

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

На правах рукопису

ЯНЧУК ЛЕОНІД ЛЕОНІДОВИЧ

УДК 624.21

**ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД
НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ**

05.22.11 – автомобільні шляхи та аеродроми

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Науковий керівник
Лантух-Лященко Альберт Іванович,
доктор технічних наук, професор

Ідентичність всіх екземплярів дисертації

ПІДТВЕРДЖУЮ:

вчений секретар спеціалізованої
вченої ради Д 26.059.02

В. І. Каськів

Київ – 2016

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ПУБЛІКАЦІЙ З ПРОБЛЕМИ НАДІЙНОСТІ І ДОВГОВІЧНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУД.....	12
1.1 Терміни і визначення.....	12
1.2 Фундаментальні принципи оцінки довговічності елементів споруд	14
1.2.1 Загальне формулювання проблеми довговічності.....	14
1.2.2 Модель надійності елемента.....	17
1.2.3 Характеристика безпеки.....	18
1.3 Детерміністична оцінка довговічності залізобетонних елементів.....	21
1.3.1 Модель оцінки довговічності залізобетонних елементів на основі загальних законів аналітичної теорії дифузії.....	21
1.3.2 Модель Пальмгрена - Майнера накопичення пошкоджень.....	23
1.4 Імовірнісна оцінка довговічності залізобетонних елементів.....	25
1.4.1 Марковські моделі накопичення пошкоджень.....	25
1.4.2 Метод статистичних випробувань.....	29
1.5 Висновки та формулювання цілі і задач дослідження.....	31
1.5.1 Висновки до розділу 1.....	31
1.5.2 Формулювання задачі наукового дослідження.....	33
РОЗДІЛ 2 АНАЛІЗ ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ ЯК АПАРАТ ОЦІНКИ ДОВГОВІЧНОСТІ.....	35

2.1 Проблема розрахунку залізобетонних елементів мостів за тріщиноутворенням.....	35
2.2 Фундаментальні принципи аналізу тріщиностійкості залізобетонних елементів.	37
2.3 Аналіз моделей розрахунку елементів за вимогами тріщиностійкості в нормативних документах проектування залізобетонних елементів країн світу.....	42
2.3.1 Контроль ширини розкриття тріщин за національними нормами ДБН В.2.3-14:2006.....	42
2.3.2 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами ДБН В.2.3.6-98:2009.....	47
2.3.3 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами Єврокоду.....	50
2.3.4 Модель оцінки ширини розкриття тріщини за нормами Великобританії (ACI).....	53
2.3.5 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами СЕВ – FIP.....	54
2.4 Приклад оцінки ширини розкриття тріщини.....	56
2.5 Висновки до розділу 2.....	59
РОЗДІЛ 3 МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА.....	61
3.1 Формулювання задачі прогнозу життєвого циклу.....	61
3.2 Розробка детерміністичної моделі деградації згинаних залізобетонних елементів.....	61
3.3 Статистичне обґрунтування параметрів моделі деградації.....	66
3.4 Аналіз достовірності моделі життєвого циклу експлуатації	

елементів моста.....	72
3.5 Висновки до розділу 3	78
РОЗДІЛ 4 ІМОВІРНІСНА МОДЕЛЬ ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕРМІНУ СЛУЖБИ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА.....	81
4.1 Теоретичні засади імовірнісної оцінки прогнозу надійності елементів транспортних споруд.....	81
4.2 Аналіз проектного рівня надійності типових прогонових будов за тріщиностійкістю.....	84
4.2.1 Аналіз проектного рівня надійності плити проїзної частини за тріщиностійкістю.....	84
4.2.2 Аналіз проектного рівня надійності за тріщиностійкістю балок прогонових будов	87
4.3 Модель оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу.....	101
4.3.1 Теоретичні основи моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу	101
4.3.2 Налаштування моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу.....	103
4.4 Адекватність моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу.....	105
4.5 Висновки до розділу 4.....	106
РОЗДІЛ 5 РОЗРОБКА ІНЖЕНЕРНОЇ МЕТОДИКИ ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕРМІНУ СЛУЖБИ ЗГИНАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА.....	108
5.1 Алгоритм прогнозування терміну служби згинаних елементів мостів.....	109

5.1.1 Вихідні дані для розрахунку	110
5.1.2 Призначення коефіцієнтів моделі	111
5.1.3 Приклад прогнозування ресурсу плити проїзної частини моста	117
5.1.4 Приклад прогнозування ресурсу залізобетонної балки прогонової будови моста.....	119
5.2 Алгоритм прогнозування надійності згинаних залізобетонних елементів мостів	122
5.3 Висновки до розділу 5.....	129
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	131
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	133
Додаток А. Алгоритм та комп'ютерна програма прогнозування надійності залізобетонних елементів.....	147
ДОДАТОК Б. Алгоритм та комп'ютерна програма прогнозування надійності залізобетонних елементів.....	154
ДОДАТОК В. Авторські свідоцтва.....	163
ДОДАТОК Г. Акти впровадження	165

ВСТУП

Актуальність роботи. Проблема оцінки і прогнозу безпечного терміну експлуатації залізобетонних мостів, з якою стикаються всі країни, для України є особливо ваговою в силу цілої низки несприятливих причин. Назвемо головні з них: складний економічний та фінансовий стан; майже останнє місце в Європі за розвитком дорожньої мережі; малий термін служби залізобетонних прогонових будов мостів, відсутність системи експлуатації.

Ця проблема стала особливо актуальною для України в останні 15 – 20 років, в міру того, як стрімко росте кількість фізично застарілих споруд. В цих умовах, для безаварійної експлуатації споруди, потрібні нові наукові підходи до оцінки технічного стану споруди і її елементів, які дали б кількісні критерії рівня надійності, ризику та алгоритми прогнозу залишкового ресурсу.

З цією проблемою стикаються всі країни, проте для України проблема сьогодні стає особливо ваговою в силу низки несприятливих причин. Серед них тяжкий економічний і фінансовий стан країни, загрозливий технічний стан транспортних споруд, одне з останніх місць в Європі за розвитком дорожньої мережі.

В своїй передмові до збірки «Проблеми ресурсу» [49] академік НАН України Б.Є.Патон пише: «...особливої актуальності набувають питання управління експлуатаційною надійністю та довговічністю відповідальних об'єктів шляхом визначення їх технічного стану і залишкового ресурсу та встановлення науково обґрунтованих строків експлуатації».

Вважається, що довговічність залізобетонних мостів, запроектованих відповідно чинних на час проектування нормативних вимог [49], має складати 100 років. В дійсності сьогодні ми констатуємо, що середній термін служби залізобетонних прогонових будов мостів України не перевищує

45–50 років. Так на дорогах державного значення в четвертому експлуатаційному стані знаходиться майже 21% залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів рис.1.1, їх середній вік становить 45 років. (Зауважимо, що 82% автодорожніх мостів знаходиться на місцевих дорогах і їх технічний стан дещо гірший).

Зниження реального середнього терміну служби залізобетонних прогонових будов мостів до 50 – 60 років спостерігається також і в країнах Європи. Так, наприклад, в роботі [108] вказується, що середній час життєвого циклу залізобетонних мостів Японії встановлений Міністерством фінансів – 60 років. В чому причина зниження очікуваного ресурсу? Для України, цією причиною вважається відсутність системи експлуатації та низька якість будівництва. Проте цього не можна сказати про країни Європи або Японію, де діє чітка система експлуатації мостів. Очевидно, що окрім названих, є також інші об’єктивні причини.

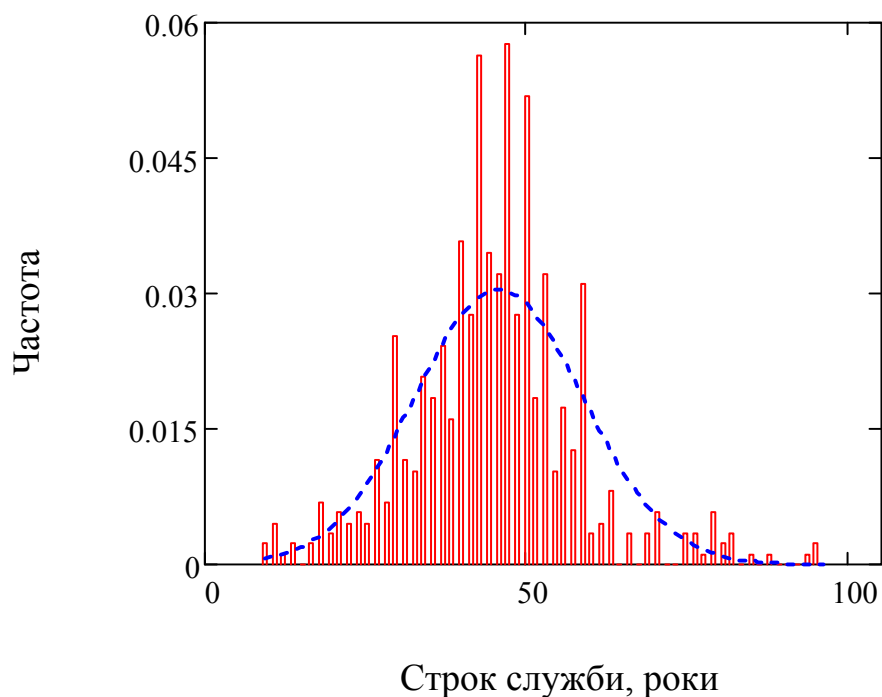


Рисунок 1.1 – Вік залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів на дорогах державного значення, що знаходяться в четвертому експлуатаційному стані

В останнє десятиріччя з'явилися публікації, в яких висловлюється теза про те, що зниження довговічності, в значній мірі, закладається ще на стадії вишукування і проектування споруди [12,35].

Дійсно, в сучасному апараті проектування залізобетонних елементів (і не тільки мостів) немає ніяких важелів управління довговічністю. Термін життєвого циклу залізобетонних мостів призначається директивно, розрахункові залежності не мають змінної часу, проблема довговічності знаходиться цілком в площині досвіду і інтуїції проектувальника.

Проблема довговічності залізобетонних елементів є предметом вивчення великої кількості науковців, в тому числі і українських [22, 33, 55, 71]. Очевидно, що сьогодні є нагальна потреба в об'єднанні наукового базису досліджень деградації залізобетону з вимогами правил проектування, умов будівництва і експлуатації та отримати теоретичні моделі оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів, які стали б інструментом практичного апарату управління життєвим циклом мостів.

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

Основні теоретичні і прикладні дослідження дисертації були виконані згідно з науково-дослідними роботами кафедри «Мости та тунелі» Національного транспортного університету. Роботу виконано відповідно до:

- держбюджетних тем кафедри «Мости та тунелі» – «Теоретичні засади оцінки ресурсу транспортних споруд» (державний реєстраційний номер 0111U000095) та «Прогноз і оптимізація життєвого циклу транспортних споруд» (державний реєстраційний номер 0109U002145);
- госпдоговірних тем «Розроблення проекту ДСТУ-Н «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» на заміну ДСТУ-Н Б В.2.3-23: 2009», 2012 р. (державний реєстраційний номер 0112U005671) і «Розробити посібник до ДСТУ-Н Б.В.2.3-23 з оцінки і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів», 2011 р. (державний реєстраційний номер 0111U006180).

Мета і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є розроблення і практична реалізація моделі прогнозування ресурсу елементів автодорожніх мостів протягом життєвого циклу експлуатації. Для досягнення поставленої мети були вирішені такі задачі:

- провести аналіз проблеми та аналіз існуючих моделей оцінки і прогнозування технічного стану залізобетонних елементів;
- розробити детерміністичну модель життєвого циклу експлуатації згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів;
- розробити стохастичну модель життєвого циклу експлуатації згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів;
- розробити інженерну методику прогнозування ресурсу залізобетонних елементів мостів протягом життєвого циклу експлуатації.

Об'єкт дослідження – процес деградації залізобетонних елементів транспортних споруд протягом життєвого циклу експлуатації.

Предмет дослідження – моделі прогнозування технічного стану згинаних залізобетонних елементів мостів, що знаходяться в експлуатації на автомобільних дорогах.

Методи дослідження – класичні методи числового моделювання та сучасних інформаційних технологій; методи теорії ймовірностей і математичної статистики; методи теорії споруд; методи системного аналізу.

Наукова новизна отриманих результатів.

Основний науковий результат дослідження характеризується як розвиток теоретичних і практичних аспектів прогнозування ресурсу залізобетонних елементів транспортних споруд. Наукова новизна роботи визначається наступним:

- *подальшим розвитком* уявлення про закономірності деградації залізобетонних елементів конструкцій транспортних споруд – сформульовано теоретичну гіпотезу про залежність довговічності згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів від ширини розкриття тріщин;
- *вперше розроблено* детерміністичну модель прогнозування ресурсу залізобетонних згинаних елементів мостів з функцією єдиного параметру – шириною розкриття нормальних тріщин;

- *вперше розроблено* стохастичну модель прогнозування ресурсу залізобетонних згинаних елементів мостів з функцією єдиного параметра – шириною розкриття нормальних тріщин, яка придатна до застосування на всіх стадіях життєвого циклу експлуатації;

- *набули подальшого розвитку* теоретичні аспекти впливу нормальних тріщин у залізобетонних згинаних елементах на довговічність транспортних споруд.

Достовірність отриманих результатів підтверджується використанням методів теорії ймовірностей та математичної статистики, постановкою числових експериментів, збіжністю результатів з достовірними даними натурних спостережень, з даними, отриманими іншими авторами.

Практичне значення роботи полягає в наступному:

- *розроблено новітню* інженерну методику прогнозування ресурсу згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів на всіх стадіях життєвого циклу експлуатації;

- розроблену методику пропонується включити як паралельну модель прогнозування ресурсу до чинного нормативного документа ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів»;

- *розроблено пропозиції* з встановлення мінімального проектного рівня надійності при розрахунках залізобетонних елементів автодорожніх мостів за тріщиностійкістю для включення до нормативного документа ДБН В.1.3-22:2009 «Мости і труби. Основні вимоги проектування».

Матеріали досліджень були впровадженні в:

- ДП «Державний дорожній науково-дослідний інститут ім. М.П. Шульгіна»;
- ПАТ «Київсоюзшляхпроект».

Особистий внесок здобувача. Наукові положення, моделі, практичний інструментарій прогнозування ресурсу є результатом самостійно проведеного дослідження проблеми управління ресурсом залізобетонних елементів автодорожніх мостів, що знаходяться в експлуатації. Дисертація містить нові наукові результати, які було отримано безпосередньо дисертантом. Усі 8 публікацій підготовлені автором дисертації одноосібно.

Апробація результатів дисертації. Результати роботи були представлені на конференціях і семінарах: Міжнародна науково-практична конференція присвячена 90-річчю з Дня народження академіка М. Г. Бондаря та 100-річчю з Дня народження професора М. Н. Гольдштейна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпропетровськ, 2010 р.; Сьома науково-технічна конференція «Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне 2011р.; Науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпропетровськ, 2012 р.; Науково-технічна конференція «Сучасні методи і технології проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд на автомобільних дорогах», м. Київ, 2013 р.; Науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпропетровськ, 2014 р.; Збірник наукових праць української державної академії залізничного транспорту. Вісник ХНАДУ, м. Харків, 2015 р.; На щорічних конференціях НТУ «Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та працівників відокремлених структурних підрозділів університету» (Національний транспортний університет, м. Київ: 2008 – 2015 рр.).

Публікації. За темою дисертації опубліковано 14 робіт, з них 8 статей у фахових виданнях, у тому числі одна стаття у збірнику, що внесений до міжнародної наукометричної бази даних та 6 публікацій апробаційного характеру.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ПУБЛІКАЦІЙ З ПРОБЛЕМИ НАДІЙНОСТІ І ДОВГОВІЧНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУД

1.1 Терміни і визначення

Бурхливий розвиток інформаційних технологій сприяє розробці нових підходів в теорії споруд, що, в свою чергу, викликає появу нових термінів. Щоб дослідження мало чітку трактовку ми вводимо декілька фундаментальних термінів, якими оперуємо в роботі. Більшість з них сьогодні ще не стали усталеними і потребують строгого формулювання.

Деградація – природний процес погіршення початкових технічних, фізико-механічних, хімічних і естетичних характеристик елемента. Протікання процесу може бути описано аналітичною або числовою моделлю деградації.

Життєвий цикл експлуатації – період, протягом якого споруда виконує проектні функції.

Життєвий цикл, що прогнозується – термін служби, що передбачається для споруди в заданих умовах оточуючого середовища та чітко визначених експлуатаційних навантаженнях.

Залишковий ресурс – час, що прогнозується від сучасного стану до закінчення життєвого циклу.

Запланований життєвий цикл – життєвий цикл, що вимагається загальними вимогами безпечної експлуатації, або власником споруди (ан.: *Targetlife*).

Модель деградації – аналітична залежність, яка дає середнє значення фактору деградації в функції часу.

$$R(t) = R_1 f(t), \quad (1.1)$$

де $R(t)$ – узагальнений фактор, деградація якого описується моделлю. Це може бути, наприклад, розрахунковий опір матеріалу, несна здатність елемента, ширина розкриття тріщин, параметр надійності і таке інше;

R_1 – початкове значення фактору деградації;

$f(t)$ – функція деградації, t – час.

Модель життєвого циклу – аналітична або числова процедура, що дозволяє визначити час безпечного використання елемента (або споруди в цілому) при заданих навантаженнях в визначених умовах експлуатації. Це функція часу, якою описується процес погіршення технічних, фізико-механічних, хімічних і естетичних характеристик елемента протягом терміну служби елемента/споруди. В загальному випадку така функція має вид:

$$T_l = R(t) L(p_1, p_2, \dots, p_n), \quad (1.2)$$

де T_l – термін служби елемента, що прогнозується;

$R(t)$ – фактор моделі деградації;

$L(p_1; p_2; \dots; p_n)$ – випадкова функція;

$p_1, p_2, \dots, p_n$ – параметри, якими характеризуються: властивості матеріалів, напружено – деформований стан, тип конструкції, оточуюче середовище, рівень експлуатаційного утримання.

Міст – транспортна споруда, що служить для пропуску через перешкоди потоків залізничного, автомобільного транспорту, пішоходів і комунікацій різного призначення. В залежності від функціонального призначення та конструкції мости мають специфічні назви. Наприклад: шляхопровід, естакада, віадук і т.п.

Надійність – здатність конструкції або її елемента виконувати певні функції протягом всього проектного строку служби. Надійність виражається в ймовірнісних показниках.

Проектний термін служби – проектний період, протягом якого споруда або її елемент мають виконувати проектні функції при встановленій системі обслуговування, без суттєвих ремонтних заходів. Отримується як характеристичний термін служби, поділений на коефіцієнт безпеки $\gamma \geq 1$.

1.2 Фундаментальні принципи оцінки довговічності елементів споруд

1.2.1 Загальне формулювання проблеми довговічності

Сьогодні науковці і інженери дорожньої сфери відмічають загрозливий технічний стан автодорожніх мостів України. Так 52 % мостів, які знаходяться на балансі «Укравтодору» не задовольняють частково або повністю вимогам системи експлуатації [49] і, тим самим, порушуються вимоги безпечної експлуатації. Значна кількість автодорожніх мостів – біля 25%, потребують капітального ремонту або реконструкції. Середній термін служби прогонових будов є вкрай низьким. Очевидно, що проблема довговічності елементів автодорожніх мостів для України є актуальною, і потребує негайного вирішення.

Сучасні норми проектування мостів [19] декларують термін служби споруд 80 – 100 років. Цей термін теоретично не обґрунтований, до того ж, його слід розуміти в сенсі «не менш ніж 80 – 100 років». Реальність є зовсім іншою. Так, наприклад, збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови автодорожніх мостів України мають середній життєвий цикл в експлуатації порядку 35 – 45 років [17]. Зараз зрозуміло, що зниження середнього терміну служби закладається ще на стадії вишукування і проектування споруди, тому що в проектному рішенні ніяк не відображається в яких умовах і з якою швидкістю протікатиме деградація залізобетону [34].

Очевидно є потреба в нових моделях теорії споруд, які б відображали еволюцію напружено-деформованого стану в функції часу. Саме такі моделі, що описують деградацію елементу з плином часу мають відкрити шлях до проектування залізобетонних елементів на заданий термін служби, прогнозувати життєвий цикл елемента моста в експлуатації. Такі моделі дадуть змогу, в інтересах суспільства, проектувати і експлуатувати конструктивні елементи мостів керованої довговічності.

В умовах вкрай обмеженого фінансування системи експлуатації споруд, стратегічне планування видатків на їх утримання має опиратися на реалістичний прогноз ресурсу залізобетонних елементів. Саме моделі життєвого циклу мають забезпечити фінансування експлуатації споруд так, щоби протягом терміну служби зберегти параметри функціональності, надійність, безпеку експлуатації, зберегти оточуюче середовище, архітектурні, естетичні і історичні цінності споруди [26].

Викладеним обґрунтовується необхідність в моделях за якими було би можливим прогнозувати ресурс залізобетонних елементів мостів на етапі розробки проекту. Це актуальна задача великого соціально-економічного значення [32].

В теорії споруд немає теоретичних залежностей, які дають змогу вирахувати довговічність елемента на основі фізичних і механічних характеристик матеріалу та рівня навантаження. Проте існують визначення довговічності через надійність в функції часу.

В найбільш загальній формі сучасне формулювання проблема наведено в документі Об'єднаного комітету з безпеки споруд (Joint Committee on Structural Safety [100] – 2000 р. та в монографії Р. Мельчерса (Robert E. Melchers) [110] – 1999 р., як ймовірність досягнення граничного стану за час t . Для цього вводиться функція граничного стану, залежна від часу:

$$g(X,t) = R(X,t) - E(X,t), \quad (1.3)$$

де $R(X,t)$ – узагальнений опір елемента;

$E(X,t)$ – узагальнений навантажувальний ефект;

X – вектор базових змінних; t – змінна часу.

Тоді надійність в термінах функції граничного стану виражається так:

$$P(t) = \text{Prob}[R(X,t) - Q(X,t) < 0]. \quad (1.4)$$

Таким чином, залежністю (1.4) довговічність формулюється як поняття функціонально зв'язане з надійністю. Максимальне значення t що задовольняє залежності (1.4) і є довговічність T .

Цей загальний підхід було викладено, в дещо іншій формі, в монографіях В.В. Болотіна [8-10]. Так для випадку елемента, *експлуатація якого закінчується після першої відмови*, середня довговічність T визначається інтегралом:

$$T = \int_0^{\infty} t \cdot p(t) dt, \quad (1.5)$$

де t – час;

$p(t)$ – частота відмов, щільність часу досягнення граничного стану:

$$p(t) = \frac{-dP(t)}{dt}. \quad (1.6)$$

Інтегруванням (1.5) по частинам, з урахуванням (1.4), отримується інтеграл, що дає середнє значення довговічності

$$T = \int_0^{\infty} P(t) dt, \quad (1.7)$$

де $P(t)$ – випадкова функція надійності.

1.2.2 Модель надійності елемента

Сучасна теорія надійності, сформульована у роботах В.В. Болотіна [8–10], А.В. Перельмутера [44], С.Ф. Пичугина [48], О.Р. Ржаницина [50, 51, 52], М.С. Стрелецького [56, 57] базується на таких основних положеннях:

- зовнішні навантаження на споруду, а також і її реакція являють собою *випадкові* процеси, які характеризуються параметрами змінними протягом експлуатації;

- надійність споруди трактується, як ймовірність того, що параметри системи знаходяться у межах певної області. Вихід хоча б деяких параметрів за межі допустимої області є засторогою, щодо подальшої безпечної експлуатації споруди;

- відмови у роботі споруди трапляються в результаті накопичення пошкоджень (дефектів) та її фізичного зносу.

Загальним підходом до визначення надійності передбачається аналіз граничних станів елемента. В розрахунках транспортних споруд розглядається дві групи граничних станів, за межами яких споруда або її елемент не задовольняють вимогам експлуатації:

I група – за повною неможливістю експлуатації елементів конструкцій, ґрунтових основ, або втратою несучої спроможності споруди в цілому;

II група – за перешкодами до нормальної експлуатації, зменшенню проектної довговічності споруди.

Граничні стани II групи можуть бути зворотними, якщо їх прояви зникають, коли буде усунуто дію що їх спричинила (наприклад, деформація від тимчасового навантаження), або незворотними, тобто такі, що залишаються після усунення дії, яка їх спричинила.

Модель оцінки надійності елементів споруд, що проектуються, базується на фундаментальному принципі, запропонованому і розвинутому в роботах

Н.С. Стрелецького [57] та О.Р. Ржаницина [50, 52] у 40 – х роках минулого сторіччя.

Згідно цього принципу *надійність елемента визначається, як ймовірність неруйнування*, інакше кажучи, як ймовірність того, що величина узагальненого резерву міцності $S(X)$ буде мати додатне значення:

$$S(X) = R(X) - Q(X), S(X) > 0, \quad (1.8)$$

де $R(X)$ – випадкова функція узагальненої опірності елемента;

$Q(X)$ – випадкова функція узагальненого навантаження елемента,

$$X = [X_1, X_2 \dots X_n]^T;$$

n – мірний вектор незалежних випадкових змінних - топологічних, механічних параметрів елемента та параметрів навантаження.

Зауважимо, що в загальному випадку вектор X є залежним від часу і теорія надійності має моделі в яких $R(X)$ та $Q(X)$ з (1.9) є функціями випадкових змінних та часу.

1.2.3 Характеристика безпеки

У 50-х роках А.Р. Ржаницин [52] для розрахунків надійності споруд запропонував і теоретично обґрунтував параметр, який назвав *характеристикою безпеки*. Цей параметр, математично зв'язаний з ймовірністю через функцію нормального розподілу, виявився зручним інструментом для аналізу надійності і використовувався для обчислення коефіцієнтів надійності будівельних норм проектування транспортних і цивільних споруд Радянського Союзу. Зараз характеристика безпеки прийнята, як нормативний параметр за європейськими будівельними нормами з надійності [100, 114] та Єврокодами [24].

Є усталеним позначати характеристику безпеки грецьким символом β . В літературі англійською чи французькою мовами параметр β називають *індексом надійності* або *безпеки* (англ. *reliabilityindex, safetyindex*). Ми застосовуємо назву, яку параметру дав А.Р. Ржаницин.

Характеристика безпеки вводиться, як параметр надійності у випадку нормального розподілу узагальнених опору R та навантаження E [52]. Резерв несної здатності матиме характеристики розподілу, які отримуються через характеристики розподілу R та Q :

$$\mu_S = \mu_R - \mu_E; \sigma_S^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2; \sigma_S = \sqrt{\sigma_S^2}, \quad (1.9)$$

а сама характеристика безпеки визначається так:

$$\beta = \frac{\mu_S}{\sigma_S}, \quad (1.10)$$

де μ_S – математичне сподівання узагальненого резерву опору елемента;

σ_S – середнє квадратичне відхилення (стандарт) узагальненого резерву опору елемента.

Графічна інтерпретація характеристики безпеки наведена на рис. 1.2.

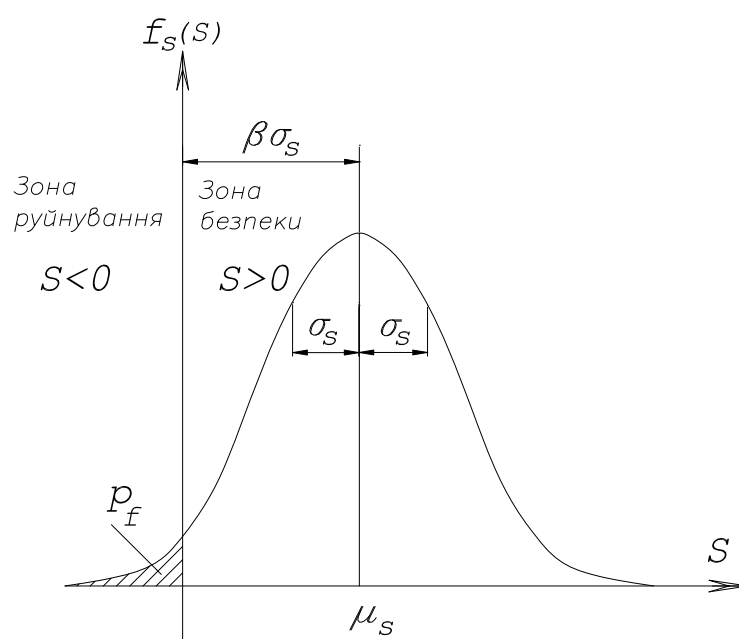


Рисунок 1.2 – Розподіл узагальненого резерву опору елемента

Рівняння для моделі надійності з нормальним законом розподілу записується так:

$$p_f = P(R - Q \leq 0) = P(S \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_S}{\sigma_S}\right), \quad (1.12)$$

де $\Phi(\cdot)$ – стандартна функція нормального розподілу (середнє дорівнює нулеві і дисперсія одиниці).

Ймовірність перевищення граничного стану

$$p_f = \Phi\left[\frac{-(\mu_R - \mu_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right] = \Phi(-\beta), \quad (1.13)$$

Таким чином, у випадку нормального закону розподілу узагальнених опору R та навантаження E і як слідство, резерву несної здатності S , надійність p_f визначається в функції від характеристики безпеки. При цьому сама характеристика безпеки вираховується через середні значення та дисперсії узагальнених опору R та навантаження E .

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}, \quad (1.14)$$

Співвідношення між характеристикою безпеки та надійністю для деяких фіксованих значень p_f наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Співвідношення між характеристикою безпеки та надійністю

p_f	0,1	0,05	0,023	0,01	0,001	0,0005	0,00003	10^{-5}	10^{-6}
P_f	0,9	0,95	0,977	0,99	0,999	0,9995	0,99997	0,99999	0,999999
β	1,3	1,64	2,0	2,3	3,1	3,3	4,0	4,2	4,7

1.3 Детерміністична оцінка довговічності залізобетонних елементів

1.3.1 Модель оцінки довговічності залізобетонних елементів на основі загальних законів аналітичної теорії дифузії

Дещо умовно, моделі деградації класифікуються за двома групами: детерміністичні моделі та стохастичні (феноменологічні). В цьому підрозділі розглядаються найбільш відомі детерміністичні.

Найбільш розповсюдженим детерміністичними моделями є такі, що описують швидкість деградації в залежності від часу карбонізації та насичення хлоридами захисного шару бетону [40, 111, 120]. Постулюється, що інтенсивна корозія арматури починається після карбонізації або повного насичення (що наступить скоріше). Ці моделі базуються на загальних законах аналітичної теорії дифузії, відомими як рівняння першого і другого законів Адольфа Фіка (1855р.).

Процес карбонізації описується одномірним диференціальним рівнянням першого закону Фіка:

$$Q = -D \frac{\partial C}{\partial x}, \quad (1.15)$$

де Q – кількість перенесеної в результаті дифузії речовини (в даному випадку вуглецю), так звана, щільність дифузійного потоку: $C = C(x, t)$ – концентрація речовини, що дифундує, функція координати x і часу t ;

D – коефіцієнт дифузії газу в бетоні, $\text{см}^2/\text{с}$.

Деградація залізобетону, що характеризується накопиченням певної критичної кількості хлоридів в захисному шарі і, як наслідок, руйнуванням пасивуючого шару арматури, є також початком корозії арматури. Іони хлоридів, які завжди присутні в оточуючому середовищі, проникають через захисний шар по капілярній системі та по мікротріщинам. Процес дифузії хлоридів описується моделлю другого закону Фіка [39]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}, \quad (1.16)$$

де $C = C(x, t)$ – концентрація іонів хлориду на глибині x в часу t , кг/см³;

D – коефіцієнт дифузії хлоридів в бетоні, см²/с;

t – час, с (рачується від початку експлуатації);

x – координата нормальна до поверхні бетону, см.

Рівняння (1.16) при граничних і початкових умовах $C(x, t) = C_s$ для $x = 0$, $t > 0$ і $C(x, t) = C_I$ для $x > 0$, $t = 0$ та постійному коефіцієнту дифузії хлоридів в бетоні має розв'язок:

$$C = C_I + (C_s - C_I) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right], \quad (1.17)$$

де $\operatorname{erf}()$ – функція помилок;

C_I – початковий вміст хлоридів в бетон, кг/см³;

C_s – концентрація хлоридів на поверхні захисного шару бетону, кг/см³.

Розв'язок (1.17) встановлює зв'язок глибини проникнення хлоридів з часом:

Представлений теоретичний базис детерміністичного прогнозу ресурсу залізобетонних елементів послужив основою для розробки великої кількості моделей деградації [14, 40, 72, 82, 111]. Вони відрізняються між собою підходами у визначенні параметрів деградації: D – коефіцієнта дифузії хлоридів в бетоні, який є, в свою чергу, залежним від часу і типу конструкції; C_{CR} – критичного значення концентрації хлоридів в залежності від: типу цементу; водоцементного відношення; фізичних характеристик бетону; характеристик оточуючого середовища.

Практичне застосування викладеного детерміністичного підходу стримує складність опису в рамках диференціальних рівнянь законів Фіка зв'язку арматури з бетоном та врахування рівня напружено-деформованого

стану. Є низка досліджень вітчизняних науковців в яких вивчаються названі ефекти [11–13, 59]. Проте, інженерних методик прогнозу довговічності, оснований на цих дослідженнях, впроваджених в практику проектування поки що недостатньо.

1.3.2 Модель Пальмгрена - Майнера накопичення пошкоджень

У будівельній механіці, з 50 – х років минулого століття, широко використовувалась модель накопичення пошкоджень відома під назвою «теорія лінійного підсумовування пошкоджень Пальмгрена-Майнера», в якій використовується принцип лінійної суперпозиції [112]:

$$\sum_0^n \frac{N_i}{N(\sigma)} = D_i, \quad (1.18)$$

де D_i – міра пошкоджень;

N_i – число циклів навантаження;

$N(\sigma)$ – число циклів до руйнування при режимі напруження σ ;

n – число ступенів змін режиму вантаження.

Граничне число циклів до руйнування N_R визначається з умови $D = 1$ [8, 60, 112]:

$$\int_0^{N_R} \frac{dN}{N_R(\sigma)} = \sum_0^{N_R} \frac{N_i}{N_R(\sigma)} = 1. \quad (1.19)$$

Ця проста і прозора модель набула широкого поширення в машинобудуванні. У меншій мірі модель використовувалася для оцінки життєвого циклу транспортних споруд[60].

