



МЕТОДОЛОГІЯ АКУСТИКО-ЕМІСІЙНОГО ДІАГНОСТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

З. Т. НАЗАРЧУК, В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ

Подано методологічні аспекти проведення АЕ-діагностування залізобетонних елементів мостових конструкцій. В їх основу закладено теоретико-експериментальні результати, отримані під час досліджень різних механізмів зародження та розвитку руйнування бетону та залізобетону у лабораторних умовах випробувань та під час апробації створених методик на реальних об'єктах довготривалого експлуатування. Приведено методичні рекомендації застосування створених методологічних підходів для діагностування таких об'єктів.

Procedural aspects of performing AE diagnostics of concrete elements in bridge structures are presented. They are based on theoretical-experimental results, obtained during investigation of various modes of fracture initiation and development in concrete and reinforced concrete under laboratory testing conditions and during validation of the developed procedures on actual long-term operation facilities. Procedural recommendations are given as regards application of the developed methodological approaches for diagnostics of such facilities.

В Україні налічується понад 16300 мостів загальною довжиною понад 400 км на державних та місцевих дорогах, близько 4100 комунальних та 8050 залізничних мостів протяжністю, відповідно, 200 та 210 км [1]. Найпоширенішими серед них є залізобетонні мости — 91,5 % загальної кількості, металеві — 6 %, кам'яні та дерев'яні — 2,5 %, відповідно; 85 % залізобетонних мостів складаються зі збірних конструкцій за типовими проектами.

Бетонні та залізобетонні мости в Україні почали будувати на початку ХХ ст. Це були монолітні мости малих та середніх прогонів плитної (довжиною 2...6 м) та ребристої (10...15 м) конструкцій [1]. Вони характеризуються великим розкидом характеристик використаних матеріалів: бетон класу В10...В25, арматура гладка зі сталі Ст3 чи періодичного профілю Ст5.

З середини 1950-х років почався інтенсивний перехід до збірного будівництва мостів, що дозволило скоротити строки будівництва та покращити якість елементів прогонової будови. Для будівництва малих та середніх мостів використовували плитні, плитно-ребристі та коробчаті конструкції прогонових будов.

Проте саме використання збірного залізобетону призвело до незадовільного стану цих мостів сьогодні. Пов'язано це з тим, що будь-яка збірна конструкція на стадії будівництва об'єднується у єдину систему за допомогою стиків зі сталевих елементів або монолітного залізобетону. Експлуатація таких конструкцій упродовж 30...40 років показала, що саме стики є основним недоліком збірних конструкцій і руйнівні процеси починають розвиватися саме з цих місць. Окрім цього, для збірних конструкцій дуже важливим елементом є проїзна частина, яка повинна захищати про-

гонові будови від вологи. Існуюча конструкція проїзної частини передбачає термін експлуатації у 5-6 разів менший, ніж прогонова будова і за цей час, згідно регламенту експлуатації, вона повинна пройти належні ремонти, а то й заміну. Ці роботи практично не виконують, тому зараз на більшості таких мостів проїзна частина перебуває у жалюгідному стані, що сприяє зростанню пошкодженості самої прогонової будови.

У 1960-х рр. з'явилися діафрагмові прогонові будови з попередньо напруженою арматурою у вигляді пучків з натягом на упори для прогонів 12,5; 15 та 20 м [3, 4]. Таких прогонових будов в Україні налічується близько 4 % [1].

Найрозповсюдженіші діафрагмові струнобетонні прогонові будови (до 17 % загальної кількості) довжиною прогонів у проясненні 10, 15 та 20 м з балками, армованими напруженою на упори арматурою з високоміцного дроту діаметром 3...5 мм у вигляді струн [5, 6]. Струнобетонні балки виявилися недовговічними в експлуатації. Недотримання під час виготовлення балок товщини захисного шару бетону, замочання балок і схильність сталі високоміцного дроту до корозії спричиняють швидке кородування робочої арматури малого діаметра і обривання струн. В деяких мостах зафіксовано спонтанне руйнування струнобетонних балок [7].

Основним недоліком плитних конструкцій прогонових будов є шпоночні шви між плитами, які якісно не виконують під час будівництва, що призводить до їх розкриття, а відтак до протікання через них води та вилуговування бетону. Невдалим конструктивним рішенням було застосування для напруженого армування високоміцного дроту, оскільки ще під час його натягу і бетонування струни обриваються, що зменшує несучу здатність балки.



В таких конструкціях відбувається дуже активно корозія під час зволоження чи замокання балок.

Поряд з незаперечними перевагами над іншими конструкційними матеріалами залізобетон має і свої недоліки. Вони зумовлені як самою природою формування матеріалу, так і сутністю незворотніх процесів під час монтажу та експлуатації. На даний час велика кількість таких елементів конструкцій мають значні дефекти або перебувають в незадовільному технічному стані, що вимагає їх негайної заміни або постійного моніторингу. Тому створення акустико-емісійних (АЕ) методик кількісної оцінки ранніх стадій зародження та розвитку руйнування у таких конструкціях дають змогу визначати технічний стан елемента чи споруди в цілому, встановити місця зародження та розвитку руйнування, а періодичний АЕ-моніторинг дозволить попередити руйнування конструкцій ще на етапі його зародження та розвитку.

