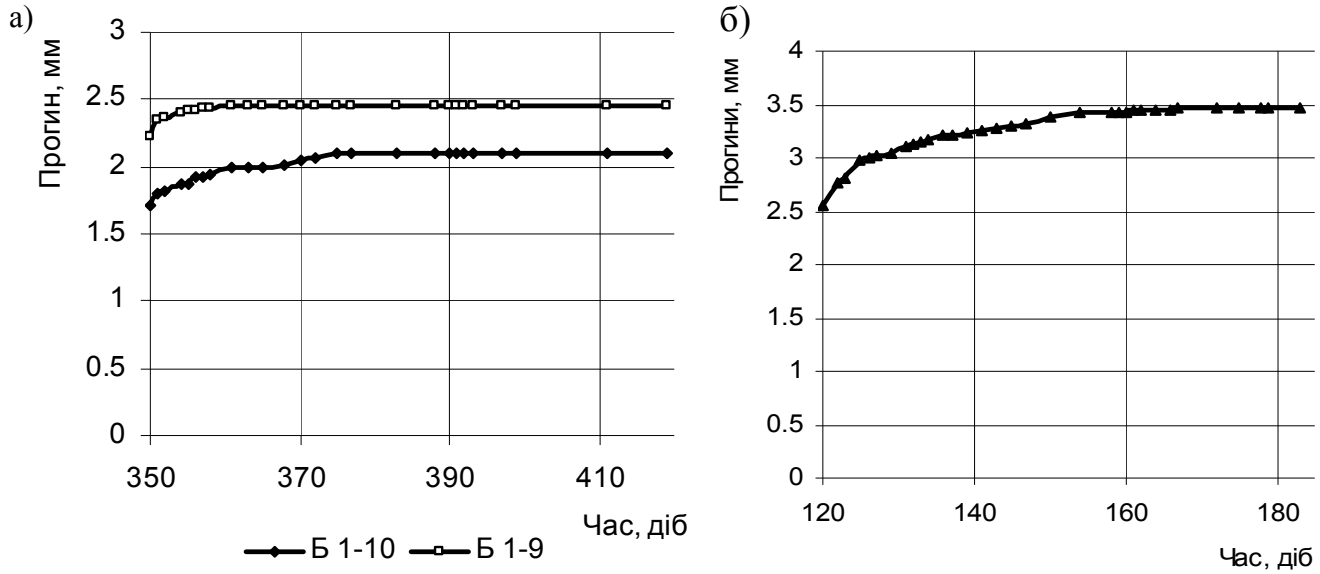


Рис. 4.12. Прогини балок при $\mu = 0,6$: а – звичайних балок першої серії; б – попередньо напруженої балки другої серії.

графіки прогинів показані з моменту прикладання короткочасного навантаження, тобто з моменту часу τ_1. Таким чином, величина прогину по осі абсцис (при t = 0) показує прогин від короткочасного навантаження, а весь графік – сумарну величину прогину: від початку короткочасного навантаження до завершення випробувань. Як видно з графіку (рис. 4.12, а), звичайні балки, завантажені

постійним навантаженням рівня ($\mu = 0{,}6$) деформувалися протягом 25...30 діб. Потім приріст деформацій практично припинився. Максимальний прогин при цьому становив f = 2,46 мм (відносний прогин $f/l = 1/488 < [f] = l/200 = 6$ *мм*).

Графік величини прогину попередньо напруженої балки Б 2-5, в середині прогону, показаний на рис 4.12, б. Під час завантаження абсолютна величина прогину дорівнювала f = 2,55 мм, а відносна $f/l = 1/431 < [f] = l/200 = 6$ *мм*. Для порівняння прогинів всіх експериментальних балок які довантажувалися, з балкою Б 2-5 важливою є величина, на яку виріс прогин, цієї балки, за час витримки під довантаженням високого рівня. У відсотковому відношенні, для балки Б 2-5, приріст складає (3,46-3,47)/3,47×100%=0,29%, що свідчить про практично припинення росту прогинів.

Приріст прогину за час всього експерименти, від моменту навантаження і до кінця експерименту, склав 3,6-2,55=1,05 мм, тобто він виріс на 41%, а відносний прогин f/l_0=3,6/1100=1/306, що не перевищує граничного [f/l_0] = 1/200.

Таким чином, під час довготривалої дії навантаження експлуатаційного рівня один з найважливіших показників експлуатаційної придатності, а саме

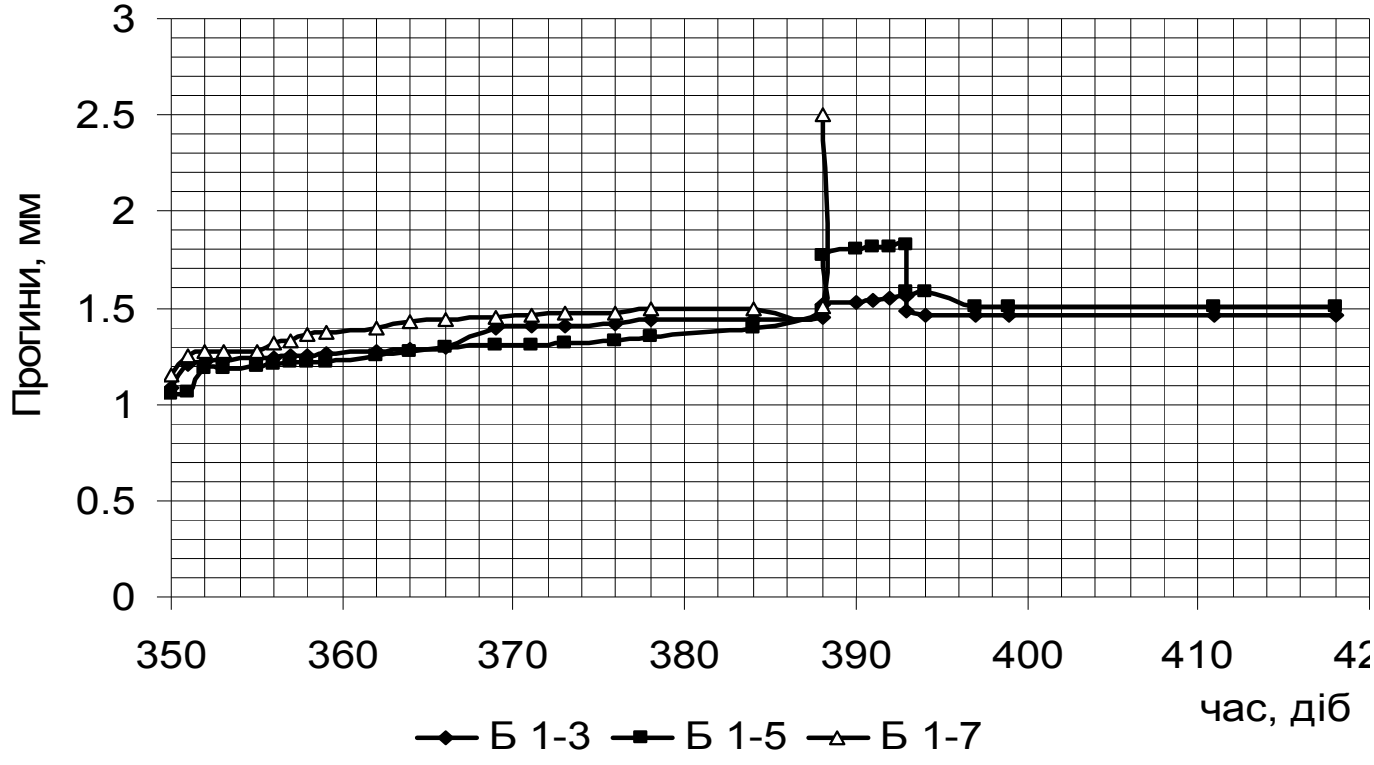


Рис. 4.13 Прогини звичайних балок першої серії.

прогин балок Б 1-9, Б 1-10 та Б 2-5, знаходився в межах області якості.

Короткочасне довантаження експериментальних балок без попереднього напруження (першої серії) призводить до збільшення прогинів. Звичайно, величина цього збільшення залежить від рівня довантаження. Так, для рівня короткочасного довантаження $\mu = 0,7$ (Б 1-3) зріс лише на 0,03 мм (1,44% від величини прогину перед довантаженням). Після зняття короткочасного довантаження прогини практично відновилися, тобто величина їх повернулася до рівня, що був перед довантаженням. Це свідчить про те, що при такому режимові навантаження балки працюють практично в пружній (або близької до неї) стадії.

Короткочасне довантаження більш високого рівня $\mu = 0,8$ (Б 1-5) викликало в дослідній балці значно більший прогин. Його збільшення відбулось на величину 0,13 мм (8,8% від початкового (перед довантаженням)). Пластичні деформації в таких балках проявилися в значно більшій мірі, тому сталі прогини після зняття додаткового навантаження в порівнянні з прогинами перед довантаженням становили 19,8%.

Спроба довантаження дослідних балок, що були під експлуатаційним рівнем навантаження $\mu = 0,6$ протягом 38 діб (завантаження відбувалося у віці 350 діб) тобто Б 1-7, Б 1-8, закінчилася руйнуванням цих зразків. Це свідчить про те, що для таких найбільш розповсюджених (за відсотком армування) балок довготривала міцність складає рівень $\mu = 0,9$. Під час експлуатації досягати такого рівня навантаження не рекомендується, оскільки це може призвести до перевищення показника експлуатаційної придатності першої групи (а саме – міцність нормального перерізу) та, в результаті цього, переходу конструкції і системи будівлі чи споруди в цілому до третього аварійного стану.

Досліди над попередньо напруженими балками другої серії дали можливість виявити більш загальні закономірності деформування залізобетонних конструкцій при дії нетривалого довантаження, оскільки в цьому випадку на напружено-деформований стан впливає також і попередньо створене напруження в поздовжній робочій арматурі (рис. 4.14).

Перед довантаженням прогин балки Б 2-6 складав 3,04 мм. Після її довантаження до рівня $\mu = 0{,}7$ величина прогинів зросла до $f = 3{,}42$ мм. Залишкові деформації, після нетривалого довантаження, склали для цієї балки $\Delta f = 0{,}36$ мм, що у відсотковому відношенні становить 12%.

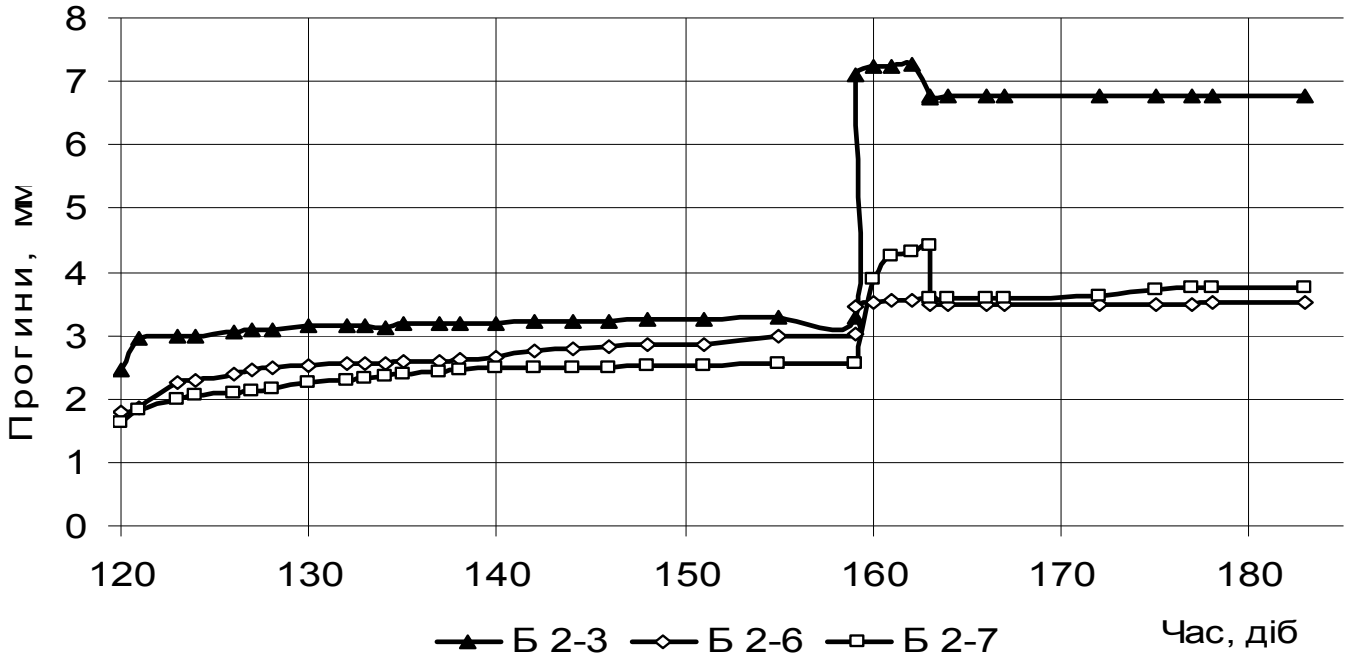


Рис. 4.14 Прогини попередньо напружених балок другої серії.

Повні відносні прогини балки Б 2-6, протягом усього експерименту зросли на 91,8% в порівнянні з прогинами при її короткочасному навантаження до рівня $\mu = 0{,}6$. Навіть при таких значних відносних приростах прогинів вони не перевищили граничних значень f/l_0=3,51/1100=1/313<[1/200]. Значний відносний приріст прогинів відбувся виключно за рахунок прояву пластичних деформацій повзучості бетону стиснутої зони при довантаженні та витримці дослідного зразка.

Виходячи з вищезазначеного, можна зробити висновок, що нетривале довантаження до рівня $\mu = 0{,}7$ несуттєво впливає на експлуатаційні показники балок.

Зміну прогинів в середині прольоту балки Б 2-7, яка довантажувалася нетривалим навантаженням рівня $\mu = 0{,}85$, показано на рис 4.14. Перед

довантаженням прогин балки виріс до величини $f = 2{,}68$ мм. Максимального значення прогини балки досягли на четвертий день витримки під навантаженням високого рівня та для балки Б 2-7 склав $f = 4{,}51$ мм. Після розвантаження до експлуатаційного рівня прогин рівнявся $f = 3{,}72$ мм. У відсотковому відношенні залишкові прогини балки Б 2-7 склав 70%. Як видно, протягом усього періоду експерименту прогини балки не досягнули граничного значення, що дорівнює $[f/l_0] = l/200 = 1100/200 = 5{,}5$ мм.

Повний приріст прогину балки Б 2-7 (відносно прогину після короткочасного навантаження до експлуатаційного рівня) становив $67/1{,}67\times100\% = 124{,}0\%$. Не дивлячись на такий великий відносний приріст прогинів вони не перевищили свого граничного значення, тобто цей показник експлуатаційної придатності не вийшов за свої допустимі межі, а конструкція, відповідно, не перейшла в інший технічний стан.

Незначне зменшення прогинів балки після її розвантаження до експлуатаційного рівня (рис. 4.14), пояснюється пружною роботою поздовжньої арматури та частково пружною роботою бетону середньої зони балки (де рівень напружень відносно невеликий).

Про незворотність процесів, що відбулися в бетоні стиснутої зони (прояв пластичних деформацій та мікротріщиноутворення) свідчить також і те, що при розвантаженні балки до експлуатаційного рівня час проходження ультразвуку в стиснутій зоні бетону майже на змінився (рис. 4.11).

Що стосується прогинів балки Б 2-3, яка довантажувалася рівнем $\mu = 0{,}9$, то вони змінювалися наступним чином: до моменту довантаження прогин виріс з величини $f = 2{,}43$ мм до $f = 3{,}62$ мм; максимального прогину балка зазнала в кінці циклу нетривалого довантаження величина якого становила $f = 7{,}61$ мм, що перевищує гранично припустимий, для даного прольоту, $[f]=5{,}5$ мм; після розвантаження до експлуатаційного рівня величина прогину зменшилася на незначну величину і дорівнювала $f = 6{,}76$ мм, яка також більша від допустимого значення прогину. Залишковий прогин при даному рівні довантаження склав 3,14 мм, що в відсотковому відношенні до прогину перед довантаженням

(6,76 мм-3,62 мм)/3,62 мм×100%=87%. Після розвантаження прогин перевищив граничний 6,76 мм>5,5 мм, тобто конструкція повинна бути віднесена до другого технічного стану (непридатного до нормальної експлуатації).

Повний відновний прогин виріс на 2,43-6,76/2,43×100% = 178,0%

При нетривалому довантаженні до рівня $\mu = 0,9$ в бетоні стиснутої зони відбуваються суттєві мікроруйнування, внаслідок яких величина прогину балки значно зростає. Навіть при розвантаженні до експлуатаційного рівня прогини залишаються суттєвими та перевищують допустиму для таких конструкцій величину.

Графік зміни часу проходження ультразвукового сигналу в напрямку перпендикулярному до поздовжньої осі балки показаний на рис. 4.11. Як видно з рисунку навіть при експлуатаційному рівні навантаження з плином часу швидкість поширення ультразвуку зменшується на незначну величину. В момент довантаження час проходження різко збільшується, що свідчить про збільшення неоднорідності бетону стиснутої зони через виникнення мікроруйнувань. При витримці час проходження дещо зменшився, що можна пояснити процесами, які відбуваються при стиску: закриття мікротріщин, ущільнення бетону. Після повернення навантаження до експлуатаційного рівня час проходження ультразвуку майже не змінювався, що указує на те, що в бетоні стиснутої зони відбулися деструктивні процеси після яких зменшення рівня навантаження до експлуатаційного практично не впливає на роботу бетону стиснутої зони.

Таким чином на підставі отриманих в ході проведення експериментів та їх аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Недовготривале (4...5 діб) додаткове довантаження (як звичайних так і попередньо напружених залізобетонних балок з відсотками армування близькими до оптимальних) до рівнів $\mu = 0,7...0,85$ після тривалої витримки їх на при експлуатаційному навантаженні ($\mu = 0,6$) зменшує міцність нормальних перерізів на незначну величину (0,6-7,6%) в порівнянні з їх міцністю на початку експерименту. Це пояснюється тим, що у верхній частині бетону стиснутої зони

відбувається мікроруйнування бетону. Однак довантаження до рівня $\mu = 0{,}9$ є критичним, оскільки балки першої серії (звичайні) при спробі довантажити їх зруйнувались, а в попередньо напруженій залізобетонній балці другої серії проявилися характерні явища (суттєві деформації бетону стиснутої зони – до 400×10^{-5}; значні прогини – більші ніж допустимі; суттєві тріщини), що свідчать про передруйнівний стан конструкції. Виходячи з цього, довантаження оптимально армованих елементів, що згинаються, які перед цим довгий час (до затухання деформацій) експлуатувалися, рівнем навантаження $\mu = 0{,}9$ не допускається, оскільки це призводить до переходу конструкції в третій (аварійний) технічний стан.

2. За рахунок повзучості бетону стиснутої зони при експлуатаційному навантаженні (постійному за величиною) відбувається збільшення висоти зони стиснутого бетону, а в момент довантаження – зменшення її.

3. Стан бетону стиснутої зони, до якого приводить нетривале довантаження до високого рівня, залишається незмінним після розвантаження до експлуатаційного рівня, що підтверджує графік залежності часу проходження ультразвуку (рис. 4.11) в бетоні стиснутої зони на відрізку τ_3-τ_4. Це свідчить про незворотність деструктивних процесів у стиснутому бетоні.

4.2.3. Пропозиції щодо опису напружено-деформованого стану та розрахунку.

Передумови розрахунку. При розробці рекомендацій щодо розрахунку конструкцій приймаються наступні передумови:

1. Вплив розтягу бетону від зусилля попереднього напруження не враховується, тобто прикладання сили попереднього напруження та зовнішнього зусилля приймається одночасним.

2. В бетоні стиснутої та розтягнутої зони приймається криволінійна епюра напружень. Принципової різниці в формі опису залежності $\sigma - \varepsilon$ немає. В даній роботі залежність між цими величина прийнята за [35].

3. При розрахунку за другою групою граничних станів (другою групою показників експлуатаційної придатності) приймається гіпотеза плоских перерізів та гіпотеза про середнє значення деформацій розтягнутої арматури $\varepsilon_s(t)$ в тріщинах і між ними та стиснутого бетону $\varepsilon_b(t)$ над тріщинами і між ними. При цьому можна записати наступну залежність

$$\varepsilon_б(t)\left[h_0 - x(t)\right] = \varepsilon_s(t)x(t), \tag{4.5}$$

де h_0 – робоча висота перерізу,

$x(t)$ – середня висота стиснутої зони бетону.

4. Використовується теорія пружно-повзучого тіла з усіма передумовами, які в неї закладені. За теорією пружно-повзучого тіла залежність деформації бетону від початкового напруження та властивостей бетону може бути записана у вигляді, запропонованому в [222]

$$\begin{aligned}\varepsilon_б(t) = \frac{\sigma_б(t)}{E_б(t)} + \frac{1-\nu}{\nu}\frac{\sigma_б(\tau_1)}{E_б(\tau_1)} - \int_{\tau_1}^{t}\sigma_б(\tau)\frac{\partial}{\partial\tau}\left[\frac{1}{E(\tau)}\right]\partial\tau - \\ - \int_{\tau_1}^{t}F\left[\sigma_б(\tau)\right]\frac{\partial}{\partial\tau}C(t,\tau)\partial\tau,\end{aligned} \tag{4.6}$$

де $C(t, \tau)$ - міра повзучості бетону;

$F[\sigma_б(\tau)]$ - функція напружень;

$E(t)$ -модуль пружно-миттєвих деформацій бетону в момент часу t.

Опис навантаження. Можливість визначити величину зовнішнього навантаження $P(t)$ в будь-який момент часу t має велике значення, тому що величина зовнішнього моменту на пряму залежить від цієї величини $P(t)$. Усі навантаження, які діють на конструкції під час експлуатації, поділяються (згідно [263]) на постійні, тимчасові та особливі. Тимчасові навантаження, в свою чергу, можуть бути довгочасними та короткочасними. Величина цих навантажень визначається на підставі тривалих спостережень за природними явищами (сніг, ожеледиця, вітер тощо) або обладнанням (кранові, вага транспортних засобів) чи визначають розрахунковим шляхом, наприклад за питомою вагою матеріалів. До особливих відносять навантаження та впливи від: землетрусів: вибухових впливів:

навантаження від аварій в технологічному процесі, а також від деформацій ґрунту, викликаних замочуванням просадочних ґрунтів, осіданням в районах гірських виробок чи карстових районах тощо. Перевищення фактичних навантажень на конструкції над тими, що прийняті в розрахунку, тобто над нормативними, враховується коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_f [263]. Цей коефіцієнт є, власне кажучи, мірою недослідженості явища.

Однак, аварії останніх років говорять про те, що за рахунок непередбачених навантажень техногенної природи та стихійних явищ в природі впливи на конструкцію в ряді випадків перевищують ті, що рекомендується приймати під час розрахунків за чинними будівельними нормами і правилами [263].

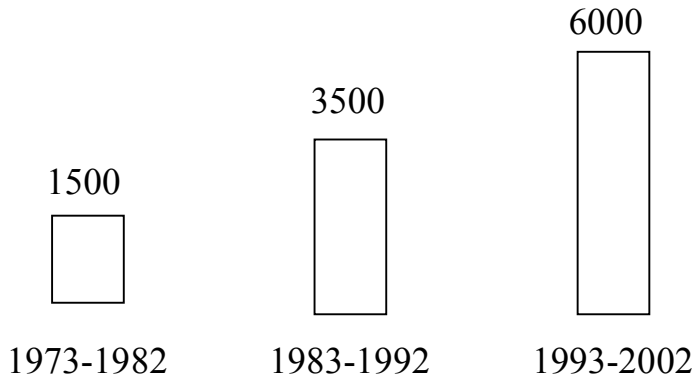


Рис. 4.15. Ріст стихійних лих у світі з роками.

На рисунку 4.15 показаний ріст зареєстрованих стихійних лих у світі. Як видно з графіка, останніми роками спостерігається стала тенденція до росту стихійних лих, і як наслідок, непроектні навантаження на конструкції. Точного пояснення такому стану речей поки що немає. Існують теорії, які зв'язують катаклізми в природі з глобальним потеплінням, антропогенними впливами тощо. Не дивлячись на це, не знаючи точного (з певною мірою надійності) значення величини навантаження та характеристики його розподілу та частоти прояву, ми повинні враховувати ці фактори під час оцінювання та прогнозування технічного стану конструкцій. Пропозиції, наведені в даній роботі дозволяють оцінювання впливу короткочасних навантажень високого рівня на стан конструкцій.

Навантаження, про які ідеться, мають доволі короткий термін дії: від декількох секунд до декількох діб. Оскільки це зовсім мало в порівнянні з терміном експлуатації будівлі чи споруди, то в період дії навантаження його можна розглядати постійним та рівномірним (рис. 4.16).

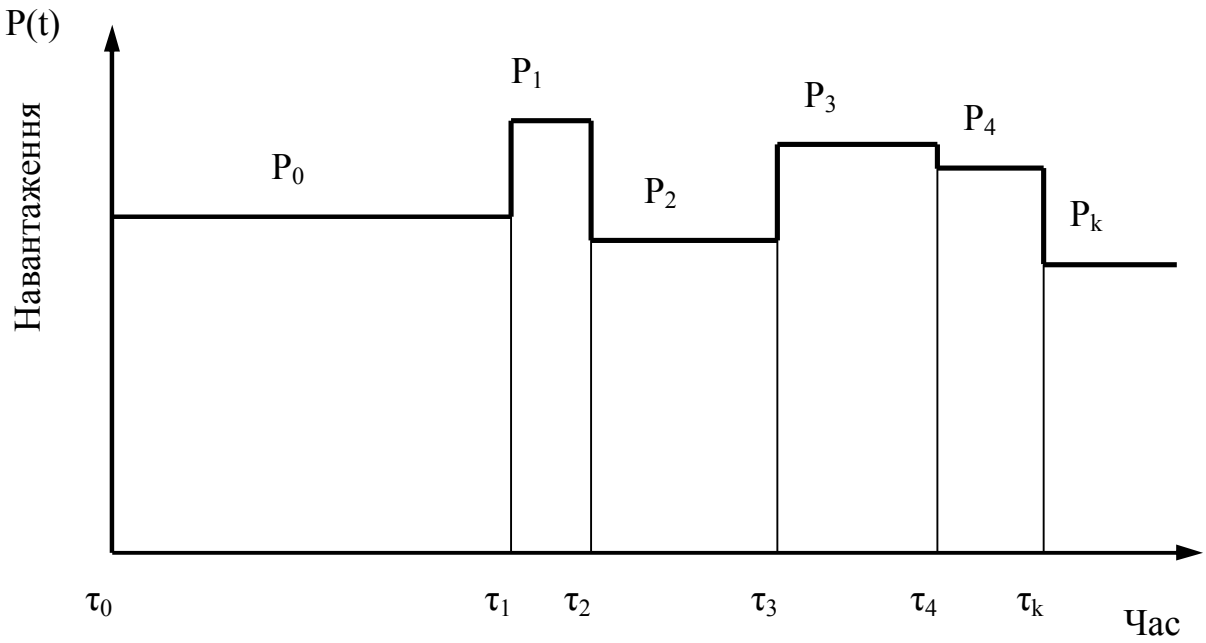


Рис. 4.16. Зміна навантаження у часі.

Питання опису навантажень, що діють на конструкції і змінюються в часі, вирішені в [17], де змінні в часі навантаження запропоновано враховувати за допомогою функції Хевісайда:

$$u(t)=\begin{cases}0 & при\ t<0;\\ 1 & при\ t\geq 0.\end{cases} \tag{4.7}$$

За допомогою такої функції записуємо вираз, що визначає ступеневу зміну навантаження (рис. 4.16):

$$\begin{aligned}P(t)=P_0\left[u\left(t-\tau_0\right)-u\left(t-\tau_1\right)\right]+P_1\left[u\left(t-\tau_1\right)-u\left(t-\tau_2\right)\right]+\ldots+\\ +P_k\left[u\left(t-\tau_k\right)-u\left(t-\tau_{k+1}\right)\right]+\ldots\end{aligned}. \tag{4.8}$$

Або в більш загальному вигляді

$$P(t)=\sum_{k=0}^{n}P_k\left[u\left(t-\tau_k\right)-u\left(t-\tau_{k+1}\right)\right]. \tag{4.9}$$

Вираз (4.9) для навантаження, прийнятого в експериментах, визначається виразом

$$P(t)=P_1\left[u\left(t-\tau_1\right)-u\left(t-\tau_2\right)\right]+P_2\left[u\left(t-\tau_2\right)-u\left(t-\tau_3\right)\right]+P_3u\left(t-\tau_3\right). \tag{4.10}$$

Опис цієї залежності в програмі щодо розрахунку напружено-деформованого стану, міцності та деформативності залізобетонних елементів, які

зазнають нетривалого перевантаження високого рівня, виконується за блок-схемою, наведеною на рис. 4.17.

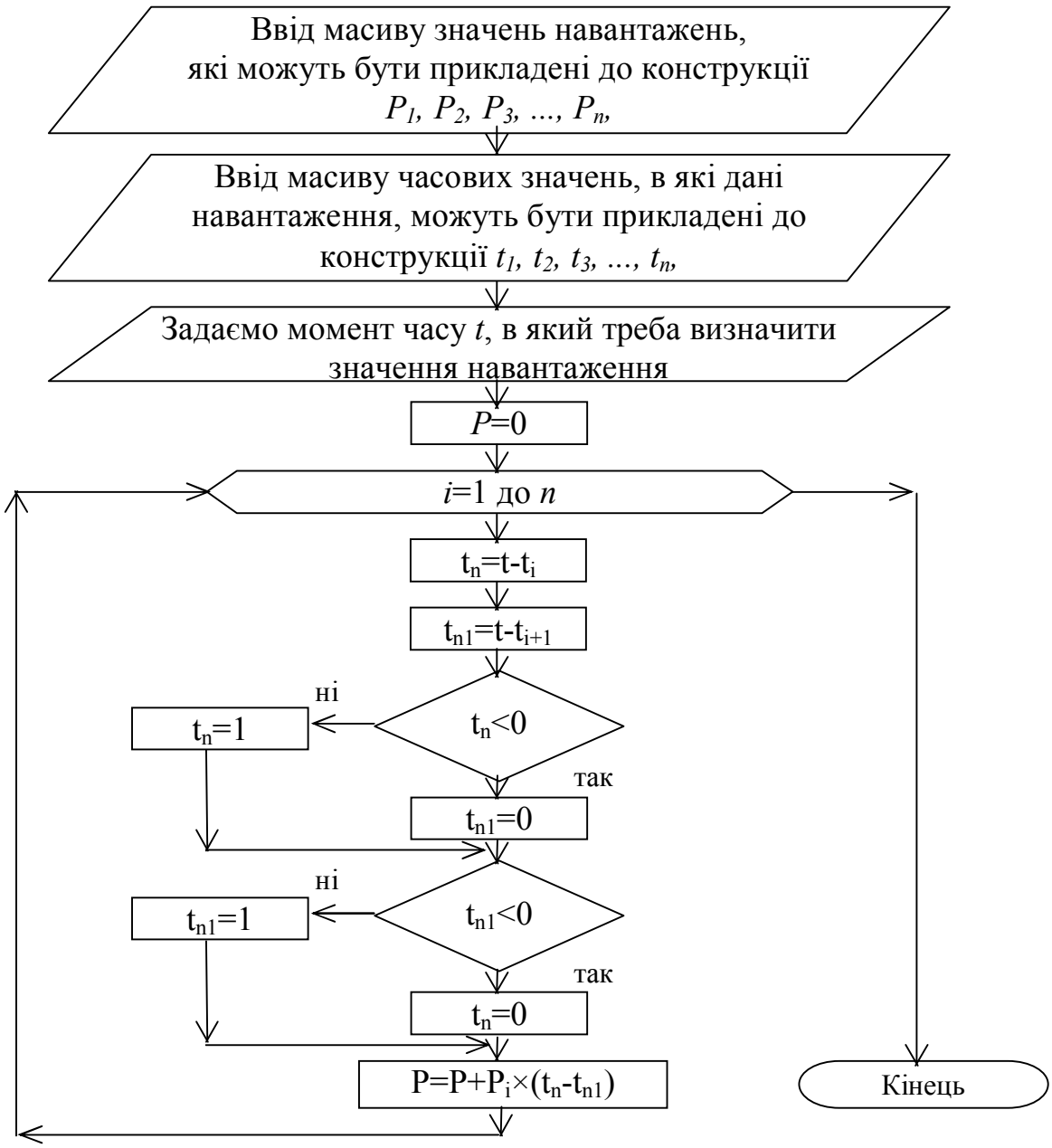


Рис. 4.17. Блок-схема визначення величини навантаження в будь-який момент часу при ступеневій зміні навантажень.

Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, що згинаються, пропонується виконувати за допомогою використання методу скінчених елементів. При цьому в основу покладене дискретне уявлення про балку. Умовно розділяємо балку на n ділянок, розміщених пошарового вдовж осі балки (рис. 4.18).

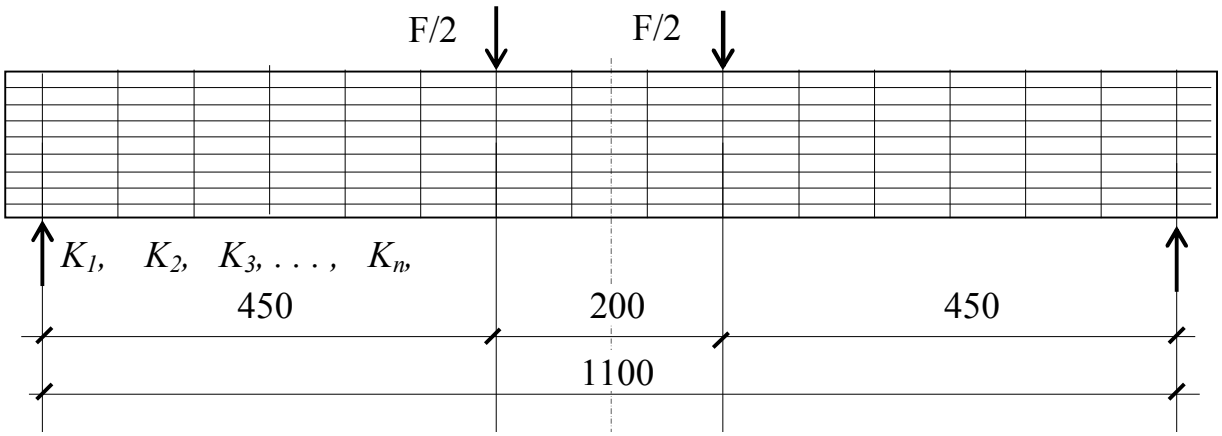


Рис. 4.18. Ділення балки на дискретні ділянки.

Кожна така ділянка представлена своїм серединним перерізом. В межах кожного елемента залишаються незмінними величини: зовнішніх зусиль – згинальних моментів та поперечних сил; моменти від одиничних сил та кривизни балок. Таким чином, безперервну зміну вищезазначених факторів ми замінюємо ступінчатою із величиною на кожній ступені, рівною серединному значенню. При такому підході точність та плавність зміни указаних величин залежить від кількості ділянок розбиття елемента.

По висоті кожна ділянка умовно поділена на i-те число горизонтальних елементів. $d_1, d_2, d_3, ..., d_n$ висотою S_{di}.

При такій математичній моделі можна припустити, що ділянки, на які розділений залізобетонний елемент, працюють на одноосне навантаження – розтяг чи стиск, залежно від розміщення відносно нейтральної осі балки. Це, в свою чергу, тягне за собою однакове значення напружень та деформацій на всій висоті ділянки S_{di}.

Введемо позначення геометричних характеристик перерізу k:

$S_{k,red}$- умовний статичний момент перерізу відносно осі, що проходить по нижній грані балки зведений до значення січного модуля деформацій E_i, який обчислюється за формулою:

$$S_{k,red} = \sum A_{ki} y_{ki} E_{ki} + \sum A_{kn} y_{kn} E_{kn}, \qquad (4.11)$$

де A_{ki} – площа перерізу i-го шару бетону $A_{ki}=b\times S_{di}$;

y_{ki} – відстань від центру мас *i*-го шару, що розглядається до нижньої грані балки;

E_{ki} – січний модуль деформацій бетону *i*-го шару, визначається за діаграмою деформування бетону „ σ_b-ε_b“ залежно від величини відносних деформацій;

A_{kn} – площа *n*-го стержня арматури;

y_{kn} –відстань від центру мас *n*-го стержня арматури, що розглядається до нижньої грані балки;

E_{kn} – модуль пружності *n*-го стержня арматури;

$A_{k,red}$ – приведена умовна площа поперечного перерізу:

$$\mathrm{A_{k,red}} = \sum A_{ki}E_{ki} + \sum A_{kn}E_{kn}\ ; \tag{4.12}$$

$I_{k,red}$ – умовний момент інерції перерізу зведений до значення січного модуля деформацій E_i, або зведена жорсткість перерізу, яка обчислюється за виразом:

$$\mathrm{I_{k,red}} = \sum A_{ki}(y_0 - y_{ki})^2 E_{ki} + \sum A_{kn}(y_0 - y_{kn})^2 E_{kn}\ ; \tag{4.13}$$

y_0 – відстань від нижньої грані до центру мас поперечного перерізу балки:

$$y_0 = S_{k,red} \big/ A_{k,red}\ . \tag{4.14}$$

Для визначення деформації бетону в кожній виділеній ділянці залізобетонного елемента залежно від напружень в ньому по всій висоті поперечного перерізу, використовуємо вираз для пружного бетону, що рекомендовано нормами [213, 214]:

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}y}{I_{red}} \pm \frac{My}{I_{red}}, \tag{4.15}$$

де позначення – загально прийняті.

Підставляючи у знаменники правої частини виразу (4.15) геометричні характеристики перерізу $I_{k,red}$, $S_{k,red}$, $A_{k,red}$, обчислені з урахуванням січного модуля деформацій бетону за формулами (4.12), (4.13), отримуємо вираз для визначення деформацій фібр бетону в поперечному перерізі:

$$\varepsilon_{\mathrm{ki}}(t) = \frac{\mathrm{P_0}}{\mathrm{A}_{k,red}} + \frac{\mathrm{P_0}\times(\mathrm{y_0} - \mathrm{y_{sp}})\times(\mathrm{y_0} - \mathrm{y_{ki}})}{\mathrm{I_{k,red}}} + \frac{\mathrm{M}_k(t)\times(\mathrm{y_{ki}} - \mathrm{y_0})}{\mathrm{I_{k,red}}}. \tag{4.16}$$

При цьому зусилля попереднього обтиску (P_0) розглядається як зовнішня сила.

Місцезнаходження фібри бетону y_i по відношенню до центру мас перерізу y_0 визначає вид деформації (розтяг „-“, стиск „+“).

Визначивши деформації фібр бетону за формулою (4.16), за діаграмою деформування бетону знаходимо напруження в кожній фібрі бетону $\sigma_{b,i}$ на всій висоті поперечного перерізу.

Січний модуль деформацій для кожної фібри бетону знаходиться залежно від величини деформацій. Далі, отримавши нові значення січного модуля деформацій бетону, уточнюємо зведені геометричні характеристики залізобетонного перерізу балки. Підставивши у вираз (4.15) нові значення зведених геометричних характеристик отримуємо відповідні їм значення напружень у бетоні, а потім і деформації бетону. Цикл знаходження деформацій повторюємо до тих пір, поки значення нового та попереднього значення деформацій бетону відрізняється на певну наперед задану величину (точність). В результаті ітераційних процесів отримуємо епюри напружень та деформацій в бетоні по всій висоті поперечного перерізу.

Для знаходження напруження в попередньо напруженій та звичайній розтягнутій арматурі записуємо два рівняння рівноваги. Перше:

$$\sum M = M_z(t) - M_b(t) - N_s(t)(y_{sp} - y_s) = 0, \tag{4.17}$$

де M_b – момент, який створює зусилля в розтягнутому та стиснутому бетоні відносно точки, що лежить на лінії дії сили попереднього напруження в арматурі, в подальшому для позначення цієї величини введемо поняття „момент бетону“.

„Момент бетону“ визначаємо шляхом складання моментів, які „створюють“ окремі фібри бетону товщиною S_d.

$$M_b(t) = \sum bS_d(y_i - y_{sp})\sigma_{bi}(t). \tag{4.18}$$

Напруження в звичайній арматурі знаходимо з рівняння рівноваги (4.17):

$$\sigma_s(t) = \frac{M_z(t) - M_b(t)}{(y_{sp} - y_s) \times A_s}. \tag{4.19}$$

З другого рівняння рівноваги

$$\sum X = N_{sp}(t) + P_0 - N_b(t) + N_s(t) = 0, \tag{4.20}$$

знаходимо приріст напружень в попередньо напруженій арматурі $\sigma_{sp}(t)$:

$$\sigma_{sp}(t) = \frac{N_b(t) - P_0 - N_s(t)}{A_{sp}}. \tag{4.21}$$

Зусилля в бетоні $N_b(t)$- визначаємо за формулою:

$$N_b(t) = \sum bS_d\sigma_{bi}(t). \tag{4.22}$$

Таким чином, отримуємо основні параметри напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонної попередньо напруженої балки, за будь-якого значення зовнішнього моменту $M_z(t)$ за умови, що $M_z(t) \le M_u$.

При зміні зовнішнього навантаження $P(t)$ відповідно змінюється і зовнішній момент $M_z(t)$. Для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу достатньо у виразах (4.15), (4.17) підставити нове значення зовнішнього моменту.

Якщо напруження в розтягнутій фібрі бетоні $\sigma_{b,i}$ досягнули граничного значення напруження при розтягу $R_{bt,n}$, то вважаємо, що дана фібра бетону розірвалася, тобто в розтягнутому бетоні утворилася тріщина. Кількість розірваних фібр бетону визначають висоту тріщини h_{crc},

$$h_{crc} = n_{crc}S_d, \tag{4.23}$$

де n_{crc}– кількість розірваних фібр бетону.

Розірвані фібри бетону автоматично виключаються з поперечного перерізу, а розрахунок напружено-деформованого стану, за вище приведеним алгоритмом, проводиться за зміненими значеннями геометричних характеристик поперечного перерізу. Розрахункова схема поперечного перерізу без тріщин зображена на рис. 4.19, а розрахункова схема балки (ділянки) з тріщинами – на рис. 4.20.

Блок-схема алгоритму знаходження напружено-деформованого стану поперечного перерізу, попередньо напруженої балки наведена на рис. 4.20.

Визначення параметрів напружено-деформованого стану бетону базується на залежності між напруженнями та деформаціями.