Очевидно, що для використання моделі необхідно мати достовірну оцінку кількості циклів навантаження, тобто для прогнозу ресурсу в процесі експлуатації необхідно мати повні дані історії вантаження. Стосовно залізобетонних елементів автодорожніх мостів необхідні початкові дані

визначаються настільки приблизно, що втрачається достовірність моделі. Є і інші недоліки, які стримують застосування моделі Пальмгрена-Майнера, такі як, наприклад, ігнорування ефектів взаємодії циклів навантаження з малою і великою амплітудами.

Ще однією стороною, що стримує застосування моделі (1.18) є її чітка орієнтація на один матеріал – метал. Ця і, вище зазначена особливість моделі, не дозволяють її безпосереднього застосування для прогнозування довговічності залізобетонних елементів мостів. Професор Йосілевській Л.І. в своїй роботі [26] пише: «модель не применима для железобетона, так как основные механические свойства бетона в большей степени зависят от времени».

Проте, в монографії професора Чиркова В.П. [60] наводиться напівймовірнісна модель прогнозу ресурсу, що базується на принципах накопичення пошкоджень Пальмгрена-Майнера яка враховує специфічні фізико - механічні властивості залізобетону:

$$T_{RES} = \frac{N}{n_1} \left[\frac{1 - \gamma V_r}{\eta} \right]^m, \quad (1.20)$$

де $N = 2,0 \cdot 10^6$ – базова кількість циклів навантажень до досягнення граничного стану;

n_1 – кількість циклів навантажень в одиницю часу;

γ – коефіцієнт заданої забезпеченості;

V_r – коефіцієнт варіації міцності бетону;

η – коефіцієнт, що залежить від рівня напруг в бетоні;

m – показник кривої витривалості бетону.

До моделей, що базуються на принципах лінійного сумування пошкоджень належить також модель прогнозування ресурсу бетону в процесі проектування професора Р.К. Мамажанова:

$$T_{RES} = \frac{N_{cr}}{n_1} \delta_g \delta_r m_b, \quad (1.21)$$

де N_{cr} – кількість циклів навантажень до досягнення граничного стану;

n_1 – кількість циклів навантажень в одиницю часу;

δ_g ; δ_r – функції, що враховують статистичні розкиди показників навантажень та міцності бетону, відповідно;

m_b – функція старіння бетону.

Інший напрям розбудови моделей накопичення пошкоджень елементів будівельних конструкцій ґрунтується на фундаментальних дослідженнях механіки руйнування. В Україні це дослідження школи академіка НАНУ

В.В. Панасюка [42, 43] та інших дослідників [47, 49], в Росії – дослідження механіки залізобетонних конструкцій в роботах [11, 29, 45, 46] і ін. Тут модель руйнування, як правило, будується, використовуючи коефіцієнти інтенсивності, що є фізичними константами матеріалу. На жаль, моделі, засновані на класичній теорії механіки руйнування поки не набули широкого поширення в практичній оцінці ресурсу елементів транспортних споруд.

1.4 Імовірнісна оцінка довговічності залізобетонних елементів

1.4.1 Марковські моделі накопичення пошкоджень

В оцінці залишкового ресурсу елементів мостів, що знаходяться в експлуатації в останні 10 – 15 років у всьому світі набули широкого розповсюдження моделі накопичення пошкоджень побудовані на основі теорії марковських стохастичних процесів [6, 15, 33–36]. В Україні вперше марковська модель деградації була запропонована в роботі проф. А.І. Лантуха-Лященко [35] в 1999 р. В подальшому модель розвивалась і

вдосконалювалась та перевірялась в практичному застосуванні в відомчому нормативному документі «Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються [7], як апарат оцінки і прогнозування технічного стану елементів мостів. З 2009 року модель прийнята, як нормативна в системі експлуатації мостів в документі ДСТУ-Н «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [23].

Моделлю деградації елемента встановлюється закон надійності в функції часу i , тим самим, дається апарат прогнозування його технічного стану. Модель має дві принципові складові: феноменологічні класифікаційні таблиці експлуатаційних станів та функцію деградації. Наступні чотири гіпотези становлять теоретичну базу моделі.

А. Критерієм технічного стану елемента є числовий параметр надійності.

В. Життєвий цикл елемента поділено на 5 експлуатаційних станів. Кожен із станів описується добіркою кількісних та неформалізованих якісних показників деградації, що характеризують ієрархію відмов елемента [35].

В. Процес деградації елемента протягом життєвого циклу описується експлуатаційною моделлю випадкового марковського процесу з неперервним часом.

Г. Перехід із одного експлуатаційного стану в інший описується, як процес Пуассона з експлуатаційними станами та неперервним часом.

Модель деградації елемента споруди

У моделі, що розглядається, знос елементу споруди описується *марківським експлуатаційним процесом з безперервним часом* [33, 35, 36]. Розглядається процес з якісними станами. Роль випадкової змінної тут грає випадковий експлуатаційний стан системи. Вважається, що елемент знаходиться послідовно в дискретних станах $S_1, S_2, \dots, S_n$, а переходи з одного експлуатаційного стану в інше здійснюються в моменти часу $t_1; t_2; \dots t_{n-1}$.

Моделювання марківським процесом означає, що для довільного часу t_0 ймовірність перебування в кожному із станів елементу в майбутньому (при $t > t_0$) залежить тільки від його теперішнього стану (при $t = t_0$) і не залежить від того як і за який час він досяг поточного стану.

Для кожного із експлуатаційних станів, як ймовірності марковського ланцюга [6, 33, 35], за відомою початковою надійністю в першому стані, визначена надійність елемента за першою групою граничних станів. Для випадку початкової надійності $P(t=0) = 0,9998$; ($\beta = 3,8$) в табл. 1.2 наведені значення надійності в експлуатаційних станах. (Тут β – характеристика безпеки, числовий параметр зв'язаний з надійністю співвідношенням:

$$P_s = \Phi(-\beta), \text{ де } \Phi - \text{стандартна функція нормального розподілу)}$$

Фундаментальною базою моделі деградації є класифікаційні таблиці визначення експлуатаційного стану елемента.

Таблиця 1.2– Експлуатаційні стани елементів транспортних споруд

Номер і назва експлуатаційного стану	Надійність	
	$P(t)$	β
1.Справний	0,999844	3,8
2.Обмежено справний	0,998363	3,0
3. Працездатний	0,992461	2,4
4.Обмежено працездатний	0,979771	2,1
5. Несправний	0,958351	1,7

Функція надійності. Функцією надійності описується процес деградації елемента протягом життєвого циклу, тобто встановлюється зв'язок між надійністю та часом експлуатації елемента. Постулюється, що швидкість деградації описується одним параметром λ – показником інтенсивності відмов. Цей показник приймається постійним, незалежним від часу $\lambda = \lambda(t)$. За

функцію надійності прийнята інтегральна функція розподілу $P(t)$ для часу T_n , котрий протікає доки стануться всі n подій процесу (розподіл Пуассона):

$$P(t) = 1 - P(T_n > t) = 1 - \sum_{k=0}^{n-1} \frac{(\lambda t)^k e^{-\lambda t}}{k!}, \quad (1.22)$$

де λ – параметр процесу – інтенсивність відмов (швидкість деградації).

У термінах таблиці експлуатаційних станів (табл.1.2), P_t ймовірність того, що елемент перейде в стан k протягом часу $t < T_k$. Таким чином, при заданій інтенсивності відмов λ , залежністю (1.22) встановлюється зв'язок між надійністю елемента P_t в i -му стані та часом t , що пройшов від початку експлуатації до стану $i = 2, \dots, 5$. При $k = 5$ функція має вид:

$$P_t = 1 - 0,008333(\lambda \cdot t)^k \cdot e^{-\lambda t}, \quad (1.23)$$

Криві деградації елементів за функцією (1.23) наведені на рис.1.4.

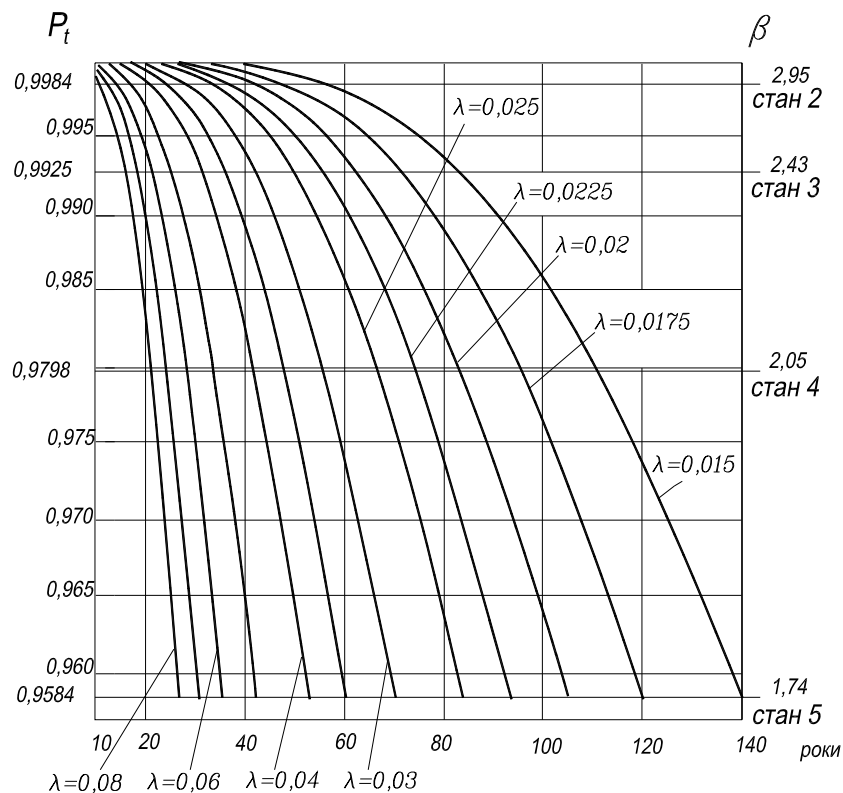


Рисунок 1.4 – Криві деградації елементів

1.4.2 Метод статистичних випробувань

Вважається що моделювання ймовірнісних залежностей за *методом статичних випробувань* (метод Монте-Карло) в аналізі надійності є самим сильним інструментом інженера і дослідника. Його розповсюдження пояснюється загальною комп'ютеризацією розрахунків і досліджень, хоча, загалом метод може бути застосований і при “ручних” обчисленнях.

Суть розв’язку рішення фізичних задач за методом Монте-Карло полягає в тім, що фізичному явищу зіставляється імовірнісний процес, який імітує його перебіг. Значення фізичних величин знаходять усередненням по множині реалізацій процесу, що моделюється.

За процедурою метода Монте-Карло чисельне визначення кількості речовини, що проникла на глибину більшу за h перетворюється у досить простий імовірнісний вираз усереднення по кількості статистичних експериментів.

В інших словах, замість того щоби описувати випадкові базові змінні аналітичними залежностями, виконується певна числова процедура, яка дає випадковий результат, випадкову реалізацію, в рамках можливих значень базових змінних. За цією процедурою визначається випадкове значення (виконується розіграш) функції граничного стану $G(X)=0$.

Саме так як і в реальному світі кожен результат цієї процедури це є один екземпляр випадкової змінної. Одержання одного екземпляра, однієї реалізації за методом Монте-Карло називають “*розіграшем*” змінної.

Таким чином, основним елементом, з яких складається модель методу є одна випадкова реалізація змінної, котра моделюється, наприклад: рухоме навантаження моста протягом одно дня, поява тріщини в залізобетону елементі, таке інше. Графічна інтерпретація процедури розіграшу одного екземпляру випадкової змінної показана на рис. 1.5.

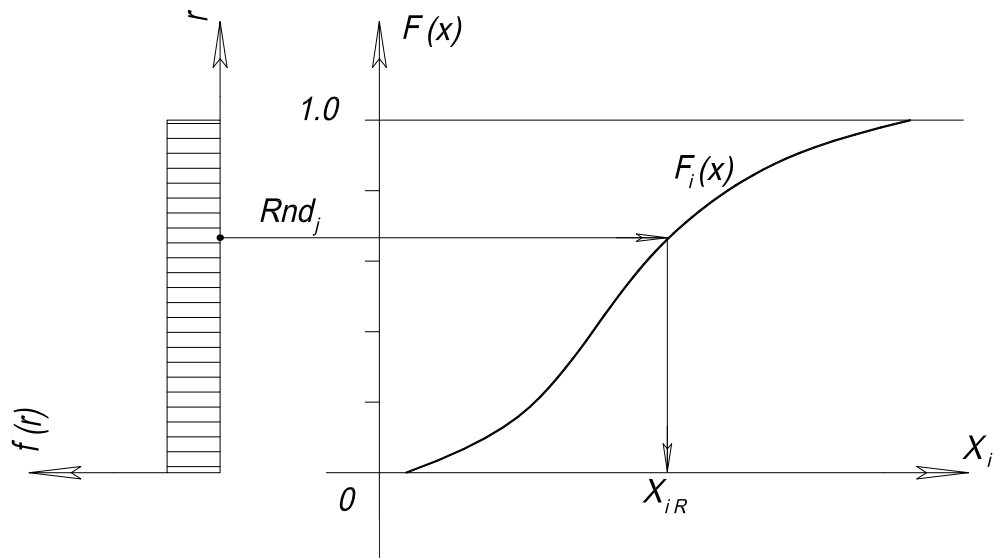


Рисунок 1.5 – Одержання одного випадкового примірника базової змінної

Викладені вище основи методу статистичних випробовувань дають змогу чисельно визначити надійність елемента. Для цього визначається випадкове значення (виконується розиграш) функції граничного стану $S(X)=0$. Якщо випадкове значення $S(X_i) \leq 0$ то це означає, що i реалізація є викидом за межі граничного стану, тобто моделює випадок руйнування елемента, в протилежному випадку – моделюється значення яке не перевищує граничного. Випробовування виконується N раз. Тоді приблизне значення надійності P_s знаходиться за співвідношенням

$$P_s \cong \frac{k(S(\mathbf{X}) \leq 0)}{N}, \quad (1.24)$$

де $k(S(\mathbf{X}) \leq 0)$ – кількість випробовувань в яких $S(X_i) \leq 0$;

$\mathbf{X}$ – вимірний вектор незалежних випадкових змінних – топологічних, механічних параметрів елемента та параметрів навантаження.

Сьогодні, в зв'язку з бурхливим розвитком комп'ютерних технологій, статистичний метод став не тільки широко розповсюдженим, а й доступним

широким колам інженерів. З великої кількості публікацій з моделювання довговічності за методом Монте-Карло назвемо авторів декількох найбільш відомих: Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф.[2];Болотин В.В [8]; Вентцель Е.С. [15]; Йосилевский Л.И.[26]; Расулов И.Р. [53];Сарья А., Весикари Е. [54]; ТахаХамаді А.[58]; Яцко Ф.В.[72]; Європейський проект з оцінки технічного стану споруд DuraCrete[91]; Проект «Ймовірнісні методи дослідження довговічності споруд» Life-365 [104];Sarja, Asko&Vesikari[120]; Schneider, J. [121].

1.5 Висновки та формулювання цілі і задач дослідження

1.5.1 Висновки до розділу 1

1. Виконаний аналіз публікацій дає підставу стверджувати, що проблема прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів транспортних споруд є актуальною задачею, суттєвою для суспільства в соціально-економічному плані. Проблема не одне десятиріччя знаходиться в центрі уваги науковців всього світу, зусилля яких направлені на розробку інженерних методик для ефективного управління життєвим циклом залізобетонних елементів мостів [12, 30, 26, 33, 47, 50, 69, 71, 72, 92, 99, 102, 109, 131].

2. Дещо умовно, моделі деградації можна класифікувати за двома групами: детерміністичні та ймовірнісні.

Детерміністичні моделі. Найбільш розповсюдженим детерміністичними моделями є такі, що описують швидкість деградації в залежності від часу карбонізації та насичення хлоридами захисного шару бетону [40, 111, 120]. Ці моделі базуються на загальних законах аналітичної теорії дифузії, відомими як рівняння першого і другого законів Адольфа Фіка (1855р.). Процес карбонізації описується одномірним диференціальним рівнянням першого закону Фіка, процес деградації [14, 40, 72, 82, 111].

Інший підхід містять фізичні детерміністичні моделі, побудовані на сучасних уявленнях фізики руйнування бетону та корозії арматури, на аналізі процесів тріщиноутворення [3–5, 11, 26–29, 37, 38, 41–43, 45, 46, 78, 81–85, 88, 94–97, 134].

Ймовірнісні моделі.

Розглянуті тут імовірнісні статистичні, феноменологічні моделі побудовані на загальних законах теорії ймовірностей і математичної статистики та сучасних досягненнях в теорії споруд трактують час деградації, як випадкову змінну [6, 8–10, 14, 33–36, 48, 51, 52, 55–57, 60, 61, 101, 104–106, 110, 112–114, 119, 121, 123, 126–130, 132, 133].

Окремий клас імовірнісних моделей складають стохастичні феноменологічні моделі побудовані на засадах фізики деградації залізобетону в сполученні з ймовірнісними законами, які представляють процес деградації в функції часу [6, 9, 33, 35, 36, 90, 101, 110, 130].

Серед публікацій, включених до огляду, слід відмітити окремо роботи які містять ймовірносний підхід оцінки довговічності, що базується на фундаментальних принципах статистичного аналізу (метод Монте-Карло) Dura Crete [91], Life-365 [104].

Серед ймовірнісних моделей є незначна кількість таких, що визначають довговічності через надійність, виражену в функцію часу, проте практичного застосування такі моделі не знайшли.

3. Виконаний аналіз публікацій дає підставу вважати, що найбільш повним, з точки зору можливостей опису процесу деградації залізобетону, є фізичний підхід. Дійсно, в цьому випадку вихідними даними моделі є фізико-механічні характеристики бетону та арматури, параметри елемента, геометричні характеристики перерізу та фактори напружено-деформованого стану.

Проте, серед моделей, що розглядаються майже немає теоретичних залежностей, які дають змогу оцінити довговічність елемента на основі фізичних і механічних характеристик матеріалу та рівня навантаження. Як правило, це роботи в яких виконана постановка наукової задачі оцінки довговічності [1, 7, 11–14, 59, 105].

4. Серед публікацій виділяються моделі українських дослідників, на основі яких реалізовані чіткі методики для прогнозування залишкового ресурсу елементів транспортних споруд [32, 36, 48, 72].

Українські науковці ведуть активний пошук для розв’язання проблеми прогнозу залишкового ресурсу залізобетонних елементів мостів, а також визначення часу переходу в певний експлуатаційний стан на кожному етапі життєвого циклу споруди.

1.5.2 Формулювання задачі наукового дослідження

Глобальна мета дослідження полягає в науковому пошуку моделі життєвого циклу – аналітичної процедури, що дозволяє визначити час безпечного використання елемента (або споруди в цілому) при заданих навантаженнях в визначених умовах експлуатації. Це функція часу, якою описується процес погіршення технічних, фізико-механічних, хімічних і естетичних характеристик елемента протягом терміну служби елемента/споруди під дією навантажень та оточуючого середовища. Функцію, що є об’єктом наукового пошуку, тут запишемо в такій загальній формі:

$$T_1 = R(t) \cdot L(p_1, p_2, \dots, p_n), \quad (1.25)$$

де T_1 – термін служби елемента, що прогнозується – ресурс;

$R(t)$ – індикатор моделі деградації;

$L(p_1; p_2; \dots; p_n)$ – функція якою описується граничний стан елемента;

$p_1; p_2; \dots; p_n$ – параметри – фізико-механічні характеристики матеріалів елемента, напружено - деформований стан, тип конструкції, характеристики оточуючого середовища, рівень експлуатаційного утримання.

В термінах наведених вище, задача роботи формулюється як пошук аналітичної функції типу (1.25), що відображає *інтегрально* процес деградації залізобетонного елемента в функції часу і служить фундаментальною функцією для моделі життєвого циклу. В поняття «*інтегрально*» тут вкладається сенс узагальнення в тому, що модель деградації має виражатися через один фактор деградації. В даному випадку за такий фактор прийнятий параметр – ширина розкриття тріщин.

Головною метою дисертаційної роботи є розроблення і практична реалізація моделі прогнозування ресурсу елементів автодорожніх мостів протягом життєвого циклу експлуатації. Мета дослідження виповнюється виконанням таких завдань:

- виконати аналіз проблеми, виконати аналіз існуючих моделей оцінювання і прогнозування технічного стану залізобетонних елементів;
- розробити детерміністичну модель життєвого циклу експлуатації згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів;
- розробити стохастичну модель життєвого циклу експлуатації згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів;
- розробити інженерну методику прогнозування ресурсу залізобетонних елементів мостів протягом життєвого циклу експлуатації.

РОЗДІЛ 2

АНАЛІЗ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЯК АПАРАТ ОЦІНКИ ДОВГОВІЧНОСТІ

2.1 Проблема розрахунку залізобетонних елементів мостів за тріщиноутворенням

Протягом більш ніж 100 років науковці всього світу переймаються задачами аналізу тріщиностійкості залізобетонних конструкцій. Центральною науковою проблемою цих досліджень є встановлення закономірностей розвитку тріщин та їх вплив на несну здатність елемента.

Два типи тріщин є характерними для залізобетонних елементів:

- перший тип – тріщини пов'язані з пластичними властивостями бетону. Ці тріщини з'являються під час твердіння і протікання довготривалих процесів (повзучості) бетону або різких змін температури оточуючого середовища;

- другий – тріщини, якими неминуче супроводжується експлуатація залізобетонного елемента під дією постійних і тимчасових навантажень. Саме другий тип тріщин і є предметом дослідження в цій роботі.

Сьогодні є загально визнаним, що тріщиноутворення і послідуєчне сколювання захисного шару є головними факторами, якими визначаються в процесі експлуатації залізобетонних елементів, довговічність, надійність та несна здатність.

В процесі експлуатації тріщини викликають в елементах *«ефект доміно»*: в зоні тріщини корозія арматури стає інтенсивнішою, продукти корозії породжують тиск на захисний шар, сколюється захисний шар,

розширюється тріщина, зростає корозія – і коло замкнулось. Причому, інтенсивність процесу деградації зростає нелінійно [29, 78, 81, 117].

Сьогодні відомо десятки залежностей визначення ширини розкриття тріщин ненапруженого і попередньо-напруженого залізобетону. Так тільки в огляді робіт [78] наведено 32 формули визначення ширини поперечних тріщин в згинаних елементах.

В нормативних документах проектування залізобетонних елементів країн світу для контролю ширини розкриття тріщин застосовується п'ять – шість залежностей. Найбільш відомими з них є модель СЕВ-FIP Model Code 1990 [82], яка прийнята в Єврокодi 2 та модель Р. Фроша (R.J. Frosch) [94, 95, 96] – в нормативах США [73].

У вітчизняній методології аналізу тріщиностійкості панує теорія В.І. Мурашова [41], яка є нормативною в розрахунку залізобетонних елементів будівельних конструкцій. В аналізі тріщиностійкості деформативності залізобетонних елементів мостів застосовується дві моделі В.І. Мурашова та О.Я. Берга [3, 4, 41].

При всьому різноманітті моделей визначення ширини розкриття нормальних тріщин та відстані між ними в згинаних елементах їх об'єднує загальна фундаментальна наукова ідея – *саме процес тріщиноутворення найбільш повно відображає деформаційні властивості залізобетонного елемента*. Тому всі відомі моделі тріщиноутворення мають за параметри розрахунку кількість арматури в перерізі елемента, її розрахунковий опір та модуль пружності, параметри розташування арматури в перерізі, механічні характеристики арматури та бетону.

В останні 10 – 15 років все більше науковців звертаються до моделі тріщиноутворення в залізобетоні для оцінки ресурсу елемента. Так, наприклад, в роботах [45, 46, 54, 81, 95, 103,] переконливо доводиться, що вичерпання несної здатності строго пов'язано з шириною розкриття тріщин.

Підтвердження цього тезису є також і в дослідженнях українських науковців [72].

В дослідженні, основні положення якого представлені в роботі, саме такий новітній підхід використовується для побудови практичного апарату прогнозу ресурсу протягом життєвого циклу згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів. Таким чином, *центральна наукова гіпотеза нашого дослідження полягає в теоретичному пошуку зв'язку ширини розкриття тріщин з часом експлуатації*.

2.2 Фундаментальні принципи аналізу тріщиностійкості залізобетонних елементів

Аналіз тріщиностійкості залізобетонних елементів починається з 50-х років минулого століття. До цього часу залізобетонні елементи розраховувались за пружною стадією при умові $\varepsilon_b = \varepsilon_a$, де ε_b – відносні деформації бетону на рівні центра ваги арматури і ε_a – відносні деформації арматури. При цьому накладалась умова обмеження відносних деформацій бетону до нормованого значення деформативності бетону на розтяг $\varepsilon_{btu} \leq 0,00015$ мм (рис. 2.1), що відповідає напруженням приблизно $0,4R_{bt,ser}$ в залежності від класу бетону.

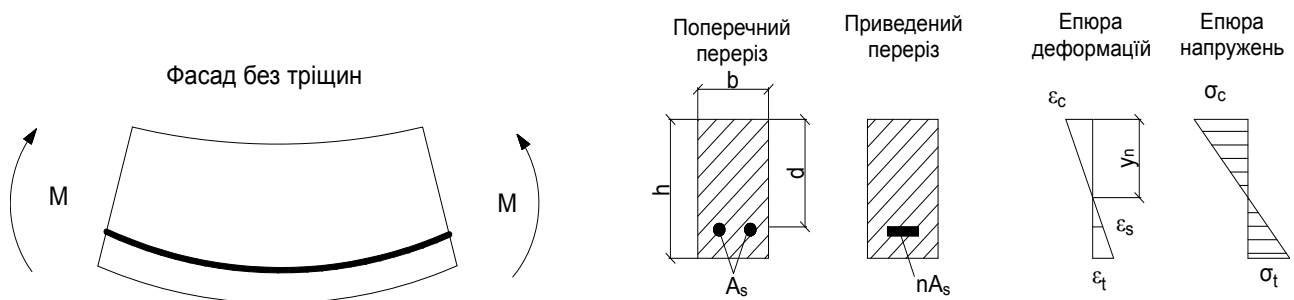


Рисунок 2.1 – Пружний аналіз тріщиностійкості елемента

Після появи тріщин в бетоні розтягнутої зони бетон в перерізі з тріщиною з роботи виключається, опір елемента в цих перерізах визначається тільки арматурою. В той же час, в перерізах між тріщинами напруження в арматурі зменшуються за рахунок розтягнутого бетону. Це сучасний підхід, моделі якого можна класифікувати за двома типами:

А. Модель основана на гіпотезі пружної роботи бетону в стиснутій зоні перерізу з тріщиною. В розтягнутій зоні працює тільки арматура (рис. 2.2).

Б. Модель основана на гіпотезі врахування роботи бетону в розтягнутій зоні бетону перерізах між двома сусідніми тріщинами. В розтягнутій зоні працює арматура плюс частково бетон в околиці тріщини.

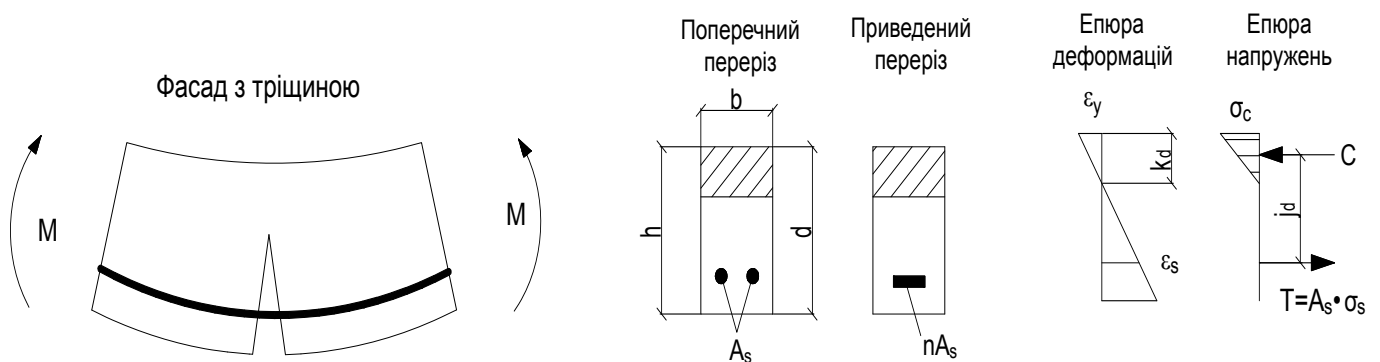


Рисунок 2.2 – Моделі аналізу тріщиностійкості

Модель А

В цій моделі розглядається нормальна тріщина, що виникла в місці найбільшого згинального моменту. В перерізі з тріщиною в стисненій зоні приймається пружна трикутна епюра напружень в бетоні. В розтягнутій зоні бетон виключено з роботи, зусилля розтягу сприймається арматурою (рис. 2.2) яка працює в границях пружності (рис.2.3).

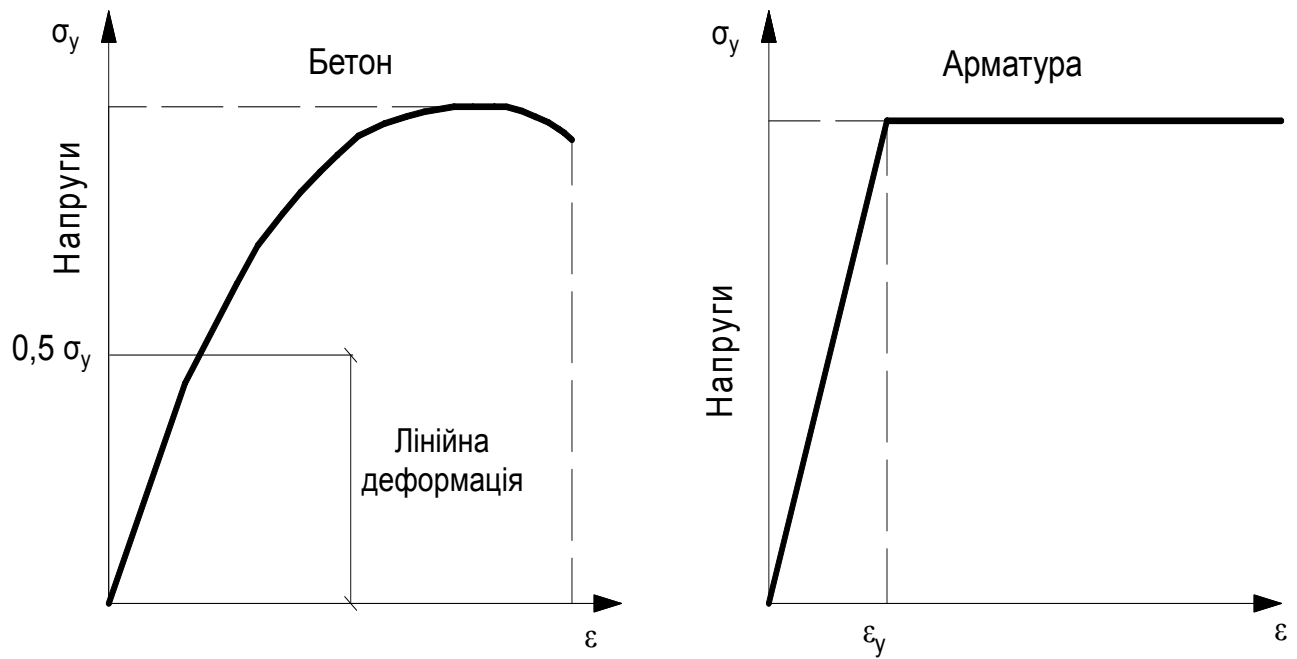


Рисунок 2.3 – Діаграми напруження – відносні деформації бетону і арматури

Було запропоновано велику кількість формул для оцінки ширини розкриття тріщини [78, 82, 88]. Загальна аналітична форма всіх залежностей цієї моделі має вид:

$$w_b = f(\sigma, A_s, E_b, E_a, h, \Psi), \quad (2.1)$$

де w_b – максимальна ширина розкриття тріщини;

σ – максимальні напруження в бетоні;

A_s – площа перерізу розтягнутої арматури;

E_b – модуль пружності бетону;

E_a – модуль пружності арматури;

h – геометричні параметри перерізу;

Ψ – емпіричний коефіцієнт, що враховує роботу бетону в околиці тріщини.

Наведемо досить типовий приклад з роботи [97]:

$$w_b = 0,076 \cdot \rho \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{A \cdot d_c}, \quad (2.2)$$

де ρ – відношення відстані від нейтральної осі до крайнього розтягнутого волокна і відстані від нейтральної осі до центра ваги розтягнутої арматури;
 f_s – напруження в арматурі приведенного перерізу за пружною теорією згину;
 d_c – товщина захисного шару;
 A – середня ефективна площа залізобетонного перерізу навколо центра тяжіння арматури;
0,076 – емпіричний коефіцієнт, що враховує роботу бетону в околиці тріщини.

Модель Б

В цій моделі розглядається сітка нормальних тріщин, що виникли в зоні найбільшого згинального моменту. В перерізі з тріщиною в стисненій зоні приймається пружна трикутна епюра напружень в бетоні. В розтягнутій зоні бетон виключено з роботи, зусилля розтягу сприймається арматурою (рис. 2.4) і частково бетоном на периферії тріщини[3, 4, 41, 83, 84, 95, 96]. Цей підхід сьогодні є найбільш поширеним серед розвинених країн світу.

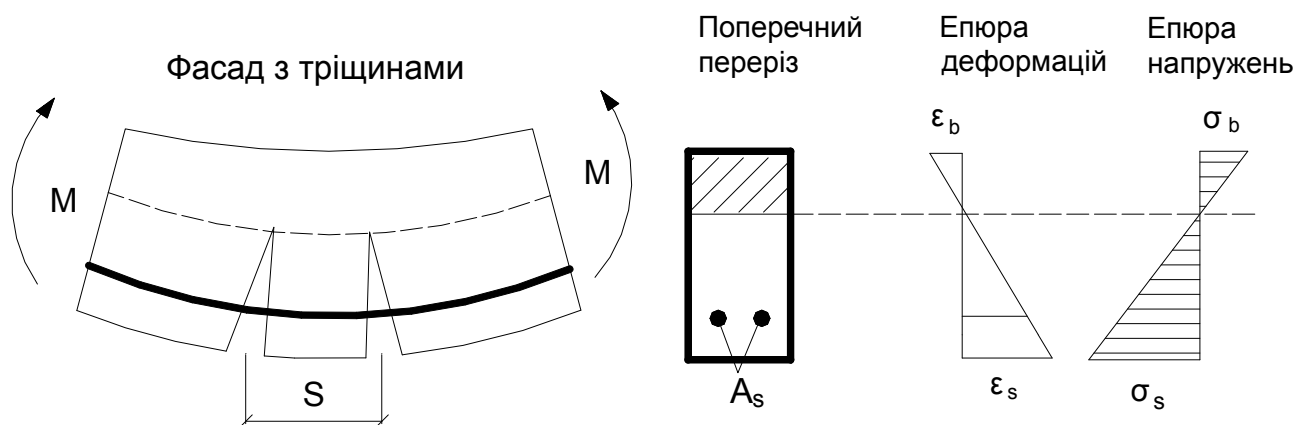


Рисунок 2.4 – Модель тріщиноутворення типу Б.