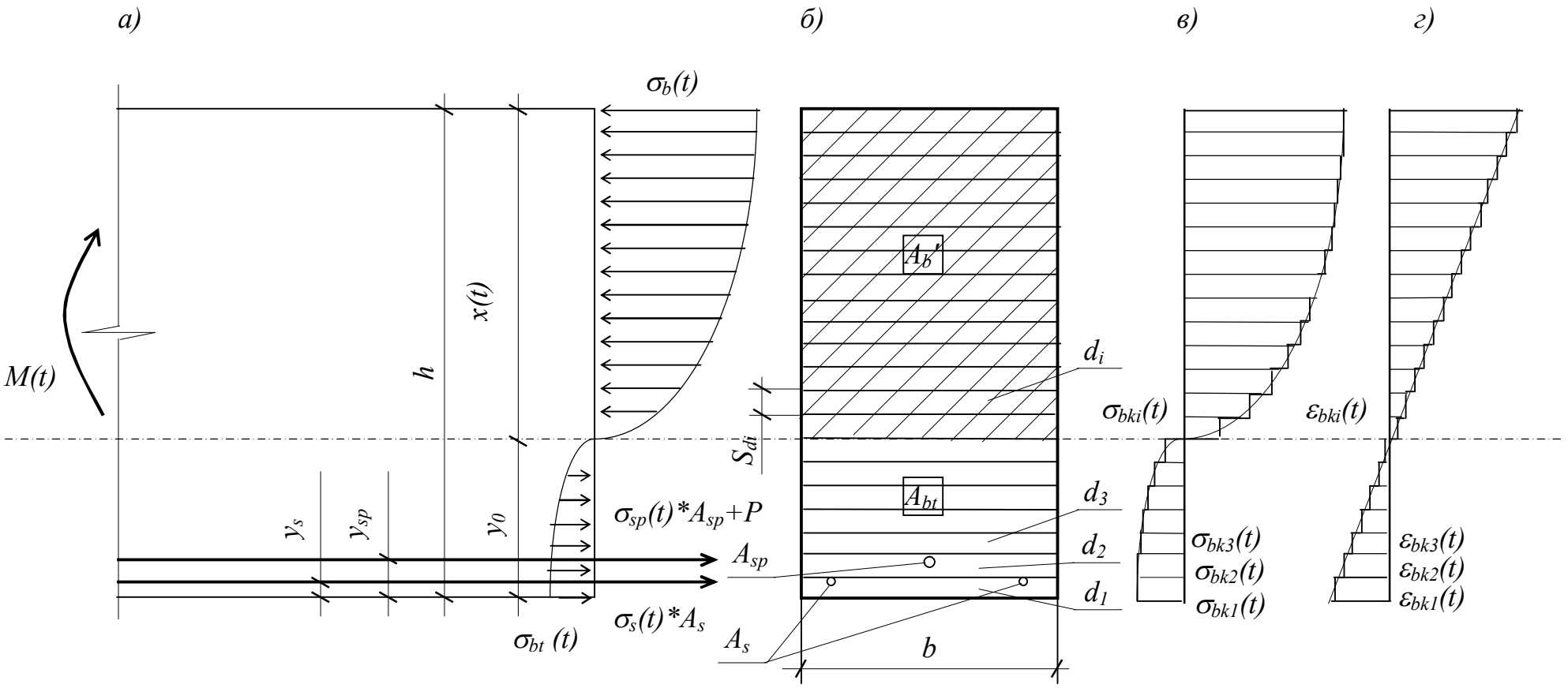


Рис. 4.19. Розрахункова схема балки, що працює без тріщин: а – зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б – розділення балки по висоті на ділянки d_1, d_2, d_3,..., d_i шириною S_{di}; в – дискретна епюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г – дискретна епюра деформацій бетону по висоті перерізу.

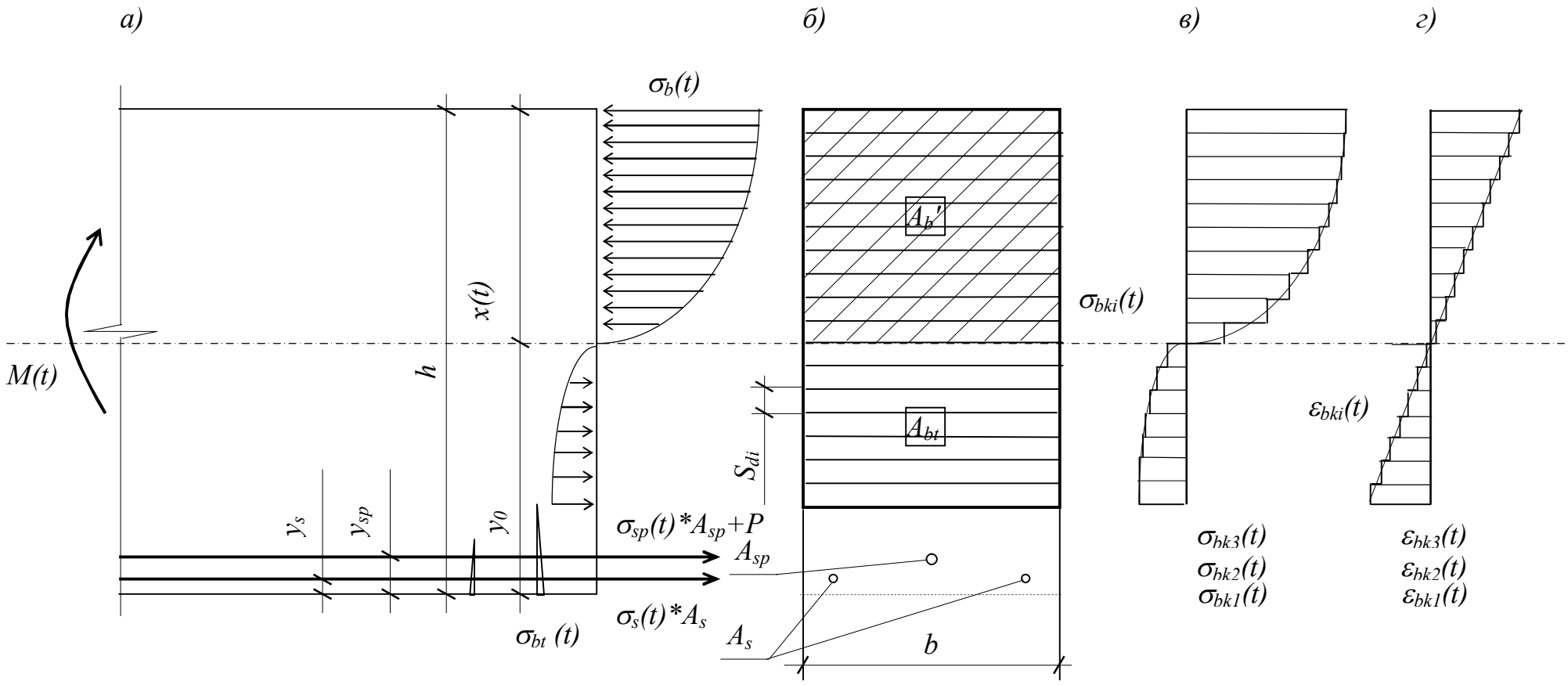


Рис. 4.20. Розрахункова схема балки, при роботі її з тріщинами: а – зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б – розділення балки по висоті на ділянки $d_1, d_2, d_3,..., d_i$ шириною S_{di}; в – дискретна епюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г –дискретна епюра деформацій бетону по висоті перерізу.

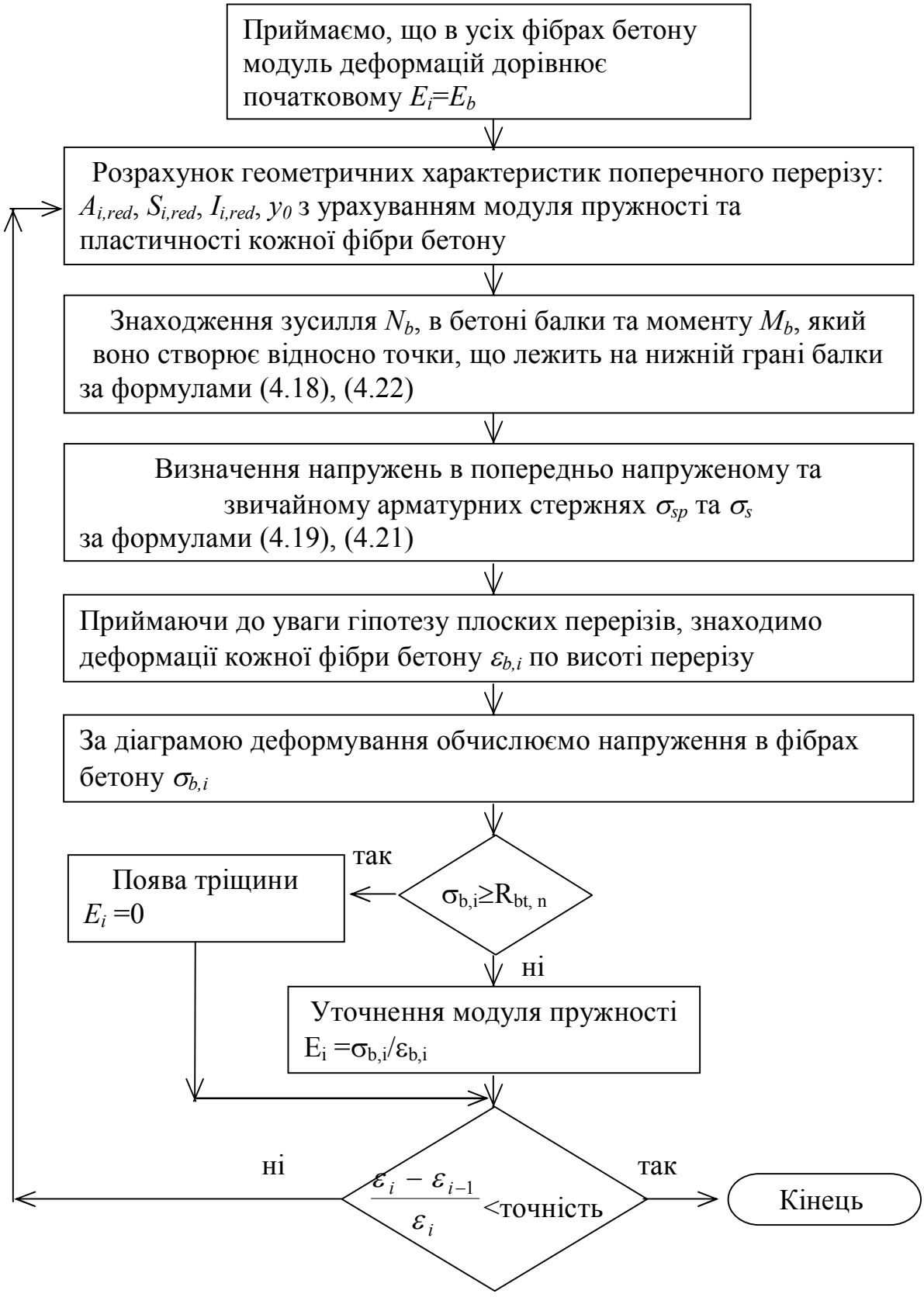


Рис. 4.21. Блок-схема визначення параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу.

Як уже указувалося в розділі 2, принципового впливу на результат розрахунку вибір виду залежності „σ-ε“ для цього матеріалу немає. Непрямим чином ця теза підтверджується і в роботі Ромашко В.М. [240].

В роботах Дорофєєва В.С. та Барданова Ю.М. [19, 58] робота бетону для стиску та розтягу описується нелінійним законом:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= E_0\varepsilon - E_1\varepsilon^2; \\ \sigma_{bt} &= E_0\varepsilon - E_{1t}\varepsilon^2, \end{aligned} \tag{4.24}$$

де E_0 – початковий модуль пружності бетону;

E_1, E_{1t} – модулі, які враховують пружно-пластичні властивості бетону при короткочасному навантаженні, відповідно, при стиску та при розтязі.

Авторами [19] проаналізований вплив заміни лінійної залежності „σ-ε“ на запропонований ними нелінійну залежність (4.24). Виявилося, що навіть при такому „грубому“ підході (використання лінійної залежності) відхилення розрахункового граничного моменту для поперечного нормального перерізу залізобетонної балки від отриманого експериментально становить 23%. Використання пропозицій у вигляді нелінійної залежності (4.24) зменшили цю різницю до 14,9%.

Під час проведення чисельного експерименту для бетону, що працює на стиск, використовувалась пропозиція Вахненка П.Ф. [35]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bR} &= A_0 + A_1R_{bn} + A_2R_{bn}^2; \\ \varepsilon_{bu} &= B_0 + B_1R_{bn}, \end{aligned} \tag{4.25}$$

де A_0, A_1, A_2, B_0 і B_1 – коефіцієнти та параметри, отримані дослідним шляхом.

При цьому залежність між напруженнями та деформаціями в бетоні рекомендується записувати у вигляді:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= C_1\varepsilon_b + C_2\varepsilon_b^2 + C_3\varepsilon_b^3 \ при\ 0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{bR}; \\ \sigma_b &= D_0 + D_1\varepsilon_b + D_3\varepsilon_b^3 \quad при\ \varepsilon_{bR} < \varepsilon_b \le \varepsilon_{bu}, \end{aligned} \tag{4.26}$$

де $C_1, C_2, C_3, D_0, D_1, D_2$ – параметри, що визначаються за запропонованими автором [35] виразами.

Також використовувалася модель, запропонована Школярем С.П. [287]. Згідно цих пропозицій напруження в стиснутому бетоні визначалися за формулою:

$$\sigma_b = \frac{E_b \varepsilon_b}{1 + \frac{E_b \varepsilon_b}{R_b} \times \frac{50 - 0{,}5R_b}{50 + R_b}} \tag{4.27}$$

Деформування бетону розтягнутої зони описувалося залежністю, запропонованою в [89] із заміною міцності бетону на стиск на міцність бетону на розтяг:

$$\frac{\sigma_{bt}}{R_{bt}} = \frac{\gamma\eta}{1 + (\gamma - 1)\left(0{,}75\eta + 0{,}25\eta^3\right)^{\frac{\gamma}{(\gamma-1)^{1,5}}}}, \tag{4.28}$$

де R_{bt} – міцність бетону на розтяг; η – рівень деформацій $\left(\eta = \varepsilon / \varepsilon_R\right)$; γ – коефіцієнт, що визначається за виразом $\gamma = \frac{E_b \varepsilon_k}{R_{bt}}$ (тут ε_R –граничне значення деформації).

В результаті виконаного аналізу результатів експерименту установлено, що розходження на кінцевому етапі розрахунку міцності за обома варіантами не перевищує 4,2%, що дає змогу говорити про співпадання підходів.

Під час розроблення даної методології визначення та регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій виходили з того, що є необхідність створення такої моделі яка, з однієї сторони, враховувала б останні досягнення в теорії залізобетону, а з іншої – була б гнучкою тобто могла трансформуватися з розвитком знань в цій галузі.

Короткочасна та тривала міцність залізобетонних елементів за нормальним перерізом. Розроблена модель дає можливість визначати напружено-деформований стан та міцність залізобетонних елементів, що згинаються, як звичайних, так і попередньо напружених, за умови, що вони є не переармованими, тобто $\xi \le \xi_R$.

Методика визначення найважливішого показника експлуатаційної придатності першої групи – міцності описана вище. Використовуючи її, спочатку знаходимо напруження в робочій розтягнутій арматурі. Задаючи значення зовнішнього навантаження F шляхом послідовних наближень визначаємо руйнуюче зусилля F_{lim} з певним наперед заданим ступенем точності. За руйнуюче зусилля прийнято вважати зовнішнє навантаження при якому напруження в розтягнутій арматурі досягли граничного $\sigma_s \geq R_s$.

В процесі експлуатації важливим є визначення тривалої міцності F_{tr}. При цьому будемо виходити з положення, що якщо на певному проміжку часу експлуатації будівельна конструкція не зруйнувалася і придатна до експлуатації, то цей часовий відрізок можна вважати тривалою міцністю конструкції F_{tr}. Звичайно, при дії змінного навантаження важливе значення має тривалість та інтенсивність його. Використовуємо залежність для визначення часу, протягом якого конструкція може експлуатуватися без руйнування (при дії навантаження постійної інтенсивності), власне кажучи – залишкового ресурсу конструкції при такому завантаженні, запропоновану Прокоповичем І.Є. та Зедгенідзе В.А. [222]:

$$\tau_{tr} = 10^{\frac{0,92-\eta^*}{0,04}} + t_r. \tag{4.29}$$

При зміні навантаження, в тому числі і короткочасному перевантаженню високого рівня, пропонується трансформувати цей вираз у вигляді суми добутку тривалості дії навантаження та оберненої величини тривалої міцності при даному рівні навантаження. Таким чином тривале навантаження буде мати вигляд

$$F_{tr} = \sum_{i=1}^{n} t_i \left(10^{\frac{0,92-\eta^*}{0,04}} \right)^{-1}, \tag{4.30}$$

де η^* – рівень навантаження.

При цьому використовується принцип накопичення ушкоджень за яким елемент вважається зруйнованим якщо F_{tr} досягла значення одиниці.

Руйнування однієї окремої фібри бетону балки визначається за формулою (4.30). При цьому, якщо фібра зруйнувалася, то вона виключається з перерізу, а геометричні характеристики перерізу визначаються заново для цього стану.

Оскільки розглядаються оптимально армовані залізобетонні елементи, то за момент їх руйнування приймається момент часу, коли арматура досягла межі текучості, а усі фібри бетону стиснутої зони руйнуються.

Таким чином, запропонована модель дає можливість визначати міцність при дії перемінного навантаження (в тому числі і високого рівня), тобто прогнозувати роботу елемента на певний період часу.

Визначення показників експлуатаційної придатності другої групи. В процесі експлуатації, як уже відзначалося, важливим є не лише міцність елемента, але і її деформативність. До речі, ширина розкриття тріщин грає значно меншу роль [116], оскільки при перевищенні допустимих значень відновлення експлуатаційних показників виконується в ході поточного ремонту.

Оскільки головною складовою прогину залізобетонної конструкції, що згинається, є прогин під час довготривалого навантаження (в тому числі і особливо при короткочасному перевантаженні), то необхідно мати механізм визначення цієї складової деформації.

Прогин конструкції при постійній дії навантаження (в точу числі і змінного) визначається величиною деформацій повзучості бетону.

У прийнятій моделі залізобетонної балки складний напружено-деформований стан – згин замінюється на більш простий – центральний розтяг чи стиск, який діє в елементарних ділянках, на які поділена реальна конструкція. Величина цих зусиль залежить від положення елементарної ділянки як по висоті перерізу, так і по довжині балки. При навантаженні в поперечному перерізі виникає певний напружено-деформований стан, який залежить від різних факторів, Але основним є зовнішнє навантаження (при фіксованому для конкретного елемента прольотах та схемах обпирання). Якщо зовнішнє навантаження $F(t)$ не перевищує граничного F_u, тоді параметри напружено-деформованого стану знаходимо за допомогою алгоритму який наведений на

рис. 4.17. Отримавши, користуючись даним алгоритмом, значення напружень в усіх фібрах бетону $\sigma_{b,i,k}$, в подальшому будемо розглядати один переріз, в якому зміна ділянок відбувається лише по висоті $\sigma_{b,i}$.

Опису роботи бетонних та залізобетонних конструкцій під дією тривалих навантажень, тобто оцінюванню величини деформацій повзучості бетону, присвячено досить багато досліджень. Однак при дії складних навантажень дослідних та теоретичних розробок значно менше. Найбільш широко це питання вивчав Александровський С.В. та його співробітники [3]. Проблема полягає в необхідності використання принципу накладання дій та застосування нелінійної теорії повзучості старіючого (деформації вважаються незворотними при розвантаженні) бетону при складних режимах його завантаження.

Найбільш такою, що відповідає викладеним вимогам, є теорія пружно-повзучого тіла. В даній роботі вона і пропонується для описання деформацій повзучості бетону.

В основу цієї теорії закладені наступні основні передумови:

- бетон розглядається як однорідний ізотропний матеріал;
- миттєві деформації та напруження зв’язує лінійна залежність;
- між напруженнями та деформаціями повзучості існує лінійна залежність;
- для деформацій повзучості справджується принцип накладань, який полягає в тому, що сумарна деформація повзучості при змінному напруженні може бути знайдена як сума деформацій повзучості, викликаних відповідними приростами напружень. При цьому вважається, що величина деформацій повзучості, викликана приростами напружень, залежить від величини і тривалості дії цього приросту, але не залежить від величини і тривалості дії решту приростів;
- абсолютні величини деформацій (як пружні, так і деформації повзучості) приймаються незалежними від знаку напружень.

Використовуючи теоретичні результати значень міри повзучості C(σ, t, τ) при ступеневій зміні навантаження отримані за виразами наведеними в роботі [3], запропоновано в алгоритмі розрахунку використати ці вирази.

Повні деформації з урахуванням часового фактору при цьому будуть дорівнювати:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \varepsilon_{b,i} + \varepsilon_{b,i,p}(t), \tag{4.31}$$

де $\varepsilon_{b,i}$ – початкові деформації, тобто деформації бетону під час навантаження, отримані з використанням діаграми деформування;

$\varepsilon_{b,i,p}(t)$ – деформації повзучості, викликані початковими напруженнями.

Початкові деформації $\varepsilon_{b,i}(t)$ залежать від величини зовнішнього навантаження та пружно-пластичних властивостей бетону. Використовуючи викладену вище методику, ці деформації визначаємо за виразом:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu}, \tag{4.32}$$

де $\sigma_{b,i}(t)$ – напруження в i-ій фібрі бетону в час t.

Використавши принцип накладання та функцію Хевісайда записуємо вираз для визначення деформацій бетону в будь-який момент часу при ступеневій зміні навантаження.

Якщо навантаження ступенево змінюються, то для визначення деформацій, а значить і напружень, використовуємо формулу Хевісайда та принцип накладання. Таким чином, отримуємо значення відносних деформацій в будь-який момент часу за умов режимного навантаження:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu} + \sum_{k=1}^{n} f(\sigma_{b,i,k})\, C(\sigma,t,\tau), \tag{4.33}$$

де $f(\sigma_{b,i,k})$ – функція напружень.

Виходячи з пропозицій [195] ця залежність описується поліномом другого ступеню:

$$f(\sigma_{b,i,k}) = \beta_0\sigma_{b,i,n} + \beta\sigma_{b,i,n}^2, \tag{4.34}$$

де β_0 та β – коефіцієнти, що визначаються емпіричним шляхом.

Другий доданок правої частини виразу (4.34) це – незворотні деформації повзучості бетону за час дії певної величини напруження.

Оскільки напруження є наслідком дії зовнішнього навантаження, то їх зміну можна описати за допомогою функції Хевісайда:

$$\sigma_{b,i,k} = \frac{F_{i,k}\ u(t)}{A_i}, \tag{4.35}$$

тут $F_{i,k}$ – сила, що діє на i-ту фібру бетону на проміжку часу $t_k - t_{k+1}$;

$\sigma_{b,i,k}$ – напруження які виникають в i-ій фібрі бетону на проміжку часу $t_k - t_{k+1}$.

В результаті елементарних математичних перетворень маємо:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{F_i(t)}{E_i \nu} + \sum_{k=1}^{n} f\left[\frac{F_{i,k}u(t-\tau_k)}{A_i}\right]\left[C_{\min}(\tau_{k+1},\tau_k) + C_H(\sigma,\tau_{k+1},\tau_k)\right] + \\ + \sum_{k=1}^{n} f\left[\frac{F_{i,k}(u(t-\tau_k) - u(t-\tau_{k+1}))}{A_i}\right]\left[C_{\min}(t,\tau_k) + C_H(\sigma,t,\tau_k)\right].\end{aligned} \tag{4.36}$$

Таким чином, використовуючи рівняння (4.36), можна отримати значення відносних деформацій кожної фібри бетону в будь-який час навантаження, причому останнє може бути змінним (за ступеневим законом).

Структура цього виразу така, що перший доданок правої частини показує величину миттєвих деформацій бетону з урахуванням пружно-пластичних властивостей бетону, а другий – враховує дію попередніх навантажень, третій доданок враховує вплив навантаження, що діє безпосередньо в момент спостереження.

Маючи середні відносні деформації стиснутого бетону та розтягнутої арматури в будь-який момент навантаження, можемо визначити (за стандартною нормативною методикою) кривизну елемента $\left(1/\rho\right)$.

На ділянках балки, де відсутні тріщини, середні деформації арматури і бетону приймаються рівними відносним деформаціям в окремих фібрах.

На ділянках з нормальними тріщинами для знаходженні середніх значень деформацій арматури ε_{sm} та бетону стиснутої зони ε_{bm} використовуємо загальноприйняті коефіцієнти нерівномірності деформацій бетону та арматури ψ_b , ψ_s . Як відомо, графічно коефіцієнт ψ_s можна представити як відношення площі епюри напружень арматури $S_{\sigma s}$ на довжині l_{crc} до повної площі епюри напружень з ординатою σ_s рис. 4.22. Тобто, можна записати:

$$\psi_s = \frac{S_{\sigma s}}{l_{crc}\sigma_s}, \tag{4.37}$$

де l_{crc} – відстань між тріщинами.

Цю відстань можна визначити, використовуючи рекомендації [65]

$$l_{crc} = \delta\eta 20(3{,}5 - 100\mu)\sqrt[3]{d}\ . \tag{4.38}$$

Виходячи з гіпотези, що згинальний момент від дії зовнішнього навантаження в перерізі з тріщиною і між ними один і той же ($M(t)$), визначаємо коефіцієнт ψ_s.

Використавши розрахункову схему елемента, що згинається, без тріщин в нормальному перерізі (рис. 4.19), визначимо значення напружень $\sigma^{-}_{\min}$. Напруження в арматурі на ділянці між тріщинами знаходимо за умови, що $M(t)>M_{crc}$, але тріщини в розтягнутому бетоні не утворюються. В цьому випадку використовуємо розрахункову схему зображену на рис. 4.20. Площа епюри напружень на довжині l_{crc} визначаємо за допомогою виразу:

$$S_{\sigma s} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} \sigma_s(l)dl \tag{4.39}$$

Виділимо три точки коллокацій: $\sigma_s\left(-l_{crc}/2\right) = \sigma_{crc}$; $\sigma_s(0) = \sigma_{\min}$; $\sigma_s\left(l_{crc}/2\right) = \sigma_{crc}$. Форму епюри напружень за цими точками (рис. 4.23) опишемо квадратною параболою (4.40).

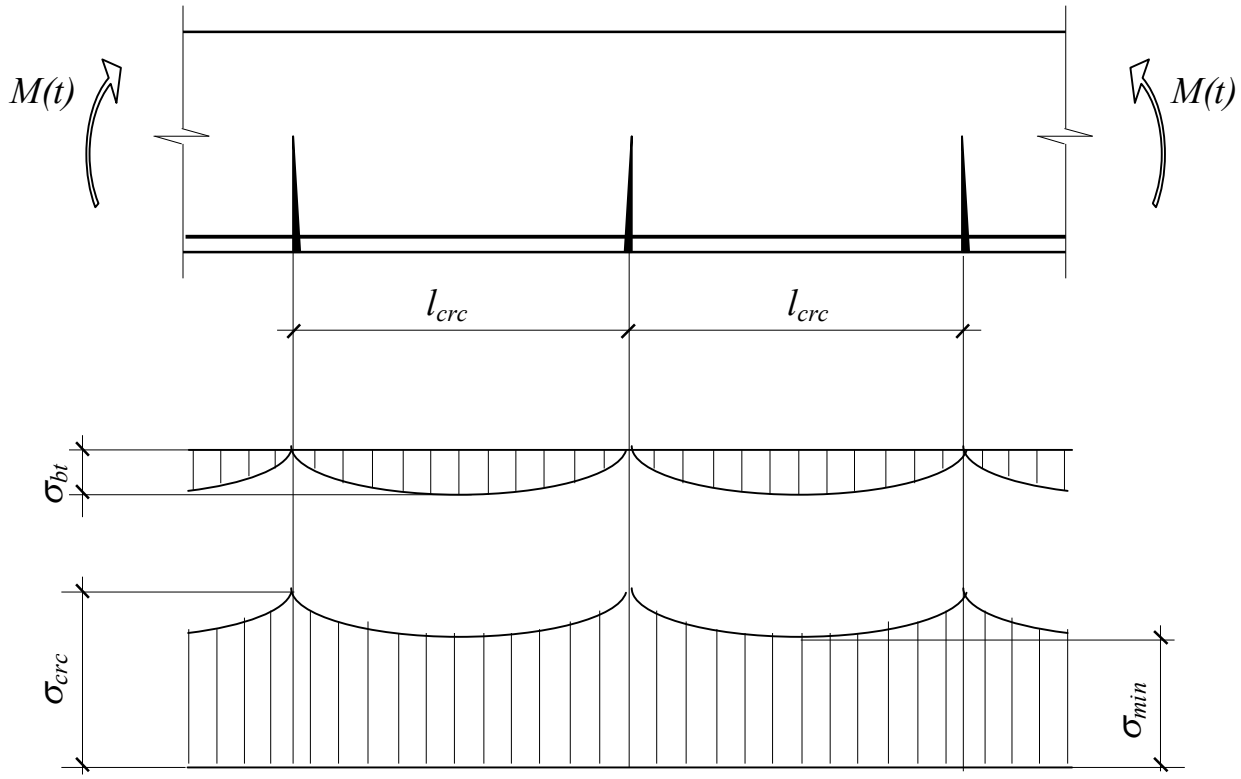


Рис. 4.22. Епюра напружень в поздовжній робочій розтягнутій арматурі та розтягнутому бетоні при роботі балки з тріщинами.

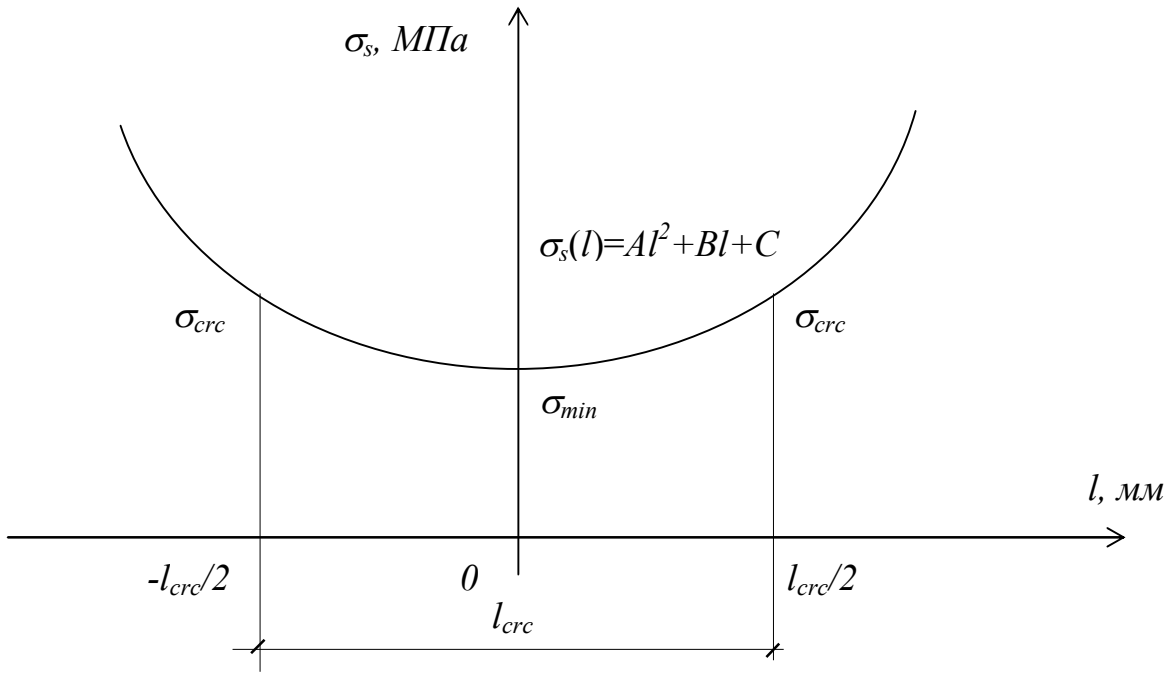


Рис. 4.23. Визначення площі епюри напружень розтягнутої арматури між тріщинами.

$$\sigma_s(l) = Al^2 + Bl + C. \tag{4.40}$$

Для визначення коефіцієнтів *A, B, C* розглянемо систему рівнянь:

$$\begin{cases} Al_1^2 + Bl_1 + C = y_1; \\ Al_2^2 + Bl_2 + C = y_2; \\ Al_3^2 + Bl_3 + C = y_3. \end{cases} \tag{4.41}$$

Методом прямого та зворотного ходу Гауса матриці складеної з коефіцієнтів системи та вільних членів отримуємо розв'язок системи.

$$\begin{bmatrix} A & B & C \\ A & B & C \\ A & B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix}. \tag{4.42}$$

Розв'язавши сумісно вирази (4.39) і (4.40), отримаємо:

$$S_{\sigma s} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} (Al^2 + Bl + C)dl\,. \tag{4.43}$$

Виконавши інтегрування цього виразу, отримаємо формулу для визначення площі епюри напружень арматури на ділянці між тріщинами:

$$S_{\sigma s} = \frac{Al_{crc}^3}{12} + \frac{Bl_{crc}^2}{4} + Cl_{crc}\,. \tag{4.44}$$

Виходячи з вищевикладеного, маємо можливість визначити значення коефіцієнта нерівномірності напружень в арматурі:

$$\psi_s = \frac{Al_{crc}^2 + 3Bl_{crc} + 12C}{12\sigma_{crc}}\,. \tag{4.45}$$

Фактичні значення показників експлуатаційної придатності (а саме – прогинів посередині прольоту від дії згинального моменту) при режимному навантаженні, що розглядається, визначається за видом

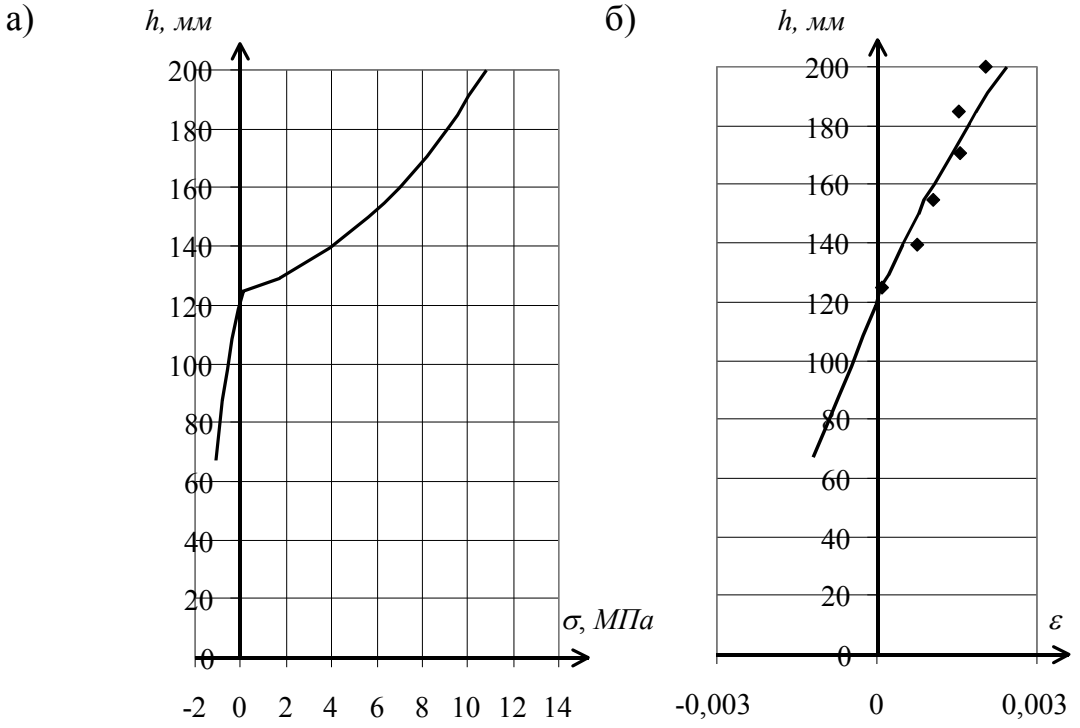


Рис. 4.25. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу балки Б 2-2, в момент часу t_4.

ою

формулою:

$$f_m = \int_0^l \overline{M_x}\left(\frac{1}{r}\right)_x dx\,. \tag{4.46}$$

Реалізація цієї ідеї може бути здійснена, наприклад, шляхом множення отриманої епюри кривизни та епюри моменту від одиничної сили за правилом Верещагіна. Для прогину в середині прольоту можна використати пропозиції [230]

$$f_m = \frac{l^2}{12n^2}\left\{\left(\frac{1}{r}\right)_{(l)0} + \left(\frac{1}{r}\right)_{(r)0} + 6\sum_{l=1}^{n/2-1} i\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{(l)i} + \left(\frac{1}{r}\right)_{(r)i}\right] + (3n-2)\left(\frac{1}{r}\right)_m\right\}. \tag{4.47}$$

Для жорстких балок $(l/h < 10)$ згідно норм [213, 262] необхідно враховувати вплив поперечної сили на величину прогину. Це можна зробити, використавши пропозиції [230] та, таким чином, визначити повний прогин від дії моменту і поперечної сили:

$$f_{tot} = f_m\left[1 + \frac{\varphi_q\left(h/l\right)^2}{\rho_m}\right]. \tag{4.48}$$

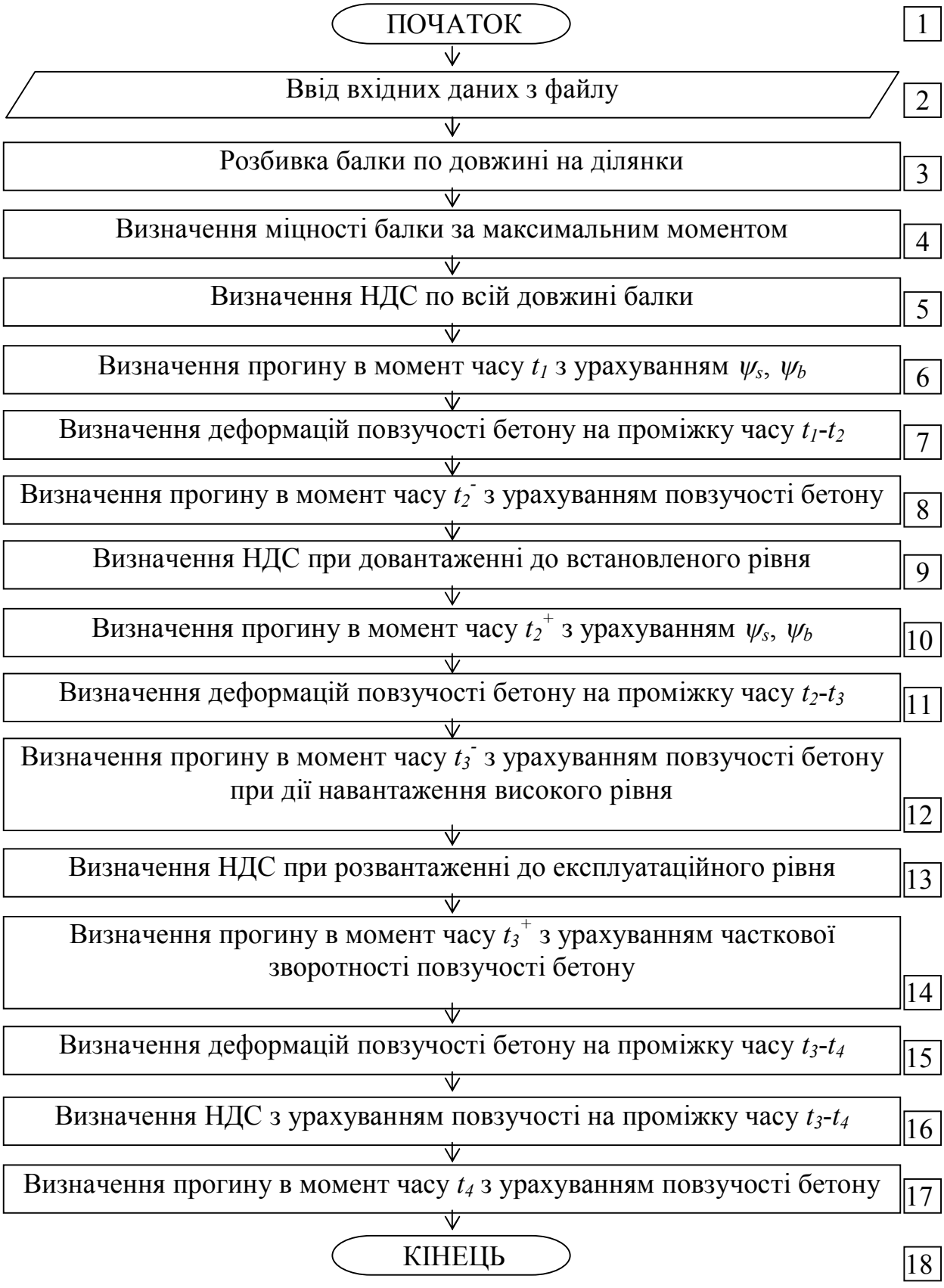


Рис. 4.24. Блок-схема алгоритму програми визначення НДС та прогинів при довантаженні балки до високих рівнів.

У виразі (4.48) коефіцієнт φ_q приймається рівним 0,5 за відсутності тріщин та 1,5 – при наявності нормальних чи похилих тріщин.

Вищенаведені викладки використанні при розробці алгоритму визначення параметрів напружено-деформованого стану та величини прогинів балок при нетривалому високого рівня їх довантаженні. Блок-схема цього алгоритму наведена на рис. 4.24:

1 – Запуск програми.

2 – Ввід вхідних даних створюється у вигляді файлу.

3 – Балка розбивається на задану кількість ділянок по довжині її.

4 – За допомогою процедури визначення міцності балки, методом наближення, знаходимо теоретичне значення міцності конструкції за нормальним перерізом.

5 – Розбиваємо кожну горизонтальну ділянку по вертикалі на задане число ділянок. За допомогою процедури визначення НДС знаходимо параметри напружено-деформованого стану на всій довжині балки (рис. 4.21).

6 – За значеннями деформацій крайньої стиснутої фібри бетону та крайньої розтягнутої (де тріщини не утворилися), а також за деформацією розтягнутої арматури (утворення тріщин) знаходимо коефіцієнти ψ_s та ψ_b і визначаємо на кожній горизонтальній ділянці кривизну. Шляхом перемноження епюр (4.47) знаходимо прогин балок в момент завантаження.

7 – За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_1-t_2.

8 – За значеннями деформацій, аналогічно п.6, знаходимо прогини в момент часу t_2^-.

9 – Аналогічно п.5 визначаємо параметри напружено-деформованого стану після довантаження до більш високого рівня.

10 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

11 – За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_2-t_3.

12 – За значеннями деформацій, аналогічно п.6, знаходимо прогини в момент часу t_3^-.

13 – В момент часу t_3^-, тобто після розвантаження до експлуатаційного рівня, визначаємо параметри напружено-деформованого стану з урахуванням зворотних та незворотних деформацій повзучості.

14 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

15 – Аналогічно п.7 на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_3-t_4.

16 – Аналогічно п. 5 визначаємо параметри напружено-деформованого стану після витримки конструкції під навантаженням високого рівня.

17 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

18 – Вивід результатів роботи в файл результатів.

Використовуючи цей алгоритм, розроблена програма для визначення НДС та прогинів балок з урахуванням впливу нетривалого довантаження високого рівня (додаток Д).

Таким чином, спираючись на проведені дослідження та розроблені пропозиції, можна визначати основні показники експлуатаційної придатності та технічний стан залізобетонної конструкції в цілому при дії на неї нетривалого навантаження високого рівня в будь-який час. При цьому, можна не лише визначати фактичні показники технічного стану, але і прогнозувати роботу конструкцій при дії такого виду навантажень.