Загальна аналітична форма цієї моделі має вид:

$$w_b = \varepsilon_c \cdot S_c = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot S_c \cdot \psi, \quad (2.3)$$

де w_b – максимальна ширина розкриття тріщини;

ε_c – максимальні відносні деформації на довжині S_c ;

S_c – відстань між тріщинами (рис.2.4);

σ_s – напруження в арматурі перерізу, що розглядається;

E_s – модуль пружності сталі;

ψ – емпіричний коефіцієнт, що враховує участь в роботі на розтяг бетону в зоні між двома сусідніми тріщинами.

Характерним прикладом такого підходу є модель О.Я.Берга [3, 4]. Загальна формула моделі має вид:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \psi, \quad (2.4)$$

σ_{bt} – напруження в арматурі;

A_{bt} – площа розтягнутої зони бетону);

ψ – емпіричний коефіцієнт, що враховує вплив бетону розтягнутої зони й інших факторів.

σ_s визначаються формулами опору матеріалів з відповідним приведенням площ і моментів інерції.

2.3 Аналіз моделей контролю ширини розкриття тріщин в нормативних документах проектування залізобетонних елементів країн світу

2.3.1 Контроль ширини розкриття тріщин за національними нормами ДБН В.2.3-14:2006

В залізобетонних елементах мостів допускається виникнення нормальних тріщин з лімітованою граничною шириною їхнього розкриття. Для контролю ширини тріщин застосовується модель запропонована в 1950 р. О.Я. Бергом [3, 4, 5]. Розрахункова схема показана на рис. 2.5.

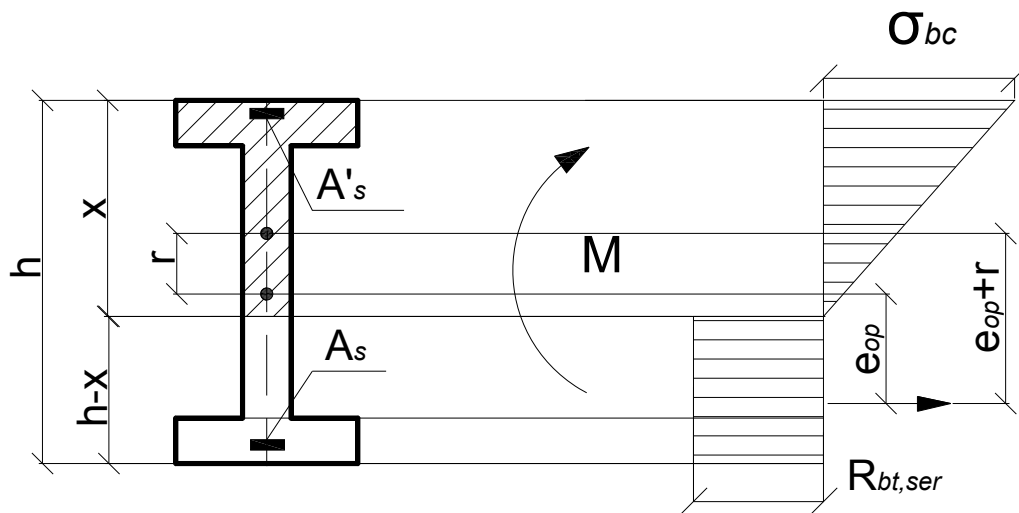


Рисунок 2.5 – Модель О.Я. Берга оцінки ширини розкриття тріщин

Ширина розкриття нормальних тріщин обмежується такими залежностями:

- при ненапруженій арматурі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \psi, \quad (2.5)$$

- при напруженій арматурі:

$$a_{cr} = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \cdot \psi, \quad (2.6)$$

де E_p – модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_p$ – збільшення напруження в напруженій арматурі після погашення обтиснення бетону:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (2.7)$$

σ_{bt} – напруження розтягу у бетоні на рівні центра ваги площі всієї розтягнутої зони бетону;

μ_p – параметр армування;

A_{pt} – площа розтягнутої арматури, розташованої в тій частині розтягнутої зони бетону, напруження в якій перевищують $0,4 R_{bt.ser}$;

A_{bt} – площа розтягнутої зони бетону;

Ψ – емпіричний коефіцієнт, що враховує вплив бетону розтягнутої зони й інших факторів.

$$\mu_p = \frac{A_{pt}}{A_{bt}}. \quad (2.8)$$

Напруження σ_s й σ_{bt} визначаються за формулами опору матеріалів з приведенням площ і моментів інерції.

В залежностях (2.4), (2.5) прийнята епюра напруженого стану показана на рис. 2.5.

Для того щоб визначити зону, в межах якої напруження розтягу у бетоні перевищують $0,4 R_{bt.ser}$, потрібно побудувати епюру напруження в перерізі (рис. 2.3). Найбільше напруження розтягу:

$$\sigma_{bt} = -\frac{N_0}{A_{red}} - \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot y_{rt}}{I_{red}} + \frac{M_{p+g} \cdot y_{rt}}{I_{red}} . \quad (2.9)$$

Найбільше стискаюче напруження:

$$\sigma_{bc} = -\frac{N_0}{A_{red}} - \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot y_{rc}}{I_{red}} - \frac{M_{p+g} \cdot y_{rc}}{I_{red}} . \quad (2.10)$$

Відклавши на нижній грані епюри відрізок, рівний $0,4 R_{bt.ser}$ і провівши вертикальну лінію до перетинання з лінією епюри, можна визначити висоту h_p , у межах якої розташована арматура A_{pt} .

Коефіцієнт ψ залежить від радіуса армування R_r і виду арматури, і приймається при гладких стрижневих арматурах, у вигляді пучків із гладких дротів і закритих канатів $\psi = 0,35R_r$, а при арматурах періодичного профілю, у вигляді пучків профільованих дротів, відкритих канатів – $\psi = 1,5\sqrt{R_r}$.

При розрахунку стінок балок $\psi = 1,5\sqrt{R_r}$ незалежно від виду арматури.

При одночасному армуванні різними арматурами коефіцієнт визначається по формулі:

$$\psi = \frac{\sum_{i=1}^n \psi_i \cdot A_{si}}{\sum_{i=1}^n \psi_i}, \quad (2.11)$$

Радіус армування R_r залежить від площі взаємодії A_r і при розрахунку ширини розкриття поперечних тріщин обчислюється по формулі:

$$R_r = \frac{A_r}{\sum_{i=1}^n \beta_i \cdot n_i \cdot d_i}, \quad (2.12)$$

де n_i – число стержнів (пучків) з однаковим діаметром d_i ;

β_i – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном.

Площа взаємодії A_r обмежується зовнішнім контуром перетину й радіусом взаємодії r , рівним $6d$ при стержньовій арматурі (d – діаметр стрижня) і рівним $5d$ при арматурах із дровових пучків (рис. 2.6).

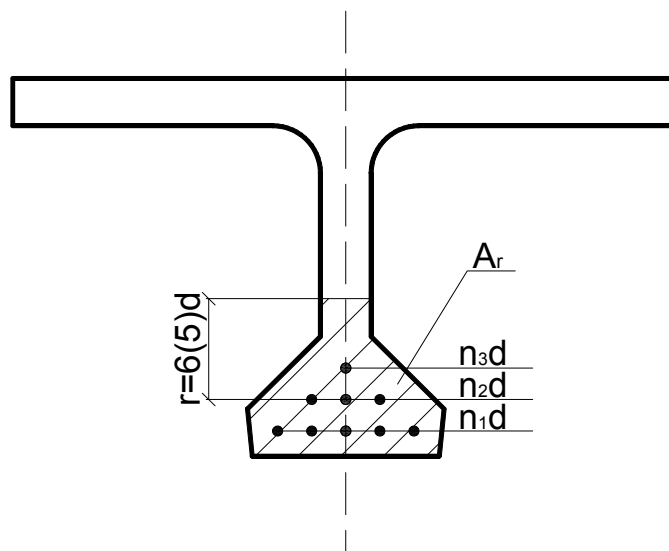


Рисунок 2.6 – Схема визначення площі взаємодії арматури з бетоном

В останньому випадку d – зовнішній діаметр пучка. Якщо переріз перетинає похилі стрижні, то r зменшується на один діаметр. Якщо арматури рівномірно розподілена по контурі, то r зменшується на три діаметри.

Радіус взаємодії r відкладається від крайнього, найближчого до нейтральної осі ряду арматурних стрижнів (пучків). Якщо в крайньому ряді число арматурних стрижнів становить менш половини числа стрижнів у кожному з інших рядів, то радіус r відкладається від передостаннього ряду з повним числом стрижнів.

Значення коефіцієнта β приймаються наступними залежно від армування:

- одиночними стрижнями або дротами, канатами К7
- вертикальними рядами із двох стрижнів без просвітів – 0,85;
- те ж, із трьох - чотирьох стрижнів, канатами, пучками канатів К7 – 0,75;
- пучками зі строєних стрижнів, пучками з 24 і менш дротів – 0,65;
- пучками з 24 дроту більше, закритими канатами – 0,50

Вимоги тріщиностійкості за нормами ДБН В.2.3-14:2006 [20] представлені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахункові вимоги тріщиностійкості залізобетонних елементів мостів

Категорія тріщиностійкості	Граничне значення напруження на розтяг, $mR_{bt.ser}$	Граничне значення ширини розкриття тріщини Δ , см
IIa	$0,4R_{bt.ser}$	
IIб	$1,4R_{bt.ser}$	0,015
IIIa	$1,1R_{bt.ser}$	0,015
IIIб		0,020
IIIв		0,030

2.3.2 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами ДБН В.2.3.6-98:2009

В основу розрахунку ширини розкриття тріщин залізобетонних елементів будівель і споруд використовується модель В. І. Мурашова.

Суть розрахунку згідно з [21] полягає у визначенні ширини розкриття тріщин від дії розрахункових навантажень при коефіцієнті надійності $\gamma_f = 1$ і порівнянні одержаної розрахунком величини розкриття тріщин з гранично допустимою, значення якої наводиться в нормах проектування [21].

Якщо теоретична ширина розкриття тріщин виявиться більшою, ніж допустима, то необхідно збільшити зусилля попереднього обтиску бетону, підвищити клас бетону або збільшити розміри поперечного перерізу елемента.

Цей розрахунок проводиться для елементів, до тріщиностійкості яких пред'являються вимоги другої і третьої категорій.

До появи тріщин бетон і арматура, маючи між собою зчеплення і працюючи сумісно, мали однакові видовження. В момент появи тріщини розтягуючі зусилля, які приймалися раніше бетоном, передаються на напружену і ненапружену арматуру, внаслідок чого зростає її видовження. Це приводить до порушення зчеплення між арматурою і бетоном і збільшення ширини розкриття тріщин.

Ширина розкриття тріщин a_{crc} визначається за умовою, що сума видовження розтягнутої зони бетону і ширина тріщини на рівні розтягнутої арматури повинна дорівнювати видовженню арматури на ділянці між тріщинами l_{crc} (в загальній формулі 2.3 – S):

$$\varepsilon_{bt.m} \cdot l_{crc} + a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc}. \quad (2.13)$$

При більших напруженнях в арматурі в перерізі з тріщиною будуть більшими її видовження і довжина зони порушеного зчеплення, і, як результат, збільшується ширина розкриття тріщин.

Таким чином, з фізичної точки зору ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, є різницею середніх видовжень арматури і розтягнутого бетону на ділянці між двома сусідніми тріщинами:

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc} - \varepsilon_{bt.m} \cdot l_{crc} . \quad (2.14)$$

Оскільки середня деформація розтягнутого бетону $\varepsilon_{bt.m}$ є величиною малою, порівнюючи з середньою деформацією арматури ε_{sm} , то нею нехтують і приймають

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc} / \quad (2.15)$$

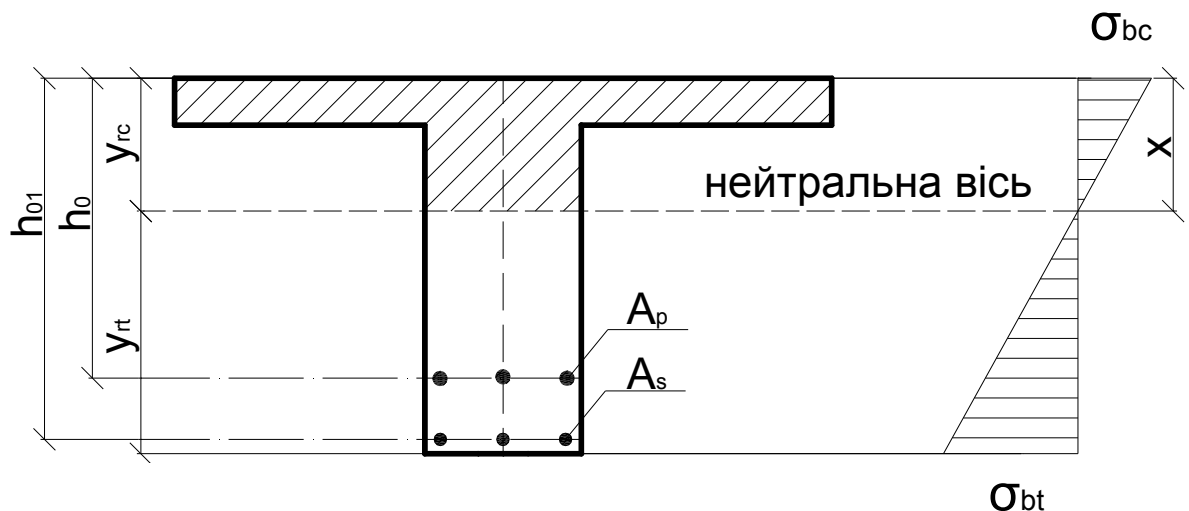


Рисунок 2.7 – Модель оцінки ширини тріщини за ДБН В.2.3.6-98:2009

Аналізуючи залежність (2.15), бачимо, що при меншій відстані між тріщинами l_{crc} (а це означає, що кількість їх більша і вони розміщуються

частіше) зменшується і ширина їх розкриття і навпаки. Тому тут можна висловитися на користь змішаного армування, при застосуванні якого (а це доведено експериментальне) зменшується ширина розкриття тріщин за рахунок збільшення їх кількості.

Експериментальне встановлено, що ширина розкриття тріщин під експлуатаційним навантаженням залежить від попередніх напруг, профілю арматури (гладкий або періодичний профіль), процента армування, діаметра арматури, товщини захисного шару, міцності бетону, тривалості дії навантаження та інших факторів. Тому, виходячи з цього, норми проектування залізобетонних конструкцій [21] рекомендують емпіричну формулу для визначення ширини розкриття тріщин a_{cgo} мм, нормальних до поздовжньої осі на рівні центру ваги розтягнутої арматури:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}, \quad (2.16)$$

де δ – коефіцієнт, який враховує вид напруженого стану елемента;

φ_l – коефіцієнт, який враховує тривалість дії і характер навантаження;

η – коефіцієнт, який враховує характер профілю арматури;

σ_s – напруження в стержнях крайнього ряду арматури 5 або приріст напруг від дії зовнішнього навантаження (за наявності попереднього напруження);

μ – коефіцієнт армування поперечного перерізу (ребра таврового профілю), який приймається в розрахунках не більшим, ніж 0,02;

d – діаметр арматури, мм.

2.3.3 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами Єврокоду

В контролі ширини розкриття тріщин залізобетонних елементів мостів за нормами Єврокоду [24] використовується модель типу Б. Прийнята розрахункова епюра деформацій в елементі двотаврового перерізу показана на рис. 2.2.

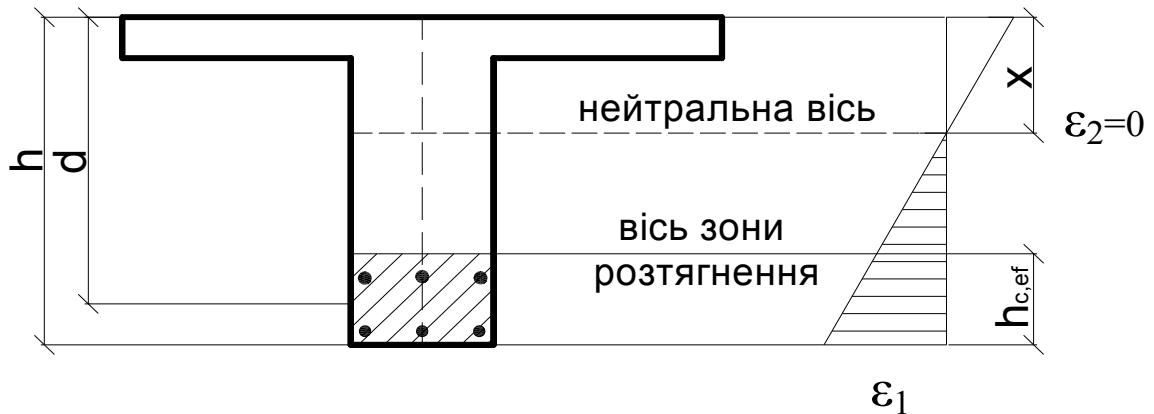


Рисунок 2.8 – Модель аналізу тріщиностійкості за Єврокодом

Ширина розкриття тріщини визначається відношенням

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{mc}), \quad (2.17)$$

w_k – проектна ширина тріщини;

$s_{r,max}$ – максимальна відстань до тріщини;

ε_{sm} – деформація від напруження в арматурі під комбінацією напруження, включаючи ефект накладених деформацій і беручи до уваги ефекти напруження напруженості. Розглядають тільки додаткову розтягнену напругу поза нульовою напругою в бетоні;

ε_{cm} – деформація від напруження в бетоні між тріщинами.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2.18)$$

де σ_s – напруження в ненапруженій арматурі. Для попередньо напружених елементів σ_s може бути, $\sigma_s - \sigma_p$;

σ_s – напруження для каркасної арматури і σ_p – для попередньо напруженої арматури.

α_0 – відношення E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \zeta_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}}, \quad (2.19)$$

де $\rho_{p,eff}$ – ефективний коефіцієнт армування;

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону;

k_t – фактор цементу, що залежить від тривалості навантаження;

$k_{ct} = 0,6$ для короткочасного навантаження;

$k_{ct} = 0,4$ для тривалого навантаження.

У ситуаціях, де зв'язане армування встановлене в розумно близьких центрах у межах зони напруженості (інтервал $< 5(c + \emptyset/2)$), максимальний інтервал між тріщини може бути обчислений із залежності :

$$s_{r,max} = \frac{3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (2.20)$$

де $\emptyset$ – діаметр стрижня (пучка);

c – товщина захисного шару;

k_1 – коефіцієнт, що залежить від щеплення арматури із захисним шаром;

$k_1 = 0,8$ для періодичної арматури;

$k_1 = 1,6$ для гладкої арматури;

k_2 – коефіцієнт, що бере до уваги розподіл напруження;

$k_2 = 0,5$ для згину;

$k_2 = 1,0$ для чистого напруження.

Для випадків ексцентричної напруженості або для місцевих областей, мають використовуватися проміжні значення k_2 , що може бути обчислений від відношення:

$$k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2 \cdot \varepsilon_1}, \quad (2.21)$$

Таблиця 2.2 – Обмеження максимальної передбачуваної поверхневої ширини тріщини (см) за Єврокодом

Клас експлуатації	Звичайна арматура	Арматура попередньо напружена
	Постійне навантаження	Тимчасове навантаження
XO, XC1	0,04	0,02
XC2, XC3, XC4	0,03	0,02
XD1, XD2, XS2, XS3		Декомпресія

2.3.4 Модель оцінки ширини розкриття тріщини за нормами Великобританії (ACI)

В нормах АСІ Великобританії [75] для оцінки ширини розкриття тріщини використовується формула:

$$w_k = \frac{3a_r \cdot \varepsilon_m}{1 + 2 \frac{a_r - c_{\min}}{h - x}}, \quad (2.22)$$

де a_{cr} – відстань від поверхні захисного шару до центра найближчого стержня;

x – висота стиснутої зони;

h – загальна висота перерізу;

$c_{\min}$ – мінімальна товщина захисного шару;

ε_m – середня відносна деформація сталі в приведеному перерізі;



Рисунок 2.9 – Модель аналізу тріщиностійкості за нормами Великобританії

2.3.5 Оцінка ширини розкриття тріщини за нормами СЕВ – FIP

Модель тріщиноутворення Європейського міжнародного центру бетону (Comitee Euro-International du Beton – СЕВ) та Міжнародної федерації залізобетону (Federation International de la Precontrainte – FIP) [83] належить до типу Б. Домінуючими параметрами моделі є відстань між сусідніми тріщинами та площа розтягнутої арматури.



Рисунок 2.10 – Модель аналізу тріщиностійкості СЕВ-FIP

Ширина розкриття тріщин визначається залежністю:

$$w_k = 1,7 \cdot (S_{rm} \cdot \epsilon_{sm}), \quad (2.23)$$

де ϵ_{sm} – відносні деформації на середній відстані між тріщинами S_{rm} ;

S_{rm} – відстань між двома тріщинами.

Моделлю СЕВ – FIP встановлені вимоги до граничної ширини розкриття тріщини (табл. 2.3).

Таблиця 2.3 – Вимоги до граничної ширини розкриття тріщини

Умови експлуатації	Комбінація навантажень	Ширина розкриття тріщин w_k , см
Сприятливі	Основні	0,04
Жорсткі	Основні	0,02
Дуже жорсткі	Додаткові	0,02; 0,01

Норми підкреслюють умовність наведених залежностей оцінки ширини розкриття тріщини.

Нижче, в табл. 2.4 наведено формули обчислення ширини тріщини, що аналізуються в цьому розділі. В останній колонці наведені граничні значення ширини розкриття допустимі в період здачі споруди в експлуатацію.

Таблиця 2.4 – Звід формул обчислення ширини тріщини

Джерело	Формула	Граничні значення ширини тріщини, см
ДБН В2.3.6-98:2009	$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}$	0,015 – 0,03
ДБН В2.3-14:2006	$a_{cr} = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \cdot \psi$	0,015– 0,030
Єврокод EC2-Design of concrete Structure (Єврокоди)	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,02 –0,04
CP-110 (Велика Британія) British Standards Institution	$w_k = \frac{3a_r \cdot \varepsilon_m}{1 + 2 \frac{a_r - c_{min}}{h - x}}$	0,03
CEB– ComiteEuro-International du Beton (Європейський міжнародний центр бетону)	$w_k = 1,7 \cdot (S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm})$	0,01 –0,04

2.4 Приклад оцінки ширини розкриття тріщини

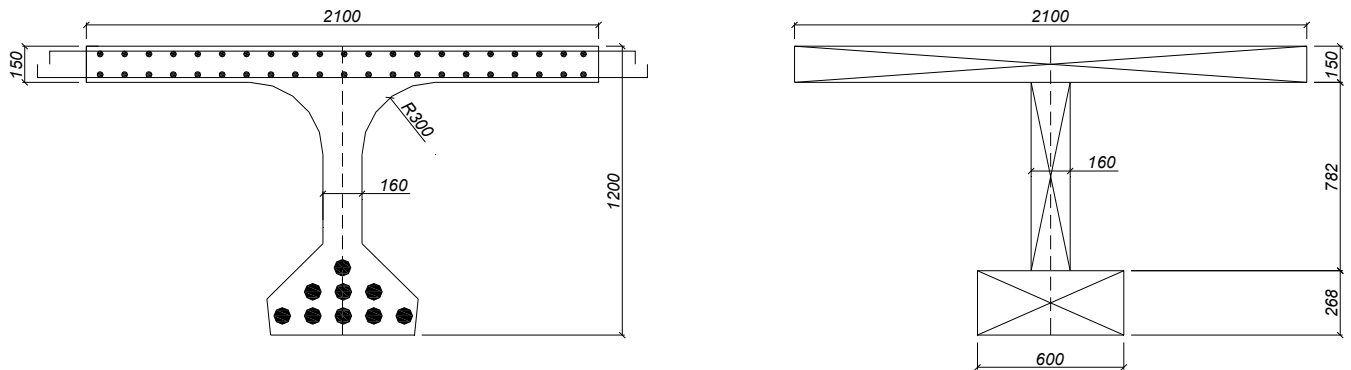


Рисунок 2.11 – Поперечний переріз балки прогонової будови

Вихідні дані:

Балку, що розглядається, армовано попередньо напруженою арматурою у вигляді пучків, кожний з яких складається із 24 дротів діаметром по 5 мм класу В-II. Діаметр одного пучка 36 мм. Такі балки мають відповідати вимогам за тріщиностійкістю категорії 2б.

Висота перерізу	$h = 120 \text{ см}$
Ширина ребра перерізу	$b = 16 \text{ см}$
Ширина нижньої грані перерізу	$b_f = 60 \text{ см}$
Висота нижньої грані перерізу	$h_f = 26,8 \text{ см}$
Захисний шар бетону	$c = 3 \text{ см}$
Розтяг. напруження	$\sigma_{bt.n.z} = 1,51 \text{ МПа}$
Стиск. напруження	$\sigma_{bc.g.z} = 8,7 \text{ МПа}$
Площа попередньо напруженої арматури в нижній зоні	$A_p = 42,39 \text{ см}^2$
Модуль пружності арматури	$E = 1,8 \cdot 10^5$

Діаметр пучка	$d = 4,71 \text{ см}$
Кількість пучків	$n = 9$
Висота стиснутої зони	$x = 45,0 \text{ см}$
Найбільший згинаючий момент в розрахунках на тріщиностійкість	$M_n = 3233,00 \text{ кНм}$
Момент опору приведенного перерізу	$W = 33602,51 \text{ см}^3$

За ДБН В.2.3-14:2006

Висота розтягнутої зони

$$x_t = \frac{h}{\sigma_{bc.62} + \sigma_{bt.н2}} \cdot \sigma_{bt.н2}$$

$$x_t = 8,14 \text{ см};$$

Площа розтягнутої зони

$$A_{bt} = b \cdot (x_t - h_f) + b_f \cdot h_f$$

$$A_{bt} = 1049 \text{ см}^2$$

Напруження розтягнутої зони

$$\sigma_{bt} = \sigma_{bt.н2} \cdot \frac{y_{red.н2} - x_t}{y_{red.н2}}$$

$$\sigma_{bt} = -0,531 \text{ МПа}$$

Приріст напруг

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt} \cdot A_{bt}}{A_p}$$

$$\Delta\sigma_p = 13,15 \text{ МПа}$$

Радіус армування

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d}$$

$$R_r = 460,6 \text{ см};$$

Коефіцієнт розкриття тріщини

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r}$$

$$\Psi = 32,19$$

Ширина розкриття тріщини

$$a_{cr} = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \cdot \psi$$

$$a_{cr} = 0,002 \text{ см.}$$

За нормами Єврокоду

Відношення міцності зв'язку попередньо напруженої арматури, що приймає до уваги різні діаметри арматури

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

$$\xi_1 = 0,514$$

Ефективний коефіцієнт армування

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}}$$

$$\rho_{p,eff} = 1,09$$

Максимальний крок тріщин

$$s_{r,max} = \frac{3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$s_{r,max} = 17,33 \text{ см}$$

Різниця середніх деформацій в арматурі та середніх деформацій в бетоні між тріщинами

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1,322 \cdot 10^{-4}$$

Ширина розкриття тріщини

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{mc})$$

$$w_k = 0,002 \text{ см}$$

За нормами СЕВ – FIP

Напруження (значення взяті з вище знайденого в алгоритмі EC2)

$$\sigma = 96,21 \text{ МПа}$$

Деформації на рівні арматури

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma}{E} = \frac{96,21}{1,8 \cdot 10^5} = 0,00053$$

Відстань між тріщинами (значення взяті з вище знайденого в алгоритмі Єврокодів)

$$S_{rm} = 7,03 \text{ см}$$

Ширина розкриття тріщини

$$w_k = 1,7 \cdot (S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm})$$

$$W_k = 1,7 \cdot 12,087 \cdot 0,00053 = 0,006 \text{ см}$$

За нормами British Standards Institution CP-110

Деформації на рівні арматури

(значення взяті з вище знайденого в СЕВ)

$$\varepsilon_m = 0,00053$$

Ширина розкриття тріщини

$$w_k = \frac{3a_r \cdot \varepsilon_m}{1 + 2 \frac{a_r - c_{\min}}{h - x}}$$

$$W_\sigma = \frac{3 \cdot 8 \cdot 0,00053}{1 + 2 \frac{8 - 3}{120 - 45}} = 0,011 \text{ см}$$

2.6 Висновки до розділу 2

1. Аналіз підходів оцінки ширини розкриття тріщин в згинаних залізобетонних елементах показує значне розмаїття теорій тріщиноутворення прийнятих для практичних розрахунків в нормах проектування розвинених країн світу. Нерідко зустрічаються, в рамках однієї країни, різні за формою

залежності для оцінки ширини розкриття тріщин в залежності від функціонального призначення залізобетонного елемента.

2. Утворення нормальних тріщин в згинаних залізобетонних елементах в результаті дії навантаження та складних механічних і фізичних процесів деформування моделюється залежностями різними за формою, проте загальними за своїм науковим підґрунтям. При всьому різноманітті моделей визначення ширини розкриття нормальних тріщин та відстані між ними в згинаних елементах їх об'єднує загальна фундаментальна наукова ідея – *саме процес тріщиноутворення найбільш повно відображає деформаційні властивості залізобетонного елемента*. Тому всі відомі моделі тріщиноутворення мають за параметри розрахунку кількість арматури в перерізі елемента, її розрахунковий опір та модуль пружності, параметри розташування арматури в перерізі, механічні характеристики арматури та бетону.

3. Оцінка ширини розкриття тріщини в конструкції, як правило, сьогодні виконується за моделлю типу Б (ф.2.3) з врахуванням значення середньої відстані між тріщинами, відносних деформацій арматури і бетону та експериментально встановлених коефіцієнтів.

4. Очевидно, що в силу великої кількості фізико-механічних та геометричних параметрів, що входять до формули оцінки ширини розкриття тріщини, прогнозування розкриття ширини є найбільш обґрунтованою основою для аналізу довговічності згинаних залізобетонних елементів мостів.

РОЗДІЛ 3

МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА

3.1 Формулювання задачі прогнозування життєвого циклу

Протягом життєвого циклу експлуатації технічний стан елементів автодорожніх мостів погіршується під дією багатьох факторів, що знижують фізико-механічні характеристики бетону та арматури. Знос елементів супроводжується появою різних ушкоджень, зниженням довговічності, реалізацією граничних станів другої групи, аж до настання відмови по першій групі граничних станів.

Модель життєвого циклу, що представлена в цій роботі, містить модель тріщиноутворення та функцію – індикатор деградації залізобетонного елементу. Модель тріщиноутворення описується одним фактором – шириною розкриття тріщини. Модель є детерміністичною, в ній ігнорується випадкова природа змінної часу життєвого циклу експлуатації.

Дослідження базується на такій гіпотезі: *ширина розкриття нормальних тріщин в згинаних залізобетонних елементах мостів є достатньою мірою для побудови практичної моделі деградації елемента в процесі експлуатації.*

Ця гіпотеза дає можливість розробки моделі прогнозування ресурсу елемента в функції одного параметра – ширини розкриття тріщин.

3.2 Розробка детерміністичної моделі деградації згинаних залізобетонних елементів

Пропонується модель прогнозування строку служби залізобетонних прогонових будов, яка побудована на одному функціональному параметрі – ширині розкриття тріщини в залізобетонних елементах, що є основним

чинником серед факторів які впливають на довговічність залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів.

Єдиним параметром моделі є параметр ширини розкриття тріщини a_r , що отримується на стадії проектування. Модель є детерміністичною – в якій змінні та функція приймають фіксовані значення. Час t є неперервним протягом життєвого циклу експлуатації. В цій моделі ігнорується випадкова природа часу життєвого циклу, тобто *при заданих початкових даних строк служби що прогнозується є єдиною фіксованою величиною.*

Модель життєвого циклу представимо у вигляді:

$$A(t) = a_r \cdot f(t), \quad (3.1)$$

де a_r – розрахункова ширина розкриття тріщини на стадії проектування;

$f(t)$ – функція індикатор деградації;

t – час, роки.

Ширини розкриття тріщин a_r на стадії проектування, в загальному випадку визначається функцією яка має вид:

$$a_{cr} = f_a(b, h, A_{red}, I_{red}, y_{red}, R_{b.ser}, R_{bt.ser}, E_p, M_{cs}, N_o, e_o, M_r, N_1, e_1, \sigma_n, \sigma_{bt}, \sigma_{bc}, A_p, A_{bt}, A_r, x_t, \Delta\sigma_p, \beta, n, d, R_r, \psi), \quad (3.2)$$

де b – ширина приведенного перерізу;

h – висота приведенного перерізу;

A_{red} – площа приведенного перерізу;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу;

y_{red} – положення нейтральної осі;

$R_{b.ser}$ – розрахунковий опір бетону на стиск для другої групи граничних станів;

$R_{bt.ser}$ – розрахунковий опір бетону на розтяг для другої групи граничних станів;

E_p – модуль пружності арматури;

M_{ce} – нормативний момент від власної ваги балки;

N_0 – рівнодіюча зусиль попереднього напруження на стадії виготовлення;

e_0 – ексцентриситет рівнодійної;

M_r – нормативний момент від постійного та тимчасового навантаження;

N_l – рівнодіюча зусиль попереднього напруження на стадії експлуатації;

σ_n – сумарні втрати від попереднього напруження;

A_p – площа арматури;

A_r – площа взаємодії;

x_t – висота розтягнутої зони бетону[20].

Функція $f(t)$ – індикатор деградації залізобетонного елементу:

$$f(t) = s \cdot K^{-1} \cdot t^2. \quad (3.1a)$$

Внесемо (3.1a) у функцію прогнозування життєвого циклу експлуатації будемо мати:

$$A(t) = a_r \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2, \quad (3.3)$$

де s – розмірний коефіцієнт моделі;

K – узагальнений коефіцієнт типу конструкції та умов експлуатації.