Порівняння результатів теоретичного моделювання за розробленою методикою з експериментальними даними показують на досить хорошу збіжність цих величин. На рисунку 4.25 показаний приклад співставлення даних розрахунку з результатами дослідів для попередньо напруженої балки Б 2-2.

4.3. Підвищення показників експлуатаційної придатності

Як уже відмічалося вище, регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій може відбуватися шляхом втручання в процес їх експлуатації та

поліпшення ПЕП в ході виконання робіт з реконструкції, відновлення та капітальних ремонтів.

Виходячи із загального уявлення про процес експлуатації конструкції (розділ 3), можна говорити про криву, що описує даний процес у часі (рис. 4.26). Коли монотонне падіння показників експлуатаційної придатності (крива 1 на рис. 4.26) доходить до критичного значення одного з них ($t = t_{кр}$), тобто до межі наступного (гіршого) технічного стану залізобетонної конструкції, виникає необхідність у втручанні в процес експлуатації.

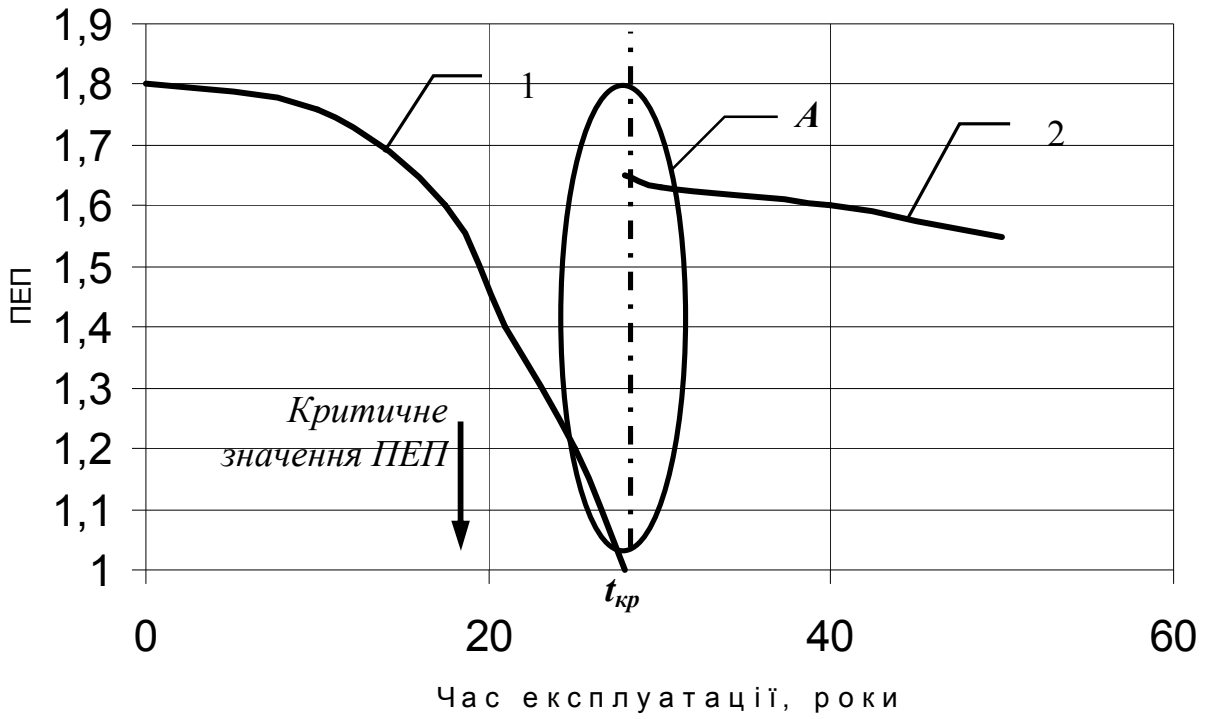


Рис. 4.26. Графічне зображення зміни показника експлуатаційної придатності під час капітального ремонту конструкції.

Втручання у вигляді поточного ремонту може мати місце лише у випадку, коли значення ПЕП не більші ніж критичні і то за умови, що процес деградації показників сповільниться наскільки, що протягом наперед заданого проміжку часу перевищення допустимих значень не відбудеться.

Капітальний ремонт конструкції поліпшує показники експлуатаційної придатності. Швидкість зміни цих ПЕП (після капітального ремонту гілка графіка після $t > t_{кр,}$ тобто крива 2 на рис. 4.26), як правило змінюється та визначається шляхом експериментальних спостережень за запропонованою в даній роботі методикою. Для визначення величина стрибка на графіку зміни ПЕП (рис. 4.26) слід скористатися:

- відомими (з досвіду експлуатації аналогічних будівель за однакових зовнішніх умов чи отриманих в ході лабораторних досліджень окремих показників) залежностями;
- характером зміни показників експлуатаційної придатності на початку їх експлуатації (дільниця графіка зміни ПЕП на рис. 4.26 поблизу точки $t = t_0$), тобто шляхом переносу характеру експлуатації конструкції на її початку на період після проведення капітального ремонту.

Залишковий ресурс конструкції при цьому визначається шляхом призначення величини стрибка збільшення ПЕП.

Таким чином, використовуючи запропонований підхід можна:

- визначити залишковий ресурс конструкції при заданому збільшенні показників експлуатаційної придатності;
- вирішити обернену задачу: за даним значенням ресурсу визначити величину збільшення окремих показників експлуатаційної придатності.

Таке коригування технічного стану можна проводити лише за наявності опису процесу експлуатації конструкцій, що створюється за запропонованою методологією. При цьому безумовно повинні виконуватися вимоги „Нормативних документів...“ [189], що в свою чергу, дасть можливість накопичення інформації для створення достовірної моделі процесу експлуатації. В практиці проведення спостережень за будівлями і спорудами та окремими їх конструкціями частіше за все зустрічаються випадки, коли обстеження проводяться або в безпосередній близькості до критичного часу (часу $t_{кр}$, в який значення ПЕП досягає граничної

величини), що на рис. 4.26 позначено як область ***A***, або навіть при $t > t_{кр}$. У цьому випадку постає проблема визначення величини запасу показника експлуатаційної придатності, значення якого вийшли за допустимі межі. Як перше наближення, швидкість деградації показника, тобто швидкість його зменшення, можна прийняти такою, як вона була під час попередньої (до обстеження) експлуатації. Однак, цей підхід є дуже наближеним і не достовірним. Причина цього полягає в тому, що під час капітального ремонту не лише піднімається значення ПЕП, але і усувається причина, яка викликала прискорений знос системи і, як наслідок, швидкість деградації зменшується.

Як експериментальне підтвердження сказаного, розглянемо наступний приклад. В 1997 році під керівництвом автора було виконано технічне обстеження будівлі гаража-профілакторію виробничої бази Південно-Українського виробничо-технічного управління зв'язку (ПУВТУЗ) в м. Полтаві по вул. Довженко, 1-г. Будівля гаража складається з чотирьох блоків, без підвалу. Основний блок (власне гараж з профілакторієм та допоміжними приміщеннями) – прямокутний в плані, має ширину 18 м та довжину. Будівля має два поверхи, в частині – один. Висота поверхів: першого – 3,0 м; другого – 3,9 м. Висота від підлоги до низу кроквяних конструкцій одноповерхової частини – 5,25 м.

Основні елементи несучої системи одноповерхової частини: кам'яні (цегла глиняна звичайна пластичного формування на цементному розчині) товщиною 510 мм з пілястрами в місцях обпирання на них балок покриття; залізобетонні колони по середній осі; двосхилі залізобетонні балки покриття прольотом 12 м; збірні ребристі попередньо напружені залізобетонні плити покриття, виготовлені за серією ПК-01-111. Основні несучі елементи двоповерхової частини будівлі складаються із: цегляних стін товщиною 510 мм та 310 мм; збірного плоского залізобетонного настилу перекриття та покриття. Загальний вигляд будівля гаража-профілакторію з допоміжними приміщеннями показаний на рис. 4.27.



Рис. 4.27. Загальний вигляд гаража-профілакторія виробничої бази ПУВТУЗ в м. Полтаві.

В ході проведених в 1997 році натурних візуально-інструментальних обстежень будівлі гаража встановлено ряд дефектів та пошкоджень будівельних конструкцій. Одним з найсуттєвіших (таких, що найбільше впливають на технічний стан будівлі в цілому) негативних впливів є нерівномірні деформації ґрунту під фундаментами будівлі та прояв зсувних деформацій. Ці процеси призвели до нерівномірних деформацій ґрунтів основ, зсувних явищ. Наслідком останніх було різке зменшення розмірів площадки обпирання залізобетонних плит покриття на цегляні несучі стіни.



Рис. 4.28. Тріщини в несучій цегляній стіні по осі 11 гаража-профілакторія ПУВТУЗ.

Перехід залізобетонних плит покриття в аварійний стан призвів до необхідності проведення більш детальних досліджень

На підставі проведених в 2000 році інженерно-геологічних вишукувань на майданчику виробничої бази встановлено, що гараж-профілакторій, як і уся база, побудовані на місці засипаного кар'єру цегляного заводу, сировиною якому служили лесовидні суглинки (потужність шару – 10...12 м). В середині 60-х років минулого сторіччя завод закрили, а балку

почали засипати різними ґрунтами та побутовими відходами. Потужність цього шару складає 3,7...5,0 м. Будівля гаража-профілакторію побудована з використанням фундаментів неглибокого закладання. На відстані 10...12 м від стіни гаража починається крутий схил балки, створеної струмком Кузнєцова.

В результаті: недостатніх інженерно-геологічних досліджень, що передували проектуванню; помилок в процесі проектування та будівництва та недбалої експлуатації будівлі на момент обстежень проявилися доволі суттєві зсувні деформації ґрунту основи. Це викликало, в свою чергу, появу тріщин в цегляних стінах (рис. 4.28) та зсув ребристих плит покриття з несучої цегляної стіни. Довжина площадки обпирання ребристих плит на цегляну стіну (бетонні подушки під опорами поздовжніх ребер плити були відсутні) становила 60...70 мм, що значно менше ніж вимагається за нормами (90 мм). Такі пошкодження з однієї сторони можуть призвести до локального руйнування цегляної кладки при її місцевому стисненні, а з іншого – до виривання робочої попередньо напруженої арматури поздовжніх ребер залізобетонних плит покриття. Перевірні розрахунки показали, що даний ПЕП на момент обстеження вийшов за межі допустимого значення (обстеження проводилися фактично в період часу, позначеного на рис 4.26 як область ***A***). Відмова залізобетонної конструкції не відбулася лише через те, що навантаження на плити покриття постійно підтримувалося на пониженому рівні (снігове навантаження практично не діяло на систему). Однак, прогресуючий характер зсувних явищ та його наслідки у вигляді розвитку наявних та можливої появи нових пошкоджень викликав необхідність у проведенні капітального ремонту конструкцій.

На попередній стадії розглядалося два варіанта втручання.

За першим варіантом визначалась швидкість зміни показника експлуатаційної придатності (величини зони анкетування поздовжньої попередньо напруженої арматури). Однак описати цей процес достовірно деякою кривою експлуатації, аналогічно тій (крива 1), що наведена на рис. 4.26 (в інтервалі [t =0 – $t = t_{кр}$]), не було можливості, оскільки обстеження будівельних конструкцій, як того вимагають чинні норми [189] не проводились, в результаті

чого дані про роботу конструкцій за період експлуатації з моменту здачі об'єкта (t =0) до першого обстеження (коли уже виявилося, що ПЕП перевищив своє граничне значення, тобто $t = t_{кр}$) – відсутні. Виходячи з цього приймалося:

- у момент часу t =0 показник експлуатаційної придатності (величина площадки обпирання плити на цегляну несучу стіну) відповідав нормативному, тобто рівнявся (в даному випадку 90 мм);
- на момент обстеження цей ПЕП приймався рівним фактично заміряному (60 мм);
- зміна показників проходила за лінійним законом.

Остання передумова прийнята в запас безпеки експлуатації, оскільки відомо та досконально проаналізовано (розділ 3), що зміна інтегрального показника експлуатаційної придатності, яким є деформація (нерівномірна) будівлі в цілому, описується пологою випуклою кривою. Однак, брак інформації про бодай одне проміжне значення ПЕП спонукав прийняти таку передумову.

Виходячи з цього та знаючи термін експлуатації, можна визначити швидкість зменшення конкретного показника експлуатаційної придатності. Використовуючи ці отримані в ході обстежень дані, можна визначити необхідне значення збільшення ПЕП, яке забезпечить нормальну експлуатацію конструкції (за прийнятих умов). Іншими словами, запропонований метод дає змогу на підставі мінімальної інформації про роботу системи в процесі експлуатації встановити необхідну величину стрибка (збільшення) показника експлуатаційної придатності (рис. 4.26). Такий підхід є досить приблизним, оскільки тут використовується спрощена залежність зміни окремого показника експлуатаційної придатності з часом. Цей недолік усувається під час наступних оцінювань технічного стану конструкції в цілому та окремих його показників шляхом втручань в опис процесу експлуатації. Опис процесу експлуатації при $t > t_{кр}$ в першому наближення приймався як на ділянці $t \le t_{кр}$, а потім корегувався, виходячи з отриманих додаткових даних.

За другим варіантом втручання розглядався комплекс проблем, яка виникла на час виконання робіт. Враховуючи те, що зсувні явища проявилися на усьому майданчику виробничої бази, де розміщуються і інші будівля та споруди, та те, що ці явища прогресують, було прийнято зробити комплексне втручання в процес експлуатації цих будівельних об’єктів.

Для забезпечення нормальної експлуатації виконано комплекс заходів:

- загально майданчикового характеру: влаштування дренажної системи для пониження ґрунтових вод; улаштування системи підпірних стінок; організація відведення атмосферних опадів з території бази;
- для будівлі в цілому: відновлення просторової жорсткості шляхом встановлення сталевих тяжів на рівні кроквяних конструкцій (рис. 4.29); ремонту кам’яної кладки;
- локальне збільшення ПЕП: підведення під залізобетонні плити додаткових опор (у вигляді металевої ферми та сталевих коромисел для проміжних опор) (рис. 4.30).

Виконані заходи дали змогу:

1. Призупини прояв зсувних процесів на майданчику розміщення об’єкту, що розглядається.

2. Забезпечити загальну жорсткість будівлі та сумісне деформування окремих елементів її несучої системи.

3. Збільшити показник експлуатаційної придатності, який розглядається (величина площадки обпирання), до величини не нижче ніж вимагається для нормальної експлуатації.



Рис. 4.29. Збільшення загальної жорсткості будівлі металевими тяжами.

4. За рахунок заходів, викладених в п.п. 1 та 2 різко уповільнити швидкість зменшення ПЕП – розмірів площадки обпирання залізобетонних плит покриття.

Запроектоване підсилення реалізовано в 2000...2003 роках. Подальші спостереження показали, що ПЕП, який розглядається, протягом 2000...2007 років практично не змінювався, тобто гілка графіку процесу експлуатації після регулювання технічного стану (частина графіка для $t > t_{кр}$ на рис. 4.26) є практично горизонтальною з незмінними значенням показника експлуатаційної придатності у часі.

Запропоновані та реалізовані заходи дозволили підвищити ПЕП і внаслідок перевести залізобетонні плити покриття з третього (аварійного) в перший (задовільний) технічний стан.

Таким чином, використовуючи запропоновану методику, можна регулювати технічний будівельних конструкцій, а значить і будівель та споруд у цілому.

а) б)

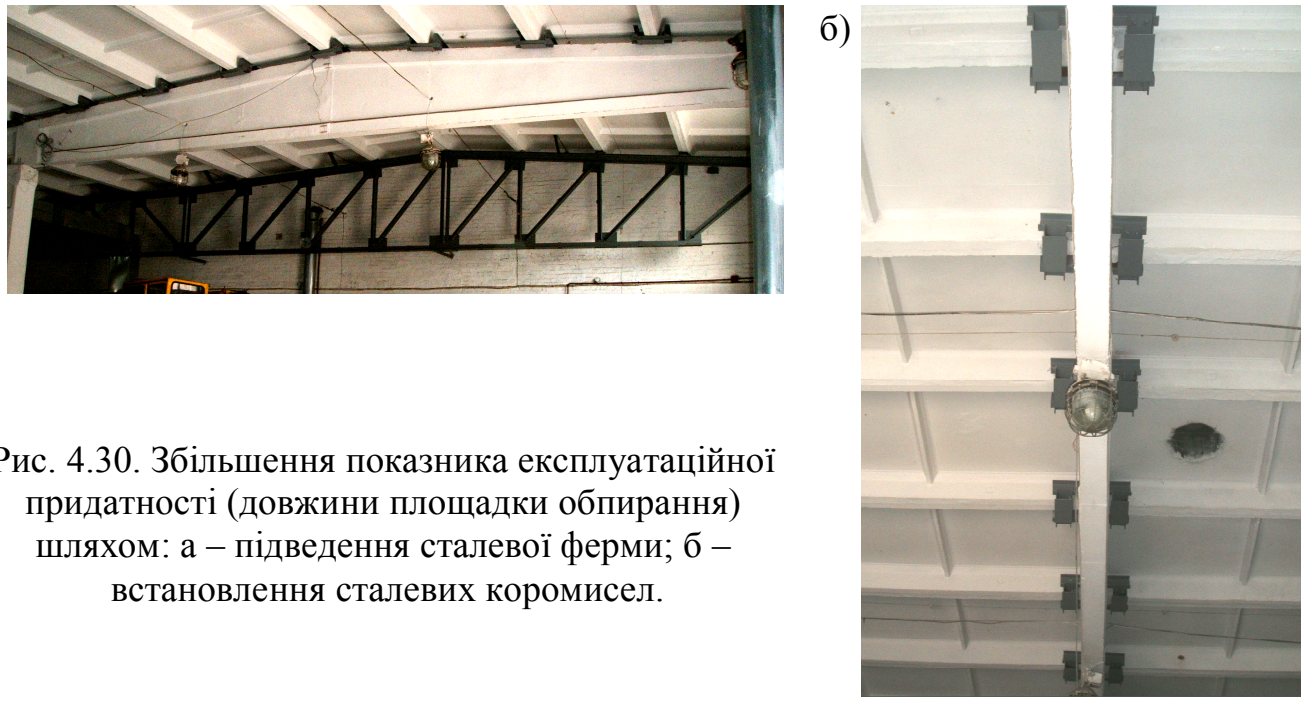


Рис. 4.30. Збільшення показника експлуатаційної придатності (довжини площадки обпирання) шляхом: а – підведення сталевої ферми; б – встановлення сталевих коромисел.

4.4. Висновки за розділом

1. Початковий ресурс окремих залізобетонних конструкцій слід встановлювати на апостеріорних даних, отриманих в ході експлуатації аналогічних конструкцій в подібних умовах. Величина початкового ресурсу визначається швидкістю деградації показників експлуатаційної придатності та стратегією експлуатації.

2. Запропонована методика визначення запасу ПЕП під час проектування базується на величині наперед заданого ресурсу та через коефіцієнт ресурсу γ_R визначається розрахунком.

3. Регулювання технічного стану конструкцій в період експлуатації можливе двома шляхами: уточненням області якості через вивчення фактичної роботи конструкцій чи скорочення числа ПЕП (з урахуванням конкретних умов експлуатації) та підвищенням експлуатаційних показників.

4. Випадок нетривалого (4...5 діб) перевантаження конструкцій в процесі їх експлуатації трапляється доволі часто. Експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних конструкцій в таких умовах показали, що:

- при такому режимові навантаження проявляються пластичні деформації (при рівнях $0{,}7F_U$, $0{,}85F_U$, $0{,}9F_U$, деформації крайньої стиснутої фібри бетону виросли відповідно на 30%, 50%, 75%, деформації арматури відповідно на 7%, 84%), тому це необхідно враховувати при визначенні показників експлуатаційної придатності;
- експериментально встановлено, що при довантаженні до рівня $0{,}9F_U$ прогин балки виріс на 87% і перевищив граничне значення, тому в процесі експлуатації згинальних будівельних конструкцій слід уникати нетривалого довантаження до рівня більше ніж $0{,}85F_U$;
- міцність залізобетонних елементів, що згинаються, знизилася на 0,6% при довантаженні до рівня $0{,}7F_U$ та 7,6% при довантаженні до рівня $0{,}9F_U$. Якщо рівень нетривалого довантаження перевищує $0{,}85F_U$, то в бетоні стиснутої зони можливі деструктивні процеси які впливають на міцність конструкції;
- розроблена методика визначення величини прогину з урахуванням передісторії навантаження базується на загальноприйнятих передумовах (гіпотеза плоских перерізів, повна діаграма деформування матеріалів, теорія пружно-повзучого тіла) і дає можливість прогнозувати прогини.

5. При регулюванні технічного стану на основі запропонованої моделі експлуатації, що базується на апостеріорній інформації, встановлюються такі запаси ПЕП, які гарантують наперед заданий ресурс системи окремої конструкції чи будівлі або споруди в цілому.

5. МОНІТОРИНГ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1. Загальні положення виконання моніторингових робіт

Виходячи із запропонованої моделі опису процесу експлуатації та визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, однією з найважливіших задач є збір інформації про значення показників експлуатаційної придатності, тенденцію їх зміни. Для цього повинна бути створена система моніторингу стану конструкцій.

Основною задачею моніторингу (від англійського „to monitor“ – контролювати, перевіряти) є визначення окремих параметрів будівельних конструкцій та співставлення їх з допустимими значеннями, а також прогнозування переходу конструкцій в інший (гірший) технічний стан і оцінювання наслідків такого переходу для роботи будівлі (споруди), як складної системи.

Метою процесу моніторингу будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, як систем, є визначення моментів часу, в яких можливе перевищення окремими показниками експлуатаційної придатності своїх граничних значень, тобто можливість переходу системи до іншого (гіршого) технічного стану.

Для досягнення цієї мети роботи з визначення стану конструкцій повинні бути змістовними, тобто охоплювати усі параметри, які впливають на роботу окремої конструкції чи будівлі або споруди в цілому. З цією метою для кожної системи (конструкції, будівлі) визначаються показники експлуатаційної придатності. Характер їх змін в процесі експлуатації і визначається моніторинговими роботами.

Практика експлуатації складних систем повинна проводитися шляхом створення технології управління цим процесом, а це, в свою чергу, вимагає знати в будь-який момент часу експлуатації значення параметрів системи. Будівельні системи мають ряд особливостей експлуатації, з якими пов’язані і особливості моніторингу їх. Однією з таких особливостей є досить довгий час (в порівнянні з

механічними системами) експлуатації будівлі чи споруди, який оцінюється десятками і навіть сотнями років. Ця обставина призводить до того, що відпадає необхідність у безперервному визначені показників експлуатаційної придатності та постійному співставленні їх з допустимими значеннями. Розглянемо приклад. Під час експлуатації залізобетонних конструкцій через невідповідність товщини та якості захисного шару бетону часто спостерігається корозія сталевої арматури, зменшення площі її поперечного перерізу та як результат зниження одного із найважливіших показників експлуатаційної придатності – міцності нормального перерізу. Звичайно, немає необхідності в кожний момент часу знати фактичну площу стержнів, що взагалі не можливо зробити прямими вимірами. Досить знати закон зменшення цього параметру та вести дискретні спостереження за процесом.

Звичайно, періодичність досліджень (моніторингу даного параметру) повинна буди обґрунтована таким чином, щоб настання стану, коли параметр досягне граничного значення, було прогнозовано та попереджене настання аварійного стану. Для досягнення цієї мети повинна бути створена система нагляду за станом конструкцій, яка б, з однієї сторони давала достовірні значення показників експлуатаційної придатності системи, а з іншої – потребувала мінімальних витрат на її функціонування.

Моніторингові роботи повинні виконуватися таким чином, щоб їх результати відповідали наступним вимогам:

- достовірність та обґрунтованість;
- можливість співставлення;
- мати характер накопичення інформації в часі.

Для забезпечення таких вимог обсяг та характер інформації, що отримується під час моніторингу, повинна встановлюватися під час паспортизації (тобто при встановленні фактичного технічного стану) та наступних обстежень, результатом яких є оцінка технічного стану.

Співставність інформації забезпечується отриманням її в одних і тих же місцях, одними і тами ж (або відповідними) методами.

Наприклад, якщо розглядається такий показник експлуатаційної придатності як міцність нормального перерізу, то міцність бетону слід визначати в стиснутій зоні та найбільш напруженому місці, те ж саме щодо постійності місця контролю відноситься і до вимірів діаметра робочої арматури. Місця визначення та періодичність замірів регламентується інструкцією з експлуатації даної будівлі чи споруди.

Таким чином, отримана інформація повинна давати можливість судити та оцінювати ступінь зниження параметрів конструкції, а перевірні розрахунки – про відповідність системи нормативним значення даного технічного стану.

5.2. Організація робіт з моніторингу

Існуюча в Україні двоступенева система моніторингу стану будівель та споруд не витримує критики. Причина полягає в тому, що роботи з обстеження для паспортизації будівель, власне кажучи, оцінювання технічного стану як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому) виконуються спеціалізованими організаціями з проведення обстежень та паспортизації існуючих будівель і споруд, забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації. Така організація призначається наказом по Мінбуду України за погодженням Держнаглядохоронпраці України, з числа науково-дослідницьких, проектних, будівельних та інших організацій будь-якої форми власності, які мають ліцензії на виконання спеціальних видів робіт у проектуванні й будівництві, зокрема на обстеження будівельних конструкцій за поданням відомства, котрому ця організація підпорядковується, і погодження головної організації з координації дій, підготовки нормативних документів та з питань обстежень і паспортизації будівель та споруд. Спеціалізована організація призначається на термін дії ліцензії. Вона здійснює свою діяльність відповідно до чинного законодавства України і нормативно-методичних документів із питань обстеження й паспортизації будівель і споруд Держбуду та інших міністерств і відомств України [189].

Одними з основних обов’язків спеціалізованої організації є:

- разом із власником будівлі за результатами обстежень оформляти, доповнювати чи вносити зміни до паспорта технічного стану будівлі;
- в експертному висновку про технічний стан будівлі (споруди) встановлювати терміни виконання приписів щодо підсилення, відновлення чи заміни будівельних конструкцій або реконструкції будівлі (споруди) в цілому.

Звітним документом, тобто документом, в якому відображаються та накопичуються дані щодо значень показників експлуатаційної придатності в часі, спеціалізованої організації є звіт про технічний стан окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому та вносить зміни до паспорту технічного стану будівлі (споруди).

Другим рівнем моніторингу відповідно чинного законодавства є головна спеціалізована організація з координації дій, підготовки нормативних документів із питань обстежень та паспортизації будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації (ГКНО). Основними задачами ГКНО в розрізі проведення моніторингових робіт є: проведення експертизу існуючих нормативних документів з питань обстежень, внесення в них корективів та розробка нових; ведення електронного реєстру аварійно небезпечних виробничих будівель та споруд; ведення обліку будівель та споруд, на яких була проведені обстеження та паспортизація. Разом з тим ГКНО має право на проведення обстеження та паспортизації будівель та споруд.

Паралельно, і практично не пов’язано, з цим дворівневим моніторингом будівель і споруд, згідно „Положення про безпечну та надійну експлуатацію виробничих будівель і споруд“ [189] на підприємствах, установах та організаціях створюється служба спостереження за експлуатацією будівель та споруд. Ця служба організовує виконання організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж і запобіганню виникнення аварій. Результати проведених робіт з моніторингу служба експлуатації заносить в технічний журнал з експлуатації будівлі (споруди).

Як показують проведені нами дослідження, ці документи, а саме: звіт про технічний стан, паспорт технічного стану та технічний журнал з експлуатації носять наскільки різний характер оцінки технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому, що співставити їх практично неможливо. Таким чином, втрачається та інформація яка могла б бути корисною під час прийняття рішення щодо подальшої експлуатації об'єкта.

Для усунення вищезазначених недоліків та забезпечення вимог щодо достовірного оцінювання (і прогнозування на цій основі) технічного стану будівель та споруд, рекомендується створити чотирирівневу систему моніторингу стану будівельних конструкцій (рис. 5.1).

Основні функції складових такої системи (в розрізі проведення моніторингових робіт) наступні.

Головна спеціалізована організація (ГСО):

- розробляє нормативно-правові, нормативно-методичні та інструктивні документи;
- планує, розробляє методичні документи та проводить навчання спеціалістів з даного питання;
- погоджує утворення базових спеціалізованих та спеціалізованих організацій;
- здійснює контроль за роботою спеціалізованих організацій (в тому числі і базових);
- проводить консультаційне обслуговування спеціалізованих організацій;
- створює та веде реєстр будівель та споруд, що знаходяться в аварійному або непридатному до нормальної експлуатації стані.

Базові спеціалізовані організації повинні виконувати роль зв'язуючої ланки між головною організацією з координації дій, підготовки нормативних документів і

з питань обстеження та паспортизації будівель і споруд (ГКНО) та спеціалізованими організаціями на місцях.

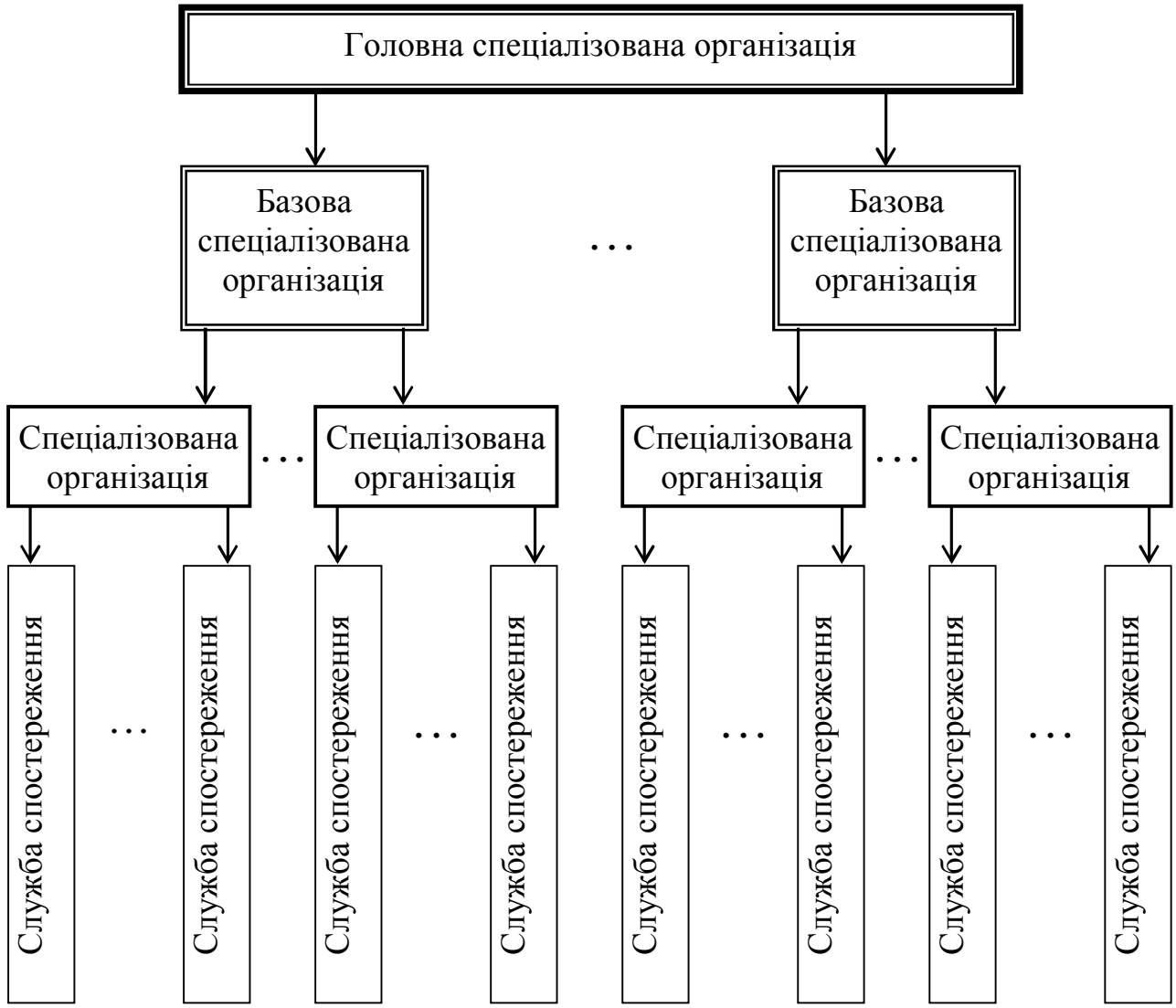


Рис. 5.1. Схема системи моніторингу будівель та споруд.

Крім того доцільно організувати силами базових спеціалізованих організацій, які добре володіють ситуацією в регіоні як щодо умов експлуатації та технічного стану будівель та споруд, так і щодо можливостей окремих спеціалізованих організацій.

В кожному регіоні (одна чи декілька областей) ГКНО повинна визначити базову спеціалізовану організацію, покласти на неї обов’язки з обстеження найбільш складних об’єктів та виконання експертизи розроблених іншими організаціями паспортів технічного стану. Для цього слід внести відповідні зміни та доповнення в „Положення про спеціалізовані організації з проведення обстежень та паспортизації

існуючих будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності і безпечної експлуатації“.

Базова спеціалізована організація (БСО), створюється на базі спеціалізованої, яка має висококваліфікований персонал, достатню матеріальну базу для проведення усього комплексу робіт з обстеження технічного стану конструкцій із різних будівельних матеріалів та добре володіє ситуацією в регіоні, як щодо умов експлуатації та технічного стану будівель та споруд, так і щодо можливостей окремих спеціалізованих організацій.

Вона повинна:

- виконувати комплексні обстеження будівель зі складними конструктивними схемами та таких, що експлуатуються в складних умовах;
- надавали спеціалізованим організаціям методичну, наукову, технічну допомогу при проведенні ними обстежень;
- проводити експертизу звітів за результатами обстежень та розроблених паспортів технічного стану будівель і споруд, виконаних спеціалізованими організаціями.

Спеціалізована організація (СО), статус якої визначається „Положенням про спеціалізовані організації з проведення обстежень та паспортизації існуючих будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації“ [189]:

- проводить обстеження будівельних конструкцій та визначає їх технічний стан. Визначає технічний стан будівлі (споруди) в цілому;
- вносить зміни в паспорт технічного стану будівлі (споруди) та (за необхідності) інформує головну спеціалізовану організацію про аварійні та непридатні до нормальної експлуатації об’єкти;
- прогнозує роботу конструкцій під час подальшої експлуатації, на підставі чого:
    - визначає дату наступного чергового обстеження;

- визначає параметри (показники експлуатаційної придатності) та місця замірів параметрів стану конструкції в період між обстеженнями, що проводяться спеціалізованою організацією. Ці вказівки детально описуються в „Інструкції щодо експлуатації будівлі (споруди)“, яка розробляється спеціалізованою організацією на базі проведених обстежень;

- розробляє чіткі інструкції щодо оцінювання стану конструкцій (будівлі в цілому) за окремими показниками, яке виконується службою спостереження;
- сповіщає відповідні державні органи про будівлі та споруди, які непридатні до нормальної експлуатації або є аварійними, тобто знаходяться в II або III технічному стані.

Служба спостереження за безпечною експлуатацією будівель та споруд (СС) створюється для виконання організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель та споруд. Вона входить до структури підприємства (організації), як одна з основних виробничо-технічних служб та підпорядковується безпосередньо керівнику підприємства.

В розрізі спостереження за технічним станом будівель та споруд служба спостереження:

- організовує паспортизацію будівель;
- веде спостереження за станом окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому;
- відповідно до розробленої спеціалізованою організацією методики визначає значення окремих показників експлуатаційної придатності та порівнює їх з граничними значеннями;
- вживає адекватні заходи при наближенні ПЕП до їх гранично допустимих величин.

Служба спостереження заносить значення окремих параметрів та ПЕП в моменти часу експлуатації, що визначаються розробленою методикою, та заносить їх до „Технічного журналу з експлуатації будівлі (споруди)“.

Рекомендується система моніторингу технічного стану, яка відображена на структурно-функціональній схемі (рис. 5.2).

Технологія проведення моніторингових робіт під час експлуатації будівель та споруд, виконаних із залізобетонних конструкцій, пропонується наступна.

Спеціалізована (або проектна, якщо будівля вводиться до експлуатації) організація в рамках первинної паспортизації об’єкта складає паспорт технічного стану (блок 1 на рис. 5.2) та розробляє методику спостереження (блок 3), що знаходить своє втілення в інструкції з експлуатації об’єкта.

Паспортизацію складних (відповідальних) об’єктів та контроль якості робіт з паспортизації виконує базова спеціалізована організація (блок 2).

В додатку Ж наведена рекомендована форма паспорту технічного стану будівлі (споруди), яка дає змогу виконати, поставлені в даній роботі цілі.

Методика спостереження не лише описує методи виконання робіт (найпростіших: з використанням елементарних приладів та таких, що розраховані на низько кваліфікованих виконавців), але і визначає показники експлуатаційної придатності, які впливають на технічний стан окремої конструкції, а значить і будівлі чи споруди в цілому. При цьому створюється два деяких фізичних поля

$$\left.\begin{array}{l} F_1\left(x_{11}(t);\, x_{12}(t);\ldots;x_{1n}(t)\right); \\ F_2\left(x_{21}(t);\, x_{22}(t);\ldots;x_{2m}(t)\right). \end{array}\right\} \qquad (5.1)$$

Перше з них $\left(F_1\right)$ складають показники експлуатаційної придатності першої групи (область C на рис. 2.1), а друге $\left(F_2\right)$ – ПЕП другої групи (область D на рис. 2.1). Усі показники експлуатаційної придатності, що підлягають спостереженню змінюються в часі, більше того – з плином часу їх характеристики погіршуються.

На цьому етапі моніторингу (блок 3 на рис. 5.2) спеціалізованою організацією визначаються відповідні граничні значення параметрів, тобто системою ПЕП описується область A і B (рис. 2.1).

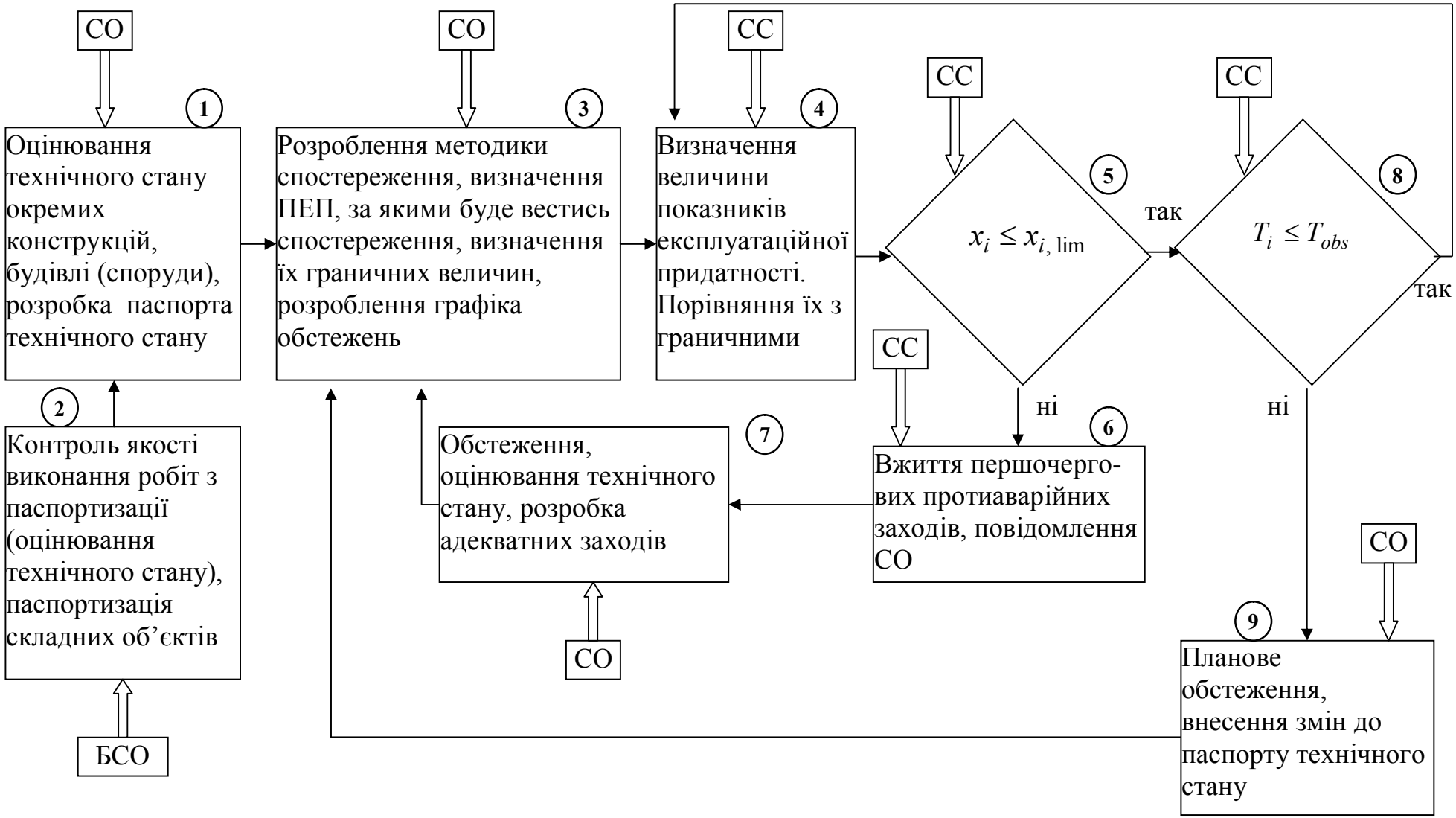


Рис. 5.2. Структурно-функціональна схема моніторингу технічного стану: x_i – поточне значення показника експлуатаційної придатності; $x_{i,\,\lim}$ – граничне значення ПЕП; T_i – поточний час; T_{obs} – час чергового обстеження; БСО – базова спеціалізована організація; СО – спеціалізована організація; СС – служба спостереження.

$$\left.\begin{array}{l} x_{11,\,\lim};\, x_{12,\,\lim};\ldots;\, x_{1n,\,\lim};\\ x_{21,\,\lim};\, x_{22,\,\lim};\ldots;\, x_{2m,\,\lim}. \end{array}\right\} \tag{5.2}$$

Під час проведення першого обстеження (для паспортизації об'єкта) при визначенні технічного стану окремих конструкцій СО перевіряє виконання вимог не перевищення граничних показників експлуатаційної придатності або не зменшення їх менше допустимого значення (залежно від природи показника та його впливу на загальний стан). Тобто виконується процедура порівняння ПЕП з їх граничними значеннями (блок 1):

$$\left.\begin{array}{l} x_{11}(t) \le x_{11,\,\lim};\, x_{12}(t) \le x_{12,\,\lim};\ldots;\, x_{1n}(t) \le x_{1n,\,\lim};\\ x_{21}(t) \le x_{21,\,\lim};\, x_{22}(t) \le x_{22,\,\lim};\ldots;\, x_{2m}(t) \le x_{2m,\,\lim}. \end{array}\right\} \tag{5.3}$$

У випаду, коли поточний показник експлуатаційної придатності повинен бути (для забезпечення умови знаходження в певній області (рис. 2.1)) не менше ніж відповідне йому граничне значення, то в системі нерівностей (5.3) знак $\le$ замінюється, відповідно, на знак $\ge$.