Масштабний коефіцієнт моделі s виражається через дві початкові сталі:

w_d – гранична ширина розкриття тріщин встановлена нормами проектування [20], табл.3.1;

T_d – проектний строк служби (ресурс) [19], табл.3.2.

$$s = \frac{1}{w_d \cdot T_d^2}, a_r \leq w_d. \quad (3.4)$$

Числове значення розмірного коефіцієнту моделі отримаємо при початкових умовах:

$$t = T_d; a_r = w_d; A(t) = A_{lim}, \quad (3.4a)$$

де A_{lim} – граничне значення ширини розкриття тріщин в п'ятому експлуатаційному стані.

Внесемо початкові умови (3.4a) в (3.3) отримаємо:

$$A_{lim} = w_d \cdot s \cdot K^{-1} \cdot T_d^2, \quad (3.4b)$$

звідки отримаємо s :

$$s = \frac{A_{Lim} K}{w_d T_d^2}. \quad (3.5)$$

Розмірність коефіцієнта моделі є $\frac{1}{t^2}$.

Узагальнений коефіцієнт типу конструкції та умов експлуатації є добутком п'яти коефіцієнтів:

$$K = m_1 m_2 m_3 m_4 m_5, m_i \leq 1, K \leq 1. \quad (3.6)$$

Коефіцієнти – параметри моделі деградації m_i , $i = 1, 2, \dots, 5$ описані нижче в табл. 3.3, призначаються експертом.

Таблиця 3.1 – Гранична ширина розкриття тріщин встановлена нормами проектування [20]

Категорія вимог за тріщиностійкістю	3а	3б	3в
Гранична ширина розкриття тріщин, см	0,015	0,020	0,030

Таблиця 3.2 – Проектний строк служби (ресурс) встановлений нормами [19]

Тип прогонової будови	Проектний строк служби
Залізобетонні монолітні прогонові будови	100
Залізобетонні збірно-монолітні прогонові будови	80
Залізобетонні збірні прогонові будови	70

Таблиця 3.3 – Коефіцієнти – параметри моделі деградації

Коефіцієнт	Опис коефіцієнта
m_1	коефіцієнт визначається в залежності від типу армування
m_2	коефіцієнт визначається в залежності від проектного класу бетону
m_3	коефіцієнт залежності від типу конструкції
m_4	коефіцієнт визначається в залежності від умов експлуатації
m_5	коефіцієнт визначається в залежності від класу навантаження;

Модель життєвого циклу (3.6) далі приводиться до форми паралельної нормативному документу ДСТУ-Н [23] – дискретної форми з поділом

життєвого циклу на 5 дискретних (експлуатаційних) станів. Для цього в моделі життєвого циклу (3.6) покладемо $A(t) = A_i$, де A_i – граничне значення ширини розкриття тріщини в i -му експлуатаційному стані згідно нормативного документу [23], $i = 1, 2, \dots, 5$. Тоді прогнозний час досягнення i -го експлуатаційного стану визначається виразом:

$$T_i = \sqrt{\frac{K \cdot A_i}{a_r \cdot s}}, i = 1, 2, \dots, 5, \quad (3.7)$$

де i – номер дискретного стану. При $i = 5$ залежність (3.7) дає залишковий ресурс.

3.3 Статистичне обґрунтування параметрів моделі деградації

Для статистичного обґрунтування моделі використані дані Аналітичної експертної системи управління мостами «Укравтодору» (АЕСУМ) [7]. З АЕСУМ було отримано дві вибірки терміну експлуатації залізобетонних прогонових будов мостів, що знаходяться в третьому та четвертому експлуатаційних станах.

На рис. 3.1 показана гістограма фільтрованої вибірки з 1515 залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів на дорогах державного значення в третьому експлуатаційному стані.

Гістограма характеризується такими параметрами: середній вік мостів в третьому експлуатаційному стані 38,6 років, середньоквадратичне відхилення $\sigma = 11,7$ року, медіана 41 рік, дисперсія $D = 136,7$ років².

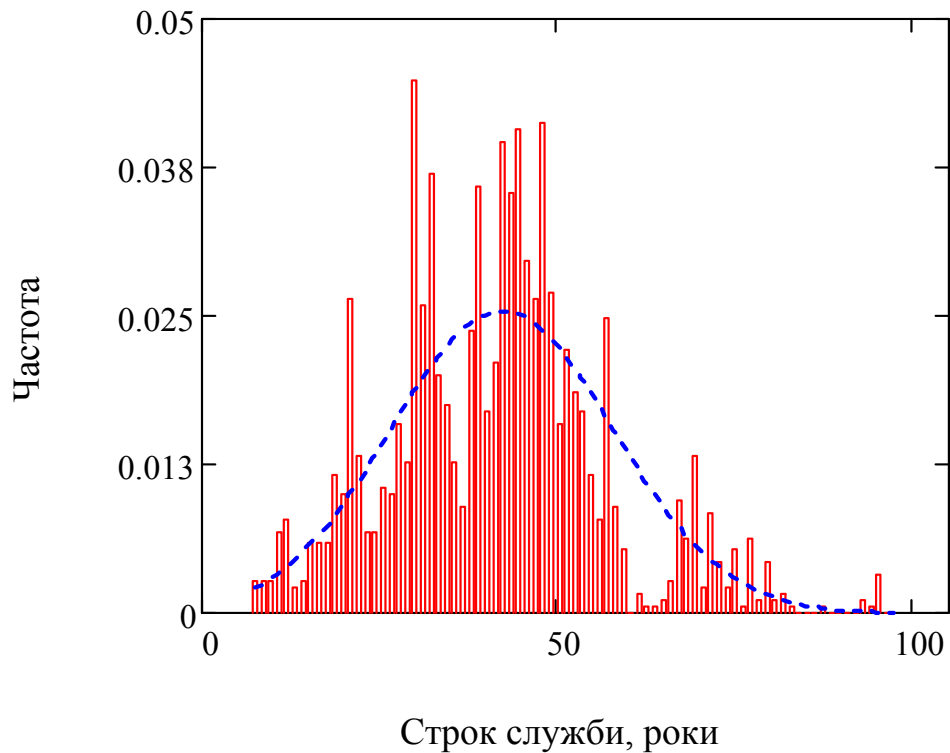


Рисунок 3.1 – Вибірка строку служби залізобетонних прогонових будов в третьому експлуатаційному стані

На рис. 3.2 показана гістограма фільтрованої вибірки з 623 залізобетонних мостів на дорогах державного значення в четвертому експлуатаційному стані.

Ця гістограма характеризується такими параметрами: середній вік прогонових будов в четвертому експлуатаційному стані 45,3 років, медіана 45 років, середньоквадратичне відхилення $\sigma = 13,2$ року, дисперсія $D = 175,5$ років².

На основі наведених статистичних даних отримані коефіцієнти моделі. Система коефіцієнтів моделі побудована таким чином, що при максимальних значеннях коефіцієнтів $m_i = 1,0$; $i = 1 \dots 5$; які відповідають ідеальним умовам експлуатації (повне дотримання чинних норм експлуатації мостів), для випадку проектного часу життєвого циклу $T = 100$ років. Найменші значення коефіцієнтів моделі, корельовані з даними системи експлуатації мостів

$m_i < 1,0$; $i = 1 \dots 5$, які відносяться до жорстких умов експлуатації, модель дає мінімальні значення прогнозу часу життєвого циклу $T = T_{min}$ [63].

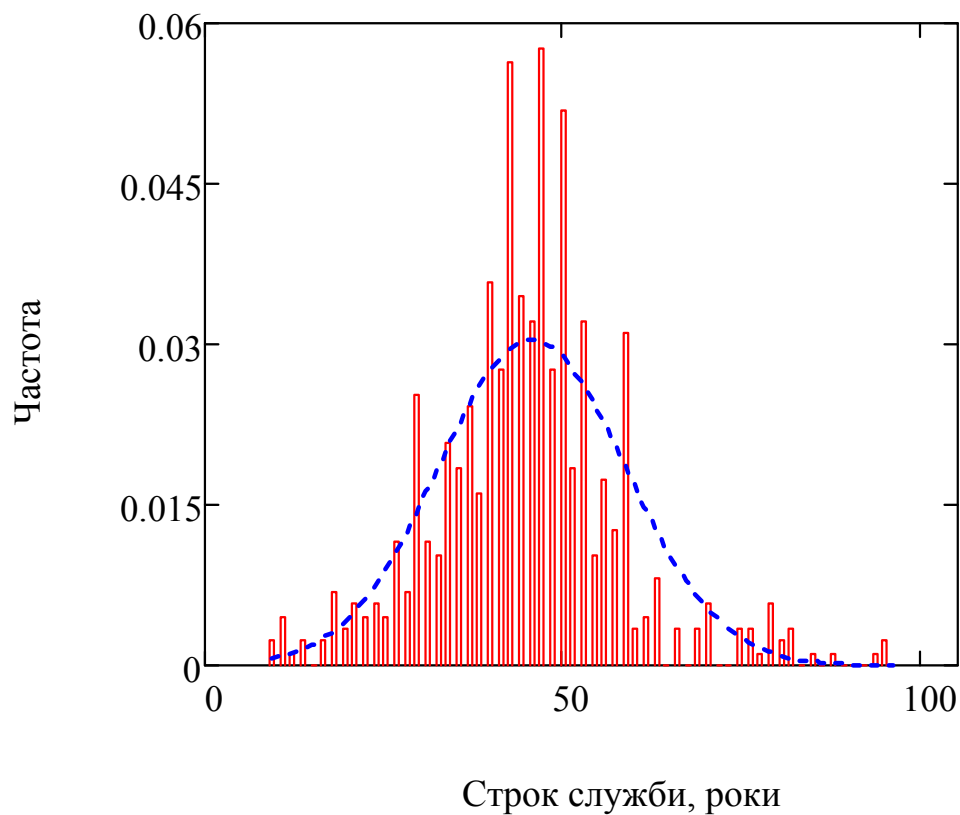


Рисунок 3.2 – Вибірка строку служби залізобетонних прогонових будов в четвертому експлуатаційному стані

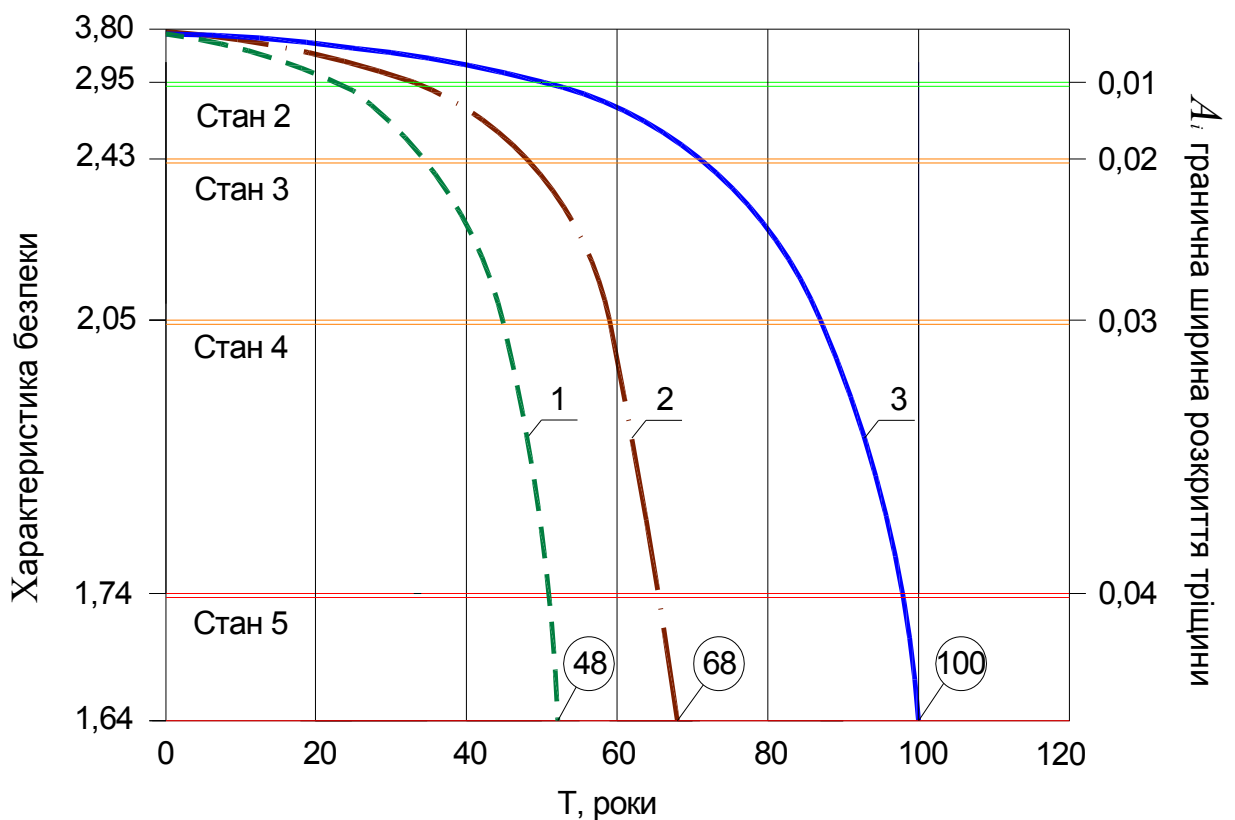
Прийняті на основі статистичного аналізу значення коефіцієнтів моделі наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Рекомендовані значення коефіцієнтів моделі

Коефі- цієнти	Номінальні	Значення для монолітних прогонових будов		Значення для збірно- монолітних та збірних прогонових будов	
		Середні	Мінімальні	Середні	Мінімальні
m_1	1,00	0,9	0,8	0,8	0,7
m_2	1,00	0,8	0,7	0,7	0,6
m_3	1,00	0,9	0,8	0,8	0,7
m_4	1,00	0,8	0,7	0,7	0,6
m_5	1,00	0,9	0,8	0,8	0,7

За моделлю (3.3) при коефіцієнтах табл. 3.1 – 3.4 побудовані криві прогнозу терміну життєвого циклу, при початкових даних:

- проектна розрахункова ширина розкриття тріщин класу 3а $w_d = 0,15$ мм (рис. 3.3, 3.4, 3.5);
- проектний строк служби $T_d = 100$ років (рис. 3.3);
- проектний строк служби $T_d = 80$ років (рис. 3.4);
- проектний строк служби $T_d = 70$ років (рис. 3.5).



1 – відсутня систематична експлуатація; 2 – середні умови експлуатації; 3 – експлуатація згідно вимог чинних норм

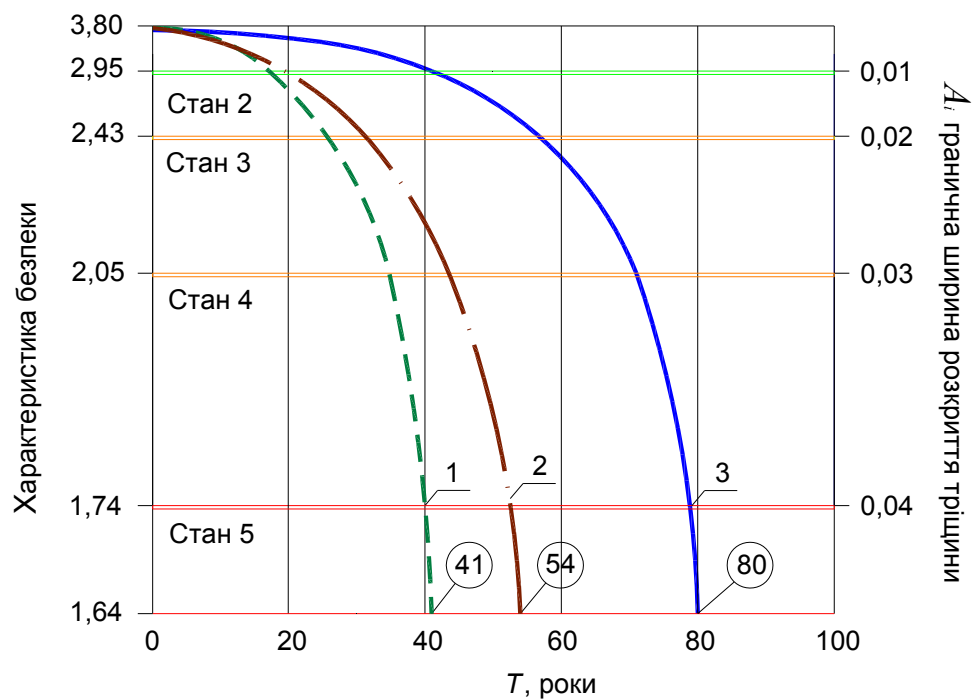
Рисунок 3.3 – Прогноз життєвого циклу монолітних залізобетонних прогонових будов

Як видно з графіку рис. 3.3 модель прогнозування життєвого циклу монолітних залізобетонних прогонових будов при коефіцієнтах табл. 3.4 охоплює строк служби від 48 до 100 років.

Значення прогнозу строків служби в станах $i = 2, 3, \dots, 5$ отриманих за залежністю (3,7) для монолітних прогонових будов наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5 – Прогноз часу переходу до i -го експлуатаційного стану монолітних залізобетонних прогонових будов

Умови експлуатації	Перехід до i -го експлуатаційного стану, років			
	Стан 2	Стан 3	Стан 4	Стан 5
1 – відсутня систематична експлуатація	22	32	43	48
2 – середні умови експлуатації	34	46	59	68
3 – експлуатація згідно чинних вимог	50	71	87	100



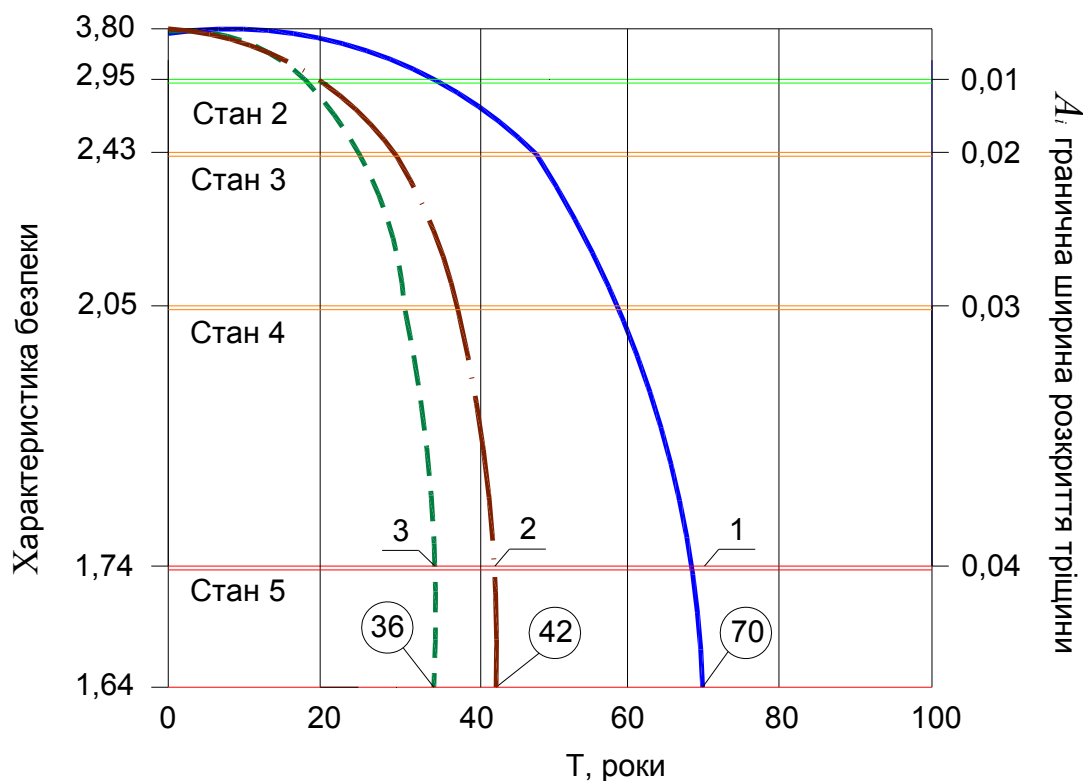
1 – відсутня систематична експлуатація; 2 – середні умови експлуатації; 3 – експлуатація згідно вимог чинних норм

Рисунок 3.4 – Прогноз життєвого циклу збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов

Як видно з графіку рис. 3.4 модель прогнозування життєвого циклу збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов при коефіцієнтах табл. 3-4 охоплює строк служби від 40 до 80 років. Значення прогнозу строків служби в станах. Значення прогнозу строків служби стані $i = 2, 3, \dots, 5$ отриманих за залежністю (3,7) для збірно-монолітних прогонових будов наведено в табл. 3.6.

Таблиця 3.6 – Прогноз часу переходу до i -го експлуатаційного стану збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов

Умови експлуатації	Перехід до i -го експлуатаційного стану, років			
	Стан 2	Стан 3	Стан 4	Стан 5
1 – відсутня систематична експлуатація	17	25	35	41
2 – середні умови експлуатації	21	33	42	54
3 – експлуатація згідно чинних вимог	40	57	71	80



3 – дані бази АЕСУМ; 2 – модель що пропонується; 1 – проектні вимоги

Рисунок 3.5 – Прогноз життєвого циклу збірних залізобетонних прогонових будов

Як видно з графіку рис. 3.5 модель прогнозу життєвого циклу збірних залізобетонних прогонових будов при коефіцієнтах табл. 3.4 охоплює строк служби від 40 до 70 років. Значення прогнозу строків служби стані $i = 2, 3, \dots, 5$ отриманих за залежністю (3.7) для збірних прогонових будов наведено в табл. 3.7.

Таблиця 3.7 – Прогноз часу переходу до i -го експлуатаційного стану збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов

Умови експлуатації	Перехід до i -го експлуатаційного стану, років			
	Стан 2	Стан 3	Стан 4	Стан 5
1 – відсутня систематична експлуатація	15	25	31	36
2 – середні умови експлуатації	20	35	38	42
3 – експлуатація згідно чинних вимог	37	47	59	70

3.4 Аналіз достовірності моделі життєвого циклу експлуатації елементів моста

Достовірність моделі життєвого циклу експлуатації елементів моста перевіряється, перш за все, з допомогою моделі прогнозування технічного стану автодорожніх мостів чинного нормативного документу ДСТУ-Н [23] в якому прийнята за нормативну марковська стохастична модель [6, 15, 33, 35, 36]. В аналізі достовірності також використовуються дані історії експлуатації мостів Укравтодора наведені в п.п. 3.3 отримані з ПК АЕСУМ.

Марковська стохастична модель нормативного документу ДСТУ-Н [23] описана в п.п. 1.2 має вид:

$$P_t = 1 - 0,008333 \cdot (\lambda \cdot t)^k \cdot e^{-\lambda \cdot t}, \quad (1.23)$$

де λ – параметр процесу – інтенсивність відмов (швидкість деградації);

P_t – ймовірність того, що елемент перейде в стан k протягом часу $t < T_k$;

$k = 2, 3, \dots, 5$.

Для зручності користування графіки представлені нижче градуйовані в значеннях характеристики безпеки β яка є параметром надійності виражену через нормальну функцію розподілу:

$$1 - P = p_f = \Phi \left[\frac{-(\mu_R - \mu_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \right] = \Phi(-\beta), \quad (1.13)$$

де P – надійність, ймовірність того що не буде порушено граничного стану;

p_f – відмова, ймовірність того що буде порушено граничний стан;

β – характеристика безпеки.

У таблиці 3.8 наведені співвідношення між параметрами надійності за визначеннями (1.13).

Таблиця 3.8 – Співвідношення між характеристикою безпеки та надійністю

p_f	0,05	0,023	0,01	0,001	0,0005	0,0002	0,00003	10^{-5}
P	0,95	0,977	0,99	0,999	0,9995	0,9998	0,99997	0,99999
β	1,64	2,0	2,3	3,1	3,3	3,8	4,0	4,2

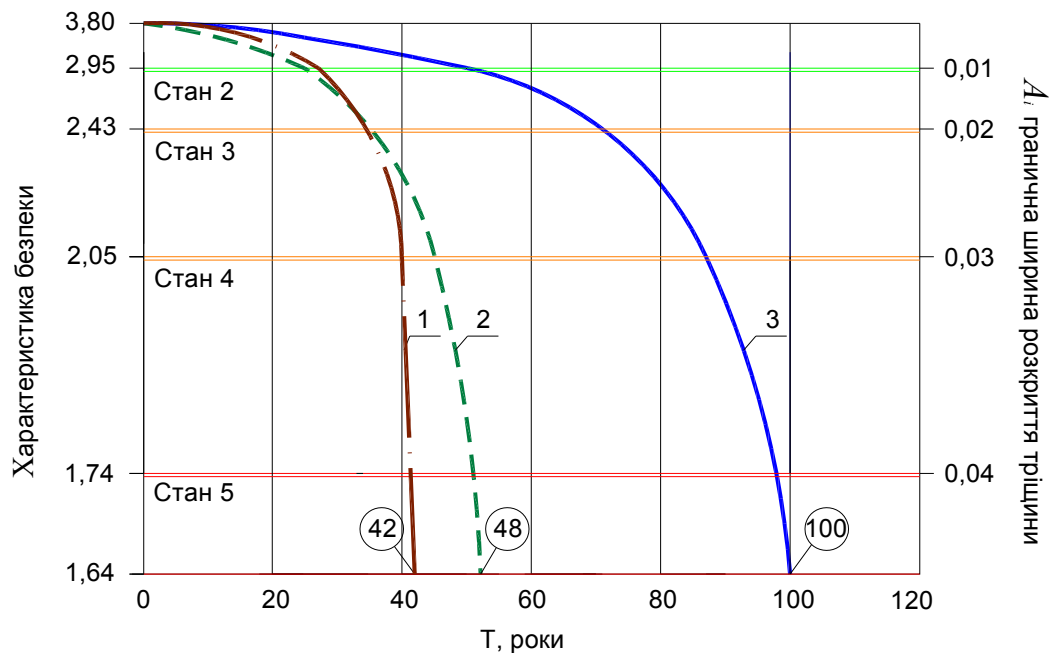
Монолітні прогонові будови

У таблиці 3.9 представлено порівняльний аналіз терміну служби монолітних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] та за моделлю автора (3.6). Як видно з результатів, наша модель має досить високу збіжність з марковською стохастичною моделлю (1.23), максимальна різниця в прогнозах складає 14%.

Таблиця 3.9 – Порівняльний аналіз монолітних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] (дані АЕСУМ Укравтодору) та за моделлю що пропонується

№	Експлуатаційний стани	ДСТУ-Н [23]	Прогноз за моделлю	Різниця,%
		роки		
1.	Стан 2	27	24	11
2.	Стан 3	35	34	3
3.	Стан 4	39	41	5
4.	Стан 5	42	48	14

Графічна інтерпретація результатів аналізу наведена на рис. 3.6



1 – дані бази АЕСУМ; 2 – модель що пропонується; 3 – проектні вимоги

Рисунок 3.6 – Прогноз життєвого циклу монолітних залізобетонних прогонових будов за даними бази АЕСУМ та моделлю, що пропонується

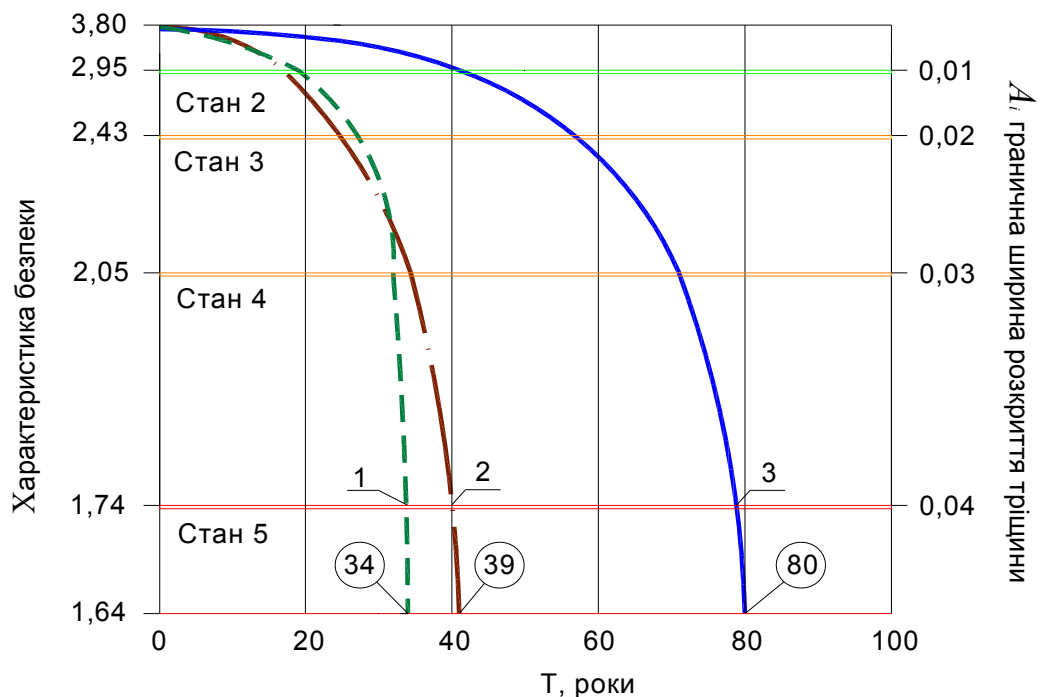
Збірно-монолітні прогонові будови

В табл. 3.10 представлено порівняльний аналіз терміну служби збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] та за моделлю автора (3.6). Тут максимальна різниця в прогнозах складає 15 %.

Таблиця 3.10 – Порівняльний аналіз збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов за даними АЕСУМ Укравтодор та за моделлю автора

№	Експлуатаційний стани	ДСТУ-Н [23]	Прогноз за моделлю	Різниця,%
		роки		
1	Стан 2	19	17	10
2	Стан 3	26	24	4
3	Стан 4	30	34	9
4	Стан 5	35	41	15

Графічна інтерпретація результатів аналізу наведена на рис. 3.6



1 – дані бази АЕСУМ; 2 – модель що пропонується; 3 – проектні вимоги

Рисунок 3.7 – Прогноз життєвого циклу збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] та моделлю, що пропонується

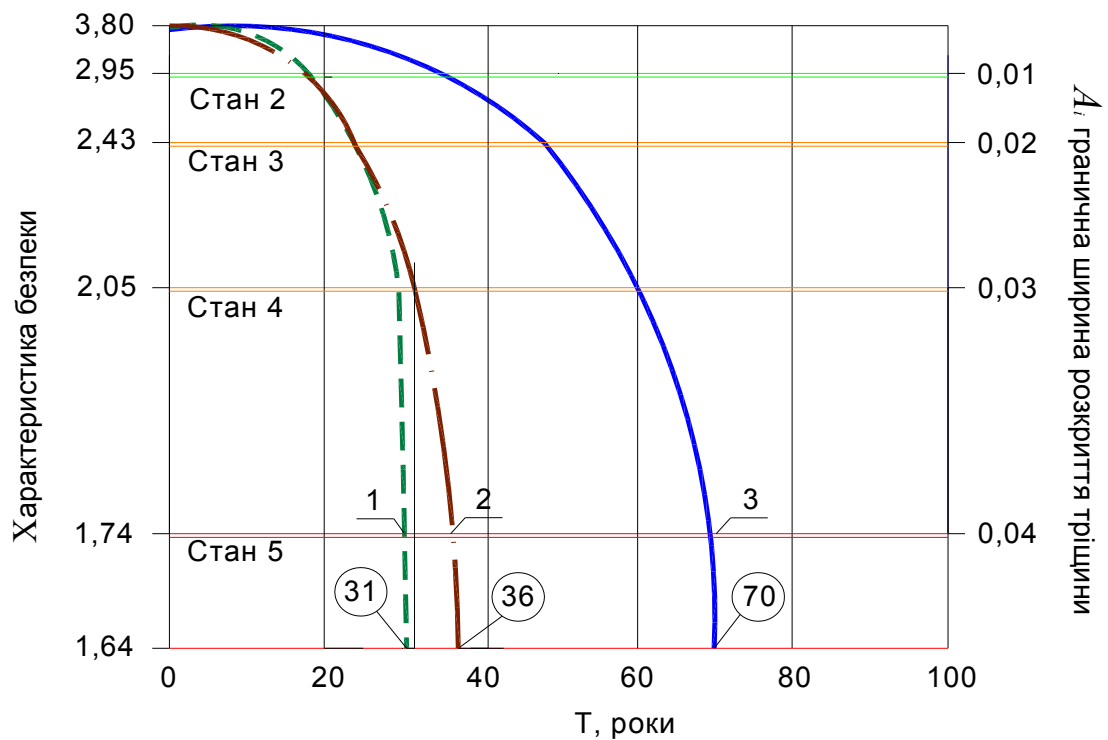
Збірно-монолітні прогонові будови

В табл. 3.11 представлено порівняльний аналіз терміну служби збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] та за моделлю автора (3.6). Різниця в прогнозах складає 4–14 %.

Таблиця 3.11 – Порівняльний аналіз збірних залізобетонних прогонових будов за даними АЕСУМ Укравтодор та за моделлю

№	Експлуатаційний стани	ДСТУ-Н [23]	Прогноз за моделлю	Різниця,%
		роки		
1	Стан 2	16	15	5
2	Стан 3	25	24	4
3	Стан 4	29	32	9
4	Стан 5	31	36	14

Графічна інтерпретація результатів аналізу наведена на рис. 3.8



1 – модель ДСТУ-Н [23]; 2 – модель що пропонується; 3 – проектні вимоги

Рисунок 3.8 – Прогноз життєвого циклу збірних залізобетонних прогонових будов за моделлю ДСТУ-Н [23] та моделлю, що пропонується

Приклад прогнозу життєвого циклу

Як приклад прогнозу залишкового ресурсу наводяться дані АЕСУМ - випадкова вибірка 10 збірних залізобетонних прогонових будов мостів, армованих без попереднього напруження, класу бетону В30, що знаходяться в п'ятому експлуатаційному стані. В табл. 3.12 наведено результати прогнозу

Таблиця 3.12 – Прогнозований залишковий ресурс

№ п/п	Міст	Ресурс за моделлю в ідеальних умовах експлуатації, роки	Ресурс за моделлю, в умовах відсутності експл. заходів, роки	Фактичний термін служби при досягненні 5 експлуатаційного стану, роки
1	Донецька обл	66	47	45
2	Луганська обл	66	47	47
3	Івано-Франківська обл	64	45	44
4	Тернопільська обл	61	43	39
5	Вінницька область	61	43	43
6	Харківська обл	61	43	42
7	Черкаська обл.	61	43	45
8	Житомирська обл	59	42	43
9	Рівненська обл	59	42	47
10	Львівська обл	59	42	37

Як видно з табл. 3.12 (перша колонка) прогнозований ресурс за моделлю близько співпадає з вимогами нормативного документу[23] –70 років. Порівняння термінів прогнозу та фактичних термінів служби отриманих з

даних АЕСУМ (друга і третя колонки таблиці 3.12) свідчить про досить точне прогнозування за моделлю, що пропонується.