На етапі розроблення методики обстеження (блок 3) спеціалізована організація визначає швидкість зменшення ПЕП та небезпеку (термін) переходу конструкції в інший (гірший) технічний стан. Для цього використовуються рекомендації, наведені в 2 розділі даної роботи.

Моніторинг системи конструкцій спеціалізована організація може вести різними методами. Для кількісної оцінки ПЕП є декілька можливостей [82]:

1. Вважати зміну $F_i(t)$, як стаціонарний випадковий процес.
2. Моделювати $F_i(t)$ випадковим процесом із стаціонарними m-приростами. В цьому випадку повинні бути стаціонарними m-і скінчені різниці процесу [225].
3. Детермінований підхід, при якому моделювання роботи системи (F_1, F_2)з часом не змінюється, а змінюються лише параметри $(x_{1i}(t); x_{2j}(t))$. Вони в явному вигляді залежать від часу (t) [207].
4. Формалізувати в рамках статистичної перевірки гіпотез [239].

5. Розглядати (F_1, F_2) як детерміновану функцію. Відхилення від граничного значення при цьому можна задавати множиною аномальних значень, тобто, власне кажучи, порівнянням поточних параметрів з детермінованими граничними (5.3).

Служба спостереження під час визначення технічного стану (блок 4) повинна мати найпростішу методику, тому для практичної реалізації рекомендується розглядати детерміновану функцію з постійними детермінованими граничними значеннями показників експлуатаційної придатності (п. 5 вищенаведеного переліку).

В разі, якщо хоча б один показник експлуатаційної придатності перевищує своє допустиме значення (блок 5), тобто конструкція може перейти в гірший технічний стан (непридатний до нормальної експлуатації, якщо це ПЕП другої групи або – в аварійний, якщо показники першої групи більші ніж відповідні граничні значення), служба спостереження вживає (за необхідності) першочергових протиаварійних заходів та повідомляє про подію спеціалізовану організацію (блок 6). Спеціалізована організація проводить детальні, в тому числі й інструментальні, обстеження, визначає на їх підставі технічний стан окремої конструкції (окремих конструкцій) та моделюючи роботу будівлі чи споруди в цілому, визначає їх технічний стан. Вона розробляє адекватні заходи щодо підвищення показників експлуатаційної придатності до необхідного рівня (блок 7).

Якщо показники експлуатаційної придатності залишаються в межах допустимих значень і конструкція (а, значить, і будівля чи споруда в цілому) не переходить в інший технічний стан (блок 5), то служба спостереження контролює чи не настав час наступного планового обстеження (блок 8). Якщо термін наступного обстеження не настав, то служба спостереження фіксує параметри показників експлуатаційної придатності до журналу з технічної експлуатації і через певний (указаний СО в методиці проведення моніторингу) час проводить наступне планове обстеження (блок 4). В разі, коли настала необхідність проведення періодичного обстеження для паспортизації (блок 8) спеціалізована організація проводить цю роботу, вносить корективи в стратегію моніторингу, коригуючи методику його проведення.

Базова спеціалізована організація крім контролю якості виконання робіт з паспортизації та власне паспортизації складних об'єктів, виконує науковий супровід моніторингових робіт.

Усі дані щодо параметрів конструкцій та показників експлуатаційної придатності, які були отримані в ході обстежень спеціалізованою організацією та службою спостереження заносяться до технічного журналу та служать базовими матеріалами для опису процесу експлуатації (розділ 3).

5.3. Призначення термінів обстежень

Виходячи із загальної концепції опису процесу експлуатації та прогнозування технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд вцілому, обстеження, що виконуються для паспортизації спеціалізованою організацією, є втручанням в процес експлуатації. Це втручання носить непрямий характер. Тобто саме обстеження не впливає на знос та деградацію конструкції, але уточнює наше уявлення про цей процес. Ілюстрацією цього є прогнозування зменшення діаметра арматури монолітної плити перекриття виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату (рис. 5.3). На підставі двох обстежень, проведених в 1988 та 1995 роках, а також моменту початку експлуатації конструкції в 1959 році, коли діаметр стержня рівнявся проектному – 14 мм, (рис. 5.3, а) процес зменшення діаметра арматури, а значить і одного з основних показників експлуатаційної придатності – міцності поперечного нормального перерізу конструкції, що згинається, описано поліномом другого ступеня, що має вигляд:

$$y = -0{,}0024x^2 + 0{,}1128x - 14, \qquad (5.4)$$

де x – тривалість експлуатації конструкції в роках.

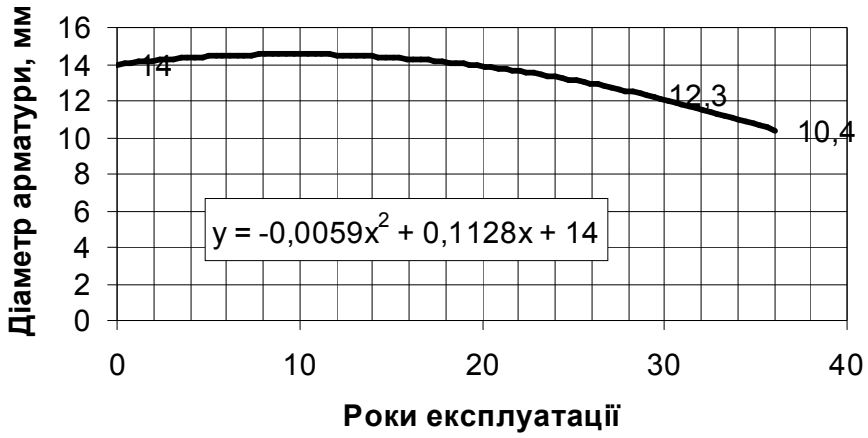
Згідно з цим описом процесу експлуатації, в 2004 році (встановлено методом простої екстраполяції) діаметр стержнів робочої арматури мав бути рівним 9,06 мм.

Однак, в ході натурних замірів встановлена фактична величина середнього діаметра в цей час. Вона становила 9,30 мм. В зв'язку з цим були внесені корективи

в рівняння опису процесу експлуатації (він описувався вже за результатами трьох дослідів та початкової точки в момент зведення) та мав вид (рис. 5.3, б):

$$y = -0{,}024x^2 + 9{,}2486x - 9042{,}6. \qquad (5.5)$$

а)



б)

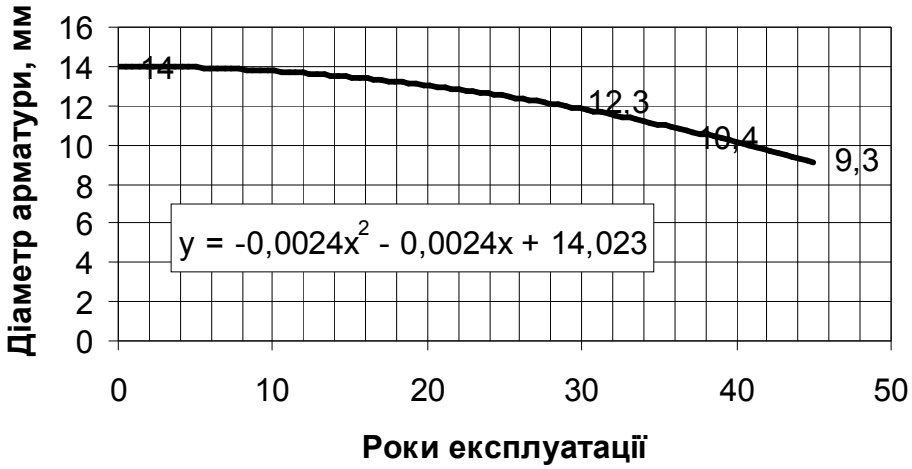


Рис. 5.3. Опис зміни діаметра арматури плити перекриття Білицького МКК з часом: а – до 1995 р.; б – до 2004 р.

Пропонується термін чергового обстеження, що виконується спеціалізованою організацією та в результаті якого вносяться зміни до паспорту технічного, виконувати згідно розрахунків за запропонованою математичною моделлю (розділ 3) з умов мінімізації витрат на експлуатацію та недопущення настання погіршення (пониження) технічного стану конструкцій.

Періодичність обстежень, які виконуються службою спостережень за безпечною експлуатацією будівель та споруд з внесенням параметрів окремих показників експлуатаційної придатності до журналу з технічної експлуатації, повинна співпадати з черговими оглядами будівель та споруд (в осінній та весняний періоди). В разі, коли залишковий ресурс конструкції з врахуванням величини θ менший ніж 0,5 роки (період чергових оглядів), то періодичність визначення значень ПЕП (блок 4 на рис. 5.2) визначається наступним чином:

$$t_i = \theta\, T_{\min} < 0{,}5 \text{ року}, \tag{5.6}$$

де t_i – термін до наступного обстеження конструкції та визначення показників експлуатаційної придатності; $T_{\min}$ – залишковий ресурс.

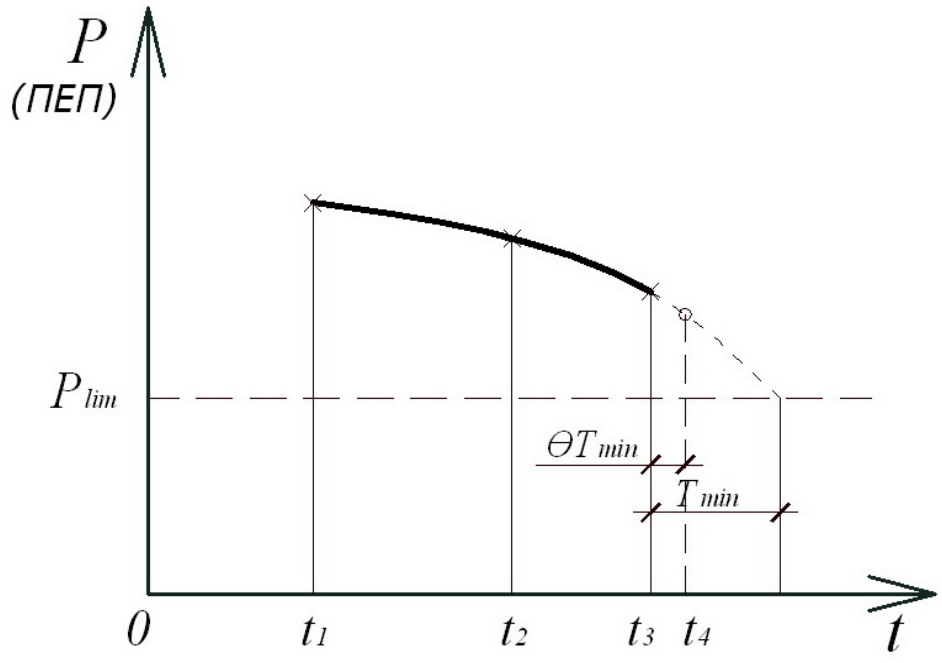


Рис. 5.4. Визначення часу наступного обстеження (t_4).

Такий підхід дає можливість вести спостереження за окремими параметрами системи будівлі чи споруди практично без перерви та вчасно адекватно відреагувати на зміну технічного стану, а значить і вжити відповідні заходи. Причому, зі зменшенням залишкового ресурсу зменшується і періодичність обстежень, що робить систему рівнонадійною. Ілюстрація процесу визначення наступного обстеження представлена на рис. 5.4. Тут термін наступного обстеження (t_4) встановлюється залежно від залишкового ресурсу ($T_{\min}$) з врахуванням (коефіцієнт θ) відповідальності будівлі чи споруди. Причому, залишковий ресурс визначається за прийнятим законом експлуатації до

моменту, коли показник експлуатаційної придатності стає рівним його граничному значенню.

Другою проблемою моніторингу є врахування відповідальності будівель та споруд та важливості їх. Цей фактор пропонується враховувати різним значенням коефіцієнта θ у виразі (5.6), що визначає частоту проведених спостережень. Величину цього коефіцієнта слід визначати залежно від класу відповідальності будівель та споруд [59] керуючись значеннями таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Значення коефіцієнта θ залежно від ступені відповідальності будівлі чи споруди

Клас відповідальності будівель та споруд [59]	I	II	III
Коефіцієнт θ	0,1	0,12	0,15

5.4. Висновки за розділом

1. Запропонована чотирирівнева система виконання моніторингу будівельних конструкцій будівель та споруд, що дає можливість зробити цей процес постійним та отримувати достовірну інформацію.

2. Методика проведення спостережень розробляється під час першого обстеження для паспортизації спеціалізованою організацією та коригується в ході наступних обстежень.

3. Служба спостереження за ходом експлуатації будівель та споруд контролює недосягнення окремими показниками експлуатаційної придатності своїх граничних значень та накопичує дані щодо їх зміни в ході експлуатації. Це дає можливість більш точно описати процес експлуатації.

4. Структурно-функціональна схема моніторингу будівельних конструкцій дозволяє формалізувати цей процес та виконати усі вимоги, що ставляться до робіт з моніторингу.

5. Час наступного обстеження встановлюється:

- для спеціалізованої організації (в рамках паспортизації) – на підставі розробленої моделі опису процесу експлуатації з врахуванням мінімізації витрат;
- для служби спостереження – залежно від залишкового ресурсу та з врахуванням відповідальності будівлі чи споруди.

6 ПРАКТИЧНЕ ВИКОРИСТАННЯ МЕТОДОЛОГІЇ ПРОГНОЗУВАННЯ ТА РЕГУЛЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

В даному розділі наведені приклади призначення початкового ресурсу, прогнозування та регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій, за наведеними в попередніх розділах методиками, а також співставлення теоретичних значень з експериментальними, отриманих як автором, так і іншими дослідниками.

6.1. Призначення початкового ресурсу конструкції

Розглянемо методику призначення початкового ресурсу.

Нехай необхідно визначити початком ресурс, тобто термін з початку експлуатації до відмови (моменту коли вибраний показнику експлуатаційної придатності досягне свого граничного значення) плити перекриття виробничого корпусу підприємства з переробки молока. В якості перекриття передбачена монолітна залізобетонна плита, яка спирається безпосередньо на капітелі колон. За показник експлуатаційної придатності, який оцінюється, приймаємо площу поперечного перерізу одного стержня арматури. В результаті розрахунку за граничним станом виявилося, що критичне значення площі становить $A_{s,\,cr} = 2{,}12$ см^2. За конструктивними умовами прийнято фактично $A_s = 2{,}54$ см^2, тобто Ø18 А-II.

Маючи дані щодо експлуатації аналогічних конструкцій в близьких до тих, що розглядаються, умовах, отримуємо криву експлуатації (в даному випадку розглядається плита перекриття головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату) (рис. 6.1). Оскільки рівняння експлуатації наведене в абсолютних величинах (щодо площі арматури) трансформуємо його в безрозмірний вигляд, замінивши площу арматури на відносну величину $a_s = A_{s,i} \big/ A_{s,0}$

(таблиця 6.1). Тут $A_{s,i}$ – площа поперечного перерізу стержня в i - й момент часу; $A_{s,0}$ – те ж в початковий момент експлуатації.

Таблиця 6.1

Відносне зменшення поперечного перерізу арматури

Роки експлуатації (календарний рік)	0	29	36	45
Відносна площа арматури, a_s	1,000	0,771	0,551	0,441
% площі арматури, що залишилась	100	77,1	55,1	44,1

В цих координатах крива експлуатації матиме вигляд:

$$a_s = 0{,}0002\ x^2 - 0{,}003\ x + 1{,}0028. \qquad (6.1)$$

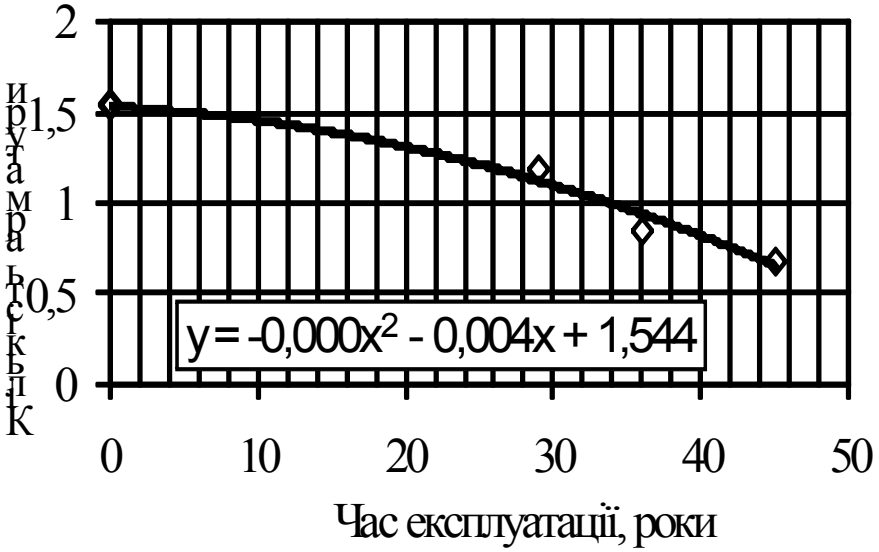


Рис. 6.1. Крива процесу експлуатації перекриття Білицького МКК.

Маючи фактичне відношення кількості мінімально необхідної арматури до поставленої (проектної) 0,835, можна визначити початковий ресурс, тобто час з початку експлуатації до досягнення ПЕП свого граничного

стану. В даному випадку він складає 29,9 роки.

Використовуючи запропоновану методику, можна також призначати початковий ресурс (проектний термін експлуатації, або час до першого капітального ремонту). Розглянемо ті ж умови, що і в попередньому прикладі. Але тепер необхідно призначити кількість арматури такою, щоб 50 років конструкція не потребувала підсилення або капітального ремонту, а після цього терміну – резерви були вичерпані, а значення показника експлуатаційної придатності дорівнювало граничному. В цьому випадку для моменту часу x = 50 років співвідношення фактичного значення ПЕП та його граничної величини повинно бути рівним 1,0. Виконуючи афінні перетворення з кривою експлуатації (рис. 6.2), маємо, що відносне значення a_s повинне бути рівними 1,65 (при незмінних умовах експлуатації).



Рис. 6.2. Криві зміни відносної площі арматури залежно від встановленого ресурсу.

Довговічність таких споруд, як правило складає 60 років [216], тому, якщо передбачається експлуатація конструкції без капітального ремонту чи підсилення, то початкове відносне значення площі арматури повинне бути більше від розрахункового (за методом граничної рівноваги) в 1,90 разів (верхня крива на рис. 6.2), тобто фактично площа арматури повинна бути встановлена $A_s = 2{,}12 \times 1{,}90 = 4{,}03$ см^2. Для зменшення розходу арматури, якщо це обґрунтовано економічно, слід виконати заходи щодо зміни умов експлуатації (зменшення впливу агресивного середовища будь-якими методами) та виконати втручання в процес експлуатації шляхом корегування кривої зміни показника експлуатаційної придатності, що розглядається.

6.2. Прогнозування технічного стану

Прийнята модель опису процесу експлуатації базується на даних, отриманих в процесі спостереження (розділ 3). Зміна окремих (виділених та призначених спеціалізованою організацією під час чергового обстеження для паспортизації) показників експлуатаційної придатності апроксимується кривою, що описується поліномом певного ступеню. Для формалізації робіт щодо накопичення апостеріорної інформації та використання її для втручання в хід процесу слід використовувати алгоритм прогнозування зміни ПЕП наведений на рис. 6.3.

Послідовність даного процесу полягає в наступному:

- визначається показник експлуатаційної придатності в момент часу t_0 (P_0) (блок 1 на рис. 6.3);
- в момент часу t_1 знаходиться величина цього ж показника (P_1) (блок 3);
- за отриманими даними моделюється процес експлуатації поліномом першого ступеня (блок 4);
- проводиться екстраполяція та визначається значення ПЕП в наперед заданий момент часу;
- якщо показник експлуатаційної придатності не перевищує свого граничного значення (блок 7), то в момент часу t_2 вимірюється значення ПЕП (P_2);
- моделюється процес експлуатації тепер уже поліномами першого та другого ступенів (блок 4), визначається прогнозоване значення ПЕП в заданий момент часу (блок 5) та обчислюється середнє значення прогнозованого показника експлуатаційної придатності (блок 6).

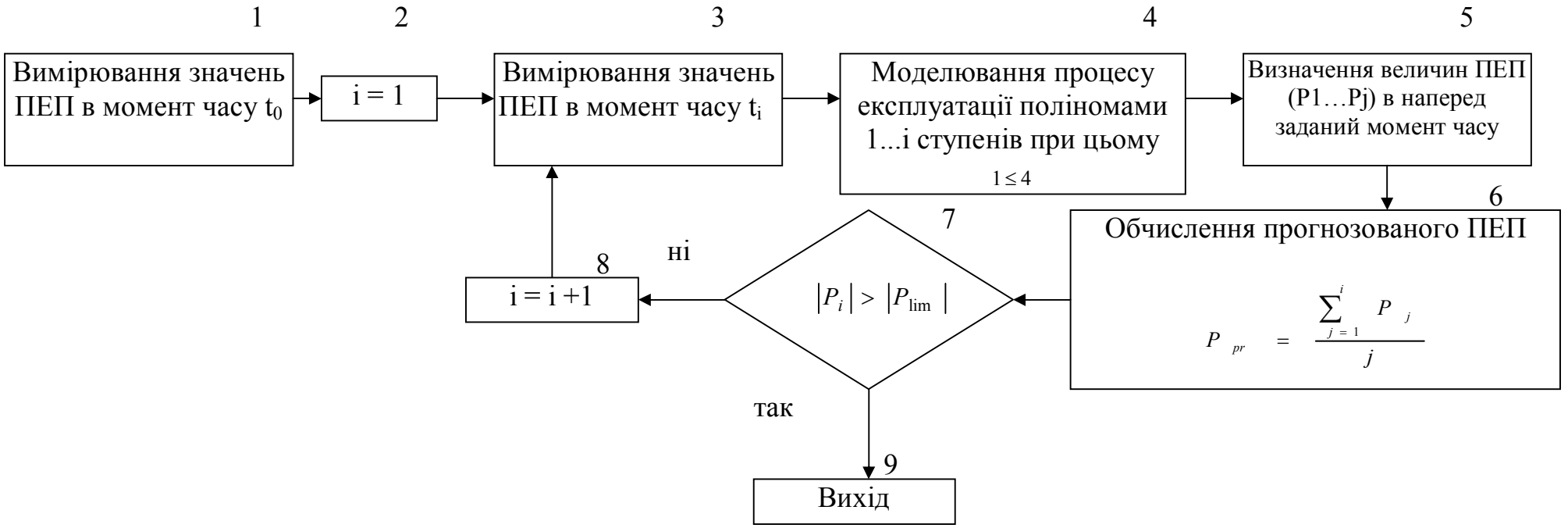


Рис. 6.3. Алгоритм визначення прогнозованого значення показника експлуатаційної придатності.

Таким чином процес повторюється після кожного проведеного обстеження, тобто після отримання нових емпіричних даних щодо показників експлуатаційної придатності. При цьому ступінь поліному не перевищує чотирьох, оскільки наші дослідження показали, що таке підвищення не призводить до збільшення точності обчислень, а лише ускладнює їх.

Розглянемо використання методики, що рекомендується, на прикладі.

В роботі прибалтійських учених [90] наведені дані щодо процесу зміни показників експлуатаційної придатності окремих залізобетонних конструкцій сільськогосподарських будівель та споруд. Авторами [90] проведені обстеження 85 будівель тваринницького призначення (для утримання великої рогатої худоби та свиней) за внутрішніми показниками і 183 будівлі – за зовнішніми ознаками. Методика цих досліджень описана в розділі 3 даної роботи.

В таблиці 6.2 наведені результати оцінювання стану арматури плит покриття за розробленою в [90] методикою. Усього авторами експериментів досліджено 7282 конструкції.

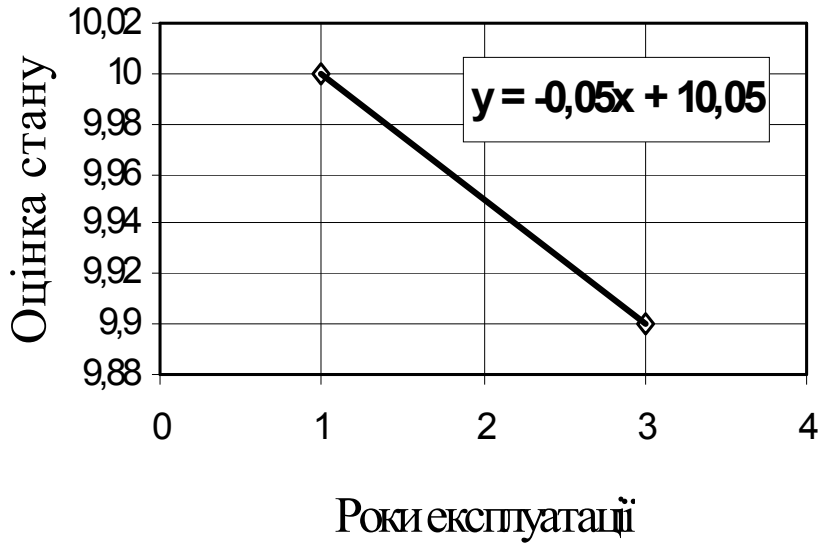


Рис. 6.4 Опис зміни ПЕП в час t_2.

В цій же таблиці на кожному етапі процесу експлуатації прогнозувався процес на майбутнє, тобто зміна вибраного показника експлуатаційної придатності з часом експлуатації. Після перших двох обстежень (t_2) (на третьому році експлуатації) можна прогнозувати зміну показника експлуатаційної придатності поліномом першого ступеню, тобто в час t_2 (рис. 6.4). На цьому рисунку рівняння регресії показника експлуатаційної придатності (в

Таблиця 6.2

Прогнозування процесу зміни стану арматури плит покриття

Роки експлуатації	1	3	5	7		9		11		13	
Оцінка стану	10,0	9,9	9,3	9,5		9,0		7,1		5,0	
Апроксимуюча функція	$y=-0,05x+10,05$		9,8								
	$y=-0,175x+10,258$			9,033	8,617						
	$y=-0,0625x^2+0,2x+9,8625$			8,200							
	$y=-0,105x+10,095$					9,150	10,162				
	$y=0,0188x^2-0,255x+10,301$					9,529					
	$y=0,0271x^3-0,3063x^2+0,8229x+9,4562$					11,808					
	$y=-0,12x+10,14$							8,82	7,37		
	$y=-0,12x+10,14$							8,82			
	$y=-0,0021x^3+0,0313x^2-0,2479x+10,259$							8,52			
	$y=-0,0073x^4+0,1437x^3-0,9333x^2+2,1063x+8,69906$							3.32			
	$y=-0,2429x+10,59$									7,43	4,61
	$y=-0,0384x^2+0,2179x+9,6562$									6,00	
	$y=-0,0104x^3+0,1491x^2-0,6967x+10,644$									3,94	
	$y=-0,0026x^4+0,0521x^3-0,3427x^2+0,7051x+9,6025$									1,058	
S_p^{teo}/S_p^{exp}			1,053		0,97		1,129		1,038		0,820

На цьому рисунку рівняння регресії показника експлуатаційної придатності (в даному випадку оцінка показано стану робочої арматури плит покриття), за яким визначався ПЕП через два роки, тобто в момент часу t_3. Результати прогнозу та фактичне (експериментальне) значення показника наведені в таблиці 6.2.

На наступному кроці процесу експлуатації (t_3), маючи три експериментальні

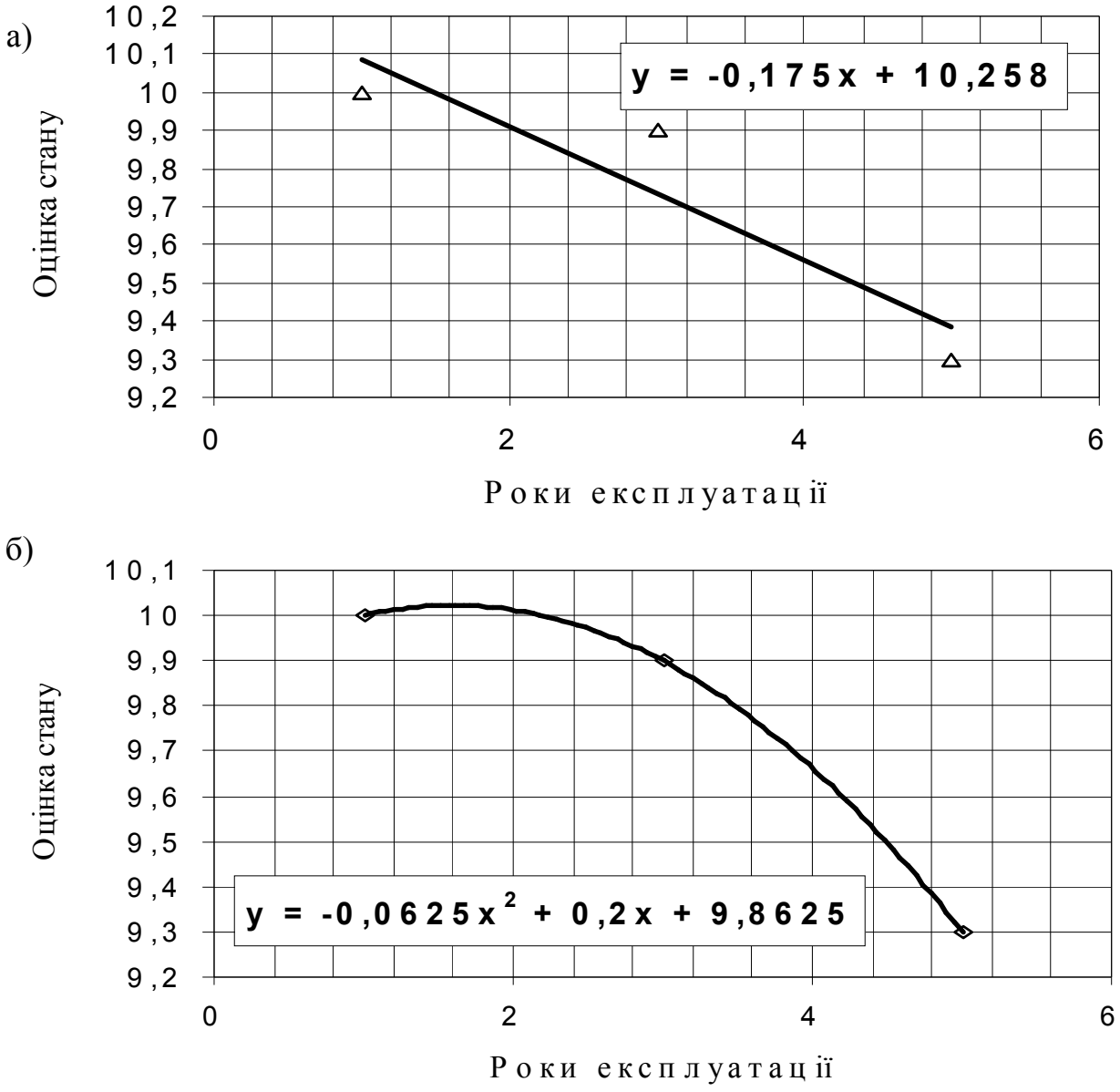


Рис. 6.5. Опис зміни ПЕП в час t_3: а – поліномом першого ступеня; б – поліномом другого ступеня.

точки, його описують поліномами першого та другого ступеню (рис. 6.5).

Прогнозоване значення ПЕП обчислюється як середнє арифметичне прогнозних оцінок за двома поліномами (блок 5 і 6 на рис. 6.3).

Таким чином прогнозується зміна показників експлуатаційної придатності в часі кожного разу вносячи поправки в опис процесу експлуатації на підставі результатів чергових обстежень. Приклад результатів такого опису в момент часу t_4 наведено на рис. 6.6. В цей момент часу в ході експлуатації отримано уже чотири точки, що відповідають апостеріорному значенню вибраного ПЕП. Відбувається втручання в процес експлуатації. Таке втручання проявляється в тому, що коригується крива опису. В час t_4, маючи 4 значення показника експлуатаційної придатності, процес експлуатації можна описати поліномами першого, другого та третього ступеню.

Це проілюстровано на рис. 6.6. Прогнозоване значення на заданий період

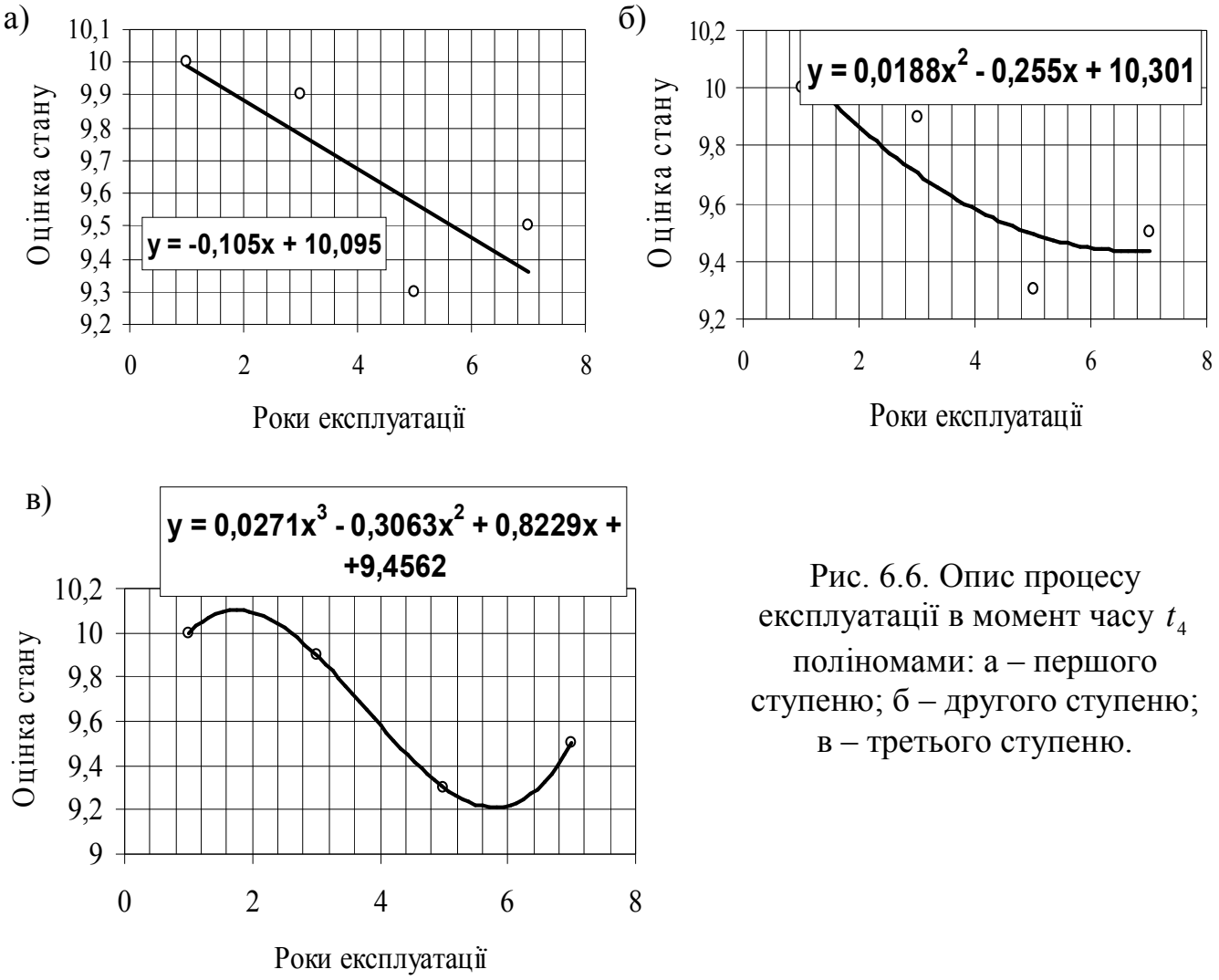


Рис. 6.6. Опис процесу експлуатації в момент часу t_4 поліномами: а – першого ступеню; б – другого ступеню; в – третього ступеню.

визначається як середнє арифметичне із значень, отриманих за усіма трьома рівняннями регресії. Значення та середнє на момент наступного обстеження (момент часу t_5) наведені в таблиці 6.2.

Оскільки під час експерименту, проведеного авторами роботи [90] отримані дослідні значення ПЕП в цей же момент часу (t_5), то ми маємо можливість порівняти теоретичне (прогнозоване) значення показника експлуатаційної придатності та його емпіричне значення, а також виконати статистичну обробку такого співставлення.

Аналіз кривих уже на цьому етапі процесу експлуатації показує, що збільшення ступеню поліному, який описує процес деградації показника експлуатаційної придатності, призводить до більш точного опису його. Однак при цьому прогнозування характеру зміни величини, що розглядається погіршується. Це пояснюється тим, що в процесі отримання емпіричних даних про стан певного ПЕП мають місце відхилення, викликані різними випадковими процесами. Так, у прикладі, що розглядається, об'єктом спостереження був стан арматури, який може або погіршуватися, або, в кращому випадку не змінюватися. Однак показники, отримані на 5-му році експлуатації (час спостереження t_3), а саме 9,3 за прийнятою методикою, менші ніж показники, отримані на 7-му році експлуатації (час t_4) (значення оцінки технічного стану – 9,5). Це суперечить природі явища зносу без втручання та є фактом випадковості. Зі збільшенням ступеню поліному такий випадковий процес збільшує вплив на процес екстраполяції явища в часі, тобто на процес прогнозування поведінки конструкції в ході її експлуатації.

Як показують наші дослідження, а також результати статистичної обробки, як власних експериментів, так і інших авторів [22, 90], підвищення показника ступеню поліному не призводить до підвищення точності прогнозування зміни показників експлуатаційної придатності в процесі експлуатації залізобетонних конструкцій.

На підтвердження цього можна навести графіки зміни стану арматури плит покриття на 11-му році експлуатації, тобто в час t_6 (рисунок 6.7).

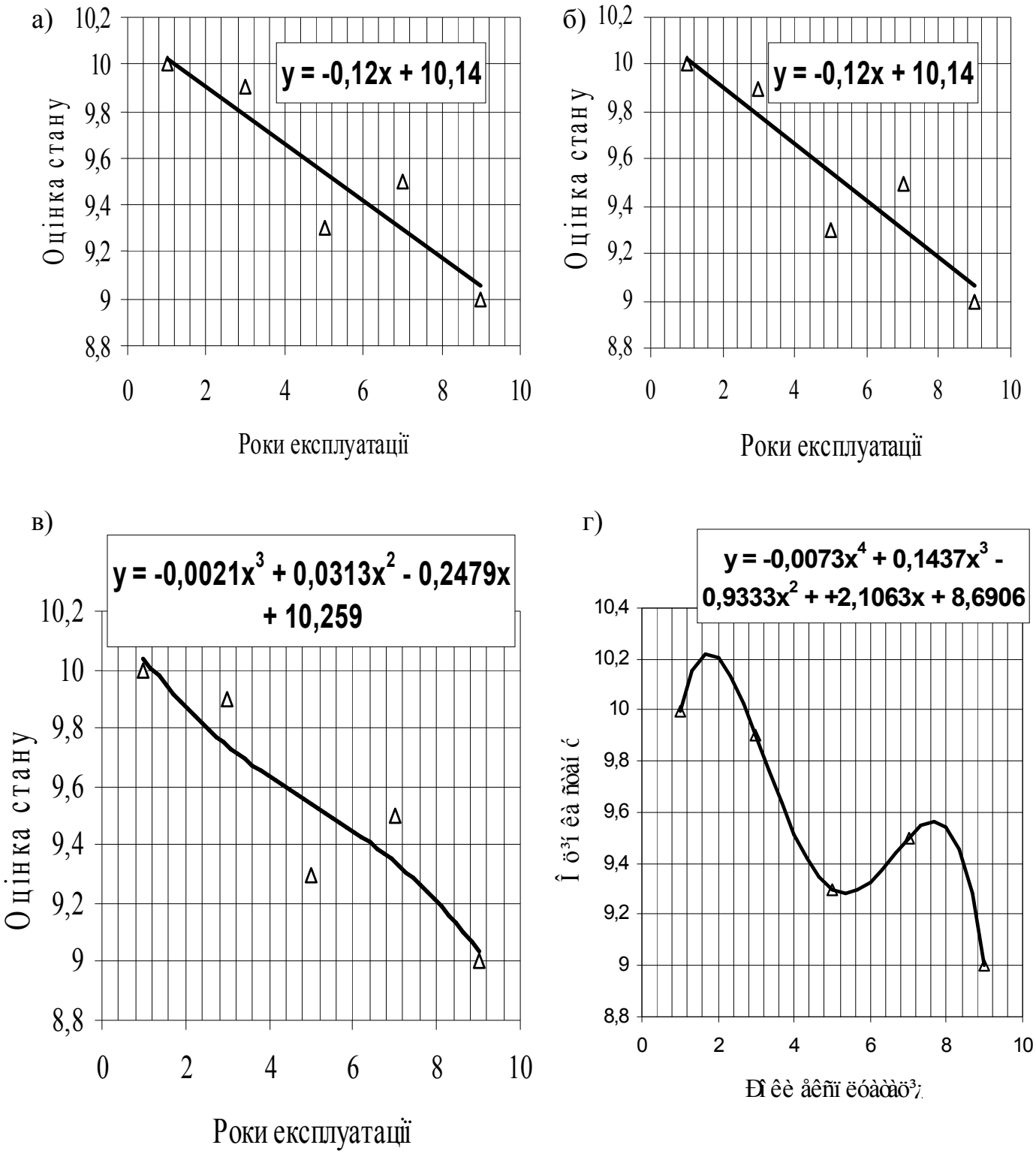


Рис. 6.7. Опис процесу експлуатації в момент часу t_5 поліномами ступеню: а – першого; б – другого; в – третього; г – четвертого.

Зі збільшенням кількості точок випробувань вплив випадкових відхилень зменшується. Це можна бачити на рис. 6.8, г, де для такого ж ступеню поліному, що і на рис. 6.7, г вид кривої має більш природній вигляд для системи, що в процесі

експлуатації зазнає зносу. подальше збільшення ступеню поліному (рис. 6.8, д) не призводить до суттєвої зміни характеру кривої експлуатації.