3.5 Висновки до розділу 3

В цьому розділі представлена модель життєвого циклу згинаних залізобетонних елементів мостів, що має єдиним параметром фактор ширини розкриття тріщини, в залежності якого прогнозується ресурс, тобто керуючим параметром є ширина розкриття нормальних тріщини. Модель є детерміністичною, в функції неперервного часу. Проведені теоретичні та числові експериментальні дослідження дозволяють зробити такі висновки.

1. Цим дослідженням доведено, що модель деградації основана на засадах аналізу тріщиностійкості може бути ефективним інструментом оцінки і прогнозування ресурсу згинаних залізобетонних елементів мостів в системі експлуатації залізобетонних автодорожніх мостів.

2. *Вперше* розроблена в рамках дисертації модель прогнозу ресурсу залізобетонних елементів автодорожніх мостів в функції ширини розкриття тріщин придатна до застосування на всіх етапах життєвого циклу експлуатації.

3. Виконаний аналіз чутливості моделі дає підстави стверджувати, що керуючи характеристиками матеріалів, кількістю і схемами армування, механічними характеристиками арматури та бетону, можна керувати тріщиностійкістю залізобетонних елементів. Контроль цих параметрів в процесі експлуатації дозволяє регулювати термін служби елемента.

Виконаний порівняльний аналіз часу переходу в нижчий експлуатаційний стан монолітних, збірно-монолітних та збірних прогонових будов за авторською моделлю та даними АЕСУМ дає результати достатньої збіжності з даними системи експлуатації автодорожніх мостів на дорогах загального користування з фактичними термінами служби в межах

похибки 5%, що є вагомим обґрунтуванням можливості застосування моделі на всіх етапах життєвого циклу, починаючи з проектування.

Встановлений в рамках запропонованої моделі зв'язок з нормативним документом ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [23] відкриває шлях, до паралельного прогнозування залишкового ресурсу згинаних залізобетонних елементів, що приведе до суттєвого економічного ефекту в стратегічному плануванні ремонту і реконструкції автодорожніх мостів.

4. Запропонована детерміністична модель оцінки життєвого циклу експлуатації має низку переваг порівняно з чинною моделлю ДСТУ-Н[23]. Нижче в табл. 3.13 наводиться порівняльна характеристика авторської та нормативної моделей оцінювання і прогнозування технічного стану згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів.

Таблиця 3.13 – Порівняння моделей оцінки і прогнозу технічного стану згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів

	Модель, що пропонується	Модель ДСТУ-Н[23]
1	Модель орієнтована на прогноз життєвого циклу експлуатації згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів	Модель є універсальною і придатна для всіх типів елементів автодорожніх мостів
2	Модель базується на засадах теорії тріщиностійкості залізобетону, керується 12 фізико-механічними параметрами бетону та арматури, геометричними параметрами перерізу, рівнем зовнішнього навантаження арматури	Модель базується на засадах марковської стохастичної теорії процесів. Модель керується одним параметром – швидкістю деградації (інтенсивністю відмов), що визначається експертом на основі оглядів та обстежень

Продовження таблиці 3.13

3	Процедура прогнозу життєвого циклу є повністю аналітичною	Процедура оцінки і прогнозу є двохетапною: експертна оцінка технічного стану на основі оглядів та обстежень; аналітичні оцінка технічного стану та прогноз залишкового ресурсу
4	Прогнозування ресурсу можливе на всіх етапах життєвого циклу починаючи з проектування	Прогнозування залишкового ресурсу можливе починаючи з 2-го експлуатаційного стану.
5	Для прогнозування залишкового ресурсу можна скористатися застарілими даними обстежень і навіть без обстежень - за технічною документацією моста та історією експлуатації	Неможливий підхід.
6	Для прогнозування залишкового ресурсу можна скористатися даними маршрутних обстежень.	Неможливий підхід

РОЗДІЛ 4

ІМОВІРНІСНА МОДЕЛЬ ПРОГНОЗУВАННЯ СТРОКУ СЛУЖБИ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА

4.1 Теоретичні засади імовірнісної оцінки прогнозу надійності елементів транспортних споруд

Проведення ймовірнісних розрахунків за критерієм надійності мають за мету пошук оптимального проекту при заданому рівні безпеки. За критерій приймається характеристика безпеки β .

Ймовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають виконуватись так, щоби фундаментальна нерівність методу граничних станів, якій має задовольняти елемент, що проектується, зоставалась непорушною:

$$R(X_R) \geq Q(X_Q), \quad (4.1)$$

де $R(X_R)$ – функція опору елемента;

$Q(X_Q)$ – функція зовнішніх навантажень елемента;

X_R – базові змінні, якими виражається несуча здатність елемента;

X_Q – базові змінні, якими виражається зовнішнє навантаження елемента.

Постулюється, що базові змінні, якими виражається несна здатність і зовнішнє навантаження елемента мають нормальний або логнормальний розподіл, що дає можливість скористатися для аналізу залежностями що наведені нижче.

Базові змінні X_i в (4.1) визначаються через параметри закону розподілу, прийнятого для змінної за формулами (3.18):

$$X_i = \mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i$$

або ж

$$X_i = \mu_i \cdot (1 - \alpha_i \beta V_i), \quad (4.2)$$

де μ_i – математичне сподівання базової змінної;

α_i – координата проектної точки базової змінної;

σ_i – стандарт базової змінної, згідно з законом розподілу;

β – прийнята характеристика безпеки;

V_i – коефіцієнт варіації базової змінної.

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_Q^2 + \gamma_R^2 V_R^2}}, \quad (4.3)$$

де γ_0 – математичне сподівання (статистичне середнє) реального коефіцієнту запасу:

$$\gamma_0 = \mu_R / \mu_Q, \quad (4.3a)$$

V_Q – коефіцієнт варіації узагальненого навантаження;

V_R – коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента.

Координати проектної точки α_i дозволяється приймати як середні значення:

$$\alpha_R = 0,8; \quad \alpha_Q = -0,7.$$

Ймовірнісна модель проектування елементів, виражена через статистичні параметри опору та навантаження – аналог фундаментальної нерівності методу граничних станів, має вид:

$$\mu_R(1 - \alpha_R \beta V_R) \geq \mu_Q(1 - \alpha_Q \beta V_Q), \quad (4.4)$$

де μ_R ; μ_Q – математичні сподівання узагальненого опору та навантаження, відповідно;

α_R ; α_Q – координати проектної точки узагальненого опору та навантаження, відповідно;

σ_R ; σ_Q – стандарт базової змінної, згідно з законом розподілу;

β – апріорно прийнята характеристика безпеки;

V_R ; V_Q – коефіцієнти варіації узагальненого опору та навантаження, відповідно.

Для елемента, що проектується, перевіряється виконання нерівності

$$\beta_d \geq \beta_{nom}, \quad (4.5)$$

де β_{nom} – приписане нормативним документом мінімальне значення характеристики безпеки

β_d – значення характеристики безпеки, вираховане для запроектованого елемента.

4.2 Аналіз проектного рівня надійності типових прогонових будов за тріщиностійкістю

4.2.1 Аналіз проектного рівня надійності плити проїзної частини за тріщиностійкістю

Розглядаються типові прогонові будови автодорожніх мостів. Виконується оцінка проектного рівня надійності за тріщиностійкістю. Для чисельного аналізу прийнято алгоритм описаний залежностями (4.1) – (4.5). Типи плити прогонових будов, їх геометричні характеристики, механічні характеристики та навантажувальні ефекти представлені в табл. 4.1 – 4.2.

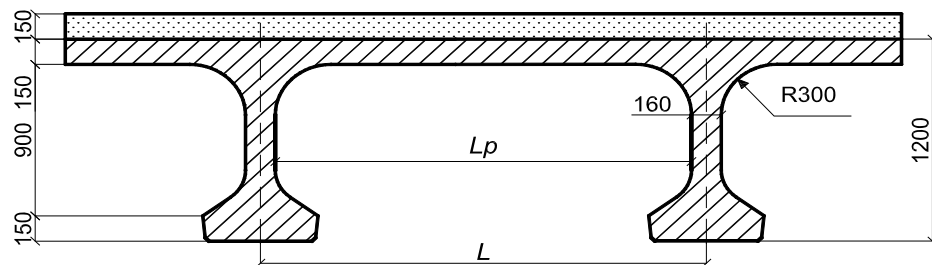


Рисунок 4.1 – Поперечний переріз плити проїзної частини

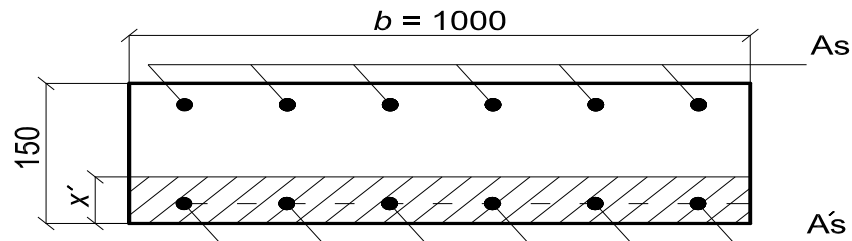


Рисунок 4.2 – Конструкція плити проїзної частини

Таблиця 4.1 – Вихідні данні розрахунку плити проїзної частини

	$l_{p1} = 1,94 \text{ м}$		$l_{p2} = 2,04 \text{ м}$		$l_{p3} = 2,14 \text{ м}$		$l_{p4} = 2,24 \text{ м}$		$l_{p5} = 2,34 \text{ м}$	
Клас навантаження	A15	A11	A15	A11	A15	A11	A15	A11	A15	A11
Характеристичний момент, M_n , кН	15,6	12,04	17,47	13,43	19,4	14,9	21,5	16,5	23,7	18,23

У таблиці 4.2 представлені результати розрахунку плити проїзної частини монолітних залізобетонних прогонових будов мостів. Розглядається

4 випадки армування. Прийняті навантаження A15 і A11 [19]. Результати числового моделювання представлені в таблиці містять значення ширини розкриття тріщин та відповідну надійність виражену через характеристику безпеки. Алгоритм та Маткад програма наведені в Додатку Б.

Таблиця 4.2 – Надійність плити проїзної частини

Відстань між осями балок $l_{p1} = 1,94\text{м}$								
	Випадок 1		Випадок 2		Випадок 3		Випадок 4	
Клас навантаження	A15	A11	A15	A11	A15	A11	A15	A11
Характеристичний момент, M_n , кНм	15,6	12,04	15,6	12,04	15,6	12,04	15,6	12,04
Площа арматури, см^2	6Ø10 $A_s=4,71$		6Ø12 $A_s=6,79$		5Ø16 $A_s=10,05$		5Ø20 $A_s=15,71$	
Ширина розкриття тріщин, a_{cr} см	0,013	0,0098	0,0087	0,0067	0,0062	0,005	0,0039	0,003
M_{cr} , кНм	20,05	20,05	29,02	29,02	38,49	38,49	56,18	56,18
Характеристика безпеки, β	3,4	4,4	4,7	5,5	5,6	6,2	6,5	6,9
Відстань між осями балок $l_{p2} = 2,04\text{м}$								
Характеристичний момент, M_n , кН	17,47	13,43	17,47	13,43	17,47	13,43	17,47	13,43
Площа арматури, см^2	5Ø12 $A_s=5,65$		5Ø16 $A_s=10,05$		6Ø16 $A_s=12,06$		5Ø20 $A_s=15,71$	
Ширина розкриття тріщин, a_{cr} см	0,013	0,0088	0,007	0,0048	0,0053	0,0037	0,004	0,003
M_{cr} , кНм	22,3	22,3	38,49	38,49	49,52	49,52	56,18	56,18
Характеристика безпеки, β	3,3	4,3	5,3	6	6	6,5	6,3	6,8
Відстань між осями балок $l_{p3} = 2,14\text{м}$								
Характеристичний момент, M_n , кНм	19,44	14,95	19,44	14,95	19,44	14,95	19,44	14,95
Площа арматури, см^2	6Ø12 $A_s=6,79$		5Ø16 $A_s=10,05$		6Ø16 $A_s=12,06$		5Ø20 $A_s=15,71$	
Ширина розкриття тріщин, a_{cr} см	0,011	0,01	0,008	0,006	0,006	0,0044	0,005	0,004

Продовження табл. 4.2

	Випадок 1		Випадок 2		Випадок 3		Випадок 4	
M_{cr} , кНм	29,02	29,02	38,49	38,49	49,52	49,52	56,18	56,18
Характеристика безпеки, β	3,9	5,3	5,5	5,7	5,7	6,1	6,3	6,9
Відстань між осями балок $l_{p4} = 2,24\text{м}$								
Характеристичний момент, M_n , кНм	21,52	16,55	21,52	16,55	21,52	16,55	21,52	16,55
Площа арматури, см^2	5Ø12 $A_s=5,65$		5Ø16 $A_s=10,05$		6Ø16 $A_s=12,06$		5Ø20 $A_s=15,71$	
Ширина розкриття тріщин, a_{cr} см	0,014	0,009	0,007	0,0048	0,006	0,0037	0,005	0,004
M_{cr} , кНм	22,3	22,3	38,49	38,49	49,52	49,52	56,18	56,18
Характеристика безпеки, β	2,4	3,5	4,6	5,4	5,4	6,0	6,1	6,4
Відстань між осями балок $l_{p5} = 2,34\text{м}$								
Характеристичний момент, M_n , кНм	23,7	18,23	23,7	18,23	23,7	18,23	23,7	18,23
Площа арматури, см^2	5Ø12 $A_s=5,65$		5Ø16 $A_s=10,05$		6Ø16 $A_s=12,06$		5Ø20 $A_s=15,71$	
Ширина розкриття тріщин, a_{cr} см	0,016	0,013	0,008	0,006	0,007	0,005	0,006	0,004
M_{cr} , кНм	22,3	22,3	38,49	38,49	49,52	49,52	56,18	56,18
Характеристика безпеки, β	2	3,1	4,2	5,1	5,2	5,4	5,5	6,2
Примітка. * M_{cr} — Момент при якому виникає граничне значення ширини розкриття тріщин, кНм;								

Як видно з таблиці 4.2 розрахункова ширина розкриття тріщин для перерізу плити в середині прольоту від тимчасового навантаження A11 мінімальне значення становить $a_{cr}=0,0098\text{см}$, для A15 ширина розкриття тріщини $a_{cr}=0,013\text{см}$ при мінімальному значенні армування конструкції, проте, як показує практика при розрахунках за тріщиностійкістю може виникнути необхідність збільшення площі робочої арматури порівняно з розрахунком за несною здатністю.

4.2.2 Аналіз проектного рівня надійності за тріщиностійкістю балок прогонових будов

Задача дослідження в цьому підрозділі полягає в числових експериментах з оцінки надійності типових прогонових будов автодорожніх мостів України. Розглядаються прогонові будови за типами, представленими в табл. 4.3 – 4.10. Прийняті рухомі навантаження А15 та А11. Постійні навантаження прийняті згідно даних типових проектів. Типовий переріз без діафрагмових прогонових будов представлено на рис. 4.2

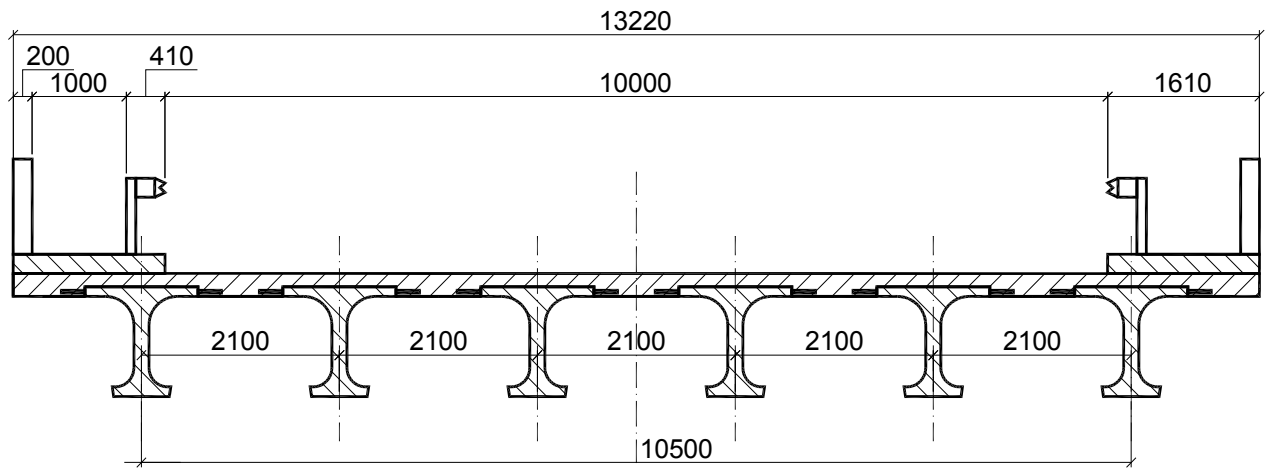


Рисунок 4.3 – Типовий переріз без діафрагмових прогонових будов

Таблиця 4.3 – Балки за типовим проектом серія 3.503.1-81 випуск 0-4.

Балки прогоном $L=12$ м				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
Напружена арматура 4 пучки 24ø5 із сталі класу ВІІ Бетон В35				
A15	1101,63	1146,85	0,017	2,5
A11	795,5		0,014	3,8
14 пучків К-7ø15 (семидротові пасма)				

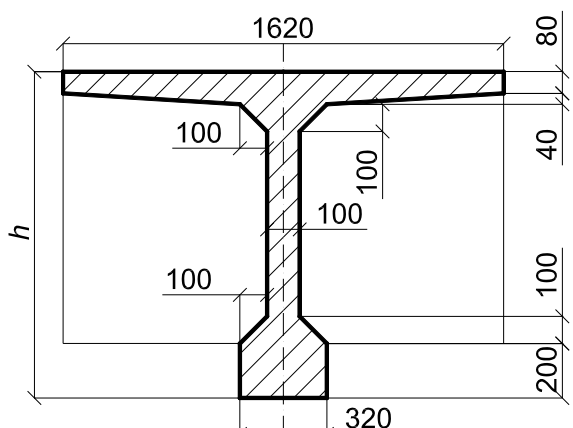
Продовження табл. 4.3

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	1071,23	1116,1	0,005	2,5
A11	758,53		0,004	4
Балки прогоном $L=15$ м				
Напружена арматура 6 пучків 24ø5 із сталі класу ВІІ Бетон В35				
A15	1404,36	1449,06	0,016	2,4
A11	963,94		0,013	4
18 пучків К-7ø15 (семидротові пасма)				
A15	1433,28	1478,33	0,007	2,4
A11	980,49		0,005	4,1
Балки прогоном $L=18$ м				
Напружена арматура 5 пучків 24ø5 із сталі класу ВІІ Бетон В35				
A15	1996,96	2067,8	0,0173	2,2
A11	1372,66		0,0144	4
18 пучків К-7ø15 (семидротові пасма)				
A15	2124,56	2258,53	0,012	2,4
A11	1499,07		0,01	4,2
Балки прогоном $L=21$ м				
Напружена арматура 7 пучків 24ø5 із сталі класу ВІІ Бетон В35				

Продовження табл. 4.3

A15	2843,77	2914,38	0,016	2,4
A11	1879,33		0,013	4,1
22 пучків К-7Ø15 (семидротові пасма)				
A15	2706	2776,98	0,006	2,4
A11	1761,8		0,0047	4,3

Таблиця 4.4 – Балки випуск 122-62

	Проект розроблений під навантаження Н-30 та НК-80, Перераховано на навантаження А15; А11, Габарити, Г-8;...; Г-10,5 м.Матеріали, Бетон М-400, арматура – попередньо напружена – пучки з дроту діаметром 5 мм.			
Балки прогоном $L=11,36$ м та $h=0,85$ м				
Г-8,0+2х1,0				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} -см	Характеристика безпеки, β
A15	667,989	875,32	0,007	4
A11	561,315		0,006	5,2
Г-9,0+2х1,0				

Продовження табл. 4.4

A15	636,984	875,32	0,009	4,4
A11	535,251		0,006	5,5
Г-10,5+2х1,0				
A15	613,345	875,32	0,002	4,6
A11	513,011		0,002	5,7
Балки прогоном L=14,06 м та h=0,85 м				
Г-8,0+2х1,0				
A15	957,636	1146,6	0,003	3,4
A11	817,558		0,003	4,5
Г-9,0+2х1,0				
A15	933,111	1146,6	0,003	3,6
A11	799,573		0,003	4,6
Г-10,5+2х1,0				
A15	1225	1146,6	0,003	3,7
A11	795,131		0,003	4,7
Балки прогоном L=16,76 м та h=1,0 м,				
Г-8,0+2х1,0				
A15	1319	1549,9	0,004	3,3
A11	1140	3	0,004	4,2
Г-9,0+2х1,0				
A15	1288	1549,9	0,004	3,5
A11	1117	3	0,004	4,4

Продовження табл. 4.4

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
Г-10,5+2х1,0				
A15	1280	1549,9	0,004	3,5
A11	1111	3	0,004	4,4
Розрахункові параметри для балки прогоном $L=22,16$ м та $h=1,2$ м				
Г-8,0+2х1,0				
A15	2095	2507	0,007	3,4
A11	1833		0,006	4,3
Г-9,0+2х1,0				
A15	2001	2507	0,006	3,7
A11	1752		0,006	4,6
Г-10,5+2х1,0				
A15	1918	2507	0,006	4
A11	1672		0,005	4,9

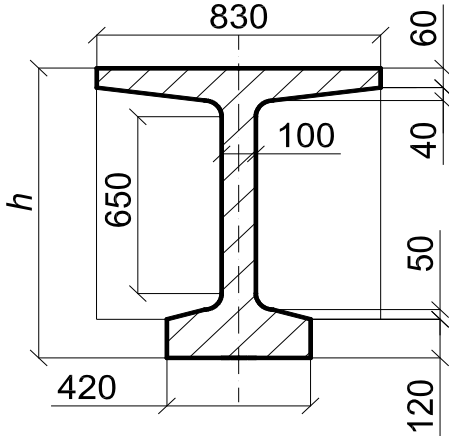
Таблиця 4.5 – Балки ВТП-15

	Проект розроблений під навантаження Н-30 та НК-80. Перераховано на навантаження А15, А11. <i>Матеріали.</i> Бетон М-400 (В30). <i>Арматура.</i> Арматура існує в двох варіантах: - струни з дроту 5П за ГОСТ 8480-57; - пасма з 7 дротин d 3 за ГОСТ 4МТУ/ЦННІ4М 65-58.
Балки прогоном $L=22,16$ м та $h=1,2$ м	
Г-6,0+2х1,5	

Продовження табл. 4.5

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	1560	2092,32	0,005	4,2
A11	1380		0,004	5
Г-8,0+2х1,5				
A15	1612	2092,32	0,005	4
A11	1404		0,004	4,9
Г-10,0+2х1,5				
A15	1685	2092,32	0,005	3,7
A11	1457		0,005	4,6

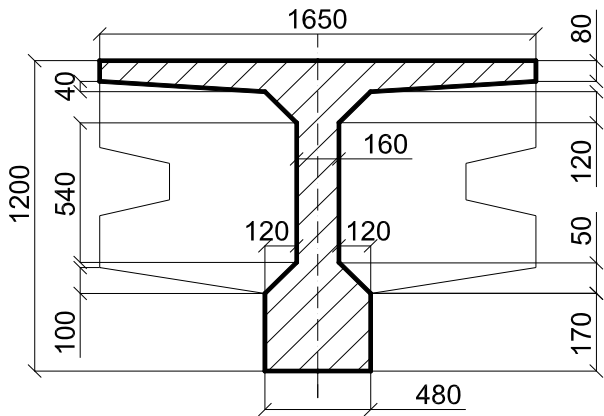
Таблиця 4.6 Балки ВТП-16

	Проект розроблений під навантаження Н – 30; НК80. Перераховано на навантаження А15, А11. Матеріали. Бетон М-400 (В30). Арматура. В трьох варіантах:струни з дроту 3П за ГОСТ 8480-57;струни з дроту 5П за ГОСТ 8480-57;пасма з 7 дротин d3 за ГОСТ 4МТУ/ЦННІ4М 65-58. <i>Конструктивні рішення.</i> Балки прогонової будови довжиною 11,36 та 16,76 м мають верхню полицю 83 см, нижню 42 см. Висота балок 75 см та 90 см. Балки мають діафрагми на відстані 2,7 м.			
Балки прогоном $L=11,36$ м та $h=0,75$ м				
Г-6,0+2х1,5				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	345,016	479,89	0,001	4,4
A11	303,01		0,001	5,3

Продовження табл. 4.6

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
Г - 8,0+2x1,5				
A15	363,775	479,89	0,001	4,1
A11	306,357		0,001	5,2
Г - 10,0+2x1,5				
A15	381,44	479,89	0,001	3,5
A11	318,613		0,001	4,9
Балки прогоном L=16,76 м та h=0,90 м				
Г-6,0+2x1,5				
A15	677,851	877,12	0,002	3,9
A11	593,798		0,002	4,8
Г-8,0+2x1,5				
A15	702,368	877,12	0,002	3,7
A11	605,932		0,002	4,7
Г-10,0+2x1,5				
A15	729,838	877,12	0,002	3,5
A11	624,572		0,002	4,5

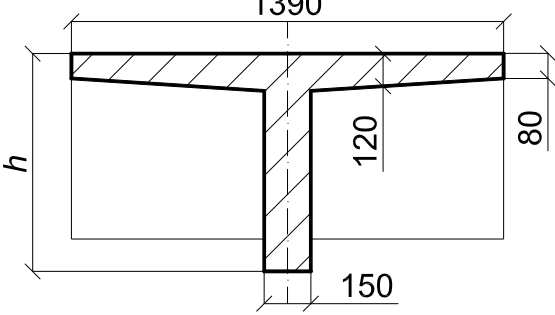
Таблиця 4.7 – Балки випуск 123

	Прогонові будови залізобетонні збірні по довжині прогону балок з натягом арматури після бетонування прогонами між опорами 20.0 п.м. Союздорпроект, вип. 123. Розрахунок для Г-6+2х1,5 м та Г-10,0+2х1,5 м. <i>Матеріали:</i> Бетон – М400 (В30), арматура – попередньо напружена – пучки з дроту діаметром 5 мм. L=20.0 м ВП8 пучків 24 О 5 мм.			
Балки прогоном $L = 20$ м				
Г-6,0+2х1,5				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	2011	2660	0,006	4,1
A11	1750		0,006	5
Г-10,0+2х1,5				
A15	1810	2660	0,006	4,8
A11	1576		0,005	5,6
Балки прогоном $L = 30$ м				
Г-6,0+2х1,5				
A15	4486	5353,96	0,014	3,4
A11	4017		0,013	4,1
Г-10,0+2х1,5				
A15	4069	5353,96	0,013	4
A11	3649		0,011	4,8
Балки прогоном $L = 40$ м				
Г-6,0+2х1,5				

Продовження табл. 4.7

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	8498	10630,2	0,027	3,7
A11	7776	4	0,024	4,3
Г-10,0+2х1,5				
A15	7788	10630,2	0,024	4,3
A11	7144	4	0,022	4,9

Таблиця 4.8 – Балки випуск 56

	Проект розроблений під навантаження Н-13 та НГ-60; Н-18 та НК-80; згідно “Правила и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах” (ПиУ-48). Розрахунок вели для Г-6,0+2х1,5 м, Г-8,0+2х1,5 м та Г-10,0+2х1,5 м. Матеріали: Бетон – М300 (В25), арматура А-II.			
Балки прогоном $L=8.66$ м та $h=0.70$ м				
Г-6,0+2х1,5				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	330,005	563,35	0,001	5,7
A11	274,555		0,001	6,8

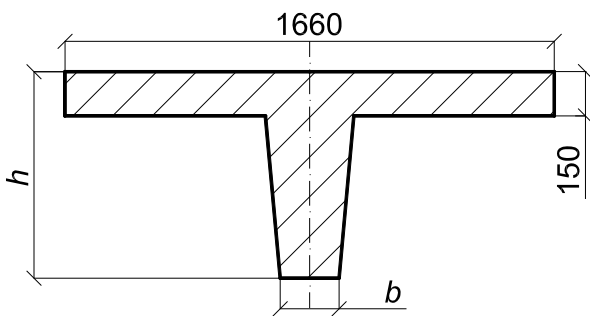
Продовження табл. 4.8

Г-8,0+2х1,5				
A15	351,161	563,35	0,001	5,3
A11	288,423		0,001	6,5
Г-10,0+2х1,5				
A15	370,856	563,35	0,001	5
A11	301,196		0,001	6,3
Балки прогоном $L=11,36$ м та $h=0,80$ м				
Г-6,0+2х1,5				
A15	523,154	841,35	0,002	5,3
A11	442,002		0,001	6,4
Г-8,0+2х1,5				
A15	550,915	841,35	0,002	5
A11	459,485		0,001	6,2
Г-10,0+2х1,5				
A15	577,409	841,35	0,002	4,7
A11	475,999		0,002	6
Балки прогоном $L=13.4$ м та $h=0.80$ м				
Г-6,0+2х1, 5				
A15	743,232	1209,15	0,002	5,4
A11	635,123		0,002	6,4
Г-8,0+2х1,5				
A15	776,431	1209,15	0,003	5,2
A11	655,09		0,002	6,1
Г-10,0+2х1,5				
A15	809,207	1209,15	0,003	4,9
A11	674,747		0,002	6

Продовження табл. 4.8

Балки прогоном $L=16.76$ м та $h=1,00$ м				
Г-6,0+2x1,5				
A15	1013	1709,44	0,003	5,7
A11	875,529		0,003	6,5
Г-8,0+2x1,5				
A15	1050	1709,44	0,003	5,6
A11	896,336		0,003	6,4
Г-10,0+2x1,5				
A15	1087	1709,44	0,003	5,3
A11	917,324		0,003	6,3
Балки прогоном $L=22,16$ м та $h=1,25$ м				
Г-6,0+2x1,5				
A15	1708	2188,21	0,005	3,9
A11	1500		0,005	4,7
Г-8,0+2x1,5				
A15	1755	2188,21	0,006	3,8
A11	1523		0,005	4,6
Г-10,0+2x1,5				
A15	1805	2188,21	0,006	3,5
A11	1549		0,005	4,5

Таблиця 4.9 – Балки випуск 56Д

			<i>Матеріали.</i> Балки армовані зварними каркасами з арматури класу А-ІІ із сталі 35ГС, стінки балок – сітками, звареними з вертикальних хомутів та поздовжніх стержнів проти усадочної арматури класу А-ІІ. Марка бетону за проектом М300 (клас В25). <i>Конструктивне рішення.</i> Плита завтовшки 15 см має постійну висоту. Ширина плити середньої балки 130 см і завдяки стику 36 см досягається відстань між балками 166 см.	
Балки прогоном $L=8,66$ м та $h=0,70$ м				
Г-6,0+2х1,5				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	393,986	665,01	0,001	5,7
A11	327,966		0,001	6,7
Г-8,0+2х1,5				
A15	458,717	665,01	0,001	4,7
A11	372,802		0,001	6,4
Г-10,0+2х1,5				
A15	413	665,01	0,001	5,3
A11	336,83		0,001	6,6
Балки прогоном $L=11,36$ м та $h=0,80$ м				
Г-6,0+2х1,5				
A15	661,861	955,27	0,002	4,7
A11	565,239		0,002	5,7
Г-8,0+2х1,5				
A15	752,554	955,27	0,002	3,8
A11	627,312		0,002	5
Г-10,0+2х1,5				

Продовження табл. 4.9

	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	682,027	955,27	0,002	4,4
A11	571,157		0,002	5,6
Балки прогоном $L=14,06$ м та $h=0,85$ м				
Г-6,0+2х1,5				
A15	1001	1371,83	0,003	4,6
A11	872,438		0,003	5,2
Г-8,0+2х1,5				
A15	1117	1371,83	0,004	3,6
A11	950,331		0,003	4,7
Г-10,0+2х1,5				
A15	1019	1371,83	0,003	4,1
A11	871,986		0,003	5,2
Балки прогоном $L=16,76$ м та $h=1,00$ м				
Г-6,0+2х1,5				
A15	1466	1769,84	0,005	3,5
A11	1303		0,004	4,3
Г-8,0+2х1,5				
A15	1606	1769,84	0,005	2,9
A11	1396		0,006	3,8
Г-10,0+2х1,5				
A15	1478	1769,84	0,005	3,5
A11	1293		0,004	4,3

Таблиця 4.10 – Типові конструкції серія 3.503.1-73

Прогонові будови без діафрагм довжиною 12, 15 та 18 м з залізобетонних балок таврового перетину з ненапруженої арматурою для автодорожніх мостів. Випуск 0.				
балки прогоном $L=12$ м				
	M_n	M_{cr}	Ширина розкриття тріщин, a_{cr} , см	Характеристика безпеки, β
A15	620,82	697,7	0,005	2,8
A11	413,88		0,004	4,4
балки прогоном $L = 15$ м				
A15	802,05	956,4	0,008	3,0
A11	534,7		0,006	4,6
балки прогоном $L=18$ м				
A15	999,6	1305,5	0,009	3,4
A11	666,4		0,006	4,8

Таблиця 4.11 – Вибірка значень характеристики безпеки за тріщиностійкістю станом типових прогонових будов автодорожніх мостів

Тип конструкції	Навантаження A11		Навантаження A15	
	Максимальні значення	Мінімальні значення	Максимальні значення	Мінімальні значення
	β_{11}	β_{11}	β_{15}	β_{15}
Вип. 3.503.1-81	4,1	3,8	3,1	3,0
Вип.122-62	4,4	3,5	3,4	2,4
ВТП 16	4,4	3,7	3,5	2,8
ВТП 15	4,0	3,8	3,3	3,0
Випуск 56	5,0	3,7	4,0	2,9
Випуск 56 Д	5,0	3,3	3,9	2,8

Результати аналізу проектного рівня надійності балок типових прогонових будов за тріщиностійкістю представлено в табл. 4.12. В цих таблицях наведені мінімальні значення характеристики безпеки для навантаження A11 та A15.

Як видно мінімальні значення характеристики безпеки коливаються в межах для A11 – $\beta = 3,3 \dots 3,8$; а для навантаження A15 – $\beta = 2,4 \dots 3$. Розкид значень характеристики безпеки для кожного з видів навантаження знаходиться в межах 31%.

4.3 Модель оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу

4.3.1 Теоретичні засади моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу

Задача розбудови моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу формулюється як пошук ймовірності не перевищення граничного стану за тріщиностійкістю протягом заданого часу в експлуатації.

Приймається усталена гіпотеза про нормальний розподіл функції розкриття тріщин протягом життєвого циклу експлуатації $A(t)$ (3.3) і запишемо ймовірність не перевищення граничного стану у вигляді:

$$P(t) = \Phi[\beta(t)], \quad (4.6)$$

де Φ – нормальна функція розподілу;

$\beta(t)$ – характеристики безпеки виражена через параметри функції життєвого циклу залізобетонного елемента за тріщиностійкістю.

Характеристику безпеки запишемо через параметри тріщино утворення в класичній формі:

$$\beta(t) = \frac{\mu_{cr} - \mu_a(t)}{(\sigma_{cr}^2 + \sigma_a^2)^{0,5}}, \quad (4.7)$$

де μ_{cr} – середнє значення критичної ширини розкриття тріщин;

$\mu_a(t)$ – середнє значення ширини розкриття тріщин на час t .

σ_{cr} – середньоквадратичне відхилення критичної ширини розкриття тріщин;

σ_a – середньоквадратичне відхилення зовнішнього навантаження.

Для визначення поточного середнього значення ширини розкриття тріщин (математичне очікування) на час t – $\mu_a(t)$ скористаємося розробленою моделлю життєвого циклу (визначено залежностями 3.1 – 3.5):

Формулу для визначення характеристики безпеки (4.7) приведемо до безрозмірної форми поділивши чисельник і знаменник на середнє значення ширини розкриття тріщини в час t – $\mu_a(t)$, отримаємо:

$$\beta(t) = \frac{\gamma_{cr}(t) - 1}{(V_{cr}^2 + \gamma_t V_a^2)^{0,5}}, \quad (4.8)$$

де $\gamma_{cr}(t)$ – реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t ;

V_{cr} – коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента;

V_a – коефіцієнт варіації навантаження;

Реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t – $\gamma_{cr}(t)$ визначається залежністю:

$$\gamma_t = \frac{\mu_{cr}}{\mu_a(t)}. \quad (4.9)$$

Коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента визначається за коефіцієнтами варіації арматури V_A та бетону V_C за формулою теорії ймовірностей:

$$V_{cr} = (V_A^2 + V_C^2)^{0,5}. \quad (4.10)$$

Аналогічно визначається V_a – коефіцієнт варіації навантаження:

$$V_a = (V_g^2 + V_{AK}^2 + V_{TD}^2 + V_{TR}^2)^{0,5}, \quad (4.11)$$

де V_g – коефіцієнт варіації постійного навантаження;

V_{AK} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу АК;

V_{TD} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу тандем;

V_{TR} – коефіцієнт варіації навантаження від натовпу на тротуарах.

Модель (4.8) в якій характеристика безпеки виражена через звичні для інженера параметри механічних і статистичних характеристик залізобетонного елемента, дає можливість обчислити надійність елемента за другою групою граничних станів. Початковими даними для моделі є обчислена початкова ширина розкриття тріщин від постійних і тимчасових навантажень.

4.3.2 Налаштування моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу

Для налаштування моделі оцінки надійності скористаємось даними, які отримані з розділу 4.2. табл. 4.11 на якій представлено мінімальні та максимальні значення характеристики безпеки для різних типових прогонових будов. Потребуються середні значення характеристик безпеки. Обчислимо їх як *середні геометричні* за формулою:

$$G(x_1, x_2, \dots, x_n) = (x_1, x_2, \dots, x_n)^{1/n}, \quad (4.12)$$

де n – кількість значень, з яких обчислюється середнє.

Середні геометричні значення характеристики безпеки (середні між максимальними і мінімальними значеннями, $n = 2$ представлені в табл. 4.12.

Таблиця 4.12 – Середні геометричні значення характеристики безпеки

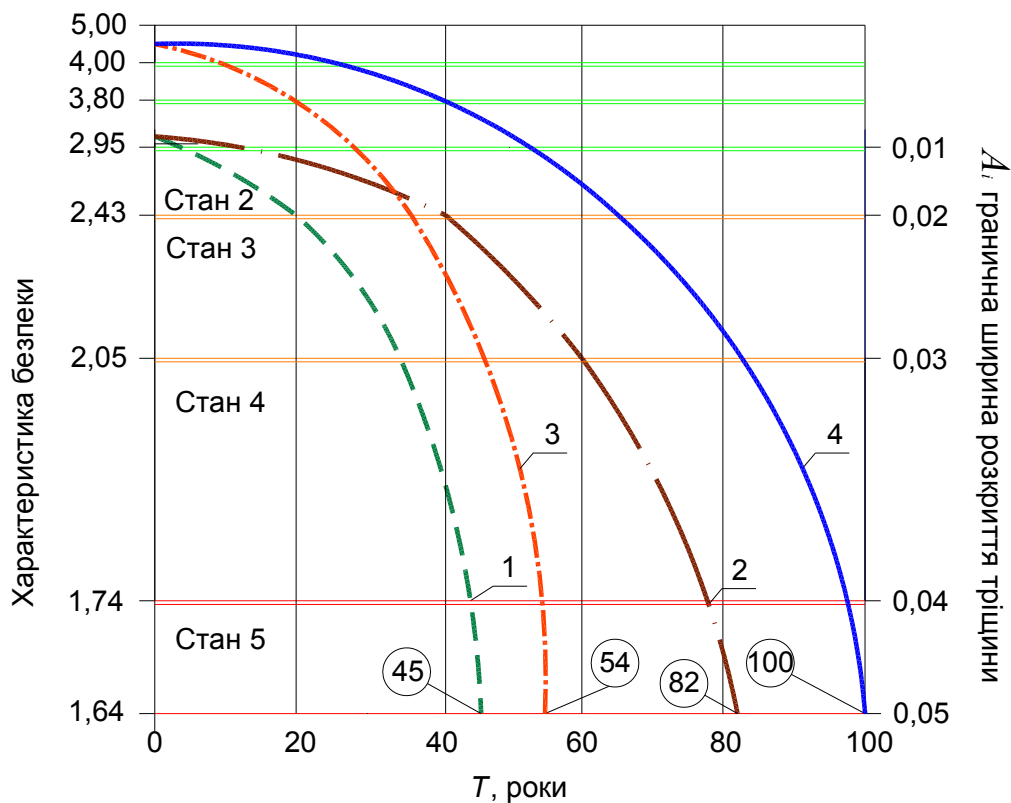
Тип конструкції	Середні геометричні значення характеристики безпеки	
	Навантаження A11	Навантаження A15
Вип. 3.503.1-81	3,947	3,050
Вип.122-62	3,924	2,857
ВТП 16	4,035	3,130
ВТП 15	3,899	3,146
Випуск 56	4,301	3,406
Випуск 56 Д	4,062	3,305

Далі з таблиці 4.12 отримуються геометрично осередненні значення для всіх типів конструкцій ($n = 6$ в формулі 4.12). отримані середні мають значення:

- навантаження A11 $\beta = 4,260$.
- навантаження A15 $\beta = 3,144$.

З наведеного числового аналізу характеристики безпеки типових прогонових будов автодорожніх мостів очевидно, що для нових проектів під навантаження A15 мінімальний рівень надійності за утворенням тріщин має назначатись $\beta = 3,8$, тобто таким як і за першою групою граничних станів.

На рис. 4.4 показано залежність характеристики безпеки для середніх значень отриманих з табл. 4.12.



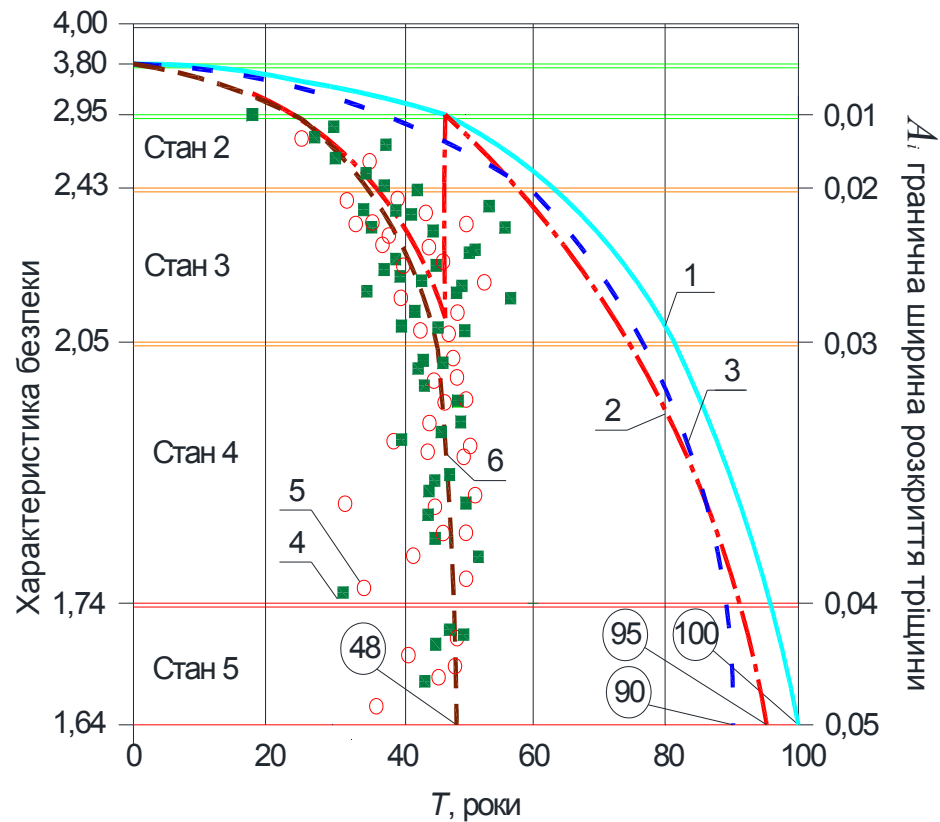
1 – навантаження A11 $\beta = 4,260$, експлуатації згідно з вимогами чинних норм; 2 – навантаження A11 $\beta = 4,260$, відсутня систематична експлуатація; 3 – навантаження A15 $\beta = 3,144$, експлуатації згідно з вимогами чинних норм; 4 – навантаження A15 $\beta = 3,144$, відсутня систематична експлуатація

Рисунок 4.4 – Прогноз надійності елементів залізобетонних прогонових будов за початковою надійністю табл. 4.12

4.4 Адекватність моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу

Адекватність моделі оцінки надійності за тріщиностійкістю в функції часу покажемо в порівнянні з натурними даними надійності монолітних прогонових будов з банку даних АЕСУМ, натурними даними надійності

збірно-монолітних прогонових будов з банку даних АЕСУМ та моделлю роботи [17] (рис.4.5).



1 - проектна крива за нормативним документом ДСТУ-Н [25]; 2 – прогноз за стратегією експлуатації згідно з вимогами чинних норм; 3 - прогноз за моделлю роботи [17]; 4 – натурні дані надійності монолітних прогонових будов з банку даних АЕСУМ; 5 – натурні дані надійності збірно-монолітних прогонових будов з банку даних АЕСУМ; 6 – прогноз за стохастичною моделлю (4.8) в умовах відсутності систематичної експлуатації

Рисунок 4.5 Порівняльний аналіз кривих прогнозу надійності залізобетонних згинаних елементів

4.5 Висновки до розділу 4

У цьому розділі представлена стохастична модель прогнозу надійності згинаних залізобетонних елементів транспортних споруд протягом життєвого циклу експлуатації залізобетонних елементів мостів, що має єдиним параметром фактор ширини розкриття тріщини, в залежності якого

прогнозується надійність. Керуючим параметром моделі є ширина розкриття нормальних тріщини, в функції неперервного часу. Проведені теоретичні та числові експериментальні дослідження дозволяють зробити такі висновки.

1. Дослідженням цього розділу доведено, що запропонована *вперше* стохастична модель прогнозу надійності згинаних залізобетонних елементів транспортних споруд протягом життєвого циклу експлуатації може бути ефективним інструментом контролю безпеки експлуатації.

2. Виконаний аналіз достовірності моделі дає підстави стверджувати, що

дає прогноз надійності протягом життєвого циклу достатньої збіжності з даними системи експлуатації автодорожніх мостів на дорогах загального користування з фактичними термінами служби в межах похибки 7%, що є вагомим обґрунтуванням можливості застосування моделі як ефективний інструмент управління безпекою транспортних споруд.

3. В рамках дослідження виконаного в цьому розділі отримані теоретично обґрунтовані значення граничної ширини розкриття тріщин в експлуатаційних станах відповідно нормативного документом ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [23].

4. Числові експерименти з аналізу запропонованої стохастичної моделі дали можливість встановити мінімальний проектний рівень надійності. За результатами дослідження вноситься пропозиція доповнити нормативний документ ДБН В.1.3- 22:2009 "Мости і труби. Основні вимоги проектування" положенням про встановлення проектного рівня надійності за тріщиностійкістю таким же як за вимогами до першої групи граничних станів.

РОЗДІЛ 5

РОЗРОБКА ІНЖЕНЕРНОЇ МЕТОДИКИ ПРОГНОЗУВАННЯ СТРОКУ СЛУЖБИ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТА

Метою розробки інженерної методики прогнозу строку служби згинаних залізобетонних елементів моста є детальний виклад процедури прогнозування життєвого циклу експлуатації та оцінки надійності за моделями розробленими в дослідженні. Методика орієнтована як інструмент у роботі інженера-експлуатаційника системи експлуатації автодорожніх мостів.

Методика складається з двох частин. В першій частині викладено алгоритм прогнозування строку служби згинаних залізобетонних елементів, прогнозується їх залишковий ресурс мостів. В другій частині наводяться алгоритми перевірки рівня надійності елементів споруди протягом життєвого циклу експлуатації. В методиці наводяться приклади з практичного прогнозування залишкового ресурсу елементів мостів, визначення надійності. Всі необхідні довідкові матеріали та програми в термінах ПК Маткад наведені в додатках А і Б.

Сферою застосування методики є система експлуатації мостів, а саме: нормативно-методичне забезпечення інституцій, які виконують роботи з обстеження, випробовування і оцінки технічного стану з подальшим проектуванням ремонту або реконструкції мостів, що знаходяться в експлуатації.

5.1 Алгоритм прогнозування строку служби згинаних залізобетонних елементів мостів

Нижче наводиться структурна логічна схема в якій представлено покроковий детальний алгоритм.

СТРУКТУРНА ЛОГІЧНА СХЕМА АЛГОРИТМУ ПРОГНОЗУ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

1. Вводяться вихідні дані:

- a_r – розрахункова ширина розкриття тріщини на стадії проектування;
- T_d – проектний строк служби;
- w_d – гранична ширина розкриття тріщин встановлена нормами проектування;
- вектор коефіцієнтів – параметрів моделі деградації $m_i, i = 1, 2, \dots, 5$;
- вектор граничних значень ширини розкриття тріщин в експлуатаційних станах: $A_i, i = 2, 3, 4, 5$.

2. Обчислюється узагальнений коефіцієнт моделі за формулою

$$K = m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 \cdot m_4 \cdot m_5, \quad (5.1)$$

3. Обчислюється масштабний коефіцієнт моделі за формулою

$$s = \frac{A_{Lim} \cdot K}{w_d \cdot T_d^2} \quad (5.2)$$

4. Формується функція моделі життєвого циклу за виразом

$$A(t) = a_r \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2, \quad (5.3)$$

5. Будується графік моделі життєвого циклу за виразом (5.3)

6. Визначається час досягнення i -го експлуатаційного стану, $i = 2, 3, 4, 5$ за формулою

$$T_i = \sqrt{\frac{K \cdot A_i}{a_r \cdot S}}, i = 2, 3, 4, 5 \quad (5.4)$$

Тут i -го номер дискретного стану. При $i = 5$ залежність (5.4) дає залишковий ресурс.

5.1.1 Вихідні дані для розрахунку

Вихідними конструктивними характеристиками елементами є:

- тип армування;
- тип конструкції;
- геометричні параметри елемента;
- розрахунковий опір бетону на стиск для другої групи граничних станів $R_{b.ser}$;
- розрахунковий опір бетону на розтяг для другої групи граничних станів $R_{bt.ser}$;
- модуль пружності арматури E_p ;
- нормативний момент від власної ваги елемента M_{cv} ;
- рівнодіюча зусиль попереднього напруження на стадії виготовлення N_0 ;
- ексцентриситет рівнодійної e_0 ;
- нормативний момент від постійного та тимчасового навантаження M_r ;
- рівнодіюча зусиль попереднього напруження на стадії експлуатації N_I ;
- сумарні втрати від попереднього напруження σ_n ;

- площа арматури A_p ;
- площа взаємодії A_r ;
- висота розтягнутої зони бетону x_i ;
- момент при якому виникає критична ширина тріщин M_{cri} ;

5.1.2 Призначення коефіцієнтів моделі.

На основі аналізу конструктивних та експлуатаційних характеристик елементів були призначені значення коефіцієнтам моделі, наведені в класифікаційних таблицях 5.1 – 5.11. Система коефіцієнтів моделі побудована таким чином, що приймаємо значення $m_i = 1,0$; $m = 1,0$; $i = 1; 2; 3$ для випадку проектного часу життєвого циклу $T = 100$ років. При мінімальних значення коефіцієнтів моделі, корегованих з даними системи експлуатації мостів $m_i < 1,0$; $m < 1,0$; $i = 1; 2; 3$ модель дає мінімальні значення прогнозу часу життєвого циклу $T = T_{min}$.

Для моделі коефіцієнт m_1 приймаємо в залежності від категорії тріщино утворення. Градацію проводимо в пропорційності до вимог категорій тріщино утворення:

$$m_1 = \frac{\Delta_{cr}(K1)}{\Delta_{cr}(Ki)} \quad , \quad (5.5)$$

де $\Delta_{cr}(K1)$ – граничне значення ширини розкриття тріщини для категорії тріщиностійкості “2а” при ширині розкриття тріщини $a_{cr} = 0,1$ мм;

$\Delta_{cr}(Ki)$ – граничне значення ширини розкриття тріщини в залежності від категорії тріщиностійкості.

Таблиця 5.1 – Розрахункові вимоги для різних категорій тріщиностійкості мостових конструкцій

Категорія тріщиностійкості	Граничне значення ширини розкриття тріщини Δ_{cr} , см
K1(2a)	0,01
K2(2б та 3a)	0,015
K3(3б)	0,02
K4(3в)	0,03

m_1 – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від типу армування [19];

Таблиця 5.2 – Коефіцієнти типу армування елемента, m_1

Тип армування елемента	Коефіцієнт типу армування, m_1	Категорія вимог за тріщиностійкістю
Елементи з попередньо напруженою арматурою (високоміцним дротом діаметром 3 мм, 4 мм і більше, армованих канатами класу К–7 діаметром 9 мм, 12мм і 15мм, а також напружуваними сталевими канатами (зі спіральною та подвійною звивкою і закритими та армування напружуваною стержневою арматурою)	1,0	2a; 2б; 3a та 3б
Елементи мостів і труб всіх призначень з не напружуваною арматурою	0,8	3в

Так як при проектуванні складу бетону встановлюються також технологічні параметри, від яких залежать властивості бетону (вік бетону, режим термічної обробки), вибирають вихідні матеріали і визначають їх витрату на 1 м³ суміші. Вимоги до бетону визначаються проектною

документацією. Головним з них є проектний клас бетону, що встановлює необхідну міцність бетону. Проектний клас бетону визначається в результаті розрахунку конструкції і техніко-економічного обґрунтування.

При виборі вихідних матеріалів слід враховувати, по-перше, їх якісні особливості і, по-друге, вартість бетону при їхньому використанні.

Експериментальні дослідження показують, що тріщини в бетоні утворюються в результаті вичерпання бетоном міцності на розтяг R_{bt} при порівняно невеликих деформаціях на розтяг $\xi_{bt,u}=(0,15\div 0,20)\cdot 10^{-3}$, чому відповідає мінімальне значення напруження в арматурі (при модулі пружності арматури $E_s=2\cdot 10^5$ МПа) всього лише $30\div 40$ МПа[19].

m_2 – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від проектного класу бетону;

Клас бетону має змінні міцності характеристики, тому коефіцієнт залежить від класу бетону і пропонується в такому вигляді:

Таблиця 5.3 – Коефіцієнти характеристики бетону, m_2

Класи бетону B^1	R_{bt}	Коефіцієнт m_2
$B^1 > B40$ і вище	1,25 – 1,50	1
$B^1 = B30 - B35$	1,1 – 1,15	0,8
$B^1 = B25 - B27.5$	0,95–1,05	0,7

Коефіцієнт m_2 прийнято пропорційно розрахункового опору на розтяг, МПа (кгс/см²), бетону класів за міцністю на стиск:

$$m_2 = \frac{R_{bt}(B_i)}{R_{bt}(B60)} \quad , \quad (5.6)$$

де $R_{bt}(B_i)$ – розрахунковий опір осьовому розтягненню, МПа (кгс/см²), проектного класу бетону;

$R_{bt}(B60)$ – розрахунковий опір осьовому розтягненню, МПа (кгс/см²), бетону класу В60[19].

Починаючи з кінця 1950 – х років, у нашій країні широко застосовувалися збірні залізобетонні прогонові будови, а монолітні конструкції фактично перестали зводитися. У 1990 – ті роки монолітний залізобетон став повертатися у вітчизняне мостобудування. За кордоном технології збірного і монолітного залізобетону активно і паралельно розвивалися. Монолітні мостові конструкції за умови їх якісного виконання часто виявляються більш довговічними порівняно зі збірними. Монолітні балкові попередньо напружені прогонові будови легко перетворюються в нерозрізні, в тому числі криволінійні в плані системи, при цьому кількість деформаційних швів значно скорочується [55,61].

m_3 – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від типу конструкції (збірна, збірно – монолітна і монолітна)

Таблиця 5.4 – Коефіцієнти типу конструкції, m_3

Тип конструкції	Коефіцієнт m_3
Монолітна конструкція($T_1=100$ років)	1,0
Збірно – монолітна конструкція($T_2=80$ років)	0,8
Збірна конструкція($T_3=70$ років)	0,7

Коефіцієнт m_3 приймаємо в залежності від проектного терміну служби, років:

$$m_3 = \frac{T_i}{T_1}, \quad (5.7)$$

де T_i – термін служби прогонової будови в залежності від типу конструкції;

T_1 – максимальний термін служби прогонової будови ($T=100$ років).

Згідно чинних норм m_3 приймаємо як відношення максимального терміну служби в 100 років до відповідного терміну служби збірно – монолітної конструкції (80 років) та збірної конструкції (70 років) [23].

Одним із чинників, що впливає на довговічність конструкції є якісне утримання, яке характеризується своєчасним оглядом конструкції, обстеженнями, проведенням своєчасних ремонтних робіт та обслуговуванням. Тому для можливості впливати на модель прогнозу довговічності, якістю експлуатаційного утримання водиться коефіцієнт умов експлуатації.

m_4 – коефіцієнт розкриття тріщин, визначається в залежності від умов експлуатації. Згідно [25] гранична ширина розкриття тріщини встановлюється відповідно до умов експлуатації:

- сприятливі (у відповідності з технічними правилами та інструкцією з організації догляду за штучними спорудами);
- жорсткі (незадовільна експлуатація);
- дуже жорсткі (Відсутність систематичної експлуатації).

Значення коефіцієнту розкриття тріщин m_4 наведено в табл.5.5 згідно наведеної вище класифікації умов експлуатації.

Таблиця 5.5 – коефіцієнти умов експлуатації, m_4

Умови експлуатації	Коефіцієнт умов експлуатації m_4	Розрахункові значення ширини розкриття тріщини, a_{cr} , см
Сприятливі (a_{cr1})	1,0	$a_{cr} \leq 0,010$
Жорсткі (a_{cr2})	0,8	$0,02 \geq a_{cr} > 0,015$
Дуже жорсткі (a_{cr3})	0,7	$0,03 \geq a_{cr} > 0,02$

В силу викладеного коефіцієнт m_4 приймається обернено - пропорційний ширині розкриття тріщин та враховуючи вище наведені умови експлуатації:

$$m_4 = \frac{a_{cr1}}{a_{cri}}, \quad (5.84)$$

де a_{cr1} – ширина розкриття тріщини на стадії проектування, см;

a_{cri} – ширина розкриття тріщини в залежності від умов експлуатації, см;

Одним з основних принципів сучасного проектування є максимальне наближення терміну служби елемента мостових споруд до терміну його корисного зносу. Наприклад, термін корисного зносу для залізобетонних балок, які запроектовані у відповідності до чинних норм становить (заданими сучасних світових досліджень) 30 – 110 років, залежно від інтенсивності руху і кліматичних умов[25].

На величину розкриття тріщин крім параметрів, що характеризують матеріали, зовнішні фактори та умови експлуатації значною мірою впливає тимчасовий навантажувальний ефект. Вплив цього фактору визначає коефіцієнт m_5 .

m_5 – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від класу навантаження.

Таблиця 5.6 – коефіцієнт класу навантаження, m_5

Навантаження від автотранспортних засобів у вигляді смуг АК	Коефіцієнт класу навантаження, m_6
К=15 – на автомобільних дорогах I, II і III категорій, на міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення, а також на мостах понад 200 м на дорогах IV і V категорій	0,7
К=11 – на всіх інших автомобільних дорогах та вулицях населених пунктів	1

Коефіцієнт класу навантаження, m_5 приймаємо обернено пропорційно в залежності від навантаження автотранспортних засобів, до відповідності класифікації ДБН В.2.3 – 4 та ДБН В.2.3 – 5.

$$m_5 = \frac{A11}{AK_i}, \quad (5.9)$$

5.1.3 Приклад прогнозування ресурсу плити проїзної частини моста

Вихідні дані

Шляхопровід через автомобільну дорогу Київ – Одеса, км 178 +780, поблизу с. Нестерівка, що знаходиться в Черкаській області. Габарит мосту Г–11,5; тротуари по 1,0 м. Прогонова будова компонується із схеми 7 балок з попередньо – напруженої арматури заводського виготовлення довжиною 24м. В поперечному напрямі на стадії монтажу балки об'єднуються між собою монолітними стиками на петльових випусках.

Прогноз технічного стану визначимо на прикладі залізобетонної плити проїзної частини товщиною 20 см, запроектованої із монолітного бетону класу В35, робоча арматура стержнева класу А–III.

У відповідності до вихідних даних призначимо моделі життєвого циклу необхідні значення:

де $a_r = 0,01$ см – розрахункова ширина розкриття тріщини. Коефіцієнти моделі $m_1 = 0,8$; $m_2 = 0,8$; $m_3 = 1$; $m_4 = 0,7$; $m_5 = 0,9$; $s=0,00032$ – розмірний коефіцієнт; $t = 1 \dots 100$ – час.

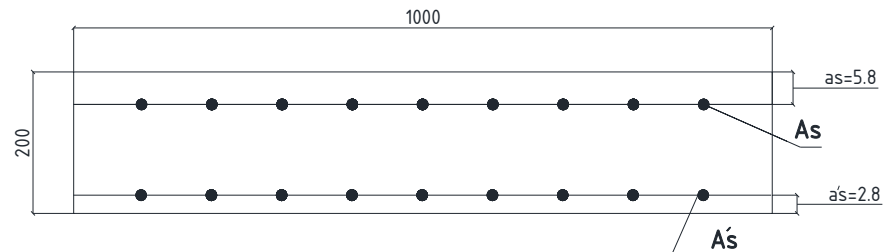


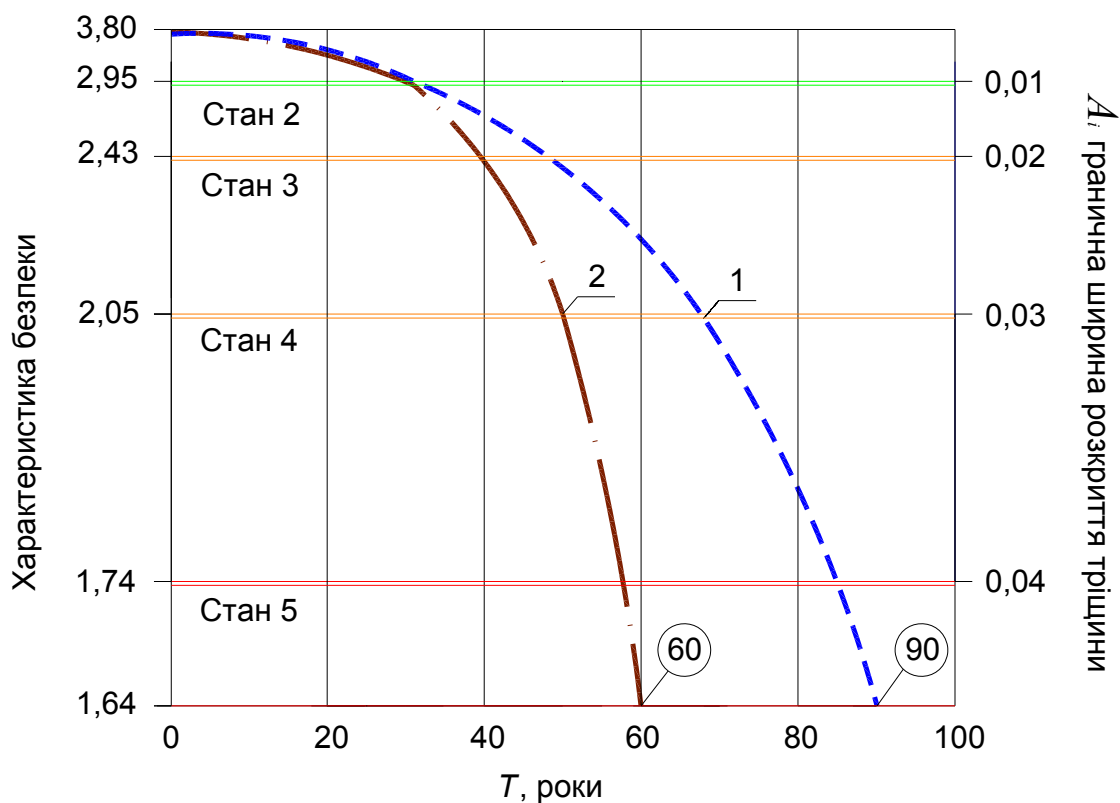
Рисунок 5.1 – розрахунковий переріз плити шириною $b=1000$ мм

Обчислення за наведеним алгоритмом виконано в програмному комплексі Mathcad. Програма наведена в Додатку А.

На рис. 5.1а показано графіки прогнозу служби монолітної плити. В табл. 5.7 наведені результати прогнозу ресурсу.

Таблиця 5.7 – Прогноз ресурсу залізобетонної монолітної плити проїзної частини

Шляхопровід через автомобільну дорогу Київ – Одеса, км 178 +780, поблизу с. Нестерівка	За моделлю T , роки	АЕСУМ	Різниця, %
Експлуатація в умовах стратегії В	90	57	32
Експлуатація в умовах стратегії А	60		3



1 - Експлуатація в умовах стратегії А; 2 - Експлуатація в умовах стратегії В

Рис. 5.1а – Прогноз строку служби монолітної плити

5.1.4 Приклад прогнозування ресурсу залізобетонної балки прогонової будови моста

Вихідні дані

Прогонова будова довжиною $L = 24$ м. Збірні балки прогонової будови виконано з гідротехнічного бетону класу В40. Робоча арматура балок – попередньо-напружена з дроту діаметром 5мм зі сталі класу В–ІІ. Балка армована пучками, кожен з яких містить 24 дроти.

Прийняті коефіцієнти моделі:

Міст	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	a_{cr}
Прогонова будова довжиною $L = 24$ м	0,8	0,7	0,7	0,8	0,7	0,01

Для розрахунків вибрані максимальні величини згинальних характеристичних моментів. Для габариту Г10 характеристичний момент $M_n=2369,8$ кНм (від А15) Розрахункова ширина розкриття тріщин для перерізу в середині прольоту від навантаження А15 становить $a_{cr}=0,013$ см Розрахунковий переріз балки показаний на рис. 5.2

Обчислення за алгоритмом п. 5.1.1 виконано в програмному комплексі Mathcad. Програма наведена в Додатку А. В табл. 5.8 наведені результати прогнозу ресурсу.

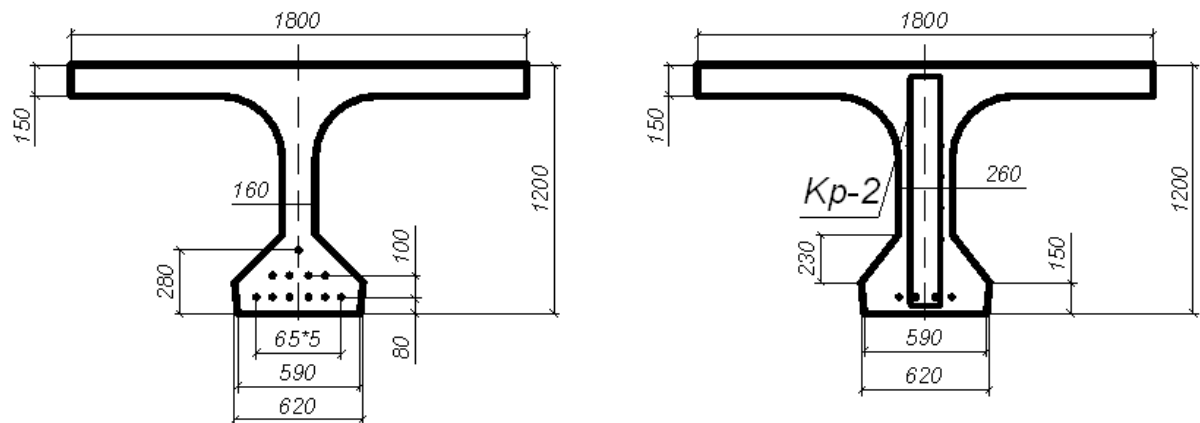


Рисунок 5.2 – Розрахунковий переріз збірної залізобетонної балки прогонової будови $L=24$ м

Таблиця 5.8 – Прогноз ресурсу збірних залізобетонних прогонових будови з попередньо - напруженою арматурою $L=24$ м

Прогонова будова довжиною $L = 24$ м	За моделлю Т, роки	АЕСУМ	Різниця, %
Часткове виконання умов експлуатації	61	57	7
Відсутня системна експлуатації	48		18

В табл. 5.9 наведені результати обчислення ресурсу для залізобетонних збірних прогонових будов, що знаходяться в другому експлуатаційному стані, отримані випадковим чином з бази даних АЕСУМ.