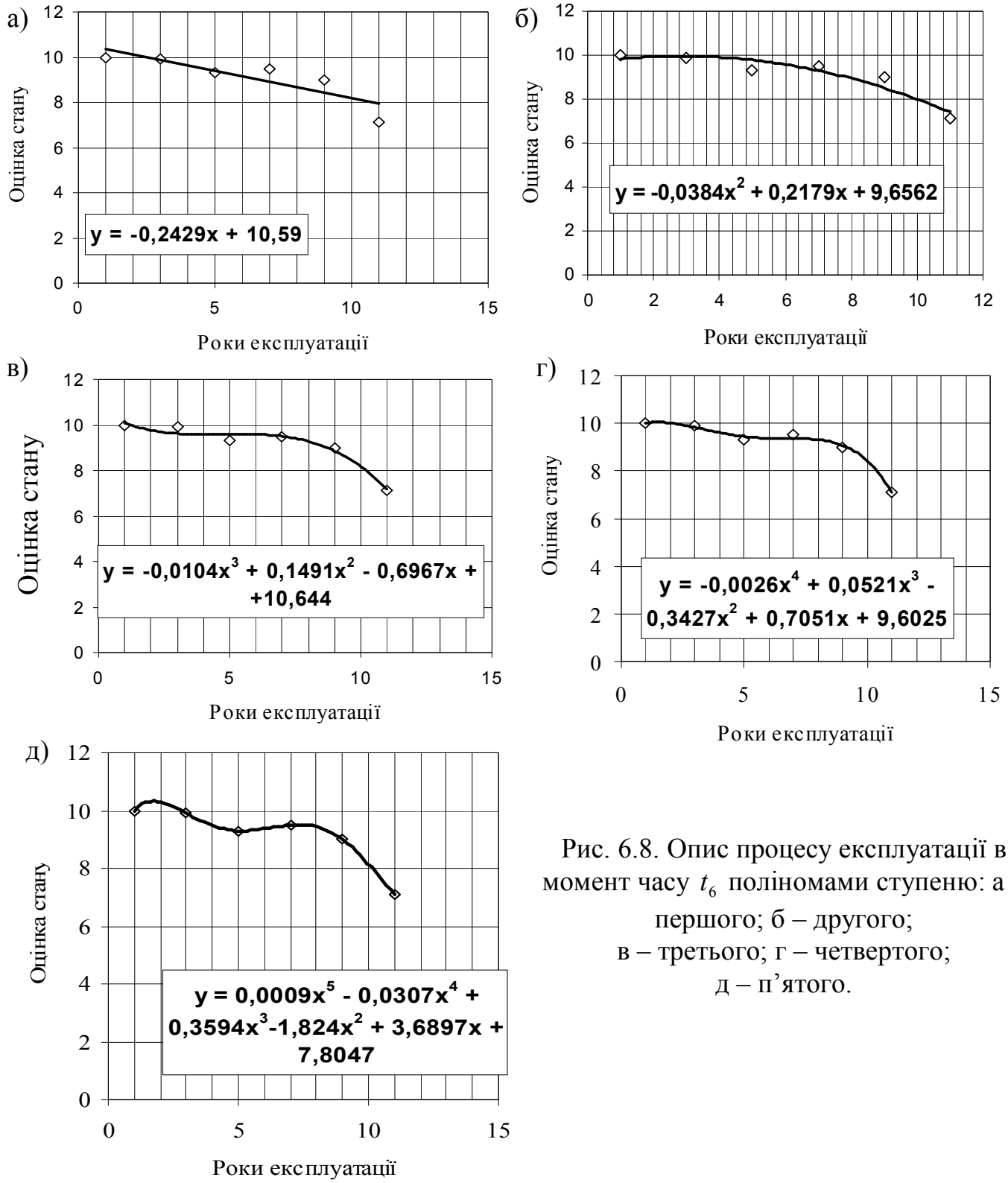


Рис. 6.8. Опис процесу експлуатації в момент часу t_6 поліномами ступеню: а – першого; б – другого; в – третього; г – четвертого; д – п’ятого.

Виходячи з цього та статистичної обробки відхилень теоретичних значень, отриманих за запропонованою методикою, від експериментальних параметрів, пропонується в практичних розрахунках обмежитися показником ступеню – чотири,

а прогнозоване значення знаходити як середнє арифметичне з усіх поліномів цього та нижчого ступенів.

Таблиця 6.3

Прогнозування процесу зменшення поперечного перерізу арматури

<table>
<tr><td>Роки експлуатації (календарний рік)</td><td>0</td><td>29</td><td>36</td><td colspan="2">45</td></tr>
<tr><td>Момент часу</td><td>t_0</td><td>t_1</td><td>t_2</td><td colspan="2">t_3</td></tr>
<tr><td>Площа арматури A_s, см^2</td><td>1,54</td><td>1,188</td><td>0,849</td><td colspan="2">0,679</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Рівняння апроксимуючої</td><td colspan="2">y = - 0,0121 x + 1,54</td><td>1,104</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="3">y = - 0,0171 x + 1,56</td><td>0,794</td><td rowspan="2">0,539</td></tr>
<tr><td colspan="3">y = - 0,001 x^2 + 0,0171 x + 1,54</td><td>0,284</td></tr>
</table>

Розглянемо процес прогнозування технічного стану монолітного безбалкового перекриття головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату. Досліди розпочалися в 1988 році. Якщо за справний стан, тобто в даному випадку відсутність корозії поздовжньої робочої арматури, прийняти момент побудови конструкції (момент часу t_0), то після перших замірів значення показника експлуатаційної придатності, а саме площі поперечного перерізу одного стержня арматури (таблиця 6.3), в момент часу t_1 можна спрогнозувати

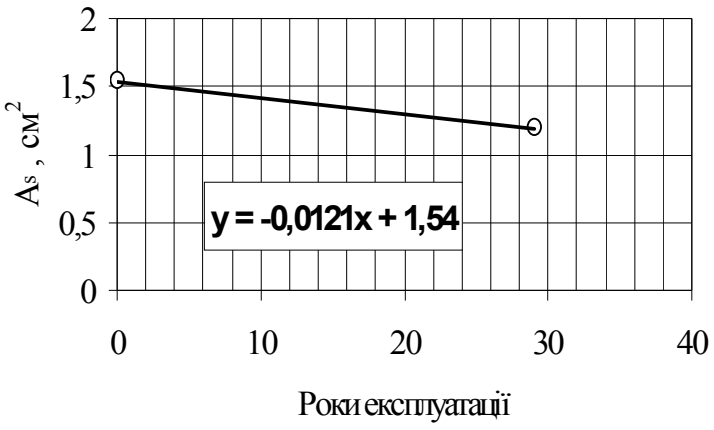


Рис. 6.9. Зміна площі арматури на першому етапі експлуатації $(t_0 - t_1)$.

значення показника в будь-який наступний момент часу, описавши при цьому рівняння експлуатації поліномом першого ступеня (рис. 6.9).

Використавши отриману апроксимаційну функцію, знаходимо прогнозоване значення площі арматури.

У момент часу t_2 визначається фактичне значення вибраного показника експлуатаційної придатності та проводиться пасивне втручання в процес експлуатації шляхом корегування залежності, що описує процес експлуатації. В результаті цього маємо поліном першого та другого ступенів (рис. 6.10).

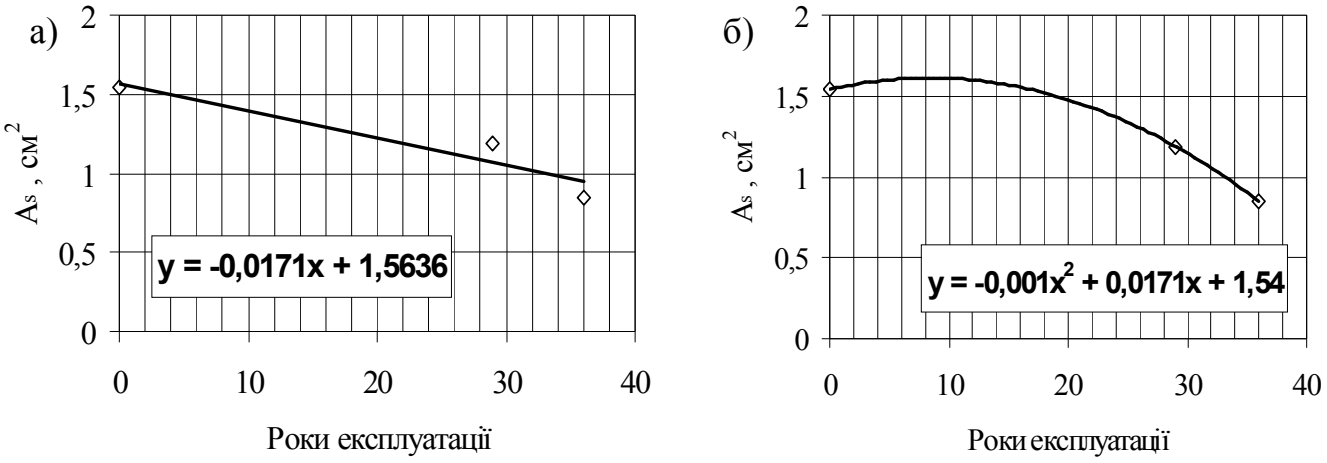


Рис. 6.10. Зміна площі арматури на момент часу t_2, описана: а – поліномом першого ступеня; б – поліномом другого ступеня.

Прогнозування зменшення площі поперечного перерізу робочої арматури, виконане за обома апроксимуючими поліномами, та їх середнє арифметичне значення наведені в таблиці 6.3.

Дана методика прогнозування зміни окремих, наперед визначених показників експлуатаційної придатності, а значить і технічного стану, апробована на дослідах, проведених автором (прогнозування зміни поперечного перерізу робочої арматури монолітної плити перекриття головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату), а також досить представницькій вибірці результатів спостереження за зміною різного виду показників експлуатаційної придатності, отриманих іншими вченими, як в натурних умовах експлуатації [90],

так і в ході лабораторних [22, 24] дослідів. Результати прогнозування за допомогою поліномів різного ступеня та середнє значення ПЕП, а також співставлення прогнозованого (теоретичного) значення з експериментальним наведено в таблиці 6.4 та таблиці 6.5.

Таблиця 6.4

Співставлення теоретичних та експериментальних значень ПЕП, отриманих в натурних умовах

Рік експлуатації	Ступінь поліному	Прогнозоване (теоретичне значення ПЕП (P^{teo})		Експериментальне значення ПЕП $(P^{\exp})$	$\frac{P^{teo}}{P^{\exp}}$
		значення ПЕП	середнє		
1	2	3	4	5	6
Оцінка стану конструкцій за 10-бальною системою					
Колони [90]					
5	1	7,30	7,30	6,2	1,177
7	1	7,30	3,62	6,7	0,540
	2	4,53			
1	2	3	4	5	6
9	1	4,85	8,68	6,1	1,422
	2	7,10			
	3	14,08			
11	1	4,65	4,563	5,4	0,845
	2	6,801			
	3	6,801			
	4	< 0			

Продовження таблиці 6.4

1	2	3	4	5	6
Балки [90]					
5	1	9,8	9,8	9,2	1,065
7	1	9,033	8,617	9,5	0,907
	2	8,200			
9	1	8,10	8,36	8,8	0,950
	2	7,35			
	3	9,638			
11	1	8,14	9,59	7,5	1,278
	2	8,54			
	3	10,83			
	4	10,85			
13	1	7,33	6,42	7,3	0,879
	2	7,00			
	3	6,58			
	4	0,808			
Плити [90]					
5	1	9,8	9,8	9,3	1,053
7	1	9,033	8,617	9,5	0,907
	2	8,200			
9	1	9,15	10,16	9,0	1,129
	2	9,529			
	3	11,808			

Продовження таблиці 6.4

1	2	3	4	5	6
11	1	8,82	7,37	7,1	1,038
	2	8,82			
	3	8,52			
	4	3,32			
13	1	7,43	3,68	5,0	0,736
	2	6,00			
	3	3,94			
	4	1,058			
Зменшення захисного шару бетону					
Колона [90]					
3	1	1,7	1,7	4,6	0,370
4	1	1,9	3,675	5,0	0,735
	2	6,4			
5	1	8,95	9,37	10,6	0,884
	2	11,65			
	3	7,5			
6	1	6,43	6,104	7,2	0,848
	2	5,778			
	3	< 0			
	4	< 0			
Балка [90]					
3	1	5,8	5,8	9,7	0,600
4	1	6,3	9,31	9,7	0,960
	2	12,32			

Продовження таблиці 6.4

1	2	3	4	5	6
5	1	6,95	9,966	9,0	1,107
	2	15,55			
	3	7,397			
6	1	6,86	7,847	7,6	1,032
	2	11,95			
	3	4,83			
	4	7,747			
Зменшення площі арматури плити перекриття					
36	1	1,104	1,104	0,849	1,301
45	1	0,794	0,539	0,679	0,794
	2	0,284			
Оцінка стану конструкцій за візуальними показниками [90]					
5	1	4,2	4,2	4,2	1,000
7	1	3,9	3,9	4,5	0,867
	2	3,9			
9	1	4,20	4,95	4,3	1,151
	2	4,95			
	3	5,70			
11	1	1,156	3,44	3,7	0,930
	2	4,16			
	3	4,56			
	4	3,87			
13	1	3,75	6,72	3,7	2,040
	2	3,57			
	3	2,41			
	4	0,21			

Закінчення таблиці 6.4

1	2	3	4	5	6
15	1	3,33	3,24	3,2	1,012
	2	2,91			
	3	2,02			
	4	4,70			
17	1	3,05	3,20	3,3	0,984
	2	2,70			
	3	2,79			
	4	4,25			

Таблиця 6.5

Співставлення теоретичних та експериментальних значень ПЕП, отриманих в результаті лабораторних дослідів

Термін дії агресивного середовища, дні	Ступінь поліному	Прогнозоване (теоретичне значення ПЕП $\left(P^{teo}\right)$		Експериментальне значення ПЕП $\left(P^{\exp}\right)$	$\frac{P^{teo}}{P^{\exp}}$
		значення ПЕП	середнє		
1	2	3	4	5	6
Несуча здатність балок, кНм [24]					
70	1	15,58	15,58	12,5	1,246
78	1	12,20	11,00	8,0	1,375
	2	9,80			
Несуча здатність колон, кН. [24]					
80	1	108,0	108,0	8,2	викид
84	1	7,054	10,328	4,8	2,152
	2	13,602			

Закінчення таблиці 6.5

1	2	3	4	5	6
Зменшення поперечного перерізу бетонних призм [22]					
20	1	0,8	0,80	0,80	1,000
30	1	0,7	0,70	0,70	1,000
	2	0,7			
40	1	0,6	0,60	0,60	1,000
	2	0,6			
	3	0,6			
50	1	0,5	0,50	0,48	1,042
	2	0,5			
	3	0,5			
	4	0,5			
60	1	0,386	0,341	0,40	0,852
	2	0,362			
	3	0,344			
	4	0,272			
70	1	0,294	0,305	0,350	0,872
	2	0,294			
	3	0,329			
	4	0,304			
80	1	0,216	0,253	0,320	0,790
	2	0,225			
	3	0,228			
	4	0,343			
90	1	0,166	0,192	0,30	0,642
	2	0,216			
	3	0,204			
	4	0,184			

Аналіз результатів співставлень теоретичних значень прогнозування показників експлуатаційної придатності з експериментальними даними показує досить хорошу статистичну збіжність. Так за результатами статистичного обробітку даних (представницька вибірка, характеристика якої дана вище), наведених в таблицях 6.3 та 6.4 середнє арифметичне відхилення складало 0,99, середнє квадратичне – 0,323 при коефіцієнті варіації 32,7%.

Все це дає змогу зробити висновок про статистичну обґрунтованість та надійність запропонованої методики прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності і прогнозування зміни технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому.

Однак, при цьому слід зауважити, що робити довгостроковий прогноз на підставі обмеженої кількості даних, особливо, якщо вони отримані протягом незначного періоду спостереження, недоцільно, оскільки при цьому втрачається

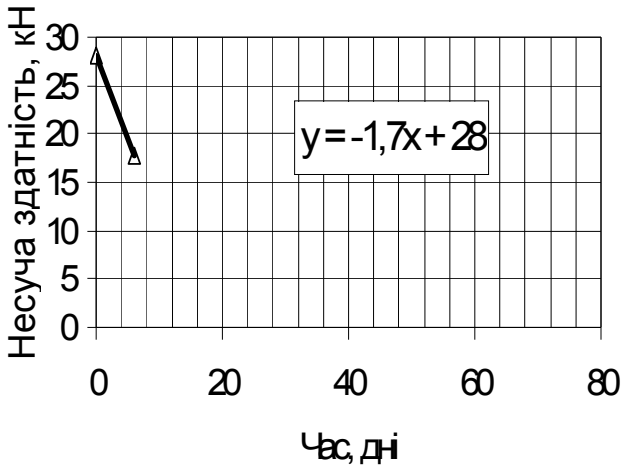


Рис. 6.11. Довготривале прогнозування зміни ПЕП на базі короткого періоду спостереження.

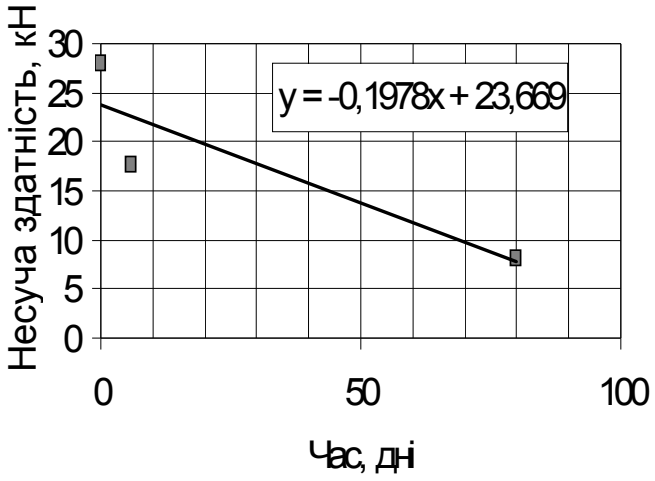


Рис. 6.12. Прогнозування зміни ПЕП на більшій базі спостережень.

точність прогнозування. Так, прогнозована несуча здатність колон (таблиця 6.5), які зазнавали постійного впливу дії H_2SO_4 на 80 день (за даними отриманими в початковий момент експерименту та на 6 день його), суттєво відрізняється від дослідного (рис. 6.11). Однак, прогнозування на 84 день (за трьома даними експерименту суттєво поліпшує ситуацію (рис. 6.12). Це говорить про те, що

спостереження за конструкціями та визначення поточних значень показників експлуатаційної придатності повинні бути систематичні та довгострокові.

6.3. Призначення кількості втручань в процес експлуатації конструкції

Як уже указувалося в розділі 3, втручанням в процес експлуатації будемо вважати: діагностику конструкції; поточний та капітальний ремонт її. Кількість відповідних дій протягом часу, що розглядається (T), позначимо як n – для подій діагностики конструкцій; p – поточного ремонту; k – капітального ремонту. При цьому будемо мати на увазі, що діагностика, як пасивне втручання, може призвести до корегування кривої експлуатації, а значить і форми опису процесу зносу певного показника експлуатаційної придатності і конструкції в цілому, поточний ремонт призводить до уповільнення процесу зносу конструкції, тобто погіршення ПЕП, а капітальний ремонт тягне за собою підвищення значень показників експлуатаційної придатності та збільшення залишкового ресурсу конструкції. Час (T) – це час, протягом якого конструкція планується експлуатуватися.

Розглянемо, як приклад, процедуру визначення кількості втручань для конкретного об'єкту, а саме – котельної курорту „Миргород" ВАТ „Укрпрофоздоровниця" в м. Миргороді Полтавської області, яка має будівельний об'єм 6000 м^3. Приблизний термін експлуатації таких будівель за [216] складає 60 років. Обстеження та прогнозування виконувалися на 20-му році експлуатації конструкції, тобто нормативний залишковий ресурс складав 40 років. На цей відрізок часу і виконувалися розрахунки, тобто T=40 років.

Звичайно, вартість усіх вищезазначених процедур різна.

Вартість проведення однієї діагностики (в цінах на момент обстеження) складала $DD = 15000{,}00$ гривень. Вартість виконання поточного ремонту орієнтовно складала $PP = 30000{,}00$ гривень (вартість поточного та капітального ремонтів

визначається за кошторисами, складеними за чинними на момент обстеження державними будівельними нормами).

Для підвищення показників експлуатаційної придатності необхідно виконати капітальний ремонт несучих конструкцій (або їх підсилення) та витратити при цьому не менше ніж $RR = 40000{,}00$ гривень.

Величина збитків, які можуть наступити в результаті втрати будівельними конструкціями своїх властивостей, а саме: вартість конструкцій та відбудови, експлуатаційні втрати (через перерву в процесі теплопостачання), а також інші втрати, склали $WK = 2300000{,}00$ гривень.

Оскільки процедура визначення кількості втручань проходила в процесі експлуатації, то значення показників експлуатаційної придатності (через знос конструкцій) були менше проектних, але більшими ніж критичні їх значення, тобто

$$\begin{aligned} P &< P_n; \\ P &> P_{crc}. \end{aligned} \tag{6.2}$$

В результаті проведених обстежень встановлюється фактичне значення ПЕП та визначається відношення $P_{crc}/P = 0{,}75$. При цьому ризики невиконання вищенаведених процедур впливу визначаються за запропонованою (розділ 3) методикою:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - DD}{WK + DD} = 0{,}75 \times \frac{2300000{,}00 - 15000{,}00}{2300000{,}00 + 15000{,}00} = 0{,}740; \\ \beta &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - PP}{WK + PP} = 0{,}75 \times \frac{2300000{,}00 - 30000{,}00}{2300000{,}00 + 30000{,}00} = 0{,}731; \\ \gamma &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - RR}{WK + RR} = 0{,}75 \times \frac{2300000{,}00 - 40000{,}00}{2300000{,}00 + 40000{,}00} = 0{,}724. \end{aligned} \tag{6.3}$$

Запропонована методика полягає в тому, що мінімізується кількість втручань, витрати на втручання та ризики від невиконання втручань (3.12).

Через те, що цільова функція може мати декілька екстремумів (мінімумів вартості), то для знаходження реальних коренів задаємося величинами m_1 та m_2 „з точки зору здорового глузду“, тобто призначаємо реальні терміни проведення усіх

трьох втручань в процес експлуатації. В результаті розрахунку за запропонованою програмою (додаток В) будуть знайдені реальні корені рівняння.

Оскільки термін подальшої експлуатації T=40 років, то протягом цього необхідно проводити обстеження (враховуючи агресивність середовища та пошкодженість конструкцій ($P < P_n$)) один раз на чотири роки, тобто за 40 років $n = 10$; поточний ремонт проводиться один раз на п'ять років ($p = 8$), а капітальний ремонт або підсилення – один раз в десять років, тобто $k = 4$.

Таким чином, маємо значення допоміжних величин (попередні значення):

$$m_1 = n + p + k = 10 + 8 + 4 = 22;$$

$$m_2 = DD \times n + PP \times p + RR \times k = 15000,00 \times 10 + 30000,00 \times 8 + 40000,00 \times 4 = 550000,00.$$

Виконуємо розрахунок кількості втручань (додаток В).

За прийнятих умов протягом залишкового терміну експлуатації (T=40 років) за умови мінімізації витрат на процедури втручання необхідно:

- виконати $n = 8,668 \approx 9$ обстежень, тобто через приблизно 4,5 роки;
- провести $p = 11,33$ поточних ремонти, тобто через кожні, приблизно, 3,5 роки;
- капітальний ремонт (підсилення) виконати через 20 років експлуатації ($k = 2,002 \approx 2$).

Звичайно, під час проведення втручань конструкція не повинна переходити в інший технічний стан, що контролюється під час обстежень та за допомогою прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності та технічного стану системи в цілому.

Аналіз графіка зміни функції $F(k, m_1, m_2)$ (див. додаток Д) показує, що у вибраному інтервалі зміни значень m_1 та m_2 має місце точка нульового значення її.

6.4. Приклад визначення ПЕП попередньо напруженої балки після її короткочасного перевантаження

Розглянемо методику визначення показників експлуатаційної придатності дослідної балки Б-2-2 рівень короткочасного довантаження якої склав $0,85F_U$ (див. розділ 4).

Балка Б-2-2 має наступні геометричні параметри та характеристики міцності:

- поперечний переріз $b \times h$=129×207 *мм*;
- площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягненої арматури A_{sp}=0,92 $см^2$;
- площа поперечного перерізу звичайної розтягненої арматури A_s=0,57 $см^2$;
- площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури A_{ss}=0,57 $см^2$;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягненої арматури y_{sp}=25 *мм*;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягненої арматури y_s=20 *мм*;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури y_{ss}=180 *мм*;
- початковий модуль пружності бетону E_b=1,2×10^4 *МПа*;
- модуль пружності арматури E_s=2,1×10^5 *МПа*;
- міцність бетону на стиск R_b=14,06 *МПа*;
- міцність бетону на розтяг R_{bt}=1,357 *МПа*;
- міцність попередньо напруженої арматури R_{sp}=1038 МПа;
- міцність звичайної арматури R_s=424 *МПа*;
- зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат σ_{sp}=428,9 *МПа*;
- вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня 0,6 F_U = 49,8 kH) τ_1=120 діб;

- вік бетону на момент довантаження до рівня $0{,}85F_U$ = 70,55 kH τ_2=159 діб;
- вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня 0,6 F_U = 49,8 kH τ_3=163 доби;
- вік бетону на момент закінчення експерименту τ_4=182 доби.

На основі геометричних параметрів та характеристик міцності матеріалів балки, а також часу прикладання різних рівнів навантаження створюємо файл даних для розрахунку балки за допомогою програми. Приклад файлу для балки Б-2-2 наведений в додатку Д.

Результати роботи програми записуються в файли „rez.txt“ та „rezper.txt“.
Для поперечного перерізу з максимальним моментом, балки Б-2-2, побудуємо епюри напружень та деформацій по висоті перерізу в моменти t_1, t_2^+, t_3^-, t_4 рис. 6.13...6.16.

На цих графіках показані деформації та напруження в бетоні, обраховані за запропонованими аналітичними залежностями, а також дані щодо відносних деформацій по висоті перерізу, отримані експериментальним шляхом.

За вищевказаними даними створюємо аналогічні файли даних (див. додаток Д), проводимо розрахунки параметрів напружено-деформованого стану дослідних залізобетонних балок, а основні результати розрахунків заносимо в таблицю 6.6.

Аналіз наведених графічних залежностей показує добру збіжність результатів, причому теоретичні значення відносних деформацій у бетоні дещо перевищують експериментальні, що йде в запас та підвищує надійність роботи конструкцій.

Експериментальні та теоретичні результати міцності балок зведені в таблицю 6.7. За допомогою запропонованої методики, а також написаної програми визначення прогинів в середині прольоту балки, деформацій крайньої верхньої фібри стиснутого бетону і розтягнутої арматури на всіх етапах експериментальних досліджень були отримані теоретичні значення показників експлуатаційної придатності. Ці результати занесені до таблиці 6.6.

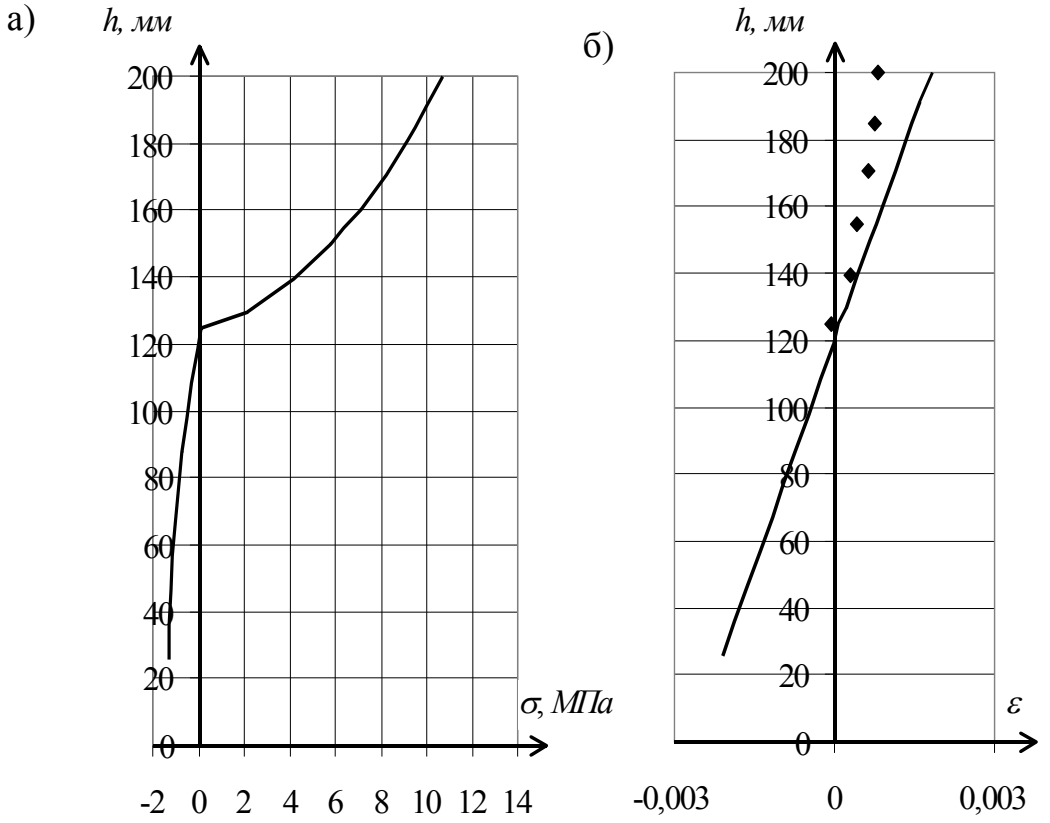


Рис. 6.13. Напруження (а) та деформації (б) по висоті перерізу балки Б-2-2 в момент часу t_1: ____ – теорія; ◆ – експеримент.

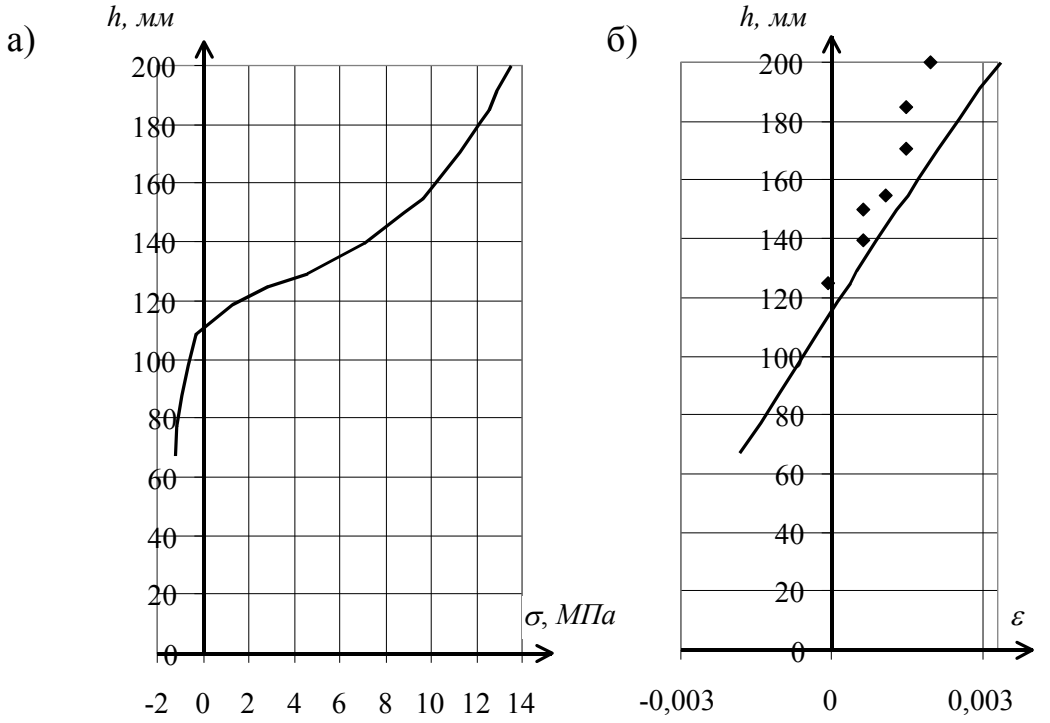


Рис. 6.14. Напруження (а) та деформації (б) по висоті перерізу балки Б-2-2 в момент часу t_2^+: —— – теорія; ◆ – експеримент.

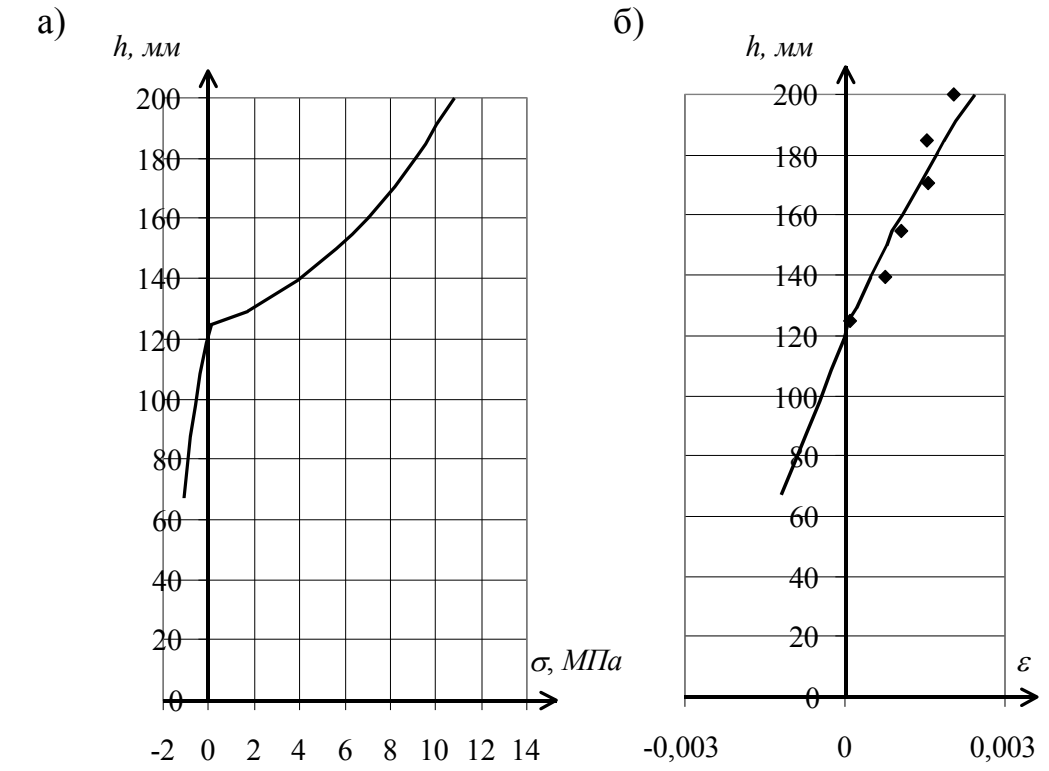


Рис. 6.16. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу, балки Б-2-2 в момент часу t_4; —— -теорія, ◆ - експеримент

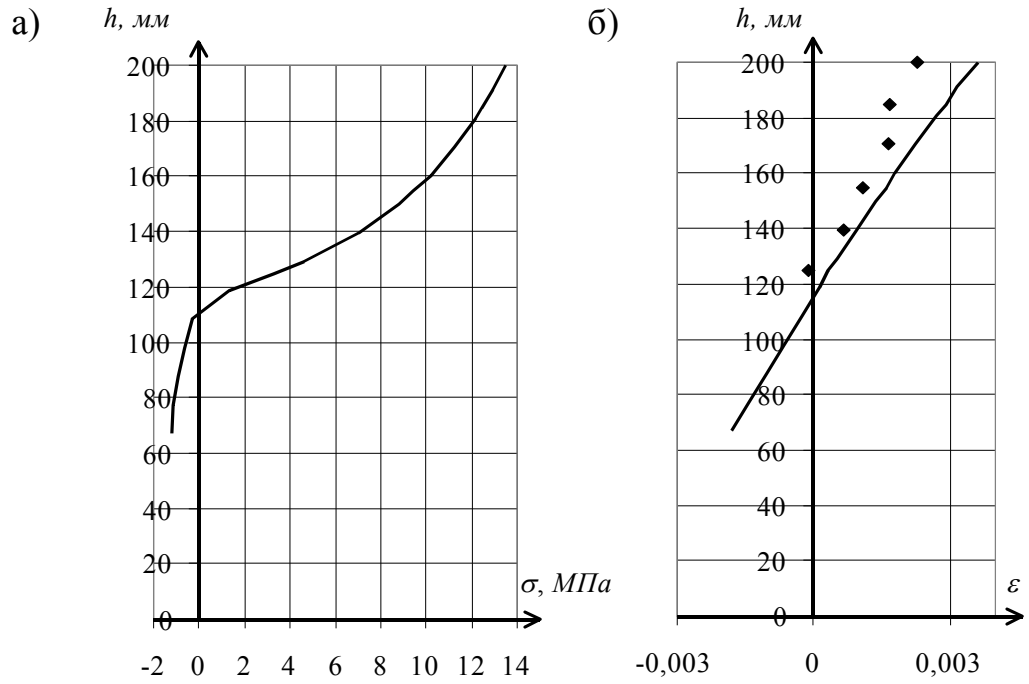


Рис. 6.15. Напруження (а) та деформації (б) по висоті перерізу балки Б-2-2 в момент часу t_3^-: —— – теорія; ◆ – експеримент.

Статистичні показники співставлення теоретичного та експериментального значення показників експлуатаційної придатності (прогинів), а саме співвідношення експериментального його значення до теоретичного (f_e / f_t), наведені в таблиці 6.6. У цій таблиці позначено: $\overline{X}$ – середнє арифметичне значення відхилення; σ – середнє квадратичне; v – коефіцієнт варіації. Усі ці показники визначалися для час τ_1 – завантаження експлуатаційним рівнем навантаження; τ_2^- – перед довантаженням конструкції нетривалим навантаженням; τ_2^+ – зразу після довантаження; τ_3^- – перед зниженням навантаження до експлуатаційного рівня; τ_3^+ зразу після такого зниження; τ_4 – в момент завершення експерименту.

Таблиця 6.6

Співставлення теоретичних та експериментальних значень прогинів

Серія	Час визначення параметрів																	
	τ_1			τ_2^-			τ_2^+			τ_3^-			τ_3^+			τ_4		
	$\overline{X}$	σ	v	$\overline{X}$	σ	v	$\overline{X}$	σ	v	$\overline{X}$	σ	v	$\overline{X}$	σ	v	$\overline{X}$	σ	v
перша	1,08	0,28	0,258	0,95	0,12	0,131	0,93	0,14	0,153	0,81	0,21	0,261	1,02	0,14	0,132	–	–	–
друга	0,727	0,215	0,295	0,981	0,206	0,210	0,948	0,268	0,283	0,987	0,249	0,252	1,182	0,231	0,196	1,158	0,239	0,207

Аналіз статистичних показників відхилень теоретичних прогинів від експериментальних показує на задовільний збіг. Це дає змогу оцінювати наведену методику розрахунку прогинів конструкцій при таких видах завантаження як достовірну та прийнятною для використання в ході оцінювання і прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій.

Співставлення теоретичних та експериментальних значень руйнуючих зусиль (розглядалися лише балки другої серії, як ті, що мають більш складний напружений стан) показало (табл. 6.7), що запропонована методика визначення міцності дещо завищує несучу здатність конструкції. Однак, статистичні показники співставлення

теоретичних та експериментальних руйнуючих навантажень дають підставу рекомендувати цю методику для розрахунку міцності елементів при дії нетривалого довантаження високого рівня.

Таблиця 6.7.

Експериментальні та теоретичні значення міцності балок

Назва балки	Руйнуюче зусилля, кН		F_U^e/F_U^t	Статистичні показники
	F_U^e	F_U^t		
Б 2-1	79,59	85,47	0,931	$\overline{X}$ = 0,943; σ = 0,034; v = 0,036
Б 2-2	83,58	89,22	0,936	
Б 2-3	81,11	87,19	0,930	
Б 2-4	87,60	88,13	0,993	
Б 2-5	77,13	87,19	0,884	
Б 2-6	80,54	84,69	0,950	
Б 2-7	82,43	87,97	0,937	
Б 2-8	78,4	79,78	0,982	

Примітка: для балок Б 2-4, Б 2-8 (які були доведені до руйнування) вказана міцність на початку експерименту для решти балок, вказана залишкова міцність після тривалого експерименту.

В табл. 6.8 наведені результати порівняння теоретичних та експериментальних значень прогинів, деформацій крайньої фібри стиснутого бетону та розтягнутої попередньо напруженої арматури в середині прольоту дослідних балок. Також такі статистичні дані як: середнє арифметичне значення $\overline{X}$, середнє квадратичне відхилення σ та коефіцієнт варіації v.

Для величин, що порівнюються отримані наступні дані:

- прогин в середині балки $\overline{X}$ =0,727...1,182, σ =0,206...0,268, v =19,58%...29,53%;
- деформації крайньої стиснутої фібри бетону балки $\overline{X}$ =0,664...1,096, σ =0,134-0,258, v =15,81%...27,53%;
- деформації розтягнутої, попередньо напруженої, арматури балки $\overline{X}$ =0,492...0,696, σ =0,067...0,206, v =13,59%...30,01%.

Аналіз статистичних характеристик показує, що має місце достатньо надійне описання процесу деформування (напружено-деформованого стану) та визначення міцності залізобетонних конструкцій, що згинаються, та зазнали під час експлуатації короткочасного перевантаження високого рівня.

Таблиця 6.8

Порівняння експериментальних та теоретичних величин прогину балок, деформацій крайньої стисненої фібри бетону та розтягненої арматури

Марка балки	Рівень довантаження, μ	В момент навантаження до експлуатаційного рівня, τ_1								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Б 2-1	0,7	146	206,8	0,709	105	249,2	0,421	1,44	2,84	0,507
Б 2-2	0,85	81	182,8	0,445	107,3	222,4	0,482	1,32	2,05	0,644
Б 2-3	0,9	167	198,3	0,843	-	132,5		2.49	2,779	0,899
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	134	200,4	0,668	141	242,1	0,583	2,55	2,79	0,914
Б 2-6	0,7	168	210,2	0,802	-	254,4		1,94	2,46	0,789
Б 2-7	0,85	102	197,3	0,518	114	238,6	0,478	1,65	2,72	0,607
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
				$\bar{X}$ = 0,664			$\bar{X}$ = 0,492			$\bar{X}$ = 0,727
				σ = 0,156			σ = 0,067			σ = 0,2158
				v = 23,534%			v = 13,59%			v = 29,53%

Продовження таблиці 6.8

Марка балки	Рівень довантаження, μ	В момент перед довантаженням до рівнів 0,7; 0,85; 0,9Fu, τ_2^-								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Б 2-1	0,7	185	229	0,8079	106	250	0,424	2,29	3,05	0,7508
Б 2-2	0,85	145	201	0,7214	104	222	0,4685	2,05	2,63	0,7795
Б 2-3	0,9	263	221	1,19	-			3,62	2,89	1,2526
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	311	222.9	1,3952	149	242	0,6157	3,46	2,91	1,189
Б 2-6	0,7	220	234	0,9402	-			3,04	3,13	0,9712
Б 2-7	0,85	186	219	0,8493	134	238	0,563	2,68	2,84	0,9437
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
		$\bar{X}$ = 0,984			$\bar{X}$ = 0,5178			$\bar{X}$ = 0,9811		
		σ = 0,2575			σ = 0,0873			σ = 0,206		
		v = 26,172%			v = 16,859%			v = 20,993%		

Продовження таблиці 6.8

Марка балки	Рівень довантаження, μ	В момент довантаження до рівнів 0,7; 0,85; 0,9Fu, τ_2^+								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
Б 2-1	0,7	203	286,09	0,7096	124	330	0,3758	2,59	3,79	0,6834
Б 2-2	0,85	196	242	0,8099	215,3	427	0,5042	3,37	4,49	0,7506
Б 2-3	0,9	383	408	0,9387	-			7,19	5,37	1,3389
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	311	222,9	1,3952	149	242	0,6157	3,46	2,83	1,2226
Б 2-6	0,7	254	294,1	0,8637	-			3,42	3,9	0,8769
Б 2-7	0,85	275	367	0,7493	210	441	0,4762	3,91	4,8	0,8146
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
		$\bar{X}$ = 0,9111			$\bar{X}$ = 0,493			$\bar{X}$ = 0,9478		
		σ = 0,2508			σ = 0,0987			σ = 0,2684		
		v = 27,525%			v = 20,016%			v = 28,313%		

Продовження таблиці 6.8

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент перед розвантаженням до експлуатаційного рівня, τ_3								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
Б 2-1	0,7	252	305,6	0,8246	141	330	0,4273	2,75	3,89	0,7069
Б 2-2	0,85	226	362	0,6243	248	428	0,5794	3,78	4,62	0,8182
Б 2-3	0,9	415	439,7	0,9438	-			7,61	5,54	1,3736
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	216	235,9	0,9156	147	242	0,6074	3,47	2,9	1,1966
Б 2-6	0,7	316	314,4	1,0051	-			3,66	4,01	0,9127
Б 2-7	0,85	315	392	0,8036	300	441	0,6803	4,51	4,94	0,913
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
		$\overline{X}$ = 0,8528			$\overline{X}$ = 0,5736			$\overline{X}$ = 0,9868		
		σ = 0,1348			σ = 0,1064			σ = 0,2495		
		v = 15,806%			v = 18,551%			v = 25,287%		

Продовження таблиці 6.8

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент розвантаженням до експлуатаційного рівня, τ_3^+								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
Б 2-1	0,7	235	249	0,9438	120	257	0,4669	2,58	2,72	0,9485
Б 2-2	0,85	197	226	0,8717	190,7	249	0,7659	3,31	2,9	1,1414
Б 2-3	0,9	392	252,4	1,5531	-	148,17		6,76	4,19	1,6134
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	216	235,9	0,9156	147	242	0,6074	3,47	2,98	1,1644
Б 2-6	0,7	296	255,2	1,1599	-			3,4	3,32	1,0241
Б 2-7	0,85	279	246	1,1341	243	257	0,9455	3,72	3,1	1,2
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
		$\overline{X}$ = 1,0964			$\overline{X}$ = 0,6964			$\overline{X}$ = 1,182		
		σ = 0,2532			σ = 0,2061			σ = 0,2314		
		v = 23,092%			v = 29,597%			v = 19,58%		

Продовження таблиці 6.8

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент завершення експерименту, τ_4								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арматури		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, *мм*		f^e/f^t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f^e	f^t	
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66
Б 2-1	0,7	247	268	0,9216	117	257	0,4553	2,62	2,93	0,8942
Б 2-2	0,85	205	242	0,8471	185,3	249	0,7442	3,27	2,99	1,0936
Б 2-3	0,9	399	271	1,4723	-			6,9	4,32	1,5972
Б 2-4	руйн.	-			-			-		
Б 2-5	0,6	227	254	0,8937	146	242	0,6033	3,6	3,07	1,1726
Б 2-6	0,7	305	275,3	1,1079	-	167,38		3,48	3,42	1,0175
Б 2-7	0,85	288	265	1,0868	241	257	0,9377	3,76	3,2	1,175
Б 2-8	руйн.	-			-			-		
		$\overline{X} = 1{,}0549$			$\overline{X} = 0{,}6851$			$\overline{X} = 1{,}1584$		
		$\sigma = 0{,}2302$			$\sigma = 0{,}2056$			$\sigma = 0{,}2395$		
		$v = 21{,}823\%$			$v = 30{,}012\%$			$v = 20{,}678\%$		

Таким чином, запропонована методика дає можливість оцінити фактичну міцність та деформативність конструкцій, тобто оцінити показники експлуатаційної придатності як першої, така і другої групи, а значить достовірно оцінити технічний стан конструкції, що зазнає режимного навантаження.

6.5. Висновки за розділом

1. Початковий ресурс на стадії проектування призначається за окремими показниками експлуатаційної придатності на підставі опису процесу експлуатації аналогічних об'єктів, отриманого на основі апостеріорної інформації.

2. Прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності, а на їх основі – технічний стан конструкції, виконується на базі моделювання процесу експлуатації поліномами різного ступеню (залежно від кількості замірів параметрів у часі), але не більше ніж четвертого. Найбільш достовірним є середнє значення отриманих ПЕП. Аналіз результатів співставлень теоретичних значень прогнозування показників експлуатаційної придатності з експериментальними даними показує задовільну статистичну збіжність (середнє арифметичне відхилення складало 0,99, середнє квадратичне – 0,323 при коефіцієнті варіації 32,7%) для досить представницької вибірки даних, як автора, так і інших дослідників.

3. Призначення кількості втручань в процес експлуатації конструкції протягом визначеного відрізку часу слід виконувати за запропонованою методикою, цільова функція якої має мінімізувати сукупні витрати на ці процеси. Розроблена програма розрахунку дає можливість автоматизувати цей процес та визначити терміни втручань для конкретних об'єктів з врахуванням реальних ризиків.

4. Пропозиції щодо визначення напружено-деформованого стану звичайних та залізобетонних балок, які під час експлуатації зазнали навантажень високого рівня, дозволяє визначити такі показники експлуатаційної придатності як міцність та деформативність. Цим самим оцінюється технічний стан конструкції. Методика має досить високу надійність. Статистичний обробіток результатів досліджень показав, що при визначенні міцності відхилення теоретичних значень від експериментальних

незначне (середнє арифметичне $\overline{X}$ = 0,943, середнє квадратичне σ = 0,034 при коефіцієнтові варіації v = 0,036). При визначенні прогинів статистики відхилення теоретичного значення від експериментально також задовільні: ($\overline{X}$ =0,727...1,182, σ =0,206...0,268, v =19,58%...29,53%).

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Робота присвячена подальшому розвитку теорії розрахунків будівельних конструкцій. Відносно залізобетонних конструкцій, що експлуатуються, які широко використовуються в практиці проектування та будівництва, виконані усі основні дослідження, що є головними складовими об'єктивно існуючого процесу удосконалення самих будівельних конструкцій та процесу їх експлуатації. А саме, загальний алгоритм роботи полягає в комплексному аналізі накопиченого раніше досвіду експлуатації уже побудованих залізобетонних конструкцій та проведенні відповідних експериментально-теоретичних досліджень, що дозволяють внести певні корективи в проектування конструкцій та в процес їх експлуатації.

В якості основних результатів досліджень слід відзначити розробку математичних прогнозних моделей зміни основних показників експлуатаційної придатності об'єкта, які визначають технічний стан системи та загальної методології визначення, прогнозування та регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій. Основною концепцією підходу до цього процесу є використання апостеріорної інформації, отриманої в ході експлуатації.

Запропонована методологія дозволила по-новому виконати оцінювання технічного стану конструкцій, внести зміни в їх проектування з метою встановлення наперед заданого початкового ресурсу системи, а також виконувати необхідні втручання в процес експлуатації, які дозволяють забезпечити надійне безаварійне використання конструкцій протягом заданого терміну.

Важливо відмітити, що в рамках запропонованої методології розроблені пропозиції щодо моніторингу стану залізобетонних конструкцій, які забезпечують максимальне використання отриманої інформації та прогнозування стану на визначеному відрізку часу.

Логічно вписаним блоком в даній роботі розглядаються підходи до визначення технічного стану пошкоджених та перевантажених в процесі експлуатації залізобетонних конструкцій. Запропоновані методи визначення показників експлуатаційної придатності базуються на передумовах чинних норм та враховують

останні дослідження в цьому напрямку і дають можливість визначити область якості таких систем.

Основні результати та висновки роботи зводяться до наступного:

1. Робота залізобетонних конструкцій під час експлуатації досить широко досліджена. Однак відсутня єдина методологія визначення технічного стану залізобетонних конструкцій, прогнозування його в часі та регулювання в процесі експлуатації. Це потребує додаткових експериментально-теоретичних досліджень, розроблення передумов та математичних моделей, які б достовірно описали процес експлуатації конструкцій.

2. На основі розробленої математичної моделі створена цілісна методологія оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій та будівель і споруд в цілому на підставі прямого і диференційованого врахування факторів, що впливають на ПЕП.

3. Математичну модель експлуатації окремої конструкції або будівлі чи споруди в цілому створено на апостеріорній інформації. Показано, що опис кривої експлуатації поліномом другого ступеня є достовірним та надійним.

4. Виконано комплексний аналіз впливу характерних дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій на їх ПЕП. Встановлено ступінь впливу пошкоджень на один з основних ПЕП – міцність. Для нормального перерізу зігнутих елементів найбільший вплив мають: площа робочої арматури, робоча висота перерізу (для сильно- та середньоармованих конструкцій), клас бетону та ширина перерізу впливають незначно, особливо при малих відсотках армування; для стиснутих елементів суттєвий вплив мають: кількість стиснутої та розтягнутої (для випадку відносно великих ексцентриситетів); клас бетону (для відносно малих ексцентриситетів). Розроблено спрощені підходи до оцінювання ступеня такого впливу. ПЕП, залежно від наслідків перевищення ними своїх граничних значень, поділено на дві групи: перша – ПЕП, перевищення яких призводить до руйнування конструкції, а друга – унеможливлює нормальну експлуатацію.

5. Залізобетонні конструкції слід відносити до одного з трьох технічних станів: I – задовільний (ПЕП обох груп не перевищують своїх граничних значень); II

– непридатний до нормальної експлуатації (бодай один з ПЕП II групи перевищує своє граничне значення, а I – знаходяться в допустимих межах); III – аварійний (хоча б один з ПЕП I групи перевищує допустиме значення).

6. Віднесення будівлі (споруди) в цілому до одного з трьох технічних станів виконується на підставі аналізу роботи системи (залізобетонних конструкцій та вузлів їх з'єднань) з урахуванням фактичного технічного стану окремих елементів.

7. Розроблено методику розрахунку пошкоджених у процесі експлуатації залізобетонних конструкцій для випадків, які не передбачені чинними нормами, а саме: руйнування стиснутої зони ребра таврового елемента, що згинається, та стиснутої зони бетону позацентрово стиснутих залізобетонних конструкцій. Методика базується на підході чинних норм та доповнює їх.

8. Прогнозування ПЕП, а значить і технічного стану окремих конструкцій і будівель (споруд) у цілому, визначається на підставі отриманих в ході обстежень даних шляхом екстраполяції кривих експлуатації як середнє арифметичне, отримане поліномами різних ступенів (не вище ніж четвертого).

9. Початковий ресурс конструкції встановлено відповідно до стратегії експлуатації (з використанням капітальних ремонтів або реконструкції чи без них) на підставі кривих експлуатації конструкцій, що експлуатувалися в аналогічних умовах шляхом введення коефіцієнта ресурсу γ_R. Залишковий ресурс визначається екстраполяцією кривої експлуатації.

10. Регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій здійснюється шляхом підвищення ПЕП в ході капітального ремонту (реконструкції) або уточненням області допустимих значень. Проведено експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану, міцності, тріщиностійкості та деформативності залізобетонних конструкцій, що згинаються, і в ході експлуатації зазнали короткочасного навантаження високого рівня. Встановлено, що:

– при цьому виді навантаження проявляються суттєві пластичні деформації в бетоні (при рівнях $0{,}7F_U$, $0{,}85F_U$, $0{,}9F_U$, деформації крайньої стиснутої фібри зросли відповідно на 30%, 50%, 75%, деформації арматури – на 7%, 84%);

– міцність елементів знизилася на 0,6% при довантаженні до рівня $0,7F_U$ та 7,6% – до $0,9F_U$. При рівні довантаження $0,85F_U$ в бетоні стиснутої зони проявляються деструктивні процеси. Доводити довантаження конструкцій до такого рівня не рекомендується;

– експериментально встановлено, що при довантаженні до рівня $0,9F_U$ прогин балки зріс на 87% і перевищив граничне значення, тому в процесі експлуатації слід уникати нетривалого довантаження до рівня більше ніж $0,85F_U$.

Розроблена методика визначення ПЕП дає можливість прогнозувати процес зміни технічного стану таких конструкцій.

11. Запропонована чотирирівнева система проведення моніторингу технічного стану залізобетонних конструкцій дозволяє постійно отримувати зіставну достовірну інформацію про величини ПЕП, технічний стан окремих конструкцій і будівель та споруд у цілому.

12. Кількість втручань (активних та пасивних) у хід експлуатації конструкції визначається за допомогою розробленої методики, що враховує фактичний стан конструкцій та мінімізує витрати на їх експлуатацію.

13. Розроблено алгоритми та програми прогнозування, регулювання технічного стану конструкцій та визначення стратегії втручань у процес експлуатації. Зіставлення теоретичних значень показників експлуатаційної придатності, визначених за запропонованою методологією з представницькою вибіркою експериментальних даних, отриманих автором та іншими дослідниками, показують хорошу збіжність результатів (середнє арифметичне відхилення складало 0,99, середнє квадратичне – 0,323 при коефіцієнті варіації 32,7%.). Це свідчить про можливість використання методик під час експлуатації будівель та споруд.

Додаток А

Приклад призначення показників експлуатаційної придатності

Для кожного конкретного випадку показники експлуатаційної придатності окремих залізобетонних конструкцій встановлюються виходячи з позицій необхідності забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівлі (споруди) та мінімальної їх кількості.

Розглянемо приклад призначення ПЕП для ребристих збірних плит покриття сільськогосподарських будівель, таких які розглядалися в дослідах [90]. Результати призначення зведемо до таблиці А.1. При цьому фактори, від яких залежить зміна показників експлуатаційної придатності, будемо указував по мірі зменшення їх впливу.

Таблиця А.1

Показники експлуатаційної придатності ребристих залізобетонних плит сільськогосподарських будівель

№ з/п	Група ПЕП	ПЕП	Фактор (параметр), що впливає на ПЕП	Можливі наслідки перевищення ПЕП граничних значень
1	2	3	4	5
1	I	Міцність нормального перерізу поздовжнього ребра	Кількість (ступінь корозії) робочої арматури	Обвалення усієї конструкції
			Зменшення робочої висоти перерізу поздовжнього ребра (через механічні руйнування чи корозію бетону)	
			Зменшення ширини поперечного перерізу поздовжнього ребра через ті ж причини	
			Зниження міцності бетону	
2	I	Міцність похилого перерізу на дію поперечної сили	Зменшення (корозія) площі перерізу поперечної арматури	Обвалення усієї конструкції
			Зменшення робочої висоти перерізу поздовжнього ребра	

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5
			Зменшення ширини поперечного перерізу поздовжнього ребра	
			Зниження міцності бетону	
3	I	Міцність похилого перерізу на дію згинаючого моменту	Зменшення (корозія) площі перерізу поздовжньої арматури	Обвалення усієї конструкції
			Зменшення сили зчеплення (через корозію) арматури з бетоном	
			Зменшення робочої висоти перерізу поздовжнього ребра	
			Зниження міцності бетону	
4	I	Міцність похилого перерізу на дію головних стискаючих напружень	Зниження міцності бетону	Обвалення усієї конструкції
5	I	Міцність нормального перерізу поперечного ребра	Кількість (ступінь корозії) робочої арматури	Локальне обвалення (частини плити)
			Зменшення робочої висоти перерізу поперечного ребра	
			Зменшення ширини поперечного перерізу поперечного ребра	
			Зниження міцності бетону	
6	I	Міцність похилого перерізу поперечного ребра на дію поперечної сили	Зменшення (корозія) площі поперечної арматури	Локальне обвалення (частини плити)
			Зменшення робочої висоти перерізу поперечного ребра	
			Зменшення ширини поперечного перерізу поперечного ребра	
			Зниження міцності бетону	
7	I	Міцність похилого перерізу поперечного ребра на дію згинаючого моменту	Зменшення (корозія) площі поздовжньої арматури	Локальне обвалення (частини плити)
			Зменшення сили зчеплення (через корозію) арматури з бетоном	

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5
			Зменшення робочої висоти перерізу поздовжнього ребра	
			Зниження міцності бетону	
8	I	Міцність нормального перерізу полички	Кількість (ступінь корозії) робочої арматури	Локальне обвалення (частини плити)
			Зменшення робочої висоти перерізу полички	
			Зниження міцності бетону	
9	I	Зменшення площадки обпирання плити на несучі конструкції	Деформація будівлі	Обвалення конструкцій.
10	II	Прогини поздовжніх ребер	Втрати зусилля попереднього напруження (через корозію арматури, втрату зчеплення)	Неестетичний вид
			Зниження міцності бетону	
11	II	Нормальні та похилі тріщини в поздовжніх ребрах	Втрати зусилля попереднього напруження (через корозію арматури, втрату зчеплення)	Підвищений знос конструкцій. Активізація корозії арматури.
			Зниження міцності бетону	
12	II	Нормальні та похилі тріщини в поперечних ребрах	Зменшення арматури (корозія її), втрата зчеплення арматури з бетоном	Підвищений знос конструкцій. Активізація корозії арматури.

Додаток Б
Зміна показників експлуатаційної придатності з часом та їх описання

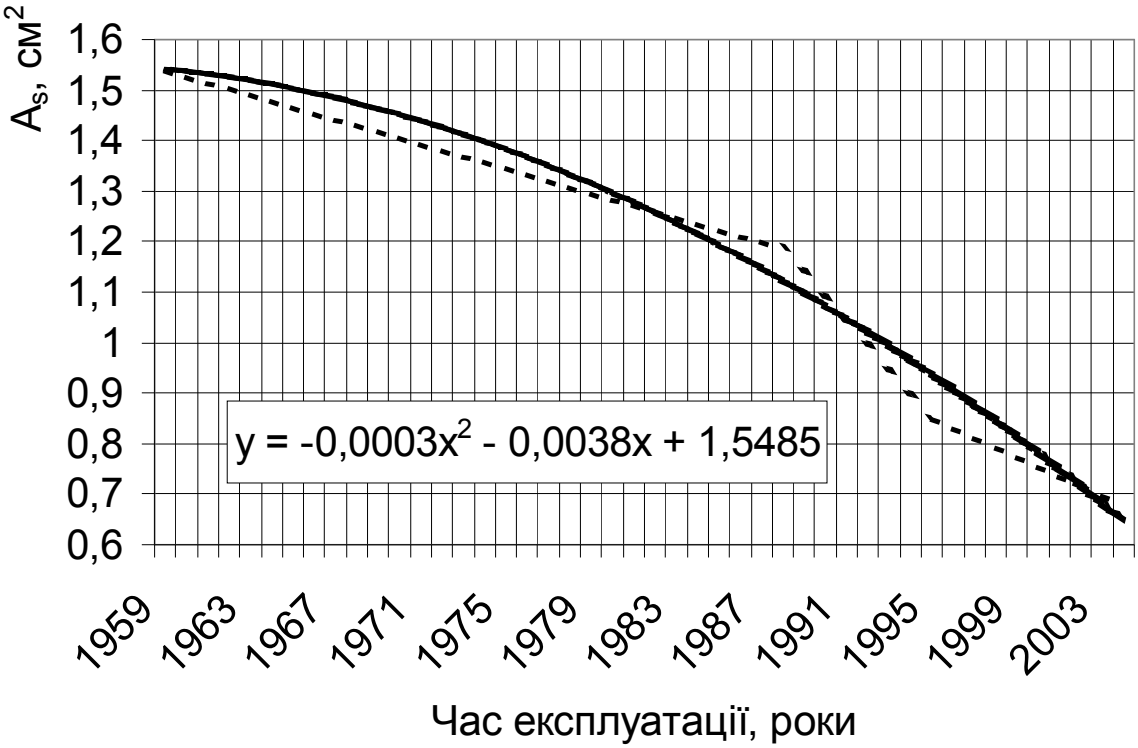


Рис. Б.1. Залежність площі поперечного перерізу арматурних стержнів від часу експлуатації перекриття головного корпусу Білицького молочноконсервного комбінату.

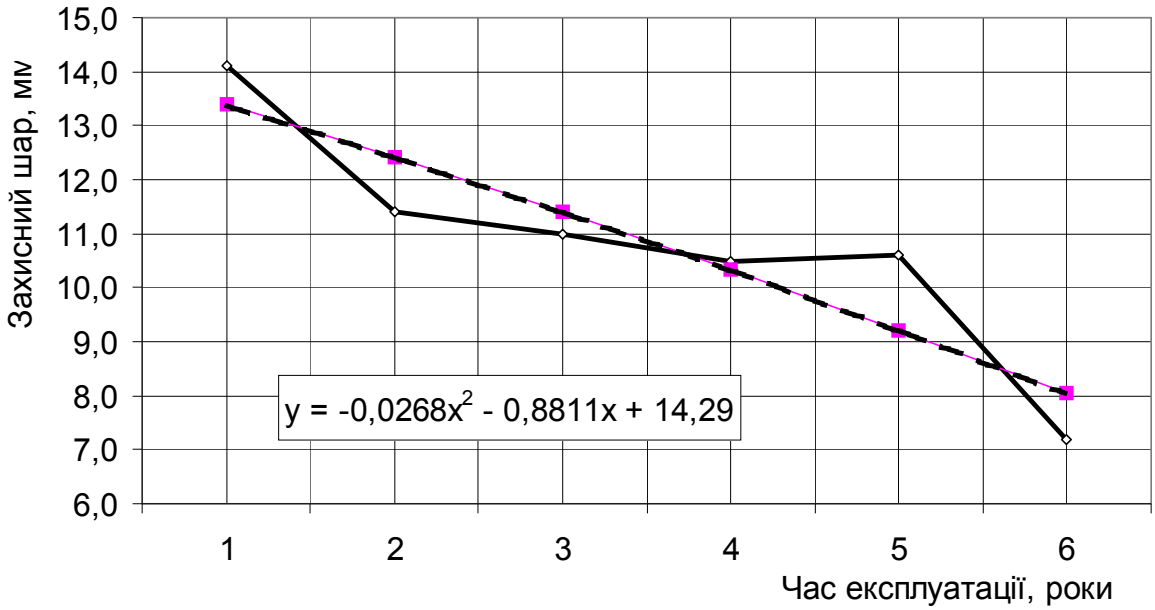


Рис. Б.2. Залишковий захисний шар бетону поздовжніх ребер плит покриття.

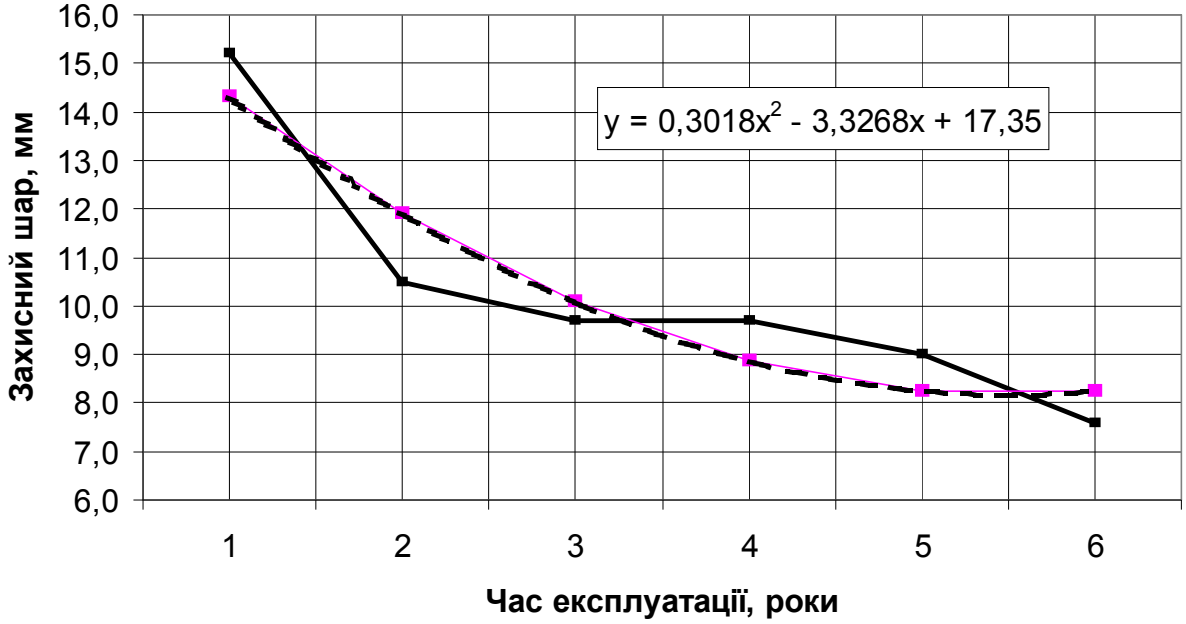


Рис. Б.3. Залишковий захисний шар бетону балок покриття.

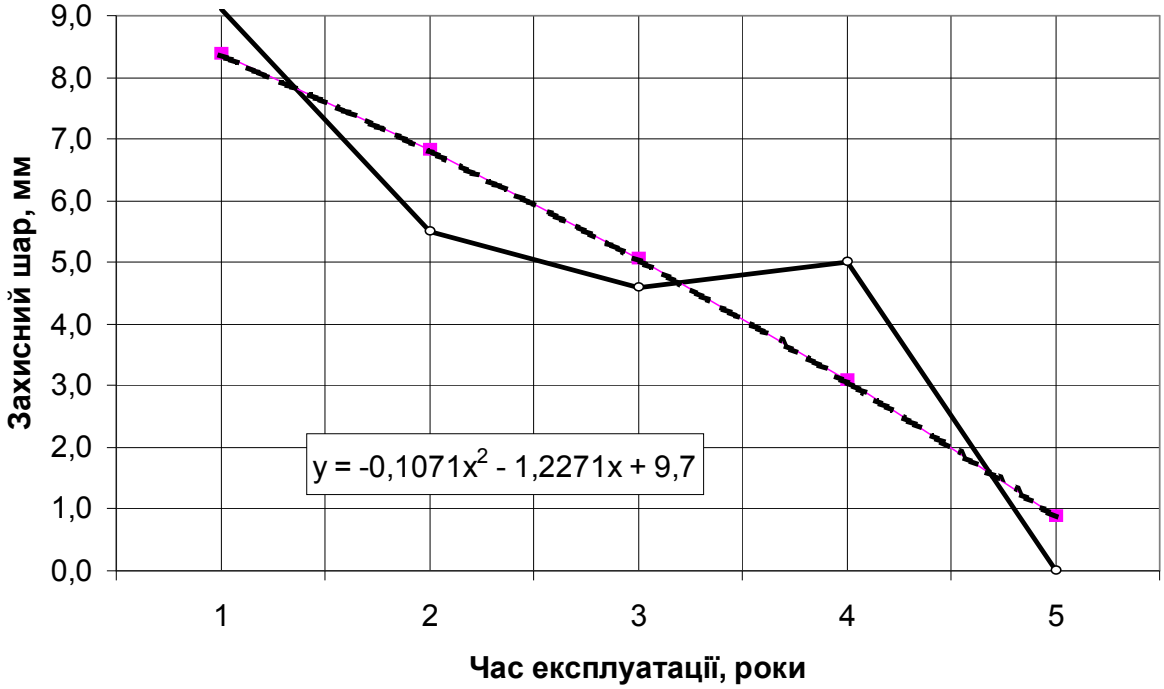


Рис. Б.4. Залишковий захисний шар бетону колон.

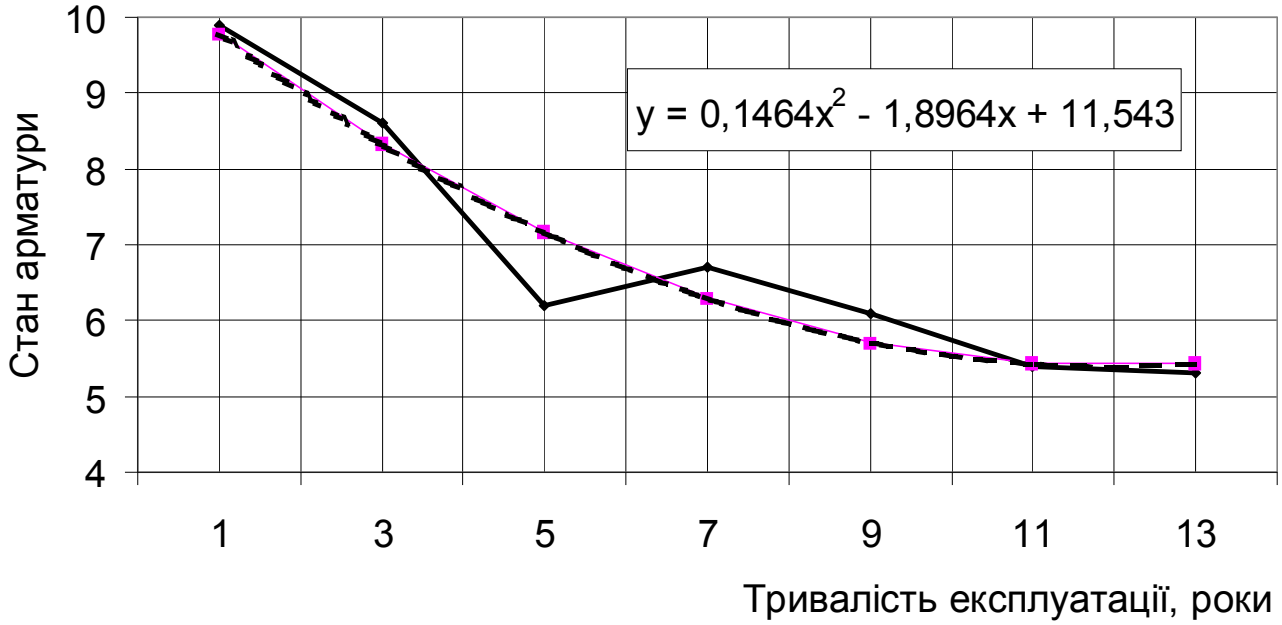


Рис. Б.5. Зміна стану (за 10-бальною шкалою) арматури колон під час експлуатації.

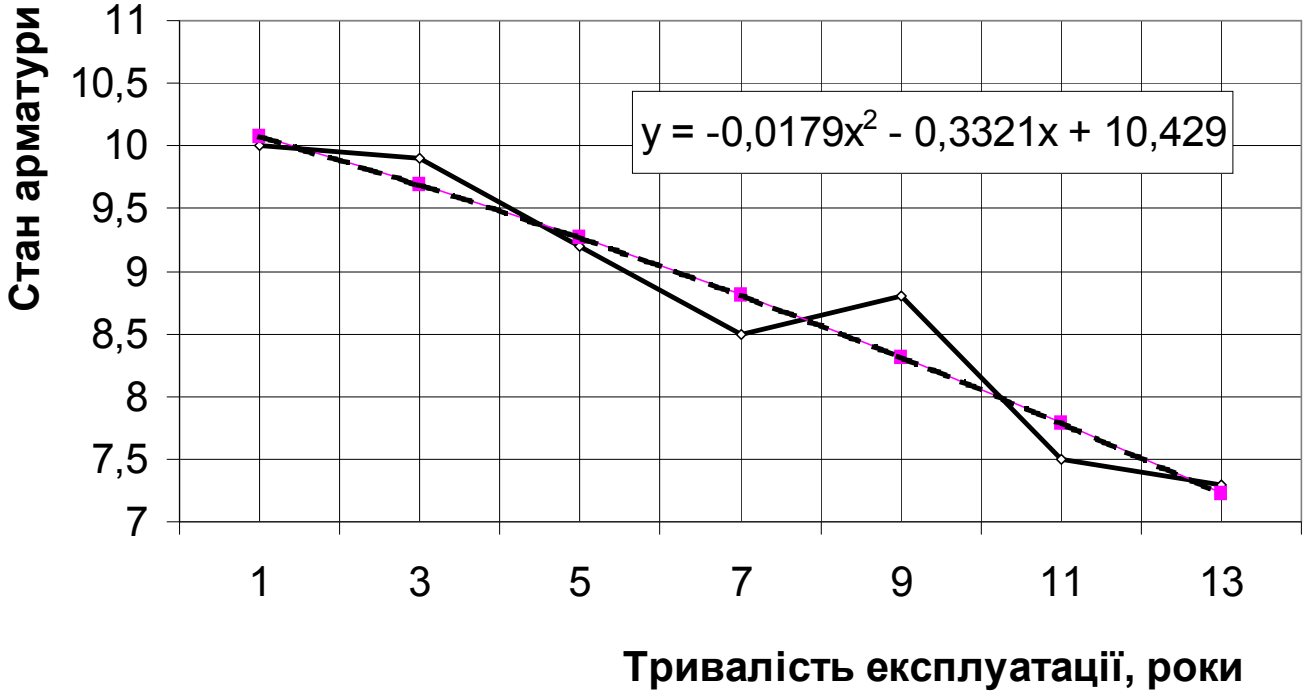


Рис. Б.6. Зміна стану (за 10-бальною шкалою) арматури балок під час експлуатації.

Додаток В
Програма визначення втручань в процес експлуатації

$D:=15 \quad P:=30 \quad R:=40 \quad \alpha:=0.74 \quad \beta:=0.731 \quad \gamma:=0.724 \quad m1:=22 \quad m2:=550 \quad k:=4$

$a4(m1,m2):=(R-P)\cdot(R-D)\cdot\left[\beta\cdot\left[(P-D)\cdot(R-P)-\alpha\cdot(P-D)\cdot(R-D)-\gamma\cdot(R-P)\cdot(R-D)\right]\right]$

$a3(m1,m2):=2\cdot(R-P)\cdot(R-D)\cdot\left[\alpha\cdot(P-D)\cdot(m2-D\cdot m1)+\beta\cdot(P-D)\cdot(m1\cdot P-m2)-\gamma\cdot(R-D)\cdot(m1\cdot P-m2)+\gamma\cdot(m2-D\cdot m1)\cdot(R-P)\right]$

$a2(m1,m2):=\left[-\alpha\cdot(P-D)\cdot(R-P)\cdot(m2-D\cdot m1)^2+\beta\cdot(P-D)\cdot(R-D)\cdot(m1\cdot P-m2)^2-\gamma\cdot(m1\cdot P-m2)^2\cdot(R-D)^2-\gamma\cdot(m2-D\cdot m1)^2\cdot(R-P)^2+4\cdot\gamma\cdot(m1\cdot P-m2)\cdot(m2-D\cdot m1)\cdot(R-P)\cdot(R-\right.$

$a1(m1,m2):=-2\cdot\gamma\cdot(R-P)\cdot(m1\cdot P-m2)\cdot(m2-D\cdot m1)\cdot\left[(m2-D\cdot m1)\cdot(R-P)-(m1\cdot P-m2)\cdot(R-D)\right]$

$a0(m1,m2):=-\gamma\cdot(m1\cdot P-m2)^2\cdot(m2-D\cdot m1)^2$

$$f(k,m1,m2):=\frac{k^4\cdot a4(m1,m2)+k^3\cdot a3(m1,m2)+k^2\cdot a2(m1,m2)+k\cdot a1(m1,m2)+a0(m1,m2)}{a4(m1,m2)}$$

$K(m1,m2):=root(f(k,m1,m2),k)$

$$N(m1,m2):=\frac{\left[m1\cdot P-m2+(R-P)\cdot K(m1,m2)\right]}{(P-D)}$$

$$p(m1,m2):=\frac{\left[m2-D\cdot m1-(R-D)\cdot K(m1,m2)\right]}{(P-D)}$$

$K(m1,m2)=2.002$

$N(m1,m2)=8.668$

$p(m1,m2)=11.33$

$f(k,m1,m2)=-9.583\times 10^{3}$

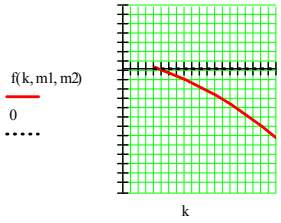
$$F(k,m1,m2):=\frac{\alpha\cdot(P-D)}{m1\cdot P-m2+(R-P)\cdot k}+\frac{\beta\cdot(P-D)}{m2-D\cdot m1-(R-D)\cdot k}+\frac{\gamma}{k}$$

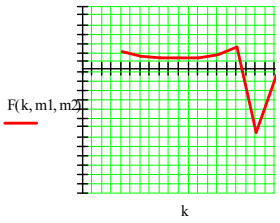
$k:=2..10$

$$k1:=\frac{m2-m1\cdot P}{R-P} \qquad k2:=\frac{m2-D\cdot m1}{R-D}$$

$k:=2..10$

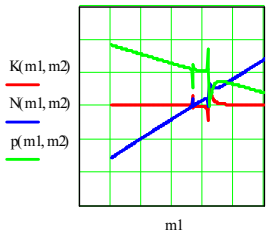
$k1=-11 \qquad k2=8.8$



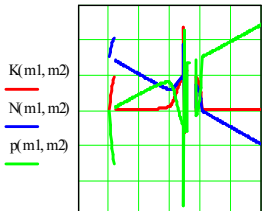


k =	F(k,m1,m2) =
2	0.512
3	0.396
4	0.346
5	0.33
6	0.343
7	0.409
8	0.697
9	-2.057
10	-0.24

$m1:=5,5.1..30 \qquad k:=4$



$m1:=10 \qquad m2:=D\cdot m1..R\cdot m1$



Додаток Д
Програма визначення напружено-деформованого стану з урахуванням передісторії навантаження