Таблиця 5.9 – Порівняльний аналіз залишкового ресурсу за детерміністичною моделлю та моделлю ДСТУ – Н

№ п/п	Міст	Ресурс за детермініс тичною моделлю, роки	ДСТУ – Н, роки	різниця, %
1	Івано-Франківська область	60	67	11
2	Луганська область	51	54	6
3	Донецька область	49	57	14
4	Тернопільської області	50	56	11
5	Вінницької області	59	56	5
6	Харківської області	58	56	4
7	Черкаської області	47	56	16
8	Львівської області	47	56	16
9	Рівненської області	53	51	4
10	Житомирської області	49	63	22

5.2 Алгоритм прогнозування надійності згинаних залізобетонних елементів мостів

Прогнозування надійності залізобетонних елементів в функції часу виконується в два етапи:

- визначення детерміністичної характеристики безпеки;
- визначення стохастичної характеристики безпеки.

Детерміністична характеристика безпеки:

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_Q^2 + \gamma_R^2 V_R^2}} \quad (5.9)$$

де γ_0 – математичне сподівання (статистичне середнє) реального коефіцієнту запасу;

$$\gamma_0 = \mu_R / \mu_Q \quad (5.9a)$$

V_Q – коефіцієнт варіації узагальненого навантаження;

V_R – коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента

Коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента визначається за коефіцієнтами варіації арматури V_A та бетону V_C за формулою теорії ймовірностей:

$$V_{cr} = (V_A^2 + V_C^2)^{0,5}, \quad (5.10)$$

Аналогічно визначається V_a – коефіцієнт варіації навантаження:

$$V_a = (V_g^2 + V_{AK}^2 + V_{TD}^2 + V_{TR}^2)^{0,5} \quad (5.11)$$

Тут V_g – коефіцієнт варіації постійного навантаження;

V_{AK} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу АК;

V_{TD} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу тандем;

V_{TR} – коефіцієнт варіації навантаження від натовпу на тротуарах.

Стохастична характеристик безпеки виражена через параметри функції життєвого циклу залізобетонного елемента за тріщиностійкістю.

$$\beta(t) = \frac{\mu_{cr} - \mu_a(t)}{(\sigma_{cr}^2 + \sigma_a^2)^{0,5}} \quad (4.7)$$

де μ_{cr} – середнє значення критичної ширини розкриття тріщин;

$\mu_a(t)$ – середнє значення ширини розкриття тріщин на час t .

σ_{cr} – середньоквадратичне відхилення критичної ширини розкриття тріщин;

σ_a – середньоквадратичне відхилення зовнішнього навантаження.

Формулу для визначення характеристики безпеки приводиться до безрозмірної форми поділивши чисельник і знаменник на середнє значення ширини розкриття тріщини в час t – $\mu_a(t)$, отримаємо:

$$\beta(t) = \frac{\gamma_t - 1}{(V_{cr}^2 + \gamma_t^2 V_a^2)^{0,5}}, \quad (4.8)$$

де γ_t – реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t ;

V_{cr} – коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента;

V_a – коефіцієнт варіації навантаження;

Реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t – γ_t визначається залежністю:

$$\gamma_t = \frac{\mu_{cr}}{\mu_a(t)} \quad (4.9)$$

Необхідні для обчислень коефіцієнти варіації рухомих та постійних навантажень наведено в таблицях Б.1, Б.2, Б.3, Б.4 додатку Б.

Алгоритм обчислення детерміністичної характеристики безпеки

ОБЧИСЛЕННЯ

Реальний коефіцієнт запасу

$$\gamma := \frac{A_{lim}}{a_r}$$

Узагальнений коефіцієнт варіації
матеріалів

$$V_R := \sqrt{\sum_{j=n+1}^m (V_{rj})^2}$$

Узагальнений коефіцієнт варіації
навантаження

$$V_S := \sqrt{\sum_{j=0}^n (V_{rj})^2}$$

Коефіцієнт зведення характеристичного
значення граничної ширини до статистичного
середнього

$$B_{Alim} := \frac{1}{(1 - 1.64 \cdot V_{el})}$$

Коефіцієнт зведення значення
розрахункової ширини тріщини до
статистичного середнього

$$B_{Alim} := \frac{1}{(1 - 1.64 \cdot V_{el})}$$

Математичне очікування граничної

$$\mu_{cr} := A_{lim} \cdot B_{Alim}$$

ширини тріщини

Математичне очікування розрахункової
ширини тріщини

$$\mu_a := a_r \cdot \text{Var}$$

Математичне очікування коефіцієнту
запасу

$$\gamma_\mu := \frac{\mu_{cr}}{\mu_a}$$

Характеристика безпеки детерміністична

$$\beta := \frac{\gamma_\mu - 1}{\sqrt{V E^2 + \gamma_\mu^2 \cdot V_{el}^2}}$$

Алгоритм обчислення стохастичної характеристики безпеки

Узагальнений коефіцієнт моделі K1
(середні умови експлуатації)

$$\underline{K1} := m_0 \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 \cdot m_4$$

Узагальнений коефіцієнт моделі K2
(відсутня систематична експлуатація)

$$K2 := m_{l0} \cdot m_{l1} \cdot m_{l2} \cdot m_{l3} \cdot m_{l4}$$

Розмірний коефіцієнт
моделі(експлуатація згідно чинних норм)

$$\underline{s} := \frac{A_{l3} \cdot K}{w_d \cdot T_d^2}$$

Розмірний коефіцієнт моделі
(середні умови експлуатації)

$$s1 := \frac{A_{l3} \cdot K1}{w_d \cdot T_d^2}$$

Розмірний коефіцієнт
моделі(відсутня систематична
експлуатація)

$$s2 := \frac{A_{l3} \cdot K2}{w_d \cdot T_d^2}$$

Модель життєвого циклу
(експлуатація згідно чинних норм)

$$\underline{A(t)} := w_d \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (середні
умови експлуатації)

$$A1(t) := w_d \cdot s \cdot K1^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (відсутня
систематична експлуатація)

$$A2(t) := wd \cdot s \cdot K2^{-1} \cdot t^2$$

Параметр функції деградації

$$d := \frac{A_{lim}}{Td^2}$$

Стохастична характеристика безпеки

$$\beta_{et}(t) := \frac{\frac{\mu_{cr}}{\left[\mu_a \cdot (1 + d \cdot t^2) \right]} - 1}{\sqrt{VE^2 + \gamma_{\mu}^2 \cdot Vel^2}}$$

ВИХІДНІ ДАНІ

МОМЕНТИ В ПЕРЕРІЗІ

Характеристичний граничний момент перерізу,
кН.м

$$R := 94725$$

Зусилля від характеристичних навантажень,
кН.м

$$S := 78896$$

КОЕФІЦІЄНТИ ВАРІАЦІЇ

КОЕФІЦІЄНТИ ДО НАВАНТАЖЕНЬ

Коефіцієнт варіації смугового навантаження АК

$$Vr_0 := 0.24$$

Коефіцієнт варіації тандема АК

$$Vr_1 := 0.07$$

Коефіцієнт варіації навантаження від натовпу

$$Vr_2 := 0.14$$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень I
частина

$$Vr_3 := 0.033$$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень II
частина

$$Vr_4 := 0.18$$

Номер останнього з коефіцієнтів варіації до

навантажень у векторі V_r

КОЕФІЦІЄНТИ ДО МАТЕРІАЛІВ

Коефіцієнт варіації арматури

$$V_{r5} := 0.05$$

Коефіцієнт варіації бетону

$$V_{r6} := 0.08$$

$$m_{\text{www}} := n + 1$$

Нормативний строк служби

$$T_d := 100$$

Гранична ширина розкриття тріщин

$$w_d := 0.015$$

Вектор коефіцієнтів моделі
(середні умови експлуатації)

$$m_{\text{www}} := \begin{pmatrix} 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \end{pmatrix}$$

Вектор коефіцієнтів моделі
(відсутня систематична експлуатація)

$$m_l := \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \end{pmatrix}$$

Вектор заданих ширин тріщин
в i -тому експлуатаційному стані (розміри в
см)

$$A_l := \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.03 \\ 0.04 \\ 0.05 \end{pmatrix}$$

Узагальнений коефіцієнт моделі K
(експлуатація згідно чинних норм)

$$K_{\text{www}} := 1$$

Характеристична гранична ширина тріщин, см

$A_{lim} := 0.0158$

Розрахункова характеристична ширина тріщин

$a_r := 0.015$

Маткад програма обчислення характеристик безпеки наведена в додатку Б.

Приклад

Вихідні дані

Розглядається типова прогонова будова. Збірна балка прогонової будови виконані з бетону класу В40. Робоча арматура балок – попередньо-напружена з дроту діаметром 5мм зі сталі класу В–ІІ.

Прийняті коефіцієнти моделі:

	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	a_{cr}
Балка прогонової будови	0,8	0,7	0,7	0,8	0,7	0,01

Величина згинального характеристичного моменту від постійного + рухомого навантаження А15 $M_n = 788,96$ кНм. Граничний момент складає 947,25 кНм.

Розрахункова ширина розкриття тріщин для перерізу в середині прольоту від навантаження А15 становить $a_{cr}=0,013$ см

Прийняті коефіцієнти варіації

Коефіцієнт варіації смугового навантаження АК $V_0 = 0,24$

Коефіцієнт варіації навантаження від тандема АК $V_1 = 0,07$

Коефіцієнт варіації навантаження від натовпу $V_2 = 0,14$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень І частина $V_3 = 0,033$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень ІІ частина $V_4 = 0,18$

Коефіцієнт варіації арматури $V_5 = 0,05$

Коефіцієнт варіації бетону $V_6 = 0,08$

Нормативний строк служби $T_d = 100$ років

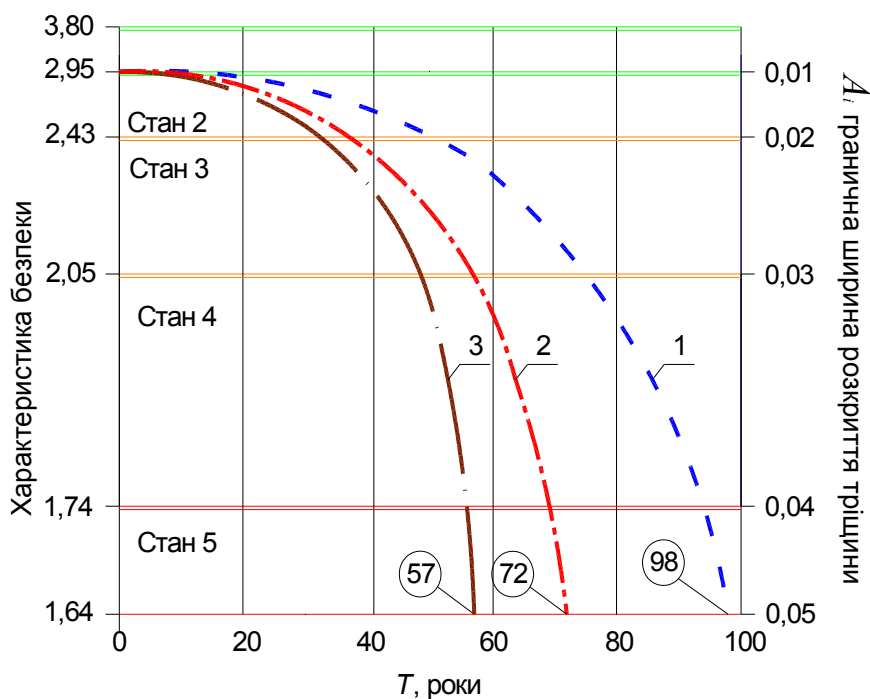
Гранична ширина розкриття тріщин, см $w_d = 0,015$

Характеристична гранична ширина тріщин, см $A_{lim} = 0,0158$

Розрахункова характеристична ширина тріщин $a_r = 0,015$

Обчислення виконано в програмному комплексі Mathcad. Програма наведена в Додатку Б.

Результати розрахунку показані на рис. 5.2.



1 – експлуатації згідно з вимогами чинних норм; 2 – середні умови експлуатації; 3 – відсутня систематична експлуатація

Рисунок 5.2 – Прогнозування надійності монолітних залізобетонних прогонових будов залежно від умов експлуатації

5.4 Висновки до розділу 5

В цьому розділі представлена інженерна методика прогнозування технічного стану залізобетонних елементів мостів та оцінка їх надійності протягом життєвого циклу експлуатації. У розділі наведено детальний алгоритм прогнозування ресурсу згинаних елементів мостів, для якого використано детерміністичну модель оцінки життєвого циклу згинаних залізобетонних елементів мостів.

Процедура прогнозування ресурсу є єдиною для плити проїзної частини і для балки прогонової будови. Алгоритм містить опис і вимоги до початкових даних для розрахунку. Наведені рекомендації з призначення коефіцієнтів моделі в залежності від проектних характеристик бетону і арматури, геометричних параметрів елемента та умов експлуатації. Результатами розрахунку є деградаційна крива та прогнозований час

досягнення i – го експлуатаційного стану. Наводяться числові приклади прогнозування ресурсу мостів бази даних АЕСУМ.

Другий розділ методики містить алгоритм і програму оцінки надійності за шириною розкриття тріщин протягом життєвого циклу експлуатації. Використовується стохастична модель в якій характеристика безпеки виражена через ширину розкриття нормальних тріщин. Наводиться типовий приклад оцінки надійності елементів мостів, що знаходяться в експлуатації. Показано характер зниження характеристики безпеки в залежності від умов експлуатації.

Відповідно до розроблених алгоритмів складено комп'ютерні програми в термінах програмного комплексу Маткад.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішена актуальна наукова задача прогнозу довговічності згинаних залізобетонних елементів мостів на основі аналізу тріщиностійкості. Єдиним параметром, в функції якого прогнозується ресурс, є ширина розкриття нормальних тріщин при згині. Проведені теоретичні та числові експериментальні дослідження дозволяють зробити такі висновки:

1. Виконано аналіз сучасного стану проблеми прогнозування довговічності згинаних залізобетонних елементів мостів. Встановлено, що в теорії споруд до цього часу не існує моделі деградації, яка базувалась би на теорії тріщиностійкості залізобетону.

2. Вперше розроблена в рамках дисертації модель прогнозування ресурсу залізобетонних елементів автодорожніх мостів у функції ширини розкриття тріщин придатна до застосування на всіх етапах життєвого циклу експлуатації. Дослідженням роботи доведено, що модель деградації залізобетону, яка базується на засадах аналізу тріщиностійкості може бути ефективним інструментом оцінювання і прогнозування ресурсу в системі експлуатації залізобетонних автодорожніх мостів.

3. Виконаний аналіз чутливості та достовірності моделі дає підстави стверджувати, що керувати ресурсом залізобетонних елементів можна змінюючи механічні характеристики матеріалів, площу арматури, схеми армування і в такий спосіб регулювати строк служби елемента і конструкції в цілому. Виконано порівняльні експерименти, які показують, що модель дає результати достатньої збіжності з історичними даними системи експлуатації автодорожніх мостів (у межах 14 % похибки). Доведено, що запропонована модель, з єдиним параметром – шириною розкриття тріщин, є реалістичною, дає прийнятні для практики результати і дозволяє прогнозувати строк служби згинаних залізобетонних елементів мостів на всіх етапах життєвого циклу експлуатації.

4. Вперше розроблено стохастичну модель, в якій характеристика безпеки виражається через параметри тріщиностійкості залізобетонного

елемента і дає можливість визначити надійність елемента з урахуванням мінливості фізико-механічних характеристик у часі. Виконане дослідження дає підстави стверджувати, що мінімальний проектний рівень надійності за тріщиностійкістю має призначатися таким же як і для першої групи граничних станів (характеристика безпеки $\beta = 3,8$, тобто, ймовірність того, що не буде перевищено граничного стану $P = 0,9998$).

5. Встановлений, у рамках запропонованої моделі, зв'язок з нормативним документом ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» відкриває шлях до паралельного прогнозування залишкового ресурсу згинаних залізобетонних елементів. Представлена модель дозволяє враховувати вплив як конструктивних характеристик (фізико-механічні характеристики бетону та арматури, тип армування, тип конструкції за способом спорудження), так і експлуатаційних факторів (умов експлуатації споруди, інтенсивності тимчасового навантаження, параметрів довкілля).

6. Розроблена модель прогнозування ресурсу залізобетонних елементів автодорожніх мостів у функції ширини розкриття тріщин призначена для системи експлуатації, проте, може бути узагальненою для використання на етапі проектування.

7. Результати дисертаційного дослідження знайшли застосування в експлуатації транспортних споруд на автомобільних дорогах України. Підготовлені пропозиції щодо включення розробленої детерміністичної моделі в програмному комплексі «АЕСУМ» Укравтодору. Дослідженням доведено, що розроблену детерміністичну модель після експериментального застосування можна пропонувати до нормативного документу ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 як паралельну до чинної. За результатами дослідження вноситься пропозиція до нормативного документу ДБН В.1.3- 22:2009 «Мости і труби. Основні вимоги проектування» положення про встановлення проектного рівня надійності за тріщиностійкістю таким же як за вимогами до першої групи граничних станів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Алексеев С. Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисиль П. – М.: 1990.
2. Аугусти Г. Вероятностные методы в строительном проектировании / Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф.; пер. с англ. Ю.Д.Сухова. – М.: Стройиздат, 1988. – 584с
3. Берг О.Я. Исследование процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля / О. Я. Берг // – М: Трансжелдориздат, 1954. – №44. – с. 5 – 10.
4. Берг О.Я. О предельном состоянии по трещинам в железобетонных мостовых конструкциях / О.Я. Берг // Вопросы проектирования и строительства железнодорожных мостов. М.: Трансжелдориздат, 1951. –Вып. 3. – 11 с.
5. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1961. с. 67 – 70.
6. Богданоф Дж. Вероятностные модели накопления повреждений. / Дж. Богданофф, Ф. Козин; пер. с англ. д-ра техн. наук С.А. Тимашева. – М.: Мир, 1989. – 344 с.
7. Боднар Л.П. Управління утриманням елементів залізобетонних мостів на основі моделей нечіткої логіки // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – Вип.33. – С. 39–42.
8. Болотин В. В. Ресурс машин и конструкций. / В. В. Болотин. – М. : Машиностроение, 1990. – 446 с.

9. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. Стройиздат М.: 1965
10. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. - Стройиздат М.: 1971
11. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М. : Стройиздат, 1982. – 288 с.
12. Бородай Д.И. Оценка долговечности железобетонных элементов мостов на стадии проектирования с учетом воздействия агрессивной среды и напряженно-деформированного состояния / Д.И. Бородай // Вісник ДНАБіА. Сучасні будівельні матеріали. – 2010 – Випуск 2010 – 1 (81). – С. 163–168.
13. Бородай Д.И. Прогноз долговечности типовых железобетонных пролетных строений автодорожных мостов / Д.И. Бородай // Вісник ДНАБіА. Сучасні будівельні матеріали. – 2010 – Випуск 2011 – 1 (87). – С. 169–176.
14. Васильев А.И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов/ А. И. Васильев // Труды ЦНИИС. Вып. 208. Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов / Под ред. канд. техн. наук А. И. Васильева. – М. : ЦНИИС, 2002. – С. 101-120.
15. Вентцель Е.С. Исследование операций. - Изд. "Советское радио". М.: 1971. 552 с
16. Гутман Э.М. Механохимия металлов и защита от коррозии.- М.: Металлургия, 1981
17. Давыденко А.А. Марковские модели накопления повреждений в оценке и прогнозировании технического состояния мостов. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2014. – № 25. – С.40–47.
18. ДБН В.1.2–14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ:

ДБН В.1.2–14:2009. – [Чинні від 2009–12–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Державні будівельні норми України).

19. ДБН В.2.3–22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – Вводяться на заміну ДБН В.2.3–14:2006. – [Чинні від 2010–03–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с. – (Державні будівельні норми України).

20. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. – Вводяться на заміну СНиП 2.05.03–84. – [Чинні від 2007–02–01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2006. – 359 с. – (Державні будівельні норми України).

21. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» Мінрегіонбуд України, К.: 2009

22. Дехтяр В.Г. До проблеми оцінки зносу елементів моста / В.Г. Дехтяр, А.І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво :наук.-техн. зб. – К.:УТУ, 2000. – Вип.59. – С.33 – 36.

23. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: – На заміну ВБН В.3.1-218-174-2002. – [Чинні від 2010-03-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 49 с. – (Національний стандарт України).

24. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)– [Чинні від 2013-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. – (Національний стандарт України).

25. ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2012. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – [Чинні від 2013-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. – (Національний стандарт України).

26. Иосилевский Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. – М. : Науч.-изд. центр «Инженер», 2001. – 296 с
27. Иосилевский Л.И. Вероятностный подход к оценке трещиностойкости бетона преднапряженных конструкций / Л. И. Иосилевский, Е. А. Антропова // Труды МИИТ. – М.: Транспорт, 1969. – Вып. 275, С. 33 – 50.
28. Иосилевский Л.И. О прогнозировании долговечности мостовых железобетонных конструкций. / Л.И. Иосилевский, В.П. Чирков // Транспортное строительство. 1993. Вып. 10. С. 41 – 43.
29. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с. : ил. – ISBN 5-274-01682-0.
30. Лантух-Лященко А.И. О прогнозе остаточного ресурса моста / А. И. Лантух-Лященко [Текст] // Дороги і мости : зб. наук. пр. / Держ. служба автомоб. доріг України (Укравтодор), Держ. дор. НДІ ім. М. П. Шульгіна. – К. : ДерждорНДІ, 2007. – Том 2, Випуск 7. – С. 3–9.
31. Лантух-Лященко А.І. До проблеми оцінки зносу елементів моста / А. І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво :наук.-техн. зб. – К.:УТУ, 2000. – Вип.59. – С.33–36.
32. Лантух-Лященко А.І. До проекту державних будівельних норм з оцінки технічного стану мостів / А.І. Лантух-Лященко // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій. наук.-техн. зб. – Л. – 2000. – Вип.1. – С.78–83
33. Лантух-Лященко А.І. Марковские модели накопления повреждений. / А.І. Лантух-Лященко // Наука и искусство. Промислове будівництво та інженерні споруди наук.-техн. зб. – К.:2009. Вип.2. – С.22–25
34. Лантух-Лященко А.І. Модель визначення надійності прогонової будови в умовах неповної інформації / А.І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво:наук.-техн. зб. – К.:УТУ, 2001. – Вип.61. – С.33–36.

35. Лантух-Лященко А.І. Оцінка надійності споруди за моделлю марковського випадкового процесу з дискретними станами / А.І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-техн. зб. – К.: УТУ, 1999. – Вип. 57 – С. 183–188.
36. Лантух-Лященко А.И. Феноменологическая модель деградации элементов сооружений / А.И. Лантух-Лященко // Вычислительная механика деформируемого твердого тела: междунар. науч. конф., 2006 г.: М. 2006. – С. 259–265
37. Мамажанов Р. Прогнозирование процесса накопления повреждений в элементах подверженных режимным нагрузкам / Р. Мамажанов // Изв. АН УзССР. Серия техн. наук, 1989. № 2. – С. 22–25.
38. Мамажанов Р. Вероятностное прогнозирование ресурса железобетонных пролетных строений / Р. Мамажанов // – Ташкент: ФАН, 1993.
39. Маринин А.Н. Сравнительный анализ различных моделей проникания агрессивных сред в железобетонные элементы конструкций / А.Н. Маринин // Математическое моделирование и краевые задачи: Труды Всероссийской научной конференции, 26–28 мая 2004 г. Ч. 1. – Самара: Самарский государственный технический университет, 2004. – С. 276.
40. Маринин М.Н. О построении кинетической модели карбонизации железобетонных конструкций транспортных сооружений / М.Н. Маринин // Математическое моделирование и краевые задачи. Труды Третьей Всероссийской научной конференции. Ч. 1: Самара. – СамГТУ, 2006. – С. 145–148.
41. Мурашов В.И. Трещиностойкость. Жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, М.: 1950.
42. Панасюк В. В. Механика квазихрупкого разрушения материалов [Текст] / В. В. Панасюк. – К. : Наук. думка, 1991. – 416 с.

43. Панасюк В. В. Механика разрушения и прочности материалов [Текст] / В. В. Панасюк, А. Е. Андрейкив, В. В. Партон. – К. : Наук. думка, 1988. – 487 с.
44. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. К.:Изд. Укрниипректстальконструкция, 2000
45. Пирадов А.Б. Длина и ширина раскрытия трещин в бетонных элементах при длительном нагружении / А. Б. Пирадов, Л.О. Гвелесиани, К.А. Пирадов //Известия вузов. Строительство, № 12, 1991. – с.88 – 90.
46. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Механика разрушения железобетона, М.: 1998.
47. Пискунов С.О. Визначення ресурсу з використанням параметра пошкоджуваності при багатоцикловому навантаженні / С.О. Пискунов, О.І. Гуляр, С.В. Мицюк // – ISSN 0132–1471. Опір матеріалів і теорія споруд. 2009. № 84, с. 20–31
48. Пичугин С.Ф. Надежностьстальныхконструкцийпроизводственныхзданий / С. Ф. Пичугин // – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – с. 452.
49. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин. 3б. наукових статей. Науковий керівник - академік НАН України Б.Є.Патон. – Інститут електрозварювання ім.. Є.О.Патона НАН України. К.: 2006.
50. Ржаницын А. Р. Применение статистических методов в расчётах сооружений на прочность и безопасность [Текст] / А. Р. Ржаницын // Строительная промышленность. – 1952. – №6. – С. 22–25.
51. Ржаницын А.Р. Строительная механика. – М.: Высш. школа, 1982
52. Ржаницин А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1978. – 384 с.
53. Расулов И.Р. О математическом прогнозировании коррозионного разрушения конструкций в агрессивных средах / И.Р. Расулов, Э.М. Гасымов, JT.Р. Абдурахманов // Уч. записки Азерб. инж. –стр. ин–та. Баку, 1978. – Серия X. – С. 147–151.

54. Сарья А. Проектирование долговечности бетонных конструкций / А. Сарья, Е. Весикари // Докл. техн. комитета RILEM 130-CSL. – Центр технических исследований Финляндии. – 1994
55. Страхова Н.Є. Експлуатація і реконструкція мостів. Підручник. Друге видання. Наукове редагування Лантух-Лященко А.І. УТУ, ТАУ. Вид.: “Донеччина”, Д.: 2002, 402 с.
56. Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений / Н. С. Стрелецкий // Сборник трудов МИСИ, №1, 1938
57. Стрелецкий Н. С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности конструкций / Н. С. Стрелецкий. – М. : Госстройиздат, 1947. – 94 с.
58. ТахаХамаді А. Введение в исследование операций / ТахаХамаді А. т. 2, – "МИР", М.: 1985. –495 с.
59. Чернявский В.Л. Оценка остаточного ресурса по мере функционального состояния эксплуатирующихся железобетонных конструкций / В.Л. Чернявский, Ю.Б. Гиль // 3б. наукових праць Луганського національного університету – Л.: ЛНАУ, 2004. – Вип. 40 (52). – С.279–285
60. Чирков В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций [Текст] / В. П. Чирков. – М. : Транспорт, 1980. – 128 с.
61. Шестериков В. И. Оценка состояния автодорожных мостов и прогнозирование его изменения с помощью показателя физического износа [Текст] / В. И. Шестериков // Автомобильные дороги. Инф. сб. – М. : ЦБНТИ Росавтодора, 1991. – С. 1–48.
62. Янчук Л.Л. Детерміністична модель прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів мостового переходу / Л.Л. Янчук // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук. техн. зб. – К.:НТУ, 2010. Вип.78. – С. 80–90.

63. Янчук Л. Л. Обґрунтування моделі прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів мостового переходу /Л.Л. Янчук // Теорія і практика будівництва : Вісник / Національний університет "Львівська політехніка" ; № 664 – Л. : Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – С. 365–370.
64. Янчук Л.Л. Чутливість моделі життєвого циклу плити проїзної частини автодорожнього мосту / Л.Л. Янчук // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – Рівне, 2011. – № 22. – С.108 – 113.
65. Янчук Л.Л. Модель оцінки надійності за тріщиностійкістю у функції часу / Л.Л. Янчук // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-тех. зб. – К. : НТУ, 2014. – Вип. 92. – С. 183 – 191.
66. Янчук Л.Л. Моделювання життєвого циклу залізобетонних елементів мостів що знаходяться в експлуатації / Л.Л. Янчук // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-тех. зб. – К. : НТУ, 2015. – Вип. 93. – С. 217 – 224.
67. Янчук Л.Л. Методологія оцінки ресурсу залізобетонних прогонових будов на стадії проектування / Л.Л. Янчук // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: наук.-тех. зб. – К. : НТУ, 2013. – Вип. 89. – С. 235–246.
68. Янчук Л.Л. Аналіз тріщиностійкості залізобетонних елементів мостів як практичний апарат прогнозу ресурсу / Л.Л. Янчук // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2014. – № 25. – С. 132–137.
69. Янчук Л.Л. Моделювання життєвого циклу залізобетонних елементів мостів що знаходяться в експлуатації / Л.Л. Янчук // Збірник наукових праць ДАЗТ. – Харків, 2015. – № 151. – С. 21 – 26.
70. Яцко Ф.В. Прочность, надежность и долговечность железобетонных элементов автодорожных мостов / Яцко Ф.В., Медведев К.В., // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту

імені академіка В. Лазаряна. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, 2013. – С. 52–61.

71. Яцко Ф.В. Довговічність захисного шару залізобетонних елементів мостів. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, 2010. – С. 190–196.

72. Яцко Ф.В. Прогноз довговічності залізобетонних елементів мостів. Статистичний підхід. Теорія і практика будівництва : Вісник / Національний університет "Львівська політехніка" ; № 664 – Л. : Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – С. 371–378.

73. Яцко Ф.В. Застосування методу Монте-Карло для оцінки довговічності залізобетонних елементів мостів / Яцко Ф.В. // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, 2012. – С. 238–247.

74. "AASHTOLRFD Bridge Design Specifications", 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998. p. 5-40.

75. "ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary". Farmington Hills, MI. 2008.

76. ACI COMMITTEE 224, "Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-01)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2001, 46 pp

77. Benjamin, Jack R. and Lind, N.C. (1969). "A Probabilistic Basis for a Deterministic Code," ACI Journal Proceedings. V. 66. No. 11. pp. 857-865

78. Borosnyoi A., Balazs G. L. Models for flexural cracking in concrete: the state of the art. Structural Concrete, 2005, 6, No. 2, 53-62

79. Brules A. /Determination des action pour le calcul des ponts-routes/ - IABSE Colloquium on Fatigue of Steel and Concrete Structures, Lausanne: 1981. pp 237-245
80. Calgaro, J.A. Introduction aux Eurocodes – Securite des Construction et Bases de la Theorie de la Fiabilite/ Presses de l'ENPC, Peris : 1996
81. Carino, Nicholas J. and Clifton, James R. (2005). "Prediction of Cracking in Reinforced Concrete Structures," Report NISTIR. pp. 1-50
82. Clark, Arthur P. (1956). "Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members." ACI Journal Proceedings. V. 52. No. 4. pp. 851-862.
83. CEB-FIP "Model Code 1990", Thomas Telford, 1993, 437 pp.
84. Comite' Euro-Internationale du Beton. CEB-FIP Model Code Thomas Telford, London, 1993
85. CEB Bulletin d'Information No. 213/214. CEB-FIP Model Code 1990
86. Cornell, C. A. A Probability Based Structural Code, ACI-Journal No. 12, Vol. 66, 1969, p.p. 974-985.
87. Corotis, Ross B. (1985). "Probability Based Design Codes," Concrete International. V.7, No. 4, pp. 42-49.
88. Darwin, D. et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," Concrete International, V. 8, No. 5, May 1985, pp. 20-35.
89. Ditlevsen O. Generalized second moment reliability index. Journal of Structural Mechanics, 7, 1979 435-451
90. Ditlevsen O., Madsen H.O. Structural Reliability Methods. – John & Wiley Sons Ltd, Chichester, 1996
91. DuraCrete, Probabilistic Methods for Durability Design, Document BE95-1347/R0, TheEuropean Union - Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 1999.
92. Frangopol D. et al. Reliability-Based Life-Cycle Management of Highway Bridges. Journal of computing in Civil Engineering/ January (2001), pp. 27-34

93. Freudenthal F.M. Safety, reliability and structural design. J. of Structural Div. Proc. ASCE, 87 ST3, 1961
94. Frosch, R. J. "Flexural Crack Control in Reinforced Concrete," ACI Special Publication. V. 204, 2001. pp. 135-154
95. Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, May-June 1999, pp. 437 – 442.
96. Frosch, R. J., "Flexural Crack Control in Reinforced Concrete," Design and Construction Practices to Mitigate Cracking, SP 204, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2001, pp. 135-154
97. Gergely, P. and Lutz, L.A.. (1968). "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Members," Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete. ACI. Farmington Hills, Mich. pp 87-117.
98. Hartt W., Powers R., Leroux V., Lysogorski D.K. "Critical Literature Review of High-Performance Corrosion. Reinforcements in Concrete Bridge Applications" // Center for Marine Materials.- Florida Atlantic University, 2004. 53 p
99. Holický, M., Markova, J. and Sýkora, M., Partial factors for assessment of existing reinforced concrete bridges. Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt 2008
100. ISO 2394. - General principles on reliability for structures. - European Committee for Standardization. Brussels. 1998: - 62 p.
101. Lantoukh-Liachtchenko A.I. Reliability based Service Life Prediction of Concrete Bridge Superstructures Proceeding "EKO MOST 2006. Durable bridge structures in the environment", Kielce, 16-17 May 2006/ WARSZAWA 2006. – ISBN 83-89252-85-6: p.255-261
102. Lay S.: Service Life Design of Reinforced Concrete Structures Exposed to Deicing Salts –A Case Study, Proceedings of "3rd International IABMAS Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems and fib WP 5.3-1, TG 5.6

103. Li Chun Q. Time Dependent Reliability Analysis of the Corrosion Affected Concrete Structures. International Journal of Material & Structurale Reliability Vol.3, No 2, 2005, pp. 105 – 116.
104. Life-365: Service Life Prediction Model. Computer program for predicting the service life and Life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides. Silica Fume Association, 2001.
105. Lounis, Z., and Madanat, M.S. “Reliability-based service life prediction of deteriorating concrete structures”.- Pros/ 3rd Int. Conf. on Concrete under Severe Conditions, Vol.1, 2001. 965-972
106. Madsen, H.O., Krenk, S. and Lind, N.C., Methods of Structural Safety, Prentice Hal, Inc. Englewood Cliffs, NJ 07632, 1986.
107. Mangat, P.S., Molloy B.T.: Prediction of long-term chloride concentration in concrete. Materials and Structures. 27(3): 338-346 (1994)
108. Matsumoto T. Beng S. S. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance. Proceeding Japan-Taiwan international workshop on urban regeneration. Maintenance and green material. - 2005, p. 23 – 36.
109. McGee, R.: Modeling of durability performance of Tasmanian bridges. ICASP8 application of statistics and probability in civil engineering, Melchers R.E., Stewart M.G. 1: 297 – 306 (1999)
110. Melchers, R.E. Structural Reliability Analysis and Prediction/ Second Edition. John Wiley & Sons.- New York: 1999
111. New Approach to Durability Design,- CEB Bulletin d’Information No.238, 1997.
112. Palmgren, A., Die Lebensdauer von Kugellagern, Zeitschrift fur Deutsche Ingenieure, 68 (1924) pp. 339-341
113. Probabilistic Model Code ISBN 978-3-909386-79-6. Интернетресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>

114. Probabilistic Model Code. – 12th draft. Joint Committee on Structural Safety. PART I - BASIS OF DESIGN - JCSS-OSTI/DIA/VROC-10-11-2000, ETH Zurich, 64 p
115. Qing, L.C., Melchers, R.E. Time-dependent reliability analysis of corrosion-induced concrete cracking. ACI. Structure Journal, V.No.4. 2005. pp.543 – 549.
116. Rackwitz, R. Static properties of reinforcing steel. Working notes, JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance model, 1996 Интернетресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
117. Rao, S. V. K. M. and Dilger, W. H. Control of flexural crack width in cracked prestressed concrete members. ACI Structural Journal, No.2, 1992, pp. 127–138
118. Report of RILEM Technical committee 130-CSL [Durability design of concrete structures]. Edited by A.Sarja and E.Vesicary. E&SPON RILEM-TC-119
119. Rzhnitsyn, R. (1957) It is Necessary to Improve the Standards of Building Structures, A Statistical Method of Design of Building Structures, Allan, D.E. (transl.), Technical Translation No. 1368, National Research Council of Canada, Ottawa
120. Sarja, Asko&Vesikari, Erkki (Editors). Durability design of concrete structures. RILEM Report of TC 130-CSL. RILEM Report Series 14. E&FN Spon, Chapman & Hall, 1996. 165 pp.
121. Schneider, J., Introduction to Safety and Reliability of Structures. IABSE. – Zurich, 1997
122. Service-Life Prediction/ - State of the Art Report/ Reported by ACI Committee 365// ACI Manual of Concrete Practice. Part 1. 2001.
123. Sørensen, J.D. [Reliability Based Optimization of Structural Systems.](#) Proceedings of the 13th IFIP conference. V.113: 1987
124. Sørensen, J.D., I.B. Kroon and M.H. Faber: Optimal Reliability-Based Code Calibration. Structural Safety, Vol. 14, 1994, pp. 197-208.

125. Stephen, L.A. et al.: Predicting the service life of concrete marine structures: an environmental methodology. ACI Structural Journal/ 95: 27-36 (1998)
126. Stewart, M. and Melchers, R. E., "Probabilistic Risk Assessment of Engineering Systems", Chapman & Hall, 1997
127. Takewaka, K. and Mastumoto, S., "Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments", ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988, pp. 381-400.
128. The Joint Committee on Structural Safety Workshop on Probabilistic Modeling of Deterioration. Processes in Concrete Structures", Lausanne, 2003
129. Thoft-Christensen, P. and Baker, M.J., Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer Verlag: 1982
130. Turkstra C. Theory and Structural Design. Study No. 2 : University of Waterloo, Solid Mechanics Division, Canada - 1972.
131. Tuutti, K., "Corrosion of steel in concrete", CBI Research, fo 4:82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1982
132. Veneziano D. Contributions to Second Moment Reliability Theory. Res. Rept. R74-33, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, USA -1974.
133. Venziano D. New index of reliability // J. Engrg. Mech. Div., Proc. ASCE, N 105, -1979. P. 277-296
134. Wu W.F., Ni C.C., Lion H.Y. Random outcome and stochastic analysis of some fatigue crack growth data // The Chinese Jornal of Mechanics, Vol. 17. No. 2, 2001 P. 61 - 68

ДОДАТОК А

Алгоритм та комп'ютерна програма побудови моделі життєвого циклу експлуатації

ДЕТЕРМІНІСТИЧНА МОДЕЛЬ
ПРОГНОЗУ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ

ВИХІДНІ ДАНІ

Нормативний строк служби	$T_d := 100$	(роки)
Гранична ширина розкриття тріщин	$w_d := 0.015$	(розміри в см)
Вектор коефіцієнтів моделі (середні умови експлуатації)	$\underline{m} := \begin{pmatrix} 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	
Вектор коефіцієнтів моделі (відсутня систематична експлуатація)	$\underline{m}_1 := \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \end{pmatrix}$	
Вектор заданих ширин тріщин в i -му експлуатаційному стані (розміри в см)	$\underline{A}_1 := \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.03 \\ 0.04 \\ 0.05 \end{pmatrix}$	(розміри в см)
Узагальнений коефіцієнт моделі K (експлуатація згідно чинних норм)	$\underline{K} := 1$	

ОБЧИСЛЕННЯ

Узагальнений коефіцієнт моделі K1 (середні умови експлуатації)

$$K1 = 0.467$$

Узагальнений коефіцієнт моделі K2 (відсутня систематична експлуатація)

$$K2 = 0.251$$

Розмірний коефіцієнт моделі (експлуатація згідно чинних норм)

$$s := \frac{Al_3 \cdot K}{wd \cdot Td^2}$$

$$s = 0.000333$$

Розмірний коефіцієнт моделі (середні умови експлуатація)

$$s1 := \frac{Al_3 \cdot K1}{wd \cdot Td^2}$$

$$s1 = 0.000156$$

Розмірний коефіцієнт моделі (відсутня систематична експлуатація)

$$s2 := \frac{Al_3 \cdot K2}{wd \cdot Td^2}$$

$$s2 = 0.000084$$

Модель життєвого циклу (експлуатація згідно чинних норм)

$$A(t) := wd \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2$$

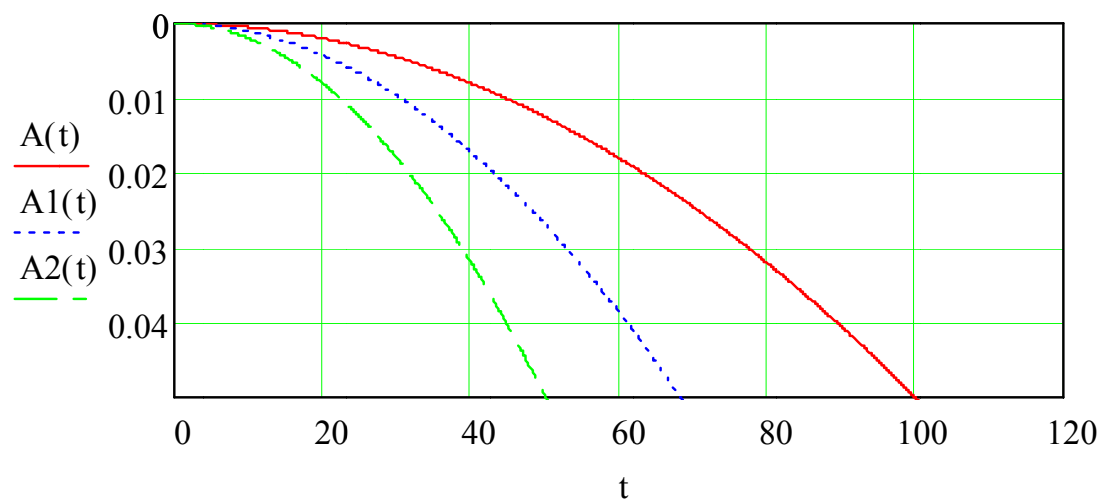
Модель життєвого циклу (середні умови експлуатації)

$$A1(t) := wd \cdot s \cdot K1^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (відсутня систематична експлуатації)

$$A2(t) := wd \cdot s \cdot K2^{-1} \cdot t^2$$

Графіки процесу при $Td = 100$ p .; $wd = 0,015$ см;



Час досягнення і-го експлуатаційного стану

Розрахункова ширина розкриття тріщин

$$ar := 0.015$$

Задається матриця прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$Tstan := \begin{pmatrix} 2 & 0 \\ 3 & 0 \\ 4 & 0 \\ 5 & 0 \end{pmatrix}$$

ОБЧИСЛЕННЯ

Обчислюється вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T := \sqrt{\frac{K \cdot Al}{ar \cdot s}}$$

$$T = \begin{pmatrix} 63 \\ 77 \\ 89 \\ 100 \end{pmatrix}$$

Вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5 заноситься в матрицю $Tstan$

$$Tstan^{(1)} := T$$

Задається матриця прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$Tstan = \begin{pmatrix} 2 & 63 \\ 3 & 77 \\ 4 & 89 \\ 5 & 100 \end{pmatrix}$$

Нормативний строк служби

$$Td := 80$$

Розмірний коефіцієнт моделі (експлуатація згідно чинних норм)

$$s := \frac{Al_3 \cdot K}{wd \cdot Td^2}$$

$$s = 0.000521$$

Розмірний коефіцієнт моделі (середні умови експлуатація)

$$s1 := \frac{Al_3 \cdot K1}{wd \cdot Td^2}$$

$$s1 = 0.000243$$

Розмірний коефіцієнт моделі (відсутня систематична експлуатація)

$$s2 := \frac{Al_3 \cdot K2}{wd \cdot Td^2}$$

$$s2 = 0.000131$$

Модель життєвого циклу (середні умови експлуатації)

$$A(t) := wd \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2$$

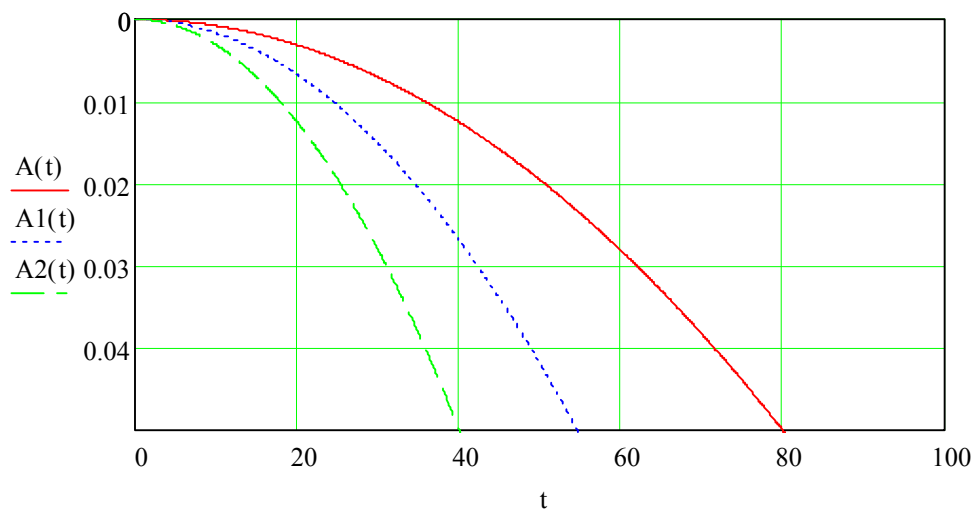
Модель життєвого циклу (експлуатація згідно чинних норм)

$$A1(t) := wd \cdot s \cdot K1^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (відсутня систематична експлуатація)

$$A2(t) := wd \cdot s \cdot K2^{-1} \cdot t^2$$

Графіки процесу при $Td = 80$ p .; $wd = 0,015$ см;



Модель життєвого циклу (експлуатація згідно чинних норм)

Розрахункова ширина розкриття тріщин

$$ar := 0.015$$

$$T := \sqrt{\frac{K \cdot Al}{ar \cdot s}}$$

Обчислюється вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T = \begin{pmatrix} 51 \\ 62 \\ 72 \\ 80 \end{pmatrix}$$

Вектор прогнозу часу в експлуатаційних
станах 2; 3; 4; 5 заноситься в матрицю
 T_{stan}

$$T_{stan}^{(1)} := T$$

Друкується матриця прогнозу часу в
експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T_{stan} = \begin{pmatrix} 2 & 51 \\ 3 & 62 \\ 4 & 72 \\ 5 & 80 \end{pmatrix}$$

Нормативний строк служби

$$T_d := 70$$

Розмірний коефіцієнт моделі
(експлуатація згідно чинних норм)

$$s := \frac{A_3 \cdot K}{w_d \cdot T_d^2}$$

$$s = 0.00068$$

Розмірний коефіцієнт моделі (середні
умови експлуатація)

$$s_1 := \frac{A_3 \cdot K_1}{w_d \cdot T_d^2}$$

$$s_1 = 0.000317$$

Розмірний коефіцієнт моделі (відсутня
систематична експлуатація)

$$s_2 := \frac{A_3 \cdot K_2}{w_d \cdot T_d^2}$$

$$s_2 = 0.000171$$

Модель життєвого циклу (середні умови
експлуатації)

$$A(t) := w_d \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2$$

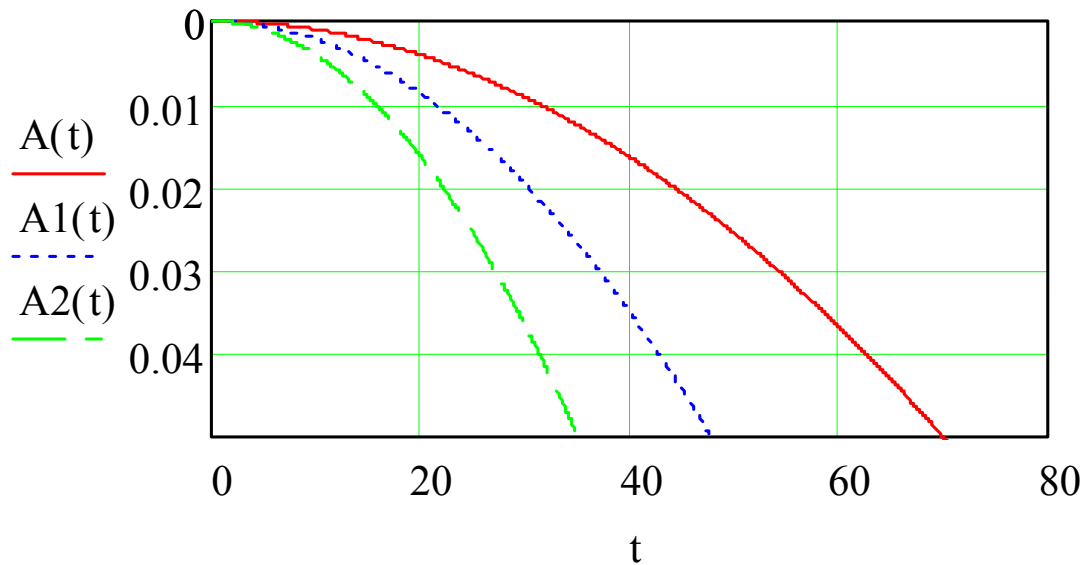
Модель життєвого циклу (експлуатація
згідно чинних норм)

$$A_1(t) := w_d \cdot s \cdot K_1^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (відсутня
систематична експлуатація)

$$A_2(t) := w_d \cdot s \cdot K_2^{-1} \cdot t^2$$

Графіки процесу при $T_d = 70$ p .; $w_d = 0,015$ см;



Розрахункова ширина розкриття тріщин

$$ar := 0.015$$

Обчислюється вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T := \sqrt{\frac{K \cdot Al}{ar \cdot s}}$$

$$T = \begin{pmatrix} 44 \\ 54 \\ 63 \\ 70 \end{pmatrix}$$

Вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5 заноситься в матрицю T_{stan}

$$T_{stan}^{(1)} := T$$

Друкується матриця прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T_{stan} = \begin{pmatrix} 2 & 44 \\ 3 & 54 \\ 4 & 63 \\ 5 & 70 \end{pmatrix}$$

Модель життєвого циклу для збірних залізобетонних прогонових будов
(відсутня систематична експлуатація)

Розрахункова ширина розкриття тріщин
Обчислюється вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$ar := 0.015$$

$$T := \sqrt{\frac{K \cdot Al}{ar \cdot s}}$$

$$T = \begin{pmatrix} 44 \\ 54 \\ 63 \\ 70 \end{pmatrix}$$

Вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5 заноситься в матрицю $Tstan$

$$Tstan^{\langle 1 \rangle} := T$$

Друкується матриця прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$Tstan = \begin{pmatrix} 2 & 44 \\ 3 & 54 \\ 4 & 63 \\ 5 & 70 \end{pmatrix}$$

Модель життєвого циклу для збірних залізобетонних прогонових будов (відсутня систематична експлуатація)

Розрахункова ширина розкриття тріщин

$$ar := 0.015$$

$$T := \sqrt{\frac{K \cdot A_I}{ar \cdot s}}$$

Обчислюється вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$T = \begin{pmatrix} 51 \\ 62 \\ 72 \\ 80 \end{pmatrix}$$

Вектор прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5 заноситься в матрицю $Tstan$

$$Tstan^{\langle 1 \rangle} := T$$

Друкується матриця прогнозу часу в експлуатаційних станах 2; 3; 4; 5

$$Tstan = \begin{pmatrix} 2 & 51 \\ 3 & 62 \\ 4 & 72 \\ 5 & 80 \end{pmatrix}$$

ДОДАТОК Б

Алгоритм та комп'ютерна програма прогнозу надійності залізобетонних елементів

Прогнозування надійності залізобетонних елементів в функції часу виконується в два етапи:

- визначення детерміністичної характеристики безпеки;
- визначення стохастичної характеристики безпеки.

Детерміністична характеристика безпеки:

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_Q^2 + \gamma_R^2 V_R^2}} \quad (\text{Б.1})$$

де γ_0 - математичне сподівання (статистичне середнє) реального коефіцієнту запасу, $\gamma_0 = \mu_R / \mu_Q$ (Б.2)

V_Q - коефіцієнт варіації узагальненого навантаження;

V_R – коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента

Коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента визначається за коефіцієнтами варіації арматури V_A та бетону V_C за формулою теорії ймовірностей:

$$V_{cr} = (V_A^2 + V_C^2)^{0,5}, \quad (\text{Б.3})$$

Аналогічно визначається V_a – коефіцієнт варіації навантаження:

$$V_a = (V_g^2 + V_{AK}^2 + V_{TD}^2 + V_{TR}^2)^{0,5} \quad (\text{Б.4})$$

Тут V_g – коефіцієнт варіації постійного навантаження;

V_{AK} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу АК;

V_{TD} – коефіцієнт варіації рухомого навантаження типу тандем;

V_{TR} – коефіцієнт варіації навантаження від натовпу на тротуарах.

Характеристики безпеки виражена через параметри функції життєвого циклу залізобетонного елемента за тріщиностійкістю.

$$\beta(t) = \frac{\mu_{cr} - \mu_a(t)}{(\sigma_{cr}^2 + \sigma_a^2)^{0,5}}, \quad (\text{Б.5})$$

де μ_{cr} – середнє значення критичної ширини розкриття тріщин;

$\mu_a(t)$ – середнє значення ширини розкриття тріщин на час t .

σ_{cr} – середньоквадратичне відхилення критичної ширини розкриття тріщин;

σ_a – середньоквадратичне відхилення зовнішнього навантаження.

Формулу для визначення характеристики безпеки приводиться до безрозмірної форми поділивши чисельник і знаменник на середнє значення ширини розкриття тріщини в час t - $\mu_a(t)$, отримаємо:

$$\beta(t) = \frac{\gamma_{cr}(t) - 1}{(V_{cr}^2 + V_a^2)^{0,5}}, \quad (\text{Б.6})$$

де $\lambda_{cr}(t)$ – реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t ;

V_{cr} – коефіцієнт варіації матеріалу залізобетонного елемента;

V_a – коефіцієнт варіації навантаження;

Реальний коефіцієнт запасу за шириною розкриття тріщин на час t - $\lambda_{cr}(t)$ визначається залежністю:

$$\gamma_{cr}(t) = \frac{\mu_{cr}}{\mu_a(t)} \quad (\text{Б.7})$$

Необхідні для обчислень коефіцієнти варіації рухомих та постійних навантажень наведено в таблицях Б.1, Б.2, Б.3, Б.4.

Таблиця Б.1 – Коефіцієнти варіації V_S тимчасових рухомих навантажень

Тип навантаження	Випадок застосування	Коефіцієнти варіації V_S
Тандем навантаження АК	У розрахунках елементів проїзної частини мостів	0,17
	У розрахунках всіх інших елементів мостів	0,17 при $L < 30$ м 0,07 при $L \geq 30$ м
Рівномірно-розподілене навантаження АК	У всіх розрахунках конструкцій мостів на вертикальні і горизонтальні дії від рухомого навантаження	0,24
Рівномірно-розповсюджене навантаження від натовпу		0,14
Дія одиночної осі навантаження АК		0,07
Примітка. L – довжина лінії впливу		

Таблиця Б.2 – Коефіцієнти варіації V_S постійних навантажень і впливів

Навантаження і впливи	Позначення фактора	Коефіцієнти варіації V_S
Власна вага	g_1	0,033
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229

Ексцентриситет точки фіксації сили попереднього напруження	e_n	0,0167
Навантаження від ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів	g_2	0,170
Вплив повзучості бетону	g_3	0,030

У таблицях Б.3, Б.4, Б.5 наведено коефіцієнти варіації складових узагальненого опору елемента.

Таблиця Б.3 – Коефіцієнти варіації V_R геометричних характеристик поперечного перерізу елемента

Навантаження і впливи	Позначення фактора	Коефіцієнти варіації V_Q
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229

Таблиця Б.4 – Коефіцієнти варіації V_R арматури залізобетонних елементів

Клас арматури	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	АТ-III
Коефіцієнти варіації V_R	0,07	0,07	0,07	0,09	0,09	0,04	0,11
Клас арматури	АТ-IV	АТ-IV	АТ-IV	А-IIIв	Дріт холодного витягу		Канати
Коефіцієнти варіації V_R	0,08	0,07	0,08	0,06	0,08		0,05

СТРУКТУРНА ЛОГІЧНА СХЕМА АЛГОРИТМУ
ПРОГНОЗУ НАДІЙНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

СТОХАСТИЧНА МОДЕЛЬ ПРОГНОЗУ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ

ВИХІДНІ ДАНІ

МОМЕНТИ В ПЕРЕРІЗІ

Характеристичний граничний момент перерізу,
кНм

$$R_w := 94725$$

Зусилля від характеристичних навантажень, кНм

$$S_w := 78896$$

КОЕФІЦІЄНТИ ВАРІАЦІЇ

КОЕФІЦІЄНТИ ДО НАВАНТАЖЕНЬ

Коефіцієнт варіації смугового навантаження АК

$$Vr_0 := 0.24$$

Коефіцієнт варіації тандема АК

$$Vr_1 := 0.07$$

Коефіцієнт варіації навантаження від натовпу

$$Vr_2 := 0.14$$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень I
частина

$$Vr_3 := 0.033$$

Коефіцієнт варіації постійних навантажень II
частина

$$Vr_4 := 0.18$$

КОЕФІЦІЄНТИ ДО МАТЕРІАЛІВ

Коефіцієнт варіації арматури

$$Vr_5 := 0.05$$

Коефіцієнт варіації бетону

$$Vr_6 := 0.08$$

Нормативний строк служби

$$Td := 100$$

Гранична ширина розкриття тріщин

$$wd := 0.015$$

Вектор коефіцієнтів моделі
(середні умови експлуатації)

$$m_w := \begin{pmatrix} 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \\ 0.8 \\ 0.9 \end{pmatrix}$$

Вектор коефіцієнтів моделі
(відсутня систематична експлуатація)

$$m1 := \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \\ 0.7 \\ 0.8 \end{pmatrix}$$

Вектор заданих ширин тріщин
в i -тому експлуатаційному стані (розміри в см)

$$A1 := \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.03 \\ 0.04 \\ 0.05 \end{pmatrix}$$

Узагальнений коефіцієнт моделі K

$$K := 1$$

Характеристична гранична ширина тріщин,

$$A_{lim} := 0.0158$$

Розрахункова характеристична ширина тріщин

$$ar := 0.015$$

ОБЧИСЛЕННЯ

Реальний коефіцієнт запасу

$$\gamma := \frac{A_{lim}}{ar}$$

Узагальнений коефіцієнт варіації матеріалів

$$VR := \sqrt{\sum_{j=n+1}^m (vr_j)^2}$$

Узагальнений коефіцієнт варіації навантаження

$$VS := \sqrt{\sum_{j=0}^n (vr_j)^2}$$

Коефіцієнт зведення характеристичного значення
граничної ширини до статистичного середнього

$$BA_{lim} := \frac{1}{(1 - 1.64 \cdot Vel)}$$

Коефіцієнт зведення значення розрахункової
ширини тріщини до статистичного середнього

$$BA_{lim} := \frac{1}{(1 - 1.64 \cdot Vel)}$$

Математичне очікування граничної ширини
тріщини

$$\mu_{cr} := A_{lim} \cdot BA_{lim}$$

Математичне очікування розрахункової ширини

$$\mu_a := ar \cdot Bar$$

Математичне очікування коефіцієнту запасу

$$\gamma_{\mu} := \frac{\mu_{cr}}{\mu_a}$$

Характеристика безпеки детерміністична

$$\beta := \frac{\gamma_{\mu} - 1}{\sqrt{VE^2 + \gamma_{\mu}^2 \cdot Vel^2}}$$

ОБЧИСЛЕННЯ СТОХАСТИЧНОЇ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕЗПЕКИ

Узагальнений коефіцієнт моделі K1
(середні умови експлуатації)

$$\underline{K1} := m_0 \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 \cdot m_4$$

Узагальнений коефіцієнт моделі K2
(відсутня систематична експлуатація)

$$K2 := m_{10} \cdot m_{11} \cdot m_{12} \cdot m_{13} \cdot m_{14}$$

Розмірний коефіцієнт моделі(експлуатація
згідно чинних норм)

$$\underline{s} := \frac{Al_3 \cdot K}{wd \cdot Td^2}$$

Розмірний коефіцієнт моделі (середні
умови експлуатації)

$$s1 := \frac{Al_3 \cdot K1}{wd \cdot Td^2}$$

Розмірний коефіцієнт моделі(відсутня
систематична експлуатація)

$$s2 := \frac{Al_3 \cdot K2}{wd \cdot Td^2}$$

Модель життєвого циклу (експлуатація
згідно чинних норм)

$$\underline{A(t)} := wd \cdot s \cdot K^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (середні умови
експлуатації)

$$A1(t) := wd \cdot s \cdot K1^{-1} \cdot t^2$$

Модель життєвого циклу (відсутня
систематична експлуатація)

$$A2(t) := wd \cdot s \cdot K2^{-1} \cdot t^2$$

Параметр функції деградації

$$d := \frac{A_{lim}}{Td^2}$$

Стохастична характеристика безпеки

$$\beta_{et}(t) := \frac{\frac{\mu_{cr}}{\left[\mu_a \cdot (1 + d \cdot t^2) \right]} - 1}{\sqrt{VE^2 + \gamma_{\mu}^2 \cdot Vel^2}}$$

СЕРЕДНІ ГЕОМЕТРИЧНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕЗПЕКИ

ВИХІДНІ ДАНІ

$$B := \begin{pmatrix} 4.1 & 3.8 & 3.1 & 3.0 \\ 4.4 & 3.5 & 3.4 & 2.4 \\ 4.4 & 3.7 & 3.5 & 2.8 \\ 4.0 & 3.8 & 3.3 & 3.0 \\ 5.0 & 3.7 & 4.0 & 2.9 \\ 5.0 & 3.3 & 3.9 & 2.8 \end{pmatrix}$$

ОБЧИСЛЕННЯ

Середні геометричні значення
характеристики безпеки β_{11}

$$\beta_{11\ i} := \sqrt{(B_{i,0}) \cdot (B_{i,1})}$$

$$\beta_{11} = \begin{pmatrix} 3.947 \\ 3.924 \\ 4.035 \\ 3.899 \\ 4.301 \\ 4.062 \end{pmatrix}$$

Середні геометричні значення
характеристики безпеки β_{15}

$$\beta_{15\ i} := \sqrt{(B_{i,2}) \cdot (B_{i,3})}$$

$$\beta_{15} = \begin{pmatrix} 3.05 \\ 2.857 \\ 3.13 \\ 3.146 \\ 3.406 \\ 3.305 \end{pmatrix}$$

Середнє геометричне
значення характеристики
безпеки β_{11sr}

$$\beta_{11sr} := (\beta_{11\ 0} \cdot \beta_{11\ 1} \cdot \beta_{11\ 2} \cdot \beta_{11\ 3} \cdot \beta_{11\ 4} \cdot \beta_{11\ 5})^{\frac{1}{6}}$$

$$\beta_{11sr} = 4.026$$

Середнє геометричне
значення характеристики
безпеки β_{15sr}

$$\beta_{15sr} := (\beta_{15\ 0} \cdot \beta_{15\ 1} \cdot \beta_{15\ 2} \cdot \beta_{15\ 3} \cdot \beta_{15\ 4} \cdot \beta_{15\ 5})^{\frac{1}{6}}$$

$$\beta_{15sr} = 3.144$$

ДОДАТОК В.

Авторські свідоцтва

УКРАЇНА



ДЕРЖАВНА СЛУЖБА ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ УКРАЇНИ

СВІДОЦТВО
про реєстрацію авторського права на твір

№ 54820

Літературний письмовий твір наукового характеру "Аналіз чутливості моделі деградації залізобетонних елементів мостів"
(вид, назва службового твору)

Автор(и) Лантух-Лященко Альберт Іванович, Янчук Леонід Леонідович, Яцко Федір Володимирович
(повне ім'я, псевдонім (за наявності))

Авторські майнові права належать Лантух-Лященко Альберт Іванович, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010; Янчук Леонід Леонідович, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010; Яцко Федір Володимирович, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010; Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010
(повне ім'я фізичної та/або повне офіційне найменування юридичної особи, адреса)

16.05.2014

Дата реєстрації



Голова Державної служби інтелектуальної власності України
М.В. Ковіня

Ковіня

УКРАЇНА



ДЕРЖАВНА СЛУЖБА ВЛАСНОСТІ УКРАЇНИ
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ

СВІДОЦТВО

про реєстрацію авторського права на твір

№ 54818

Літературний письмовий твір наукового характеру "Чутливість моделі оцінки ресурсу залізобетонних прогонових будов на стадії проектування"

(вид, назва службового твору)

Автор(и) Лантух-Лященко Альберт Іванович, Янчук Леонід Леонідович, Янко Федір Володимирович

(повне ім'я, псевдонім (за наявності))

Авторські майнові права належать Лантух-Лященко Альберт Іванович, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010; Янчук Леонід Леонідович, вул. Суворова, 1, м. Київ; Янко Федір Володимирович, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010; Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010

(повне ім'я фізичної та/або повне офіційне найменування юридичної особи, адреса)

16.05.2014

Дата реєстрації



Голова Державної служби
інтелектуальної
власності України
М.В. Ковіня

M. V. Kovina

ДОДАТОК Г

Акти впровадження

ЗАТВЕРДЖУЮ

Перший заступник директора
з наукової роботи ДП «ДерждорНДІ»

В.К. Вирожемський

« 20 » 201 р.

А К Т

впровадження «Інженерної методики прогнозування ресурсу згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів на всіх стадіях життєвого циклу експлуатації», розробленої в рамках дисертаційної роботи
Л.Л. Янчука, в Аналітичну експертну систему управління мостами
ДерждорНДІ

Складено комісією у складі:

Голова комісії:

– завідувач сектору управління станом мостів Боднар Лариса Петрівна.

Члени комісії:

- провідний науковий співробітник Коваль Петро Миколайович;
- науковий співробітник Стоянович Сергій Володимирович.

Комісія констатує, що у ДП «ДерждорНДІ» використовується «Інженерна методика прогнозування ресурсу згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів на всіх стадіях життєвого циклу експлуатації», яка є результатом досліджень в дисертаційній роботі Л.Л.Янчука, для тестування нових модулів прогнозу ресурсу елементів мостів в ПК АЕСУМ. Застосування паралельної моделі оцінки ресурсу елементів мостів підвищує достовірність роботи ПК АЕСУМ.

Цей акт складено для пред'явлення у спеціалізовану Вчену раду по захисту дисертаційних робіт.

Голова комісії

Члени комісії

Л.П. Боднар
П.М. Коваль
С.В. Стоянович

Л.П. Боднар

П.М. Коваль

С.В. Стоянович

АТЗТ КИЇВСОЮЗШЛЯХПРОЕКТ



АОЗТ КИЕВСОЮЗДОРПРОЕКТ

Вих. № 89
Від 21.04.2015 р.

«ЗАТВЕРДЖУЮ»
Директор ПАТ «Київсоюзшляхпроект»



І.І. Войтович

21 квітня 2015 р.

А К Т

про використання моделі оцінки ресурсу залізобетонних елементів
транспортних споруд

Складено комісією у складі:

Голова комісії – головний інженер Фаль Андрій Євгенійович

Члени комісії: – начальник технічного відділу Рожко Сергій Вікторович

– аспірант кафедри мостів і тунелів НТУ

Янчук Леонід Леонідович

В проектуванні транспортних споруд у ПАТ «Київсоюзшляхпроект» використовуються модель оцінки та прогнозу ресурсу залізобетонних елементів автодорожніх мостів, яка є результатом досліджень дисертаційної роботи Янчука Л.Л. Модель застосовуються в техніко-економічних порівняннях варіантів проектів мостів на автомобільних дорогах. Очікується значний соціально - економічний ефект від впровадження вказаних програм в проектування.

Цей акт складено для пред'явлення у спеціалізовану Вчену раду по захисту дисертаційних робіт.

Голова комісії

Члени комісії

А.Є. Фаль

С.В. Рожко

Л.Л. Янчук

JOINT-STOCK COMPANY "KIEVSOJUZDORPROJECT"

3/5, Kudryavskaya str., Kiev-53, 04053, Ukraine

Tel. (044) 272-09-16, fax (044) 272-08-29

E-mail: doroga@kyivsdp.com.ua