Текст програми

```
uses crt;
var Ab,Aredbi,Aredb,h,h1,hb,b,Sd,Sk,Sredbi,Sredb,Ared,alfa,Asp,As,Asps,
    Ass,Sred,y0,yb,ysp,ys,ysps,yss,h0, {геометричні хар.}
    Isp,Is,Isps,Iss,Ib,Ired,Iredb,P,Iredbi,
    Es,Esr,Esum,Eb,Rb,Rbt,Rsp,Rs,gammab, {характеристики міцності}
    l0,c,Fz,Mz,toch,Mb,Mbi,Nb,Nbi,Ns,deltaFz,Fzu,Mzu,
    epsbu,epsbtu,epsbum,epsr,epsrt,n0,sigmasp,sigmasp0,sigmas,n01,k0,k1,kt,ii,
    t_1, t_2, t_3, t_4,F_1,F_2,F_3 : real;
    i_max,k_max,i,j,l,k,m,n2,m1,balka:integer;
    Y,X,epsilon,epsilonp0,epsilon0,sigmab,sigmasp_k,E,Eb0,n,
    M_z,r_1:array[1..50] of real;
epsilonl,epsilonl_2_minys,epsilonl_2_plys,sigmabl,epsilonl_3_minys,epsilonpl:arr
ay[1..40,1..40] of real;
    da:string[50];
    dan, danper: text;
{Для процедури повзучості}
   tu,fi_tu,delta_tu,gamma,alfa_p,A_2,psi_tu,fi_n_tu,delta_n_tu,gamma_n,
   alfa_n,A_2_n,m_p,psi_n_tu,time,Fsigma,beta:real;
   Ct_p, CH:array[1..50] of double;
   Cmin:{real} double;
{Для процедури визначення прогину}
   psi_b,psi_s,r_1m,r_1lr0,f_m,sumf,k_psi_s:real;
{Gauss}
 L_crc, sigma_crc, sigma_min,ABC,A_,B_,C_ :real;
 A_sigm:array[1..5] of real;
 Bl_crc, A_sigm_1:array[1..5,1..5] of real;
{знаходження приведеного статичного моменту перерізу та моменту інерції}
 Procedure stat_mom;
label s3,s4;
      Begin
      Sredb:=0; Aredb:=0;Mb:=0;Nb:=0; h0:=h-ysp;
     for i:=1 to i_max do
              begin
               if E[i]=0 then goto s4   else
                  begin
                    Mbi:=b*Sd*(y[i]-ysp)*sigmab[i];
                    Mb:=Mb+Mbi;
                    Nbi:=b*Sd*sigmab[i];
                    Nb:=Nb+Nbi;
                    Sredbi:=Sd*b*y[i]*E[i];
                    Sredb:=Sredb+Sredbi;
                    Aredbi:=Sd*b*E[i];
                    Aredb:=Aredb+Aredbi;
s4:                end;
```

```
            end;
          Ared:=Aredb+Asp*100*Es+As*100*Es;
          Sred:=Sredb+100*Asp*ysp*Es+As*100*ys*Es;
        y0:=Sred/Ared;
        Iredb:=0;
    for i:=1 to i_max do
            begin
             if E[i]=0 then goto s3   else
               begin
                 Iredbi:=b*Sd*Sd*Sd/12+(y0-Y[i])*(y0-Y[i])*b*Sd*E[i];
                 Iredb:=Iredb+Iredbi;
s3:              end;
            end;
          Ired:=Iredb+(y0-Ysp)*(y0-Ysp)*100*Asp*Es+(y0-Ys)*(y0-Ys)*
               As*100*Es;
   end;
Procedure rozbyvka;
  begin
  {------------розбивка балки на дискретні ділянки----------------}
k_max:=20;  {ввести кількість ділянок не більше 50}
         Sk:=l0/k_max/2;
         for k:=1 to k_max+1 do
                   begin
                     X[k]:=(k-1)*Sk+Sk/2;
                       writeln (X[k]:6:2);
                   end;
{------------розбивка пепрерізу на дискретні ділянки------------}
       i_max:=20;{ввести кількість ділянок не більше 50}
         Sd:=h/i_max;{ширина ділянки}
         {знаходження Y[i]}
            for i:=1 to i_max do
                   begin
                     E[i]:=Eb;
                      Y[i]:=(i-1)*Sd+Sd/2;
                        writeln (Y[i]:6:2);
                  end;
  end;
Procedure sigma_b;
begin
              epsr:=0.00259;
              epsrt:=0.00259;
              gammab:=Eb*epsR/Rb;
   for i:=1 to i_max do
        if epsilon[i]<0 then
          begin  {--------знаходження sigmabt---------}
```

```
                    sigmab[i]:=(Rbt*gammab*epsilon[i]/epsrt)/(1+(gammab-1)*
                EXP(gammab/(gammab-1)/1.5*ln(abs(0.75*epsilon[i]/epsrt+0.25*
                (epsilon[i]/epsrt*epsilon[i]/epsrt*epsilon[i]/epsrt)))));
{                    sigmab[i]:=Eb*epsilon[i];}
            end else
            begin  {--------знаходження sigmab---------}
              if epsilon[i]=0 then sigmab[i]:=0 else
                sigmab[i]:=Eb*epsilon[i]/(1+(Eb*epsilon[i]/Rb)*(50-0.5*Rb)/
                (50+Rb));{школяр}
  end;
end;
Procedure roz_eps;
      label s,s1;
begin
s:{ writeln (sigmasp:4:1); }
       sigmas:=((Mz-Mb)/(ysp-ys))/As/100;
                          if sigmas>Rs then
                 begin
                    sigmas:=Rs;
                  end;
        sigmasp:=(Nb-P-sigmas*As*100)/Asp/100;
 m:=m+1; for i:=1 to i_max do
          begin
          if E[i]=0 then  epsilon[i]:=0 else
          epsilon[i]:=P/Ared+P*(y0-ysp)*(y0-Y[i])/Ired+Mz*(Y[i]-y0)/Ired;
                  end;
sigma_b;    kt:=0;
        for i:=1 to i_max do
            begin
                 if(abs(sigmab[i])>=k_psi_s*Rbt) and (sigmab[i]<0)  then
                 begin
                   writeln ('поява  тріщини');
                   E[i]:=0; epsilon[i]:=0
                 end
               else
                    begin
                      if epsilon[i]<>0 then
                      E[i]:=sigmab[i]/epsilon[i];
                    end;
            end;
                 for i:=1 to i_max do
                 begin
                      if epsilon[i]=0 then goto s1 else
                      toch:=ABS((epsilon0[i]-epsilon[i])/epsilon[i]);
                      if toch>=0.000001{точн.} then kt:=kt+1;
```

```
s1:
                end;
        if kt>0 then
           begin
              for i:=1 to i_max do
                begin
                   epsilon0[i]:=epsilon[i];
                end;
stat_mom;
goto s;
           end else
      Ns:=Nb-sigmasp*Asp*100-P-sigmas*As*100;
end;
Procedure povz_bet;
 begin
gamma:=0.04;
alfa_p:=5;
A_2:=0.6;
gamma_n:=0.04;
alfa_n:=5;
A_2_n:=0.9;
{sigma свої напруження }
m_p:=2;
     fi_tu:=(10+26*EXP(-0.018*tu)+45.4*EXP(-0.44*tu))*0.0000001;
     delta_tu:=(3.99+3.86*EXP(-0.083*tu)+3.58*EXP(-0.18*tu))*0.0000001;
     psi_tu:=fi_tu-delta_tu;
     Cmin:=fi_tu-psi_tu*((EXP(gamma*tu)-A_2)/(EXP(gamma*time)-A_2))-
     delta_tu*EXP(alfa_p*(-1)*(time-tu));
     fi_n_tu:=(0.56+4.14*EXP(-0.071*tu)+13.45*EXP(-0.39*tu))*0.000000001;
     delta_n_tu:=(0.26+2.05*EXP(-0.049*tu)+18.55*EXP(-
0.55*tu))*0.000000001;
     psi_n_tu:=fi_n_tu-delta_n_tu;
      for k:=1 to k_max do
        begin
        for i:=1 to i_max do
          begin
          if sigmabl[k,i]<=0 then CH[i]:=0 else
          CH[i]:=EXP(m_p*ln(10*sigmabl[k,i]))*(fi_n_tu-
psi_n_tu*((EXP(gamma_n*
          tu)-A_2_n)/
          (EXP(gamma_n*time)-A_2_n))-delta_n_tu*EXP(-alfa_n*(time-tu)));
          Ct_p[i]:=Cmin+CH[i];
           beta:=0.001676;
           Fsigma:=beta*sigmabl[k,i]*sigmabl[k,i]*90+sigmabl[k,i];
           epsilonpl[k,i]:=Ct_p[i]*Fsigma;
```

```
          end;
        end;
 end;

Procedure Gaus;
Begin
   Bl_crc[1,1]:=l_crc/2*l_crc/2;
   Bl_crc[1,2]:=-l_crc/2;
   Bl_crc[1,3]:=1;
   Bl_crc[3,1]:=0;
   Bl_crc[3,2]:=0;
   Bl_crc[3,3]:=1;
   Bl_crc[2,1]:=l_crc/2*l_crc/2;
   Bl_crc[2,2]:=l_crc/2;
   Bl_crc[2,3]:=1;
   A_sigm[1]:=sigma_crc;
   A_sigm[3]:=sigma_min;
   A_sigm[2]:=sigma_crc;
          A_sigm[1]:=A_sigm[1]/Bl_crc[1,1];
          ABC:=Bl_crc[1,1];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]/ABC;
         A_sigm[2]:=A_sigm[2]-A_sigm[1]*Bl_crc[2,1];
         ABC:=Bl_crc[2,1];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]-Bl_crc[1,j]*ABC;
         A_sigm[3]:=A_sigm[3]-A_sigm[1]*Bl_crc[3,1];
         ABC:=Bl_crc[3,1];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[3,j]:=Bl_crc[3,j]-Bl_crc[1,j]*ABC;
          A_sigm[2]:=A_sigm[2]/Bl_crc[2,2];
          ABC:=Bl_crc[2,2];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]/ABC;
         A_sigm[3]:=A_sigm[3]-A_sigm[2]*Bl_crc[3,2];
         ABC:=Bl_crc[3,2];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[3,j]:=Bl_crc[3,j]-Bl_crc[2,j]*ABC;
         A_sigm[1]:=A_sigm[1]-A_sigm[2]*Bl_crc[1,2];
         ABC:=Bl_crc[1,2];
      for j:=1 to 3 do
         Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]-Bl_crc[2,j]*Bl_crc[1,2];
         A_sigm[1]:=A_sigm[1]-A_sigm[3]*Bl_crc[1,3];
         ABC:=Bl_crc[1,3];
      for j:=1 to 3 do
```

```
          Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]-Bl_crc[3,j]*ABC;
          A_sigm[2]:=A_sigm[2]-A_sigm[3]*Bl_crc[2,3];
          ABC:=Bl_crc[2,3];
       for j:=1 to 3 do
          Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]-Bl_crc[3,j]*ABC;
A_:=A_sigm[1];  B_:=A_sigm[2];  C_:=A_sigm[3];
     for i:=1 to 3 do
     begin   writeln;
       for j:=1 to 3 do
             write(Bl_crc[i,j]:5:1,'      ');
             write(A_sigm[i]:7:5);
     end;
end;
Procedure vyvid;
 begin
{--------------вивід результатів----------------------------------}
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'|    ',epsilonl[k_max,i_max]*1000:5:4,'   |    ',sigmasp_k[k_max]
    /Es*1000:5:4,'    |',f_m:5:4 ,'|');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
for i:=1 to i_max do
    writeln (danper,y[i]:5:2,'  ',sigmabl[k,i]:7:4,'  ',epsilonl[k,i]:7:6);
    close (danper);
end;
Procedure vvid;
 begin
  writeln ('Введіть файл даних');
  readln (da);
  assign (dan, da); reset (dan);
     readln  (dan);
     readln  (dan);
     readln (dan,b,h,Asp,As,Ass,ysp,ys,yss,Eb,Es,Rb,Rbt,Rsp,Rs,sigmasp0);
      {зчитка  ГЕОМЕТРИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК}
     readln  (dan);
     readln  (dan);
     readln (dan, t_1, t_2, t_3, t_4, F_1, F_2, F_3,balka);
     write (b:7:2,h:7:2,Asp:7:2,As:7:2,Ass:7:2,ysp:7:2,ys:7:2,
     yss:7:2,Eb:10:2,Es:9:2,sigmasp0:7:2);
     writeln;
end;
 Procedure podovg;
 begin
{---------------розрахунок НДС по всій довжині балки---------------}
   for k:=1 to k_max do
```

```
          begin
            if X[k]<=c then Mz:=X[k]*Fz*1000/2 else Mz:=c*Fz*1000/2;
roz_eps;
              M_z[k]:=Mz;
              sigmasp_k[k]:=sigmasp;
          for i:=1 to i_max do
           begin
            epsilonl[k,i]:=epsilon[i];
            sigmabl[k,i]:=sigmab[i];
           end;
          end;
 end;
Procedure miznist;
begin
 deltaFz:=10;
 Fzu:=deltaFz;
   Repeat
           Mz:=c*Fzu*1000/2;
roz_eps;
     begin
      if (sigmasp{+sigmasp0})<Rsp*1.15 then Fzu:=Fzu+deltaFz else
        Fzu:=Fzu-deltaFz;
      if (sigmasp{+sigmasp0})>Rsp*1.15 then
      deltaFz:=deltaFz/2;
     end;
writeln (Fzu:4:1);
    until (deltaFz<0.1);
end;
Procedure progin;
begin
           for k:=1 to k_max do
           begin
             if E[1]=0 then begin
                psi_b:=0.9;
                      end else begin
                psi_b:=1;{ psi_s:=1; }
                           end;
               r_1m:=(epsilonl[k_max,i_max]*psi_b+sigmasp_k[k_max]*
                     psi_s/Es)/h0;
               r_1lr0:=(epsilonl[1,i_max]+sigmasp_k[1]/Es)/h0;
             if P*(y0-ysp)>M_z[k] then
               r_1[k]:=-(epsilonl[k,1]-epsilonl[k,i_max])*psi_b/h
                           else
               r_1[k]:=(epsilonl[k,i_max]*psi_b+sigmasp_k[k]*psi_s/Es)/h0;
           end;
```

```
            sumf:=0;
           for k:=2 to k_max do
            begin
              sumf:=sumf+(k*2*r_1[k]);
            end;
            f_m:=l0*l0/12/(4*k*k)*(2*r_1lr0+6*sumf+(3*2*k_max-2)*r_1m);
 end;
Procedure  psi_s_proz;
         begin
            l_crc:=20*(3.5-100*(Asp*10+As*10)/b/h)*exp((1/3)*ln(10));
            k_psi_s:=100;
rozbyvka;
podovg;
            sigma_min:=sigmasp;
             k_psi_s:=0.98;
rozbyvka;
podovg;
            sigma_crc:=sigmasp;
Gaus;
           psi_s:= (A_*l_crc*l_crc+3*B_*l_crc+12*C_)/(12*sigma_crc)
         end;
{----------------ОСНОВНА ПРОГРАМА-----------------}
BEGIN
 clrscr;
{--------------дані для знаходження моменту зовн. сил-------------}
l0:=1100; c:=450;
{-----------------------------------------------------------------}
vvid;
P:=sigmasp0*Asp/10;
rozbyvka;
stat_mom;
miznist;
assign (dan,'rez.txt'); rewrite (dan);
    writeln(dan,'balka # ',balka,'  Fu=',Fzu:6:2);
    writeln(dan,'|',' деформ. бет.','|',' деформ. арм  ','|','прогин','|');
    writeln(dan,'       в момент часу   t1');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); rewrite(danper);
    writeln(danper,'  Yi ','   sigmab  ',' epsilon');
    writeln(danper,'       в момент часу   t1');
    close (danper);
{------------'1'----------------------------------}
Fz:=F_1;  tu:=t_1;time:=t_2;
psi_s_proz;
podovg;
```

```
progin;
vyvid;
{-------------'2-'---------------------------------}
povz_bet;
    for k:=1 to k_max do
       begin
      for i:=1 to i_max do
         begin
           epsilonl[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilonl[k,i];
           epsilonl_2_minys[k,i]:=epsilonl[k,i];
         end;
       end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'       в момент часу   t2-');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'       в момент часу   t2-');
    close (danper);
vyvid;
{-------------'2+'-----------------------------------}
Fz:=F_2;  tu:=t_2; time:=t_3;
podovg;
psi_s_proz;
    for k:=1 to k_max do
       begin
      for i:=1 to i_max do
         begin
           if epsilonl[k,i]=0 then epsilonl[k,i]:=0 else
            epsilonl[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilonl[k,i];
            epsilonl_2_plys[k,i]:=epsilonl[k,i];
         end;
       end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'       в момент часу   t2+');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'       в момент часу   t2+');
    close (danper);
vyvid;
{--------------'3-'---------------------------------}
povz_bet;
    for k:=1 to k_max do
       begin
```

```
       for i:=1 to i_max do
          begin
            epsilonl[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilonl[k,i];
            epsilonl_3_minys[k,i]:=epsilonl[k,i];
          end;
        end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'       в момент часу   t3-');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'       в момент часу   t3-');
    close (danper);
vyvid;
{--------------'3+'----------------------------------}
Fz:=F_3;  tu:=t_3; time:=t_4;
podovg;
    for k:=1 to k_max do
        begin
       for i:=1 to i_max do
          begin
           if epsilonl_3_minys[k,i]=0 then epsilonl[k,i]:=0 else
epsilonl[k,i]:=epsilonl_2_minys[k,i]+epsilonl_3_minys[k,i]-epsilonl_2_plys[k,i];
          end;
        end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'       в момент часу   t3+');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'       в момент часу   t3+');
    close (danper);
vyvid;
{--------------'4'----------------------------------}
povz_bet;
    for k:=1 to k_max do
        begin
       for i:=1 to i_max do
          begin
            epsilonl[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilonl[k,i];
          end;
        end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'       в момент часу   t4');
```

```
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'       в момент часу   t4');
    close (danper);
vyvid;
END.
```

Додаток Е
Паспорт технічного стану будівлі (споруди)

П А С П О Р Т

ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЛІ (СПОРУДИ)

0.1	Назва підприєм-ства	повно	
		коротко	
0.2	Назва об’єкта		

ДАНІ ПРО ПІДПРИЄМСТВО

1.1	**Форма власності, підпорядкованість**		
1.2	**Поштова адреса підприємства**	_____ індекс	
1.3	**Код ЄДРПОУ**		

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БУДІВЛЮ (СПОРУДУ)

2.1	**№ об'єкта***	
2.2	**Призначення**	

Віднесення будівлі (споруди) до класифікаційних груп

2.3	**- за відповідальністю**		
2.4	**- за небезпекою технологічних процесів**		
2.5	**- за агресивністю робочого середовища**		
2.6	**Рік забудови**		
2.7	**Площа забудови, м^2**		
2.8	**Будівельний об'єм, м^3**		
2.9	**Поверховість виробничої частини**		
2.10	**Поверховість адміністративно-побутової частини**		
2.11	**Дата складання паспорту**		

*Призначається власником. Бажаний збіг з номером за генеральним планом.

Організація генеральний проектувальник об'єкта

2.12	**- назва**	

Організація, що провела обстеження для паспортизації

2.13	**- назва**	
2.14	**- код ЄДРПОУ**	
2.15	**- ліцензія №***	

2.16	**Дата наступного планового обстеження технічного стану**	

Останнє обстеження проведено:

2.17	**- обстежуюча організація**	
2.18	**- код ЄДРПОУ**	
2.19	**- ліцензія №***	**, дійсна до**
2.20	**- дата обстеження**	

2.17	**- обстежуюча організація**	
2.18	**- код ЄДРПОУ**	
2.19	**- ліцензія №***	**, дійсна до**
2.20	**- дата обстеження**	

ТЕХНІЧНИЙ СТАН БУДІВЛІ (СПОРУДИ) ТА ВИСНОВКИ ЩОДО ЇЇ ПОДАЛЬШОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

3.1	**Технічний стан будівлі (споруди) в цілому***		

ТЕХНІЧНИЙ СТАН ОСНОВ ТА КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПО ЧАСТИНАХ ОБ'ЄКТА

Частини об'єкта, основи та конструктивні елементи	Матеріал	Оцінка стану*	

ТЕХНІЧНИЙ СТАН ІНЖЕНЕРНОГО ОБЛАДНАННЯ ПО ЧАСТИНАХ ОБ'ЄКТА

Частини об'єкта, елементи інженерного обладнання	Оцінка стану*	

*Проставляється (цифрою та текстом) одна з трьох категорій технічного стану:
1 — задовільний;
2 — непридатний до нормальної експлуатації;
3 — аварійний.

ВИЯВЛЕНІ ДЕФЕКТИ ТА ПОШКОДЖЕННЯ І ТЕРМІНИ ЇХ УСУНЕННЯ

№ з/п	Виявлений дефект	Термін усунення

3.5 Оцінка потенційних наслідків можливої аварії

3.5.1	Загроза життю та здоров'ю робітників, що працюють на об'єкті	чол.	
3.5.2	Загроза населенню, що мешкає поблизу об'єкта	чол.	
3.5.3	Загроза обрушення основних конструкцій об'єкта або його частини	$м^2$	
3.5.4	Загроза забруднення довкілля навколо об'єкта	$км^2$	

3.6 Пропозиції щодо подальшої експлуатації

4 ІНШІ ВІДОМОСТІ

4.1.Характерні інженерно-геологічні розрізи.

4.2.Конструктивна схема будівлі або споруди (план, розрізи).

4.3.Відомості про реконструкцію, технічне переозброєння будівлі (споруди).

4.4.Наявність підйомно-транспортних пристроїв та механізмів.

4.5.Проектні дані про допустимі корисні навантаження на основні несучі конструкції та елементи будівлі.

ВІДОМОСТІ ПРО РЕКОНСТРУКЦІЮ, ТЕХНІЧНЕ ПЕРЕОЗБРОЄННЯ БУДІВЛІ

НАЯВНІСТЬ ПІДЙОМНО-ТРАНСПОРТНИХ ПРИСТРОЇВ ТА МЕХАНІЗМІВ

Місце знаходження	За проектом			Фактично			Підкранові шляхи	
	Найменування	Вантажопідйомність	Кількість	Найменування	Вантажопідйомність	Кількість	Довжина, м	Тип рейок

Примітка. У таблицю заносяться відомості про електромостові, підвісні та інші крани, а також відомості про електроталі з зазначенням місць їх встановлення.

ДАНІ ПРО ДОПУСТИМІ КОРИСНІ НАВАНТАЖЕННЯ НА ОСНОВНІ НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЕЛЕМЕНТИ БУДІВЛІ

Найменування конструкцій та елементів будівлі	За проектом	На момент обстеження
Ферми або балки перекриття одноповерхової частини (для кожного прольоту)		
Підкранові балки (для кожного прольоту, ярусу)		
Підлоги (для кожного прольоту, поверху)		
Міжповерхові перекриття і покриття (для кожного поверху) з зображенням схеми навантажень		

Керівник (власник) підприємства _____ (підпис)
МП

Керівник організації, що проводила обстеження _____ (підпис)
МП

Керівник групи обстеження _____ (підпис)

Дата обстеження „___“_____ 20____ р.

ПОРЯДОК ВЕДЕННЯ, ЗБЕРІГАННЯ ТА ВИКОРИСТАННЯ ПАСПОРТА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЛІ (СПОРУДИ)

Головним завданням паспортизації будівель (споруд) є продовження терміну їх нормальної експлуатації.

Паспортизації підлягають будівлі (споруди) усіх державних відомств та окремих підприємств незалежно від форми власності.

Результатом паспортизації буде створення єдиної системи обліку та моніторингового контролю за станом об'єктів з метою своєчасного виявлення передаварійних та аварійних ситуацій, а також припинення експлуатації аварійно небезпечних будівель (споруд).

Форму паспорта технічного стану будівлі (споруди) заповнює її власник (керівник організації) на основі даних повного обстеження та визначення технічного стану будівлі (споруди) за участю представника спеціалізованої організації, що проводила обстеження.

Обстеження здійснюються спеціалізованою організацією на договірних засадах на кошти власника об'єкта або інші.

Достовірність даних, що занесені до паспорта, підтверджується підписами власника об'єкта (керівника організації) та представника спеціалізованої організації, що проводила обстеження.

До складу паспорта входять обов'язкові та рекомендаційні додатки.

Паспорт з додатками шнурується та скріплюється печаткою організації об'єкта.

Паспорт складається у двох екземплярах: один з них зберігається у власника будівлі (споруди), а другий — в організації, що проводила обстеження для паспортизації.

Якщо обстеження визначило, що стан об'єкта або окремих його конструкцій відповідає III категорії технічного стану, копія паспорта в 10-ти денний термін надсилається власником об'єкта та організацією, що проводила обстеження, до головної спеціалізованої організації, яка формує та веде реєстр аварійно небезпечних будівель та споруд — Науково-дослідний інститут будівельного виробництва та до Територіального управління Держкомнаглядохоронпраці рекомендованим листом з повідомленням про одержання.

Зміни технічного стану об'єкта, що зафіксовані наступними за паспортизацією обстеженнями, заносяться до паспорту у вигляді доповнень із зазначенням дати обстеження та засвідчують підписами власника об'єкта та особи, що відповідає за обстеження (результатом якого були виявлені ці зміни).

Власник об'єкта (керівник організації) повинен внести доповнення до паспорта не пізніше одного місяця після закінчення обстеження.

Якщо обстеження встановило, що об'єкт належить до III категорії технічного стану, копії доповнень в місячний термін надсилаються власником об'єкта до організації, що проводить паспортизацію та до реєстру

аварійно небезпечних об’єктів рекомендованим листом з повідомленням про одержання.

Періодичність наступних після паспортизації обстежень визначається „Правилами обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд“ або необхідністю позапланового обстеження у зв’язку з надзвичайною ситуацією, що призвела до зміни технічного стану об’єкта.

Паспорти для нових будівель (споруд), а також для об’єктів після їх реконструкції або капітального ремонту складаються безпосередньо після прийняття об’єкта державною або технічною комісією.

Паспорт є документом, що засвідчує технічний стан будівлі (споруди) та використовується для підтвердження факту експлуатаційної придатності (непридатності) об’єкта.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Морозов С.В. Живучесть пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности. / Тезисы докладов научной сессии МОО „Пространственные конструкции“. – М., 2004. – С. 8-9.

2. Ажермачев Г.А. К вопросу о повышении коррозионной стойкости конструкций морских сооружений / Новини науки Придніпров’я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004. – № 4. –С. 7-9.

3. Александровский С.В., Попкова О.М. Нелинейные деформации ползучести бетона при сложных режимах загружения // Бетон и железобетон.— 1970.— №1.— С. 27—32.

4. Арнольд В.И. „Жесткие“ и „мягкие“ математические модели. – М.: МЦНМО, 2004. – 32 с.

5. Аско Сарья Применение Европейских стандартов при проектировании долговечности / Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 1. Пленарные доклады. М.: Динак, 2005. – С. 218-232.

6. Ахметзянов Ф.Х., Кринкин И.Л. Влияние начальных дефектов конструкций на их надежность // Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1977. – С. 48-51.

7. Ахметзянов Ф.Х. Установление критериев значимого влияния факторов при исследовании надежности железобетонных конструкций // Исследования надежности и качества железобетонных конструкций. Сб. научн. трудов Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1978. – С. 21-24.Б

8. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок з використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: Вид-во НУВГП, 2005. – 37 с.

9. Бабич Є.М., Гірський О.В. Критерії оцінки технічного стану залізобетонних плит кріплення земляних укосів гідротехнічних споруд / Науковий вісник будівництва. –ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2007.–Вип. 43. –с. 5-7.

10. Бабич Є.М., Гірський О.В., Сергієчко В.М. Механічні характеристики бетону залізобетонних кріплень земляних укосів гідротехнічних споруд, що експлуатуються тривалий час / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Київ: НДІБК, 2007. –Вип. 67. –С. 448-456.

11. Бамбура А.М., Барашиков А.Я., Гурківський О.Б. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу (ДБН), що розробляється // Будівельні конструкції. –К.: НДІБК, 2005. –Вип. 62 (у двох томах). – Том 1. – с.36-43.

12. Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Н.В., Пешкова И.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 25 с.

13. Бамбура А.М., Сазонова И.Р., Козелецький П.М. Реконструкция высотного здания по ул. Соломенской, 2 а в г. Киеве // Сб. научн. трудов. Строительство, материаловедение, машиностроение. № 35. „Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта“ – Днепропетровск: ПСАГА, 2005. – С. 34-41.

14. Бамбура А.Н., Сазонова И.Р. Особенности расчета колонн высотного здания, усиленных при реконструкции железобетонными обоймами. // Будівельні конструкції № 62, том. 1. – К.: НДІБК, 2005. – С. 44-49.

15. Барашиков А.Я., Гомілко В.О., Малишев О.М. Технічна експлуатація будівель і міських територій. Підручник. – К.: Вища школа, 2000. – 112 с.

16. Барашиков А.Я., Малышев А.Н. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений. – К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. – 232 с.

17. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – К.: Будівельник, 1977. – 156 с.

18. Барашиков А.Я., Сирота М.Д. Надійність будівель і споруд: Навчальний посібник. –К.: ІСДО. 1993, – 204 с.

19. Барданов Ю.М., Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. Расчет изгибаемых железобетонных элементов при учете действительной диаграммы деформирования бетона // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез. – Київ. 1996. – С. 57-60.

20. Беляев Б.И. Статистический метод расчета железобетонных конструкций // Строительная промышленность. – 1957. –№ 8. - с. 31-39.

21. Бильнов М.И., Сухаревский Б. Необходимо усилить службу эксплуатации Промышленное строительство. – № 8. – 1973.–С. 22-23.

22. Бліхарський З.Я. Корозія бетонних і залізобетонних конструкцій при дії агресивного середовища та силового навантаження // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. —Вип. 54. Всеукраїнська наук.-практ. конф. „Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми“. —К., 2001. – С. 126-131.

23. Бліхарський З.Я. Методика розрахунку залізобетонних балок з корозійними пошкодженнями / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 8, 2002. Одеса: ОДАБА. – С. 16-19.

24. Бліхарський З.Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: Дис… докт. техн. наук: 05.23.01 / Львів, 2005. –357 с.

25. Бліхарський З.Я., Римар Я.В. Підсилення залізобетонних балок нарощуванням арматури під навантаженням // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 14. – Рівне: НУВГП, 2006. – С. 449-454.

26. Бліхарський З.Я., Струк Р.Ф. Деформативність бетонних та залізобетонних елементів з корозійними пошкодженнями при врахуванні тривалих процесів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 10. – Рівне: РДУВГП, 2003. – С. 184-188.

27. Бліхарський З., Хміль Р., Римар Я. Методика розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій, пошкоджених внаслідок дії агресивного середовища //

Вісник Львівського державного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво, 2006. – № 7. –С. 222-228.

28. Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Струк Р.Ф. Вплив карбонізації бетону на передумови корозії арматури залізобетонних конструкцій автодорожнього комплексу / Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2006.– Вип. 6. –С. 229-238.

29. Богданов А.А., Карповский М.Г., Бородин В.В. Анализ причин обрушения плит покрытия / Новини науки Придніпров'я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004. – № 4. –С. 10-12.

30. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. / М.: Стройиздат, 1971. –255 с.

31. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1965. – 279 с.

32. Бондар В.О., Степова О.В. Вплив корозії на деформаційні характеристики балкових залізобетонних елементів, що експлуатуються з тріщинами / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Київ: НДІБК, 2007. –Вип. 67. –С. 99-104.

33. Бондаренко С.В., Санжаровський Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М: Стройиздат, 1990. – 352 с.

34. Бондарь В.А., Павликов А.Н. Коррозионная характеристика линейных железобетонных конструкций / Строительные конструкции. Меж. вед. научно-техн. сб. – Киев: НИИСК, 1993. Вып. 45-46. –С 37-38.

35. Вахненко П.Ф. Про деформативність бетону // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст. – Кривий Ріг: Криворізький техн.. ун-т, 1998. – С. 43–45.

36. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций. –К.: Будівельник, 1992. – 112 с.

37. ВБН В.3.1-218-174-2002. Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються. / Державна служба автомобільних доріг України. –К.: Державна служба автомобільних доріг України, 2002. – 76 с.

38. Выровой В.Н., Лисенко В.А., Дорофеев В.С., Арроб А. Влияние технологической наследственности на трещиностойкость строительных материалов // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 59-61.

39. Гавриляк А.Г. та ін. Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель: Навчальний посібник. За ред. Гавриляка А.Г. – Львів: Видавництво Національного університету „Львівська політехніка“, 2006. – 540 с.

40. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкции по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1949. – 132 с.

41. Гилмор Р. Прикладная теория катастроф. В 2-х кн. – М.: 1984. 1 кн. – 285 с., 2 кн. – 350 с.

42. Голоднов А.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния – составная часть работ по продлению ресурса строительных конструкций сооружений // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004.– № 7-8. – С. 34-41.

43. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирования усиления несущих конструкций производственных зданий и сооружений. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

44. Горохов Е.В., Гримуд Г.И., Турбин С.В. Методологические аспекты повышения надежности воздушных линий электропередачи в процессе эксплуатации // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004.– № 7-8. – С. 41-46.

45. Горохов Є.В., Рухович І.Р., Губанов В.В. Особливості застосування методу розрахунку за граничними станами для сталевих конструкцій, що експлуатуються / Металеві конструкції. 2000, № 1. – Макіївка. – С. 37-43.

46. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобранным из конструкций. М.: Госстрой СССР, 1990. – 9 с.

47. ГОСТ 22690.0-80, ГОСТ 22690.2-88. Бетон тяжелый. Методы определения прочности без разрушения приборами механического действия. – М.: Издательство стандартов, 1989. – 24 с.

48. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87). Надежность строительных конструкций и оснований. –М.: Издательство стандартов, 1989. – 10с.

49. ГОСТ 12004-81. Стальная арматура. Методы определения прочности на растяжение. М., 1982. – 12 с.

50. ГОСТ 20911-89. Техническая диагностика. Термины и определения. –М.: ГК СССР по управлению качеством продукции и стандартам. –1989. –13 с.

51. Громацкий В.А. Определение доверительной границы надежности изгибаемого элемента / Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений. Сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – М.: ПЭМ ВНИИС Госстроя СССР, 1987. – С. 105-114.

52. Губанов В.В. Оценка остаточного срока службы эксплуатируемых вытяжных башен // Будівельні конструкції, будівлі та споруди, № 2 (39) том. 1, 2001, Макіївка: ДонДАБА. – С. 135-139.

53. Губій М.М., Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд / Навч. посібник. –Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2000. –147 с.

54. Гузеев Е.А., Савицкий Н.В. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах. –М.: НИИЖБ. –1988. –С. 16-20.

55. Данилов Б.П., Жудов В.Ф., Беспалова А.Д. Ускоренные исследования стойкости ячеистых бетонов во времени / Сб. Строительные материалы, детали и изделия. Вып. XVI. – К.: Будівельник, 1973. – С. 82-87.

56. Данилов А.И., Заржавский М., Смирнов В.В. Вопросы весьма актуальные и неотложные // Промышленное строительство. – № 8.– 1973. – С. 24-25.

57. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. –К.: Державний комітет України у справах будівництва і архітектури та охорони історичного середовища України. – 1993. – 46 с.

58. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огороджуючи будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Державний комітет України з будівництва і архітектури, 2003. – 82 с.

59. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с.

60. Добрянський І., Грицевич А. Механізм розвитку корозійних процесів у бетоні при низьких від'ємних температурах // Вісник Львівського державного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів: Львів. держ. агроуніверситет, 2006. – № 7. – С. 84-87.

61. Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. Касательные напряжения в железобетонной балке при нелинейном законе деформирования бетона // Проблеми теорії і практики залізобетону / Зб. наук. ст. – Полтава: ПДТУ імені Юрія Кондратюка, 1997, – С 134-137.

62. Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона: Монография. – Одесса: Изд-во ОГАСА, 2003. –210 с.

63. Дорофеев В.С., Выровой В.Н. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций. — Одесса: Город мастеров, 1998. — 168 с.

64. Дорофеев В.С., Коломийчук Г.П. Оценка ресурса эксплуатируемых железобетонных несущих конструкций больших объемов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП. Вип. 13, 2005. – С. 352-355.

65. Дорофєєв В.С., Левченко М.В. Вплив технологічної пошкодженості на роботу залізобетонних балок // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 436-439.

66. Дорофеев В.С., Марченко Т.С. Прочность контактов составных конструкций. – Одесса: Город мастеров, 1999. – 150 с.

67. Дорофєєв В.С., Пушкар Н.В. Вплив конструктивних факторів на формування технологічної пошкодженості бетону / Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Том 2, № 2 (39), Макіївка: ДонДАБА, 2003. – С. 153-155.

68. Дорф В.А., Васильев Н.М., Красновский Р.О., Смирнов О.В. Влияние агрессивных факторов окружающей среды на кратковременную и длительную прочность бетона при статических и циклических нагрузках // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 344-351.Е

69. Европейский комитет по бетону. Унифицированные практические рекомендации расчета и осуществления железобетонных конструкций. –М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. –289 с.

70. Егоров Е.А., Ковтун-Горбачева Т.А., Набокова И.И., Семенец С.С. Оценка и прогнозирование коррозионного износа конструктивных элементов стальных резервуаров для хранения нефтепродуктов // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004. – № 7-8. С. 51-60.

71. Ефлов В.Б. Оценка долговечности на основе модели накопления повреждений / Проблемы прочности, 2000, № 1. – С. 151-156.

72. Забегаев А.В., Тамразян А.Г. Методы прогнозирования безопасности железобетонных сооружений при особых воздействиях // Материалы I-ой Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона „Бетон на рубеже третьего тысячелетия“. – М.: Ассоциация „Железобетон“. – 2001. – Кн. 2. Секционные доклады. Секции I-II. –С. 627-634.

73. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.

74. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А. Настоящее и будущее расчета железобетона // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9

сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 1. Пленарные доклады. М.: Динак, 2005. – С. 106-112.

75. Застава М.М., Агаев А.А. Регулирование расчетной надежности изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов // Моделирование и вычислительный эксперимент в материаловедении: Материалы к XXXV международному семинару по проблемам моделирования и оптимизации композитов. – Одесса, 1996. – С. 83.

76. Застава М.М. Определение расчетной надежности железобетонных конструкций. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 1998. – 180 с.

77. Защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций жилых и общественных зданий / Московские городские строительные нормы МГСН 2.08-01. –М., 2003. – 49 с.

78. Защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций транспортных сооружений / Московские городские строительные нормы МГСН 2.09-01. –М., 2003. – 45 с.

79. Звездов А.И. Железобетон как фактор обеспечения безопасности среды обитания / Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 1. Пленарные доклады. М.: Динак, 2005. – С. 39-45.

80. Зверьков А.А. Методика ранжировки конструктивных элементов строительных конструкций по их вкладу в несущую способность сооружений // Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование, метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. С. 199-200.

81. Зельнер А. Байесовские методы в эконометрии. –М.: Статистика. 1980. – 438 с.

82. Золотницкий Ю.С., Козлов В.В., Шихов Ю.М. Автоматизированный системный анализ эксплуатационного состояния здания // Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование,

метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. С. 200-201.

83. Зоценко М.Л., Клименко Е.В., Винников Ю.Л., Погрібний В.В., Воскобійник П.П. З досвіду експлуатації залізобетонних конструкцій фундаментів в умовах агресивного середовища / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Вип.50. –Друга всеукраїнська науково-технічна конференція „Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону“. Збірник наукових праць, Київ 31 травня-4 червня 1999 р. –Київ, НДІБК, 1999. –с. 461-463.

84. Зубков А.Н., Маслов Б.Е. Долговечность конструкционных материалов с учетом предыстории загружения / Исследования по строительной механике и надежности сооружений. Сб. научн. трудов ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: ПЭМ ВНИИС Госстроя СССР, 1986. – С. 126-136.

85. Инструкция по техническому обследованию железобетонных резервуаров для нефти и нефтепродуктов РД 03-420-01 / Госгортехнадзор России. – М.: Госгортехнадзор России, 2001. – 29 с.

86. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 411 с.

87. Карташов К.Н., Гиндоян А.Г., Бутлицкий А.Э. Некоторые вопросы износа и неотложные задачи эксплуатации промышленных зданий и сооружений // Промышленное строительство. – № 1.– 1973. – С. 13-16.

88. Картузов Д.В. Восстановление несущей способности железобетонних конструкций композитными материалами // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 488-493.

89. Катин Н.И. Исследование ползучести бетона при высоких напряжениях// Исследование свойств бетона и железобетона конструкций: Сб. тр. - М.: Строиздат, 1959.- Вып. 4. - С.146-183.

90. Кесккюлла Т.Є., Мильян Я.А., Новгородский В.И. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий. – Бетон и железобетон, 1980, № 9. – С. 43-44.

91. Кириленко А.М. Диагностика и мониторинг конструкций как основа для управления эксплуатацией сооружений // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 644-649.

92. Кириллов А.П., Черняк Т.В., Рубин О.Д. О надежности работы сборно-монолитных стен в условиях одностороннего нагрева // Энергетическое строительство. – № 8, 1986. – С. 69-70.

93. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів: Видавництво науково-технічної літератури, 1998 р. – 1152 с.

94. Кінаш Р.І. Методи нормування тимчасових навантажень та оцінювання надійності будівельних конструкцій за умов неповної інформації. – К., 2001. Автореф. дисертації…доктора технічних наук. – 30 с.

95. Клименко Е.В., Альхарири В. Работа изгибаемых железобетонных конструкций после воздействий усилий высокого уровня / Материалы международной научно-практической конференции „Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях“ –Сумы: ИПП „Мрія“ ЛТД, 1994. –С.144.

96. Клименко Є.В., Альхарірі В. Про визначення деформацій повзучості при режимних навантаженнях / Тези доповідей 48 наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів, студентів університету. Ч.3. –Полтава: Полтавський технічний університет, 1996. –С.24.

97. Клименко Є.В. Визначення та прогнозування технічного стану сталезалізобетонних конструкцій в ході їх експлуатації / Зб. наук. ст. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – Кривий Ріг: КТУ, 2002. Вип.5. –С.109-113.

98. Клименко Є.В. Визначення технічного стану будівель та споруд / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Всеукраїнська науково-практична конференція „Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми“, –Київ: НДІБК, 2001. –Вип. 54. –С. 301-305.

99. Клименко Є.В., Довженко О.О. Регулювання технічного стану будівель та споруд // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Рівненський державний технічний університет. –Рівне, 2001. –Вип. 6. –С.280-285.

100. Клименко Є.В. До питання надійності залізобетонних конструкцій / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Збірник праць у двох томах. Том 2. –Київ: НДІБК, 2005. –Вип. 62. –С. 210-215.

101. Клименко Є.В. До питання ранжирування параметрів залізобетонних конструкцій при визначенні їх технічного стану // Вісник Державної Одеської академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип.21. –С. 116-120.

102. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Деякі аспекти моніторингу складних систем / Вісник Полтавської державної аграрної академії. / Полтавська державна аграрна академія, –Полтава: ПДАА, 2006. –№4. –С. 55-58.

103. Клименко Є.В. До питання прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Збірник праць у двох книгах. Книга 2. –Київ: НДІБК, 2003. –Вип. 59. –С. 68-73.

104. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. До питання прогнозування технічного стану сталезалізобетонних конструкцій / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Київ: НДІБК, 2006. –Вип. 65. –С. 247-252.

105. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Імовірнісний підхід до оцінювання технічного стану будівель та споруд / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип.22. –С. 113-121.

106. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Математична модель процесу експлуатації будівель та споруд / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. –Рівне, 2006. –Вип.14. –С. 470-475.

107. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Методологія оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій / Сучасне промислове та цивільне будівництво. Макіївка. 2006, том. 3, № 2. –С. 109-113.

108. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Організація робіт з моніторингу технічного стану залізобетонних конструкцій / Дороги і мости: Збірник наукових праць. В 2-х томах: Т.1. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – Випуск 7. – С. 223–230.

109. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Основні положення методології визначення технічного стану залізобетонних конструкцій / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Київ: НДІБК, 2007. –Вип. 67. –С. 21-29.

110. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Розрахунок залізобетонних конструкцій, пошкоджених в процесі експлуатації / Вісник Львівського державного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів: Львів. держагроуніверситет, 2007. – С. 161-167.

111. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Технічний стан залізобетонних конструкцій / Науковий вісник будівництва. –ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2007. –Вип. 43. –с. 33-36.

112. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Технічний стан залізобетонних конструкцій після нетривалого перевантаження / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип.23. –С. 69-76.

113. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Технічний стан штучних споруд / Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. Сборник научных трудов. / Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет. –Харьков: ХНАДУ, 2006. Вып. 34-35. –С. 66-69.

114. Клименко Е.В. К вопросу определения остаточного ресурса эксплуатируемых железобетонных конструкций / Эффективные строительные

конструкции: теория и практика: Сборник статей III Международной научно-технической конференции. –Пенза, 2004. –С. 229-232.

115. Клименко Е.В. К вопросу расчета строительных конструкций при их усилении / Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. ст. (Редкол.: О.Г. Онищенко (відп. ред.)) –Полтава, 1997. –С. 219-220.

116. Клименко Е.В., Кузьменко А.М. Определение отказа в прикладной теории надежности железобетонных конструкций // Повышение качества, надежности строительства и рекомендации / Тезисы докладов к зональному семинару 23, 24 марта 1989 г., Пенза, 1989. –С. 43-44.

117. Клименко Є.В. Методика прогнозування технічного стану / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса: ОДАБА, 2007. – Вип.26. –С. 172-179.

118. Клименко Е.В. Мониторинг технического состояния строительных конструкций во время реконструкции / Сб. научн. трудов. Строительство, материаловедение, машиностроение. № 35. „Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта“ – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. –С.261-267.

119. Клименко Є.В. Моніторинг технічного стану будівель та споруд / Науковий вісник будівництва. –ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2005. –Вип. 33. –с. 54-57.

120. Клименко Е.В. Об одном подходе к определению остаточного ресурса трубобетонных конструкций / Зб. наук. ст. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. Вип.6. –с. 135-141.

121. Клименко Є.В., Овсій М.О. Визначення терміну наступного обстеження і паспортизації будівель та споруд з урахуванням технічного стану їх конструкцій (елементів) / Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. –К.: Техніка, 2007. – Вып. 76.–С.3-7.

122. Клименко Є.В. Особливості роботи залізобетонних елементів, що згинаються, після одноразової дії навантаження високого рівня / Тези доповідей 46

наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів інституту. –Полт. ІБІ, –Полтава, 1994. –С 5.

123. Клименко Є.В., Погрібний В.В., Довженко О.О. Деформований та технічний стан несучих конструкцій стадіону „Ворскла“ в м. Полтаві / Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. –К.: Техніка, 2004. –Вып. 55.– С.319-324.

124. Клименко Є.В., Погрібний В.В., Чибісов О.Г. Проблеми паспортизації будинків і споруд виробничого призначення / Будівельне виробництво –К.: НДІБВ. № 44, 2003 р. –с. 22-24.

125. Клименко Є.В. Початковий ресурс залізобетонних конструкцій / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса: ОДАБА, 2006. – Вип.24. –С. 114-119.

126. Клименко Є.В. Проблеми паспортизації будівель та споруд / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2002. –Вип. 9. –с.102-105.

127. Клименко Є.В. Проблема прогнозування технічного стану будівель та споруд / Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. –К.: Техніка, 2002. –Вып. 39.–С.55-58.

128. Клименко Є.В. Про один аспект прогнозування роботи будівельних конструкцій / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. –Рівне, 2005. –Вип.12. –С. 420-426.

129. Клименко Є.В. Регулирование технического состояния железобетонных конструкций транспортных сооружений / Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. –Дніпропетровськ: ПДАБтаА, –2004. –№ 7-8. –С.65-71.

130. Клименко Є.В., Редкін О.В. До питання визначення та оцінювання технічного стану будівель і споруд / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса, ВМК „Місто майстрів“, 2001. –Вип.3. –С. 118-120.

131. Клименко Е.В., Рогоза Н.Е. Оценка состояния конструкций при реконструкции сельскохозяйственных зданий / Материалы международной научно-практической конференции „Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях“ – Сумы: ИПП „Мрія“ ЛТД, 1994. –С.250-251.

132. Клименко Е.В., Семко А.В. Применение равнонадежных железобетонных конструкций — резерв экономии / Строительные материалы и конструкции. –Киев: Будівельник, 1988. –№ 4. –С. 27-28.

133. Клименко Е.В., Сопильняк А.В., Ченчевой В.Г. Надежность изгибаемых комбинировано армированных элементов // Гидромелиорация и гидротехническое строительство / Респ. межвед. научно-технич. сборник. – Вып. 17. –Львов, 1989. – С. 93-96.

134. Клименко Є.В., Теличко П.В. Методика исследований напряженно-деформированного состояния реконструируемых сжатых железобетонных элементов / Сталезалізобетонні конструкції: проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. статей. –Кривий Ріг: КТУ, 1998. –С. 92-94.

135. Клименко Є.В., Теличко П.В. Експериментальні дослідження підсилених стиснених залізобетонних елементів / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 1999. –Вип. 4. –С.41-50.

136. Клименко Є.В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд / Навчальний посібник. –К.: Центр навчальної літератури, 2004. –304 с.

137. Клименко Є.В. Технічний стан будівельних конструкцій та його оцінка / Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. –К.:Техніка, 2000. –Вып. 22. с. 78-81.

138. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Напружено-деформований стан елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Матеріали міжнародної науково-технічної конференції. –Рівне, 1996. –С. 91.

139. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Робота бетону стиснутої зони залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимах навантаження / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 1998. Вип. 2 –с. 181-185.

140. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Воскобійник С.П. Жорсткість попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження / Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. ст. (Редкол.: О.Г.Онищенко (відп. ред.)) –Полтава, 1997. –С. 221-222.

141. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я. Зміна напружено-деформованого стану елементів, що згинаються, які піддаються короткочасному навантаженню високого рівня / Тези доповідей 48 наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів, студентів університету. Ч.3. –Полтава: Полтавський технічний університет, 1996. –С.14.

142. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Мироненко В.О. Напружено-деформований стан поперечного перерізу залізобетонних елементів, що згинаються, при змінному режимі навантаження / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2000. –Вип. 5. –с. 122-129.

143. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я. Урахування впливу нерівномірності деформацій попередньо напруженої розтягнутої арматури при режимних навантаженнях та роботі перерізу з тріщинами / Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. –К.:Техніка, 2000. –Вып. 23. с. 46-49.

144. Кобринец В.М., Заволока Ю.В. Расчет сжатых стержней по схеме нагрузка-конструкция-среда (НКС) // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 109-113.

145. Кобринец В.М., Корнеева И.Б. Влияние несиловых факторов при изгибе пластин // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 8. Одеса: ОДАБА, 2002. – С. 79-82.

146. Коваль П.М. Характеристика технічного стану існуючих мостів України / Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2003. – Вип.. 1. – С. 15-22.

147. Копылова В.И., Складнева Р.А. Обследование строительных конструкций производственных корпусов часового завода с целью увеличения нагрузок при реконструкции // Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование, метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. – С. 204-205.

148. Коррозионная стойкость материалов: Справочник. — Днепропетровск: Промінь, 1980. — 190 с.

149. Коррозия бетонных и железобетонных конструкций / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Алексеев / Под ред. В.М. Москвина. – М.:Стройиздат, 1980. –536 с.

150. Корсун В.И., Губанов В.В. О состоянии промышленных дымовых и вентиляционных труб в Украине и мерах по обеспечению их эксплуатационной надежности // Будівельні конструкції, будівлі та споруди. № 2 (39), том 2, 2003.– Макіївка: ДонДАБА, – С. 19-22.

151. Косяк В.М. Оцінка надійності штучних споруд залізниць / Будівельні конструкції, будівлі та споруди, № 2 (39). Том 2. – Макіївка: ДонДАБА, 2003. – С. 191-195.

152. Крамарчук А.П. Міцність згинаних елементів із додатковим армуванням // Будівельні конструкції, будівлі та споруди. № 2 (39), том 2, 2003.– Макіївка: ДонДАБА, – С. 26-30.

153. Кретов В.И., Ярмульник Ф.В. Оценка напряженно-деформированного состояния реконструируемых объектов методом пробных нагружений // Строительные конструкции. Меж. вед. научно-техн. сб. – К. : НИИСК, 1993. Вып. 45-46. – С. 59-61.

154. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми будівельної галузі / Науковий вісник будівництва, вип. 33 – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2005. – С. 5-7.

155. Кроитору Г. Изучение зависимости коррозионной стойкости сталей от химического состава в промышленных и приморских районах / Моделирование в материаловедении: МОК'40. – Одесса: Астропринт, 2001. – С. 41-42.

156. Кузнецов И.М., Лычёв А.С. Совершенствование методов оценки качества железобетонных конструкций / Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйб. ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1977. – С. 25-32.

157. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс: Моклас, 1985. – 156 с.

158. Лантух-Лященко А.І. Автодорожні мости. Наукові розробки з нормативного забезпечення // Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2003.– Вип. 1. –С. 76-99.

159. Лантух-Лященко А.І. Апарат нечіткої логіки в оцінці технічного стану мостів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. – Рівне, 2003. –Вип.10. –С. 117-125.

160. Лантух-Лященко А.І. Визначення часу переходу елементів споруди із одного дискретного стану в інший / Зб. Системні методи керування, технологія та організація виробництва, ремонту і експлуатації автомобілів. Вип. 12. – К.: 2001. – С. 397-402.

161. Лантух-Лященко А.І. Модель визначення надійності прогонової будови в умовах неповної інформації / Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип. 62. К.: 2001. –С. 208-210.

162. Лантух-Лященко А.І. Оцінка надійності споруди за моделлю Марковського випадкового процесу з дискретними станами / Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 1999, вип. 57. –С. 183-188.

163. Лантух-Лященко А.І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації / Вісник Транспортної Академії України, № 3, К.: 1999. – С. 59-63.

164. Лантух-Лященко А.І. Проблеми надійності і довговічності прогонових будов автодорожніх мостів // Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2006.– Вип. 6. –С. 210-228.

165. Левин В.М., Стебленко Л.В. Расчетная оценка остаточного ресурса внецентренно сжатого железобетонного элемента двутаврового сечения // Будівельні конструкції, будівлі та споруди, № 2 (39) том. 2, 2003, Макіївка: ДонДАБА. – С. 164-166.

166. Литвинов И.М. Усиление и восстановление железобетонных конструкций. – М. – Л.: Стройиздат, 1942. – 95 с.

167. Лучко Й.Й., Назарович Б.Л., Глагола І.І. Основні системи та технології по захисту бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії і вказівки по їх використанню // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред.. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 462-475.

168. Лучко Й.Й., Стащук А.М. Аналітична оцінка теоретичної міцності пористого бетону методами теорії катастроф / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред.. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 476-479.

169.Лычев А.С., Корякин В.П. Надежность железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1974. – 126 с.

170. Лычев А.С. Резервы снижения материалоемкости железобетонных конструкций // Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1982. – С. 5-22.

171. Любарская Г.В., Рубецкая Т.В. Влияние концентрации агрессивных веществ на скорость процессов коррозии бетона II вида // Исследования в области защиты бетона и железобетона от коррозии в агрессивных средах. –М.: –1984. – С. 23-24.

172. Магомедов Р.М. Расчет надежности строительных конструкций, находящихся под воздействием коррозии // Исследование и расчет строительных

конструкций. Сб. научн. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: ПЭМ ВНИИПС Госстроя СССР, 1983. – С. 54-58.

173. Мазуренко Л.В. Влияние разрушения отдельных элементов ростверков портовых гидротехнических сооружений на их несущую способность / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 18. – Одеса: ОДАБА, 2005. – С. 147-152.

174. Мальгамов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий.– Томс: Из-во Томск. ун-та, 1992. – 456 с.

175. Мамаев Т.Л., Гузеев Е.А., Пирадов К.А. Расчетная оценка несущей способности поврежденных железобетонных изгибаемых элементов после их восстановления / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучко Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 148-151.

176. Меженский А.Н., Уваров Е.В. Методология и технология комплексного обследования как составная часть проектной подготовки и управления проектами реконструкции и ликвидации инженерных объектов // Новини науки Придніпров'я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. № 4. – С. 34-39.

177. Мельникова Л.А., Зайцева Л.Г., Мартимоничева Е.М. Пути повышения долговечности и надежности конструкций предприятий мясомолочной промышленности // Проектирование и изготовление конструкций сельскохозяйственных комплексов: Сб. науч. тр. / – М,: Моск. ин-т инж. с.-х. пр-ва. 1985. – С. 3-7.

178. Мельчанов А.П. Нормативная база конструктивной безопасности и контроль риска аварии объектов строительства / Промышленное и гражданское строительство, № 7, 2001. – С. 46-47.

179. Мирцхулава Д.И. Оценка технического состояния гидротехнических сооружений методом теории распознания образов // Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование,

метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. С. 155-156.

180. Мишутин А.В. Надежность и долговечность модифицированных бетонов // Моделирование в материаловедении: МОК'40. – Одесса: Астропринт, 2001. – С. 129-130.

181. Мишутин А.В. Повышение надежности и долговечности бетона // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред.. Андрейківа О.Є., Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 480-482.

182. Молодченко Г.А., Сироменко А.Н. Особенности напряженного состояния зданий старой застройки после их реконструкции // Сб. научн. трудов. Строительство, материаловедение, машиностроение. № 35. „Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта" – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. –С. 83-88.

183. Москвин В.М., Агаджанов В.И., Гузеев Е.А. Обеспечить нормативные сроки эксплуатации промышленных зданий и сооружений // Промышленное строительство. – № 8.– 1973. – С. 16-18.

184. Муджири Б.Г., Давидюк А.Н. Поверхностное модифицирование бетонов полимиризующимися составами // Новые исследования по технологии, расчету и конструированию железобетонных конструкций. –М.: 1980. –С 115-118.

185. Настанови з визначення технічного стану мостів / А.І. Лантух-Лященко, В.І. Кир'ян, П.М. Коваль та ін.; За ред. А.І. Лантух-Лященка, –К.: Логос, 2002. – 117 с.

186. Немчинов Ю.И., Калюх Ю.И. Повышение техногенной безопасности строительных объектов на основе мониторинговых систем // Світ геотехніки. – 2004. –№ 4. –С. 7-14.

187. Никулин К.К. Эксплуатационные качества промышленных зданий и сооружений должны быть повышены // Промышленное строительство. – № 8.– 1973. – С. 21.

188. Новотарский И.П. Прогиб железобетонных балок при длительном действии нагрузки высокой интенсивности// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. XXXI.— К.: Будівельник, 1978.—С. 72-76.

189. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд / Держ. комітет буд-ва, архіт. та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України. — К., 1997. — 145 с.

190. Овсій О.Д., Овсій М.О. Прогнозування витрат на капітальний і поточний ремонти конструкцій будівель і споруд – один з напрямків розрахунку коштів на відновлення та підвищення їх залишкового ресурсу / Науково-технічні проблеми будівництва. Вип.. 33. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2005. – С. 44-48.

191. Овчинников И.Г., Сабитов Х.А. К расчету нелинейно-упругой цилиндрической оболочки с учетом коррозионного износа // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 6. – С. 38-41.

192. Онищенко Д.А. Частичные отказы в параллельных соединениях / Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование, метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. – С. 158-159.

193. Онуфриев Н.М. Простые способы усиления железобетонных конструкций промышленных зданий. – М.; Л.: Госстройиздат, 1958. – 176 с.

194. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений – М.; Л.: Госстройиздат, 1965. – 342 с.

195. Оплачко В.М. Экспериментальные исследования работы железобетонных балок при длительном действии высоких нагрузок // Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып.29.— К.: Будівельник, 1977. – С 74-81.

196. 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. – № 1. – 1981. – С.11-14.

197. Павлов И.Д. Модели управления проектами: Учебное пособие. – Запорожье: ЗГИА, 1999. – 316 с.

198. Павлов И.Д., Шаровар М.К., Бичевой П.П., Болюх С.В. Анализ и оценка эксплуатации железобетонных конструкций при воздействии нефтемаслопродуктов / Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, – 2004. –№ 7-8/ – С. 71-77.

199. Падин О.И. Механические свойства арматурной стали, применяемой на стройках Москвы / Бетон и железобетон. – 1998. № 6 – С. 12-13.

200. Пастернак М.М. Методика прогнозування контрольно-профілактичних заходів при експлуатації АЕС // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових праць. Вип.. 9. –Рівне: Український державний університет водного господарства та природокористування, 2003. –С. 452-455.

201. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. –Київ, 1999. –185 с.

202. Перекрестов В.А. Расчет долговечности конструкционных элементов при воздействии рабочих сред: Автореф. дис… канд. техн. наук: 01.02.03 / Саратов, 1985. –35 с.

203. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности строительных конструкций. – К.: Укрниипроектстальконструкция, 1999. – 212 с.

204. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Механика разрушения железобетона. – М.: Новый век, 1998. – 190 с.

205. Пирадов К.А., Дудченко К.С., Марченко С.М., Долговечность железобетонных конструкций, подверженных радиационному облучению // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 396-399.

206. Пирадов К.А., Пирадов А.Б., Марченко С.М. К вопросу расчета долговечности железобетонных элементов // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво), Державний науково-дослідницький інститут будівельних конструкцій Держбуду України – вип.. 59. – К.: ДНДІБК, 2003. – С. 456-461.

207. Писаренко В.Ф. Обработка данных режимных наблюдений. В сб. Разработка концепции мониторинга природно-технических систем. – М.: ИФЗ, 1993. – 132 с.

208. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: автореф. дис. …докт. техн. наук –К.:КГТУиА, 1994. –32 с.

209. Пічугін С.Ф., Гнітько О.В. Імовірнісна оцінка резервів несучої здатності статично невизначених сталевих рам // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучко Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 167-172.

210. Пічугін С.Ф., Махінько Ветровая нагрузка на строительные конструкции. – Полтава, 2005. – 342 с.

211. Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально-культурного назначения. Нормы проектирования: $\frac{ВСН\ 58-88\,(р)}{Госкомархитектуры}$ / Госкомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1990. –32 с.

212. Попеско А.И., Анцыгин О.И., Дайлов А.А. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями // Бетон и железобетон. – 2006. – № 2. – С. 11-13.

213. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*) // ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 192 с.

214. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84).— Ч. I.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.— 192 с.

215. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84).— Ч. II.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.— 144 с.

216. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / Укрниипроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.

217. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. СП 13-102-2003. / Госстрой России. – М.: Госстрой России, 2004. – 26 с.

218. Правила оцінки фізичного зносу жилих будинків КДП-2041-12 / Затверджені Державним комітетом України по житлово-комунальному господарству, наказ № 52 від 02.07.1993 р. –К.: ДК ЖКХ України, 1993. –90 с.

219. Приходько Т.А. Комплексные средства автоматизации в САПР применительно к системе эксплуатации автомобильных мостов // Дороги і мости. Зб. наук. праць. _ К.: ДерждорНДІ, 2006. Вип. 6. – С. 77-83.

220. Приходько Т.А. Модель аппарата нечеткой логики для технической оценки элементов транспортных сооружений // Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2005.– Вип. 3. –С. 83-90.

221. Прокопович А.А., Репекто В.В., Гимадетдинов К.И., Филатов В.Б. Оценка состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование, метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. – С. 160-161.

222. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. – М.: Стройиздат, 1980. –240 с.

223. Прокопович И.Е., Мазур В.Ф. Влияние длительного действия нагрузок на прочность железобетонных элементов / Бетон и железобетон, 1985. № 1. – С. 8-9.

224. Прохоров Ю.В., Розанов Ю.А. Теория вероятностей, предельные теоремы, случайные процессы. – М.: Наука, 1973. – 652 с.

225. Пуарье Д. Эконометрия структурных изменений: (С применением сплайн-функций) / Пер. с англ. В.В. Миханина; Под. ред. Г.Г. Пирогова. –М.: Финансы и статистика,1981. – 183 с.

226. Пухонто Л.М., Вишняков Д.К. Моделирование повреждений и оценка долговечности ограждающих конструкций зданий большой этажности г. Москвы // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 680-688.

227. Радкевич А.В. Организационно-математическая постановка задачи восстановления транспортного комплекса // Новини науки Придніпров'я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. № 4. – С. 42-46.

228. Райзер В.Д., Магомедов Р.М. Оценка долговечности строительных конструкций / Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений. Сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – М.: ПЭМ ВНИИС Госстроя СССР, 1987. – С. 99-104.

229. Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. –М.: Стройиздат, 1995. – 352 с.

230. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.

231. РД 09-102-95. Методические указания по определению остаточного ресурса потенциально опасных объектов, поднадзорных Госгортехнадзору России / Федеральный горный и промышленный надзор России. – М.: Госгортехнадзор России, 1995. – С. 9.

232. Резниченко И. Проектировать здания с заданными сроками службы // Промышленное строительство. – № 8.– 1973. – С. 23.

233. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский Промстройниипроект. – М.: Стройиздат, 1990. – 176 с.

234. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. –М: Стройиздат, 1989. – 104 с.

235. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина: Учеб. пособие для строит. спец. вузов. –М.: Высш. шк., 1991. –352 с.

236. Ржаницин А.Р. Некоторые вопросы надежности стержневых систем / Надежность и качество железобетонных конструкций. Межвузовский сб. научн. статей Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1982. – С. 36-43.

237. Ржаницын А.Р. Статистическое обоснование расчетных коэффициентов / Материалы к теории расчета конструкций по предельному состоянию. – М.:Стройиздат, 1949. Вып. II. – С 18-52.

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

239. Розанов Ю.А. Стационарные случайные процессы. – М.: Физматгиз, 1963. – 284 с.

240. Ромашко В.М. Деякі особливості діаграми деформування бетону / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. –Рівне, 2006. –Вип.14. –С. 294-301.

241. Роговой С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и прочности нормальных сечений. – Полтава: Полт. НТУ, 2002. – 183 с.

242. Романов А.А., Мишутин А.В., Усаченко Б.М., Сергиенко В.Н. Комплексные задачи и решения по диагностике бетонных и железобетонных конструкций объектов гидротехнического назначения / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип.. № 18. – Одеса: ОДАБА, 2005. – С.230-239.

243. Ромасько В.С. Стохастичні процеси циклічної повзучості ієрархічних систем // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Андрейківа О.Є., Лучко Й.Й. – Львів: Каменяр, 2000. – С. 179-185.

244. Рубецкая Т.В., Бубнова Л.С., Гончар В.Ф. и др. Метод расчета глубины разрушения бетона в условиях коррозии // Бетон и железобетон. –1971. –№ 10. – С. 3-5.

245. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов // НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 32 с.

246. Савицкий Н.В., Худолей Е.Ю., Савицкий А.Н., Никифорова Т.Д. Методология диагностики и оценки технического состояния несущих железобетонных конструкций / Новини науки Придніпров'я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. № 4. – С. 46-52.

247. Савицкий Н.В., Швец Н.А., Тытюк А.А. Ранжирование параметров железобетонных конструкций при их диагностике // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. Вип. 59, кн. 2. –К.: НДІБК, 2003. –С. 252–260.

248. Савицкий Н.В., Шевченко Т.Ю., Худолей Е.Ю. Диагностика железобетонных конструкций с использованием логико-вероятностных методов // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Збірник праць у двох томах. Том 2. –Київ: НДІБК, 2005. –Вип. 62. –С. 288-291.

249. Савчук В.П. Байесовские методы статистического оценивания: надёжность технических объектов. –М.: Наука, 1989. – 328 с.

250. Садович М.А., Шляхтина Т.Ф., Тигунцева А.М. Стойкость бетона в различной эксплуатационной среде (по результатам обследования Ангарских плотин) // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 689-695.

251. Салов П.Н., Бабаченко М.И. Оценка эксплуатационной пригодности сооружений методами параметрической идентификации / Экспериментальные исследования инженерных сооружений (методы, приборы, оборудование, метрологическое обеспечение). Тез. докл. VI Всесоюзной конф. – Новополоцк: Новополоцкий политехнический институт. – 1986. С. 162.

252. Самарин В.Ф., Цедрик В.Г. Учет случайного распределения прочности материала при расчете стен из отдельных элементов / Строительная механика и расчет сооружений. 1986. № 6. – С. 32-35.

253. Сапронов О.В. Исследование закономерностей износа железобетонных конструкций подземных сооружений и прогнозирование межремонтных периодов / Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 322-330.

254. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 320 с.

255. Семко О.В., Клименко Є.В. Про зв'язок технічних станів будівель та споруд зі страховими ризиками / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. / Одеська державна академія будівництва та архітектури, –Одеса, ВМК „Місто майстрів", 2003. – Вип.12. –С. 231-235.

256. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: дис. …докт. техн. наук –Полтава: Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка, 2006. –468 с.

257. Сетков В.Ю., Шибанова И.С., Рысева О.П. Действие углекислого газа на железобетонные балки и плиты промышленных зданий и сооружений // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1988. – № 2. – С. 4-6.

258. Сетков В.Ю., Шибанова И.С., Шумилкин Ю.А., Захаров В.З. Долговечность железобетонных балок перекрытия промышленных зданий и сооружений предприятий Норильского горно-металлургического комбината / Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1984. № 12. – С. 1-4.

259. Сиденко В.И. Вопросы долговечности промышленных зданий надо решать при проектировании // Промышленное строительство. – № 8.– 1973. – С. 19-21.

260. Скоробогатов С.М. Живучесть как основа для определения долговечности изгибаемых железобетонных конструкций при обследовании / Бетон и железобетон. № 5, 2006. – С. 18-22.

261. Скоробогатов С.М. Определение долговечности бетона в изгибаемых конструкциях с помощью критерия живучести // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 432-440.

262. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. / Госстрой СССР – М.: Госстрой СССР, 1989. – 80 с.

263. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

264. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1986. – 48 с.

265. Соломка В.І., Рикіна В.Л., Горбова О.Л. Автоматизована система експлуатації штучних споруд та перспективи її впровадження // Дороги і мости. Зб. наук. праць. _ К.: ДерждорНДІ, 2006. Вип. 6. – С. 239-245.

266. Справочник по теории вероятности и математической статистике Ъ Королюк В.С., Портенко Н.И., Скороход А.В., Турбин А.Ф.. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1985. – 640 с.

267. Стороженко Л.І., Семко О.В. Воскобійник О.П. Аналіз макроструктури бетонного ядра довгих трубо бетонних елементів / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. –Рівне, 2006. –Вип.14. –С. 341-348.

268. Стороженко Л.І., Семко О.В., Воскобійник О.П. Про екстремальні значення показників надійності стиснутих трубо бетонних елементів / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. –Рівне, 2005. –Вип.12. –С. 308-317.

269. Стороженко Л.І., Семко О.В., Воскобійник О.П. Розрахунок коротких стиснутих трубобетонних елементів на дію особливих навантажень / Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. –Київ: НДІБК, 2006. –Вип. 65. –С. 127-132.

270. Страхова Н.Є., Холодьон Т.М. Надійність автодорожніх залізобетонних прогонових будов мостів, споруджених за типовими проектами / Дороги і мости: Зб. наук. ст. – К.: ДерждорНДІ, 2005.– Вип. 5. –С. 195-202.

271. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружения. –М.: Стройиздат, 1947. – 48 с.

272. СТ СЭВ 1406-78. Конструкции бетонные и железобетонные. Основные положения проектирования. –М.: Из-ство стандартов, 1978. – 12 с.

273. Сухов Ю.Д. Методика оценки ответственности статически неопределимых систем // Исследования по строительной механике и надежности конструкций. Сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: ПЭМ ВНИИПС Госстроя СССР, 1983. – С. 54-58.

274. Тарасюк В.Г., Козелецький П.М., Мотченко І.Г. Розвиток нормативно-методичної бази та координація науково-технічної діяльності у будівельній галузі / Науково-технічні проблеми будівництва. –ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2005.–Вип. 33. –с. 7-10.

275. Техническая эксплуатация жилых зданий: Учеб. для строит. Вузов / С.Н. Нотенко, А.Г. Ройтман, Е.Я. Сокова и др.; Под ред. А.М. Стражникова. –М.: Высш. шк., 2000. –429 с.

276. Улицкий В.М., Лисюк М.Б. Оценка риска и обеспечение безопасности в строительстве / Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 5, 2003. – С. 160-166.

277. Усков Ю.И. Некоторые вопросы освидетельствования конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений / Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйб. ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1982. – С. 104-107.

278. Цулукидзе П.П., Вербецкий Г.П., Дацко Т.Ф., Тониашвили М.И., Киквилашвили Г.М., Боджгуа Д.Ш. Применение эпоксидных соединений для инъекций трещин в сооружениях / Бетон и железобетон, 1966. № 6. – С. 9-11.

279. Чайка В.П. Оценка прочности и деформативности бетона при сжатии с градиентом напряжений // Строительные конструкции. Известия вузов.– № 10, 1970. – С. 3-6.

280. Чернявский В.Л., Ромасько В.С. Описание стохастического процесса сопротивления бетона деформациям в двухуровневой системе // Моделирование в материаловедении: МОК'40. – Одесса: Астропринт, 2001. – С. 12.

281. Чесанов Л.Г., Петренко В.О., Петренко А.О. Новые технологии диагностики, ремонта и возобновления систем жизнеобеспечения // Новини науки Придніпров'я. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. № 4. – С. 82-83.

282. Чирков В.П. Прогнозирование сроков службы армополимербетонных конструкций при воздействии случайных нагрузок // Армополимербетонные и железобетонные конструкции транспортного строительства. Межвуз. сб. научн. тр. / МИИТ. – 1985. – Вып. 764. – С. 18-26.

283. Шавыкина М.В. Оценка сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры / Бетон и железобетон. № 5, 2006. – С. 26-31.

284. Шагин А.Л., Избаш М.Ю. Усиление эксплуатируемых балочных конструкций локальным обжатием // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Збірник праць у двох томах. Том 2. –Київ: НДІБК, 2005. –Вип. 62. –С. 316-321.

285. Шевчук В.Р. Спосіб оцінки залишкового ресурсу геосинтетичних матеріалів на стадії проектування // Дороги

286. Шилин А.А. Обоснование стратегии эксплуатации и разработка конформативных технологий ремонта конструкций надземных сооружений на заданном уровне надежности // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 4. Лёгкие и ячеистые бетоны. М.: Динак, 2005. – С. 716-722.

287. Школяр С.П. Напружено-деформований стан розтягнутих залізобетонних елементів і вдосконалення методики їх розрахунку по розкриттю нормальних тріщин.: Автореф. дис... канд. тех. наук. – Полтава, 1998. – 17 с.

288. Штерн О.И., Штерн В.О. О надежности расчета керамзитобетонных балок по наклонным сечениям // Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1977. – С. 52-54.

289. Шугаев В.В., Соколов Б.С. Аварии железобетонных конструкций и их предупреждение / Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону 5-9 сентября 2005 в г. Москве; В 5 томах. Том 1. Пленарные доклады. М.: Динак, 2005. – С. 371-380.

290. Щербаков Е.Н., Мамажанов Р. Прогнозирование ресурса конструкций, работающих при режимных нагружениях // Бетон и железобетон, 1989. – № 8. – С. 22-23.

291. Эрнс Ю.А., Колис Й.А. Учет характера разрушения при определении надежности изгибаемого элемента // Надежность и качество железобетонных конструкций. Сб. статей Куйбышевского ИСИ им. А.И. Микояна. – Куйбышев: КГУ, 1977. – С. 55-57.

292. Яцкевич М.Г. Дефекты строительных конструкций и методы их устранения / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 5. – Рівне: РДТУ, 2000. – С. 329-332.

293. Allan M.L. Probability of corrosion induced cracking in reinforced concrete // Cement and concrete research. – 25 (1995). № 6 (August), pp. 1179-1190.

294. Anclade C., Alonso C., Molina F.J.: Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – Experimental test. Materials and Structures, 26 (1993), pp. 435-464.

295. Arya C., Ofori-Darko F.K.: Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete. Cement and Concrete Research, 3 (1996), pp. 345-353.

296. Augusti G., Baratta A. Limit analysis structures with stochastic strength variations / J. Struct. Mech. No. 1 (1), 1972, pp. 43-62.

297. Banfill P.F.G.: Re-alkalisation of carbonated concrete – effect on concrete properties. Construction and Building Vfterials 4, 1997, pp. 255-258.

298. Brown R.D. Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments // Durability of Building Materials. – Amsterdam: Elsevier Scientific, 1982. – Vol. 1, pp. 113-125.

299. Collepardi M.: Damage by delayed stringier formation. Concrete International, 1 (1999), p. 69-74.

300. Cornel A.C. F Probability Based Structural Code / ACI Journal No/ 12, Proceedings V 66, 1966.

301. ENV 1991-2-7/ EUROCODE 1: Basis of design and action on structures. Accidental actions due to impact and explosions/ – Brussels: CEN.

302. Ellingwood, Bruce R., Ang, Alfredo H.-S. Risk-Based Evolution of Design Criteria / Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST9, Proc. Paper 10778, Sept., 1974, pp. 1771-1788.

303. Fegerlund G. Trwalosc konstrukcji betonowych. – Warszawa: Arkady, 1997. – 95 p.

304. Fu X., Chung D.D.L. Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar // Cement and concrete research – 27 (1997). № 12 (Dezember), pp. 1811-1815.

305. Chemical resistant topping avoids downtime for repairs to corroded concrete floors. Combs Leke –Chtv. Process (USA), 1985, 48. № 1, pp. 133.

306. Cichocki M.: Uwarunkowania wytrzymałościowe stosowania taśm kompozytowych CFRP do wzmocnienia mostów betonowich. Konferencja Naukowo-Techniczna „Materiały Kompozytowe w Budownictwie Mostowym“, Łódź, 2000, pp. 25-51.

307. Clifton J.: Predicting the service life of concrete. ACI Materials Jornal, 6 (1993), pp. 611-617.

308. Coppelardi M.: Damage by delayed ettringite formation. Concrete International, № 1 (1999), pp. 69-74.

309. Courard L.: Parametric study for the creation of the interface between concrete and repair products. Materials and Structures, № 33 (2000), pp. 65-72/

310. Czarnecki L., Clifton J.R., Głodkowska W.: Problem of compatibility of polymer mortars and cement concrete system. International Colloquium „Materials and Restoration“, Esslingen, 1992, pp. 964-971.

311. Czarnecki L., Głodkowska W., Wiąckowska A.: Model of compatibility of polymer composite-cement concrete (PS-CC) system. International Colloquium „Durability of polymer Based Composite Systems for Structural Application“, Bruksela, 1991, pp. 484-493.

312. Emmons P.H., Vaysburd A.M., McDonald J.E.: Long-term durability of concrete repairs under severe environments. Proceedings of the International Conference on Concrete under Severe Conditions CONSEC′95, vol. I, pp. 708-717.

313. Emmons P.H., Vaysburd A.M., Thomas J.: Strengthening concrete structures, Part II. Concrete International, 4 (1998), pp. 56-60.

314. Emmons P.H., Vaysburd A.M.: Factors affecting the durability on concrete repair. Construction and Building Materials, № 1 (1994), pp. 5-16.

315. Estoup J.M., Cabrilas R.: Corrosion of biological origin observed on concrete digesters. Construction and Building Materials, № 4 (1997), – pp. 225-232.

316. Frangopol D.M., Lin K.Y., Estes A.C. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack // J. Struct. Engrg. ASCE, № 123 (3). – 1997. – pp. 286-297.

317. Guttman H., Sereda P.I. Measurement of Atmospheric Factors Affecting the Corrosion of Metals // Metal Corrosion in the Atmosphere (ASTM STP). – 1968. – № 425. – pp. 326-354.

318. Hammann D.A. Steel Corrosion in Concrete // Materials Protection. – 1967. – № 425. – pp. 19-23.

319. Hewlett P.C. Assessment and Evaluation of Polymer-Based Repair Materials. Concrete International, № 3 (1993). – pp. 39-41.

320. Hirne W.G. The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking. Concrete International, № 10 (1993). – pp. 54-57.

321. Ihekwaba N.M., Hope B.B., Hansson C.M.: Carbonation and electrochemical chloride extraction from concrete. Cement and Concrete Research, № 7, 1996. – pp. 1095-1107.

322. Jasiczak J. Trwałość betonu w obiektach przesyłania I oczyszczania ścieków. Przegląd Budowlany, № 2 (1998). – pp. 17-20.

323. Jaśniok M., Zybura A.: O mechanismach I trwałości zabiegu realkalizacji starbonizowanego betonu. XII Konferencja „Trwałość Budowli I Ochrona przed Korozją KONTRA ’2000“, Warszawa-Zakopane, 2000. – pp. 131-138.

324. Jaśniok M., Zybura A.: Przemiany zachodzące podczas elektrochemicznej realkalizacji skarbonizowanogo betonu. Cement–Wapno–Beton, № 3, 2000. – pp. 97-104.

325. Kaczorowski A., Kalisz H.: Stosowanie betonów natryskowych w robotach remontowych. Inżynieria I Budownictwo, № 6 (1993). – pp. 222-224.

326. Kamińska M.E., Kotynia R.: Obliczanie nośności belek wzmocnionych taśmami CFRP. XLV Konferencjia Naukowa KILiW PAN I KN PZITB, Krinica, 1999. – pp. 87-94.

327. Klimenko Y.V. Problems of use building structures / Sixth International Scientific Forum „Aims for future of engineering science“ (March 23-30, Hong Kong, 2005 –pp.104-107.

328. Kotynia R. Wzmacnianie zginanych elementów żelebetowych taśmami CFRP – badania doświadczalne i analiza teoretyczna. Konferencja Naukowo-Techniczna „Materiały Kompozytowe w Budownictwie Mostowym“, Łóclź, 2000. – pp. 42-55.

329. Kubicki J., Zybura A.: Wpływ korozji stali zbrojeniowej na trwałość konstrukcji żelbetowych. Ochrona przed Korozją. № 6 (1998). – pp. 154-161.

330. Kulas T. Uszkodzenia i naprawy posadzek betonowych w pomieszczeniach o obniżonych zmiennych temperaturach. XV Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji“, Ustroń, 2000. – pp. 177-195.

331. Kuś S., Plewako Z.: Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych przez sprężanie. XIII Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji“, Ustroń, 1998. – pp. 149-161.

332. Łagoda M. Wzmacnianie mostów przy pomocy materiałów kompozytowych. Realizacje i założenia do zaleceń stosowania. Konferencja Naukowo-Techniczna „Materiały Kompozytowe w Budownictwie Mostowym“, Łóclź, 2000. – pp. 23-33.

333. Łukowski P. Użyteczność jako miara przydatności zapraw polimerowo-cementowych. Materiały Budowlane, № 5 (2000). – pp. 84-85 i 97.

334. Mamdani E.H. Advances in the linguistic synthesis of fuzzy controllers. – International Journal of Man-Machine Studies, vol.8, 1976, pp. 669-678.

335. Mamdani E.H. Application of fuzzy logic to approximate reasoning using linguistic synthesis. – IEEE Transactions on Computers, vol. 26, No. 12, 1977, pp. 1182-1191.

336. Masters L. Prediction of service life of building materials and components / Materials and Structures, Vol. 19. No. 114. 1986. pp. 417-422.

337. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting. International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICCI, 1996. – pp. 1202-1216.

338. Melchers R.E. Reliability of parallel structural systems / J/ Structural Div., F SCE, No. 109 (11), 1983, pp. 2651-2665.

339. Michalowska M. Łączenie starego betonu z nowim za pomocą epoksydowej warstwy sczepney w elementach malowymiarowych. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, № 1 (2001). – pp. 1-45.

340. Mitrofanov V.P. Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspect of its use /Bygningsstatiske meddelelser. Edited and published by the Danish Society for Structural Science and Engeneering. – Kobenhavn, 2000. – p. 73-125.

341. Morgan D.R. Compatibility of concrete repair materials and systems. Construction and Building Materials, № 1 (1996). – pp. 57-67.

342. Parrot L.J. Damage caused by carbonation of reinforced concrete; Report of RILEM Technical Committee TC 104-DCC Damage Classification of Concrete Structures. Materials and Structures, № 23 (1990). – pp. 230-234.

343. Piasta W.G., Sawicz Z., Korpowski G.: Trwłość obciążonego betonu w warunkach agresywności chemicznej. Inżynieria i Budownictwo, № 6 (1996). – pp. 368-369.

344. Ping G., Elliot S., Hristowa R., Beaudoin J.J., Brousseau R., Baidock B.: A study of corrosion inhibitor performance in chloride contaminated concrete by

electrochemical impedance spectroscopy. ACI Materials Journal, №№ 9-10, 1997. – pp. 385-395.

345. Plum D. The behavior of polymer material in concrete repair and factor influencing selection. The Structural Engineer, № 68 (1990). – pp. 337-346.

346. Polder R.B. Electrochemical chloride removal from concrete prisms containing chloride penetrated from sea water. Construction and Building Materials, № 1 (1996). – pp. 83-88.

347. Radomski W. et al.: Rehabilitation of reinforced and prestressed concrete bridges in Poland by means of external post tensioning. XII FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millenium, A.A. Balkema, 1998. – pp. 661-664.

348. Radomski W. Betony wysokowartościowe i kompozyty polimerowe w mostownictwie. Materiały Budowlane, № 11 (2000). – pp. 2-6.

349. Runkiewicz M. Taśmy węglowe – metoda na wzmacnianie konstrukcji żelbetowych. Przegląd Budowlany, № 10 (1996). – pp. 39-40.

350. Sarja Asko Integrated Life Cycle Design of Structures. / SPON Press, London, 2002. – 142 p.

351. Sarja Asko Generalized lifetime state design of structures / Proceedings of the 2nd International Conference, Lifetime-Oriented Design Concepts, ICDLOS. Germany: Ruhr-University Bochum, 2004. pp. 51-60.

352. Sarja Asko Life Cycle Management of Concrete Infrastructures, Lifelong, Deliverables D1-D15. http://www.vtt.fi/rte/strat/progects/lifecon/.

353. Sarja Asko Lifetime performance modeling of structures with limit state principles / Proceedings of 2nd International Symposium ILCDES 2003, Lifetime Engineering of Buildings and Civil Infrastructures. Finland, Kuopio: Association of Finnish Civil Engineers, 2003. pp. 59-66.

354. Sarja Asko Predictive and optimizing management of buildings and civil infrastructures. / Manuscript: SPON Press, London, 2005. – 569 p.

355. Sasse H.R., Stenner R.: Adhesion and the new series of European Standards on protection and repair of concrete structures. 2nd International Colloquium on „Adhesion between polymers and concrete“ ISAP’99, Dresden, 1999. – pp. 485-494.

356. Suchan M. Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocean ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych. Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji“, Ustroń, 1998. – pp. 249-261.

357. Sues R.H., Wen Y.-R., Ang A.H.-S. Stochastic seismic performance evaluation of structures / Proceedings of the Eighth World conference on Earthquake Engineering. – Englewood Cliffs; Prentice-Hall, INC/ 1984; vol. 1. – pp. 377-384.

358. Suzuki K., Ohono Y., Prapartanatorn S., Tamura H.: Mechanism of steel corrosion in cracked concrete. Proc. of 3rd SCI Int. Symposium on Corrosion of Reinforced Concrete, Elsevier Applied Science, London-New York, 1990. – pp. 12-28.

359. Szulborski K., Pyrak S., Młotkowski T.: Wzmocnienie cłźwigarów żelbetowych uszkodzonych wskutek korozji. Inżynieria i Budownictwo, № 7-8 (1995). – pp. 375-377.

360. Tsukamoto M. Untersuchung zur Durchlassigkeit von faserfreien und faserverstarkten betonbauteilen mit trennrissen, Berlin, 1994. – 84 p.

361. Tuutti R. Corrosion of steel in concrete / Swedish Cement and Cornered Institute (CIB), No. 4-82. Stockholm. 1982.

362. Venziano D. New index of reliability / J. Engrg. Mech. Div., Proc. ASCE, No. 105, 1979, pp. 277-296.

363. Wall J.S. Shrive N.G.: Factors affecting bond between new and old concrete. ACI Materials Journal, № 2 (1988). – pp. 117-125.

364. Wawrusiewicz A. Ocena stanu korosyjnego zbrojenia betonowych obiektów mostowych w ciągu autostrady. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 1997. – pp. 59-66.

ЗМІСТ

ВСТУП 4
1. ПРОБЛЕМА ВИЗНАЧЕННЯ І КЕРУВАННЯ ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД 6
1.1. Оцінювання технічного стану 6
1.2. Прогнозування технічного стану 18
1.3. Регулювання технічного стану 26
1.3.1. Підсилення конструкцій 26
1.3.2. Розширення допустимих значень показників експлуатаційної придатності 33
1.4. Висновки за розділом. Обґрунтування задач досліджень 39
2. ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД 42
2.1. Визначення технічного стану будівельних конструкцій 42
2.1.1. Технічний стан будівельних конструкцій 42
2.1.2. Показники експлуатаційної придатності 46
2.2. Фактори, що впливають на технічний стан будівельних конструкцій. Ступінь впливу, взаємодія 49
2.3. Визначення показників експлуатаційної придатності 68
2.3.1. Стиснуті елементи з оголеною арматурою 69
2.3.2. Зігнуті таврові елементи з пошкодженою стиснутою зоною..... 72
2.4. Імовірнісне оцінювання впливу факторів на технічний стан конструкцій 74
2.5. Імовірнісний підхід до визначення технічного стану конструкцій 82
2.6. Технічний стан будівлі (споруди) вцілому 85
2.7. Висновки за розділом 88
3. МОДЕЛЬ ПРОЦЕСУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ..... 90
3.1. Характер зміни показників експлуатаційної придатності …… 90
3.2. Закономірності дрейфу параметрів конструкцій за наявними статистичними даними 94
3.3. Методика прийняття рішень стосовно регулюючого впливу щодо технічного стану будівельних конструкцій 104
3.4. Визначення кількості втручань в процес експлуатації 107
3.5. Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій та будівель і споруд вцілому 110
3.6. Прогнозування технічного стану 112
3.7. Алгоритм прогнозування технічного стану 118
3.8. Висновки за розділом 121
4. РЕГУЛЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ….. 123
4.1. Встановлення початкового ресурсу залізобетонних конструкцій .. 123
4.2. Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних елементів, що зазнали короткочасного перевантаження. Оцінювання їх технічного стану 128
4.2.1. Методика проведення експериментів 129

4.2.2. Результати експериментальних досліджень ……. 136
4.2.3. Пропозиції щодо опису напружено-деформованого стану та розрахунку ……. 149
4.3. Підвищення показників експлуатаційної придатності …... 174
4.4. Висновки за розділом ……..… 182
5. МОНІТОРИНГ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 185
5.1. Загальні положення виконання моніторингових робіт ……... 185
5.2. Організація робіт з моніторингу …….…….. 187
5.3. Призначення термінів обстежень 197
5.4. Висновки за розділом 200
6. ПРАКТИЧНЕ ВИКОРИСТАННЯ МЕТОДОЛОГІЇ ПРОГНОЗУВАННЯ ТА РЕГУЛЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 202
6.1. Призначення початкового ресурсу конструкції 202
6.2 Прогнозування технічного стану 205
6.3. Призначення кількості втручань в процес експлуатації конструкції 223
6.4. Приклад визначення ПЕП попередньо напруженої балки після її короткочасного перевантаження 226
6.5. Висновки за розділом 238
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 240
Додаток А. Приклад призначення показників експлуатаційної придатності 244
Додаток Б. Зміна показників експлуатаційної придатності з часом та їх описання 248
Додаток В. Програма визначення втручань в процес експлуатації 252
Додаток Д. Програма визначення напружено-деформованого стану з урахуванням передісторії навантаження 254
Додаток Е. Паспорт технічного стану будівлі (споруди) 266
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 275

Клименко Євгеній Володимирович

Технічний стан будівель та споруд

Монографія

Технічний редактор, коректор
Клименко Є.В.

Здано до набору 09.12.2009 р. Підписано до друку 12.02.2010 р. Формат 60x84 1/16.
Папір офсетний. Гарн. Times. Офс. друк. Умовн. друк арк. 16.5.
Наклад 300. Зам. № 2058.

Виконавець та виготовлювач:
Уманське комунальне видавничо-поліграфічне підприємство
Черкаської обласної ради
20300, м. Умань, вул. Шевченка, 26

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єкта видавничої справи ДК №1137 від 02.12.2002 р.



КЛИМЕНКО
Євгеній Володимирович

перший проректор Одеської академії будівництва та архітектури, завідуючий кафедрою „Будівельні конструкції“, доктор технічних наук, професор, академік Інженерної академії України, член-кореспондент Академії будівництва України.