Обґрунтування вибору типу модельної балки для лабораторних досліджень. У зв'язку з великою різноманітністю видів та типів залізобетонних елементів, які використовуються у будівництві мостів, нами була вибрана для дослідження типова залізобетонна балка прогонової будови. Вона є найнавантаженишим несучим елементом мостових конструкцій і тому представляє найбільше зацікавлення з точки зору їх технічного діагностування. Оскільки геометричні параметри реальної балки не дозволяють проводити її випробування у звичайних лабораторних умовах, то для оптимізації геометричних параметрів лабораторного зразка ми використали теорію подібності та моделювання [8].

Головними параметрами подібності були вибрані такі критерії: матеріал, довжина L , висота H , модуль пружності E , жорсткість балки під час згину D_{zg} . Для визначення числа критеріїв подібності скористаємося π -теоремою. Оскільки матеріал та модуль пружності E для природи та моделі є незмінним, розглянемо випадок фізичного моделювання, де $\pi = N - n = 5 - 2 = 3$:

$$\pi_1 = \frac{L^H}{L^M} = \text{idem}, \quad \pi_2 = \frac{H^H}{H^M} = \text{idem}, \quad \pi_3 = \frac{D_{zg}^H}{D_{zg}^M} = \text{idem},$$

де індекси «н» та «м» означають величини, які відносяться до природи і моделі, відповідно.

Таблиця 1. Параметри подібності природи та моделі

Параметр	Натурна балка	Модельна балка	Масштабний коефіцієнт лінійних розмірів m_l
L , см	866	90	9,6
H , см	70	10	7
D_{zg} , см ⁴	$7,5 \times 10^4$	583	6

Жорсткість балки під час згину визначали за залежністю:

$$D_{zg} = \sum [E_i(I_x^i + A_i a_i^2)], \quad (1)$$

де E_i — модуль пружності i -го шару перерізу; I_x^i — момент інерції i -го шару перерізу відносно його центральної осі; A_i — площа i -го шару перерізу; a_i — відстань від центру ваги i -го шару до центра ваги перерізу балки.

Позначимо через m_l масштабний коефіцієнт лінійних розмірів. Тоді для подібності природи та моделі справедливі залежності:

$$L^H = m_l L^M, \quad H^H = m_l H^M, \quad D_{zg}^H = m_l^4 D_{zg}^M. \quad (2)$$

У праці [8] визначено вплив діафрагми на жорсткість балки. Розрахунки показали, що різниця жорсткостей балок з діафрагмою та без неї становить приблизно 3 %, тому діафрагми ми не використовували під час виготовлення модельної балки. Для проведення досліджень у лабораторних умовах з урахуванням теорії подібності та моделювання, були вибрані відповідні геометричні параметри модельної балки (табл. 1).

Як видно з табл. 1, значення m_l має незначний відхилення і є одного порядку з іншими параметрами природи, тому конструкція моделі відповідає основним критеріям теорії подібності та моделювання.

Розрахунок модельної залізобетонної балки на міцність. Модельні залізобетонні балки для лабораторних досліджень розмірами $70 \times 100 \times 900$ мм³ виготовляли із бетону у складі: гідравлічне в'язуче — портландцемент марки 500, дрібний заповнювач — пісок з модулем крупності $M_k = 1,784$; крупний заповнювач — щебінь з фракціями $5 \dots 10 + 30 \% 2,5 \dots 5$. Співвідношення цемент:пісок:заповнювач (в об'ємних долях) — 1:1:1,8 та з водоцементним співвідношенням 0,4.

Каркас балок складався з робочої арматури діаметром 12 мм класу А-III довжиною 890 мм. У крайніх третинах (за довжиною) модельної балки було забезпечено поперечне армування арматурою діаметром 3 мм класу Вр-1 довжиною 80 мм з кроком 50 мм, загальна кількість стрижнів 14 шт. Верхнє армування виконане з двох стрижнів діаметром 3 мм класу Вр-1 довжиною 31,5 мм. Конструкція досліджуваної балки і схема армування приведена на рис. 1. Основні характеристики робочої арматури зі сталі 35ГС наступні: діаметр арматури 12 мм, площа поперечного перерізу $A_s = 1,313$ см², модуль пружності $E_s = 20,6 \times 10^4$ МПа, межа міцності $\sigma_B = 621$ МПа, межа плинності $\sigma_T = 436$ МПа.

Попередньо експериментально було встановлено значення міцності кубів розмірами $100 \times 100 \times 100$ мм із досліджуваного складу бето-

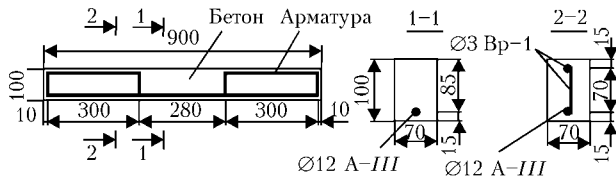


Рис. 1. Конструкція модельної залізобетонної балки

ну за методиками згідно [10]. Отримана у такий спосіб міцність бетону на стиск становила $R_b = 41,5$ МПа.

Теоретичні розрахунки балки на міцність проводили наступним чином. Виходячи із конструкції модельної балки та схеми її навантаження триточковим згином, розрахували основні силові та деформаційні параметри: згинальний момент M та стрілу прогину f в середині прогону балки. Розрахунковий момент становив: $M = bh_0^2 R_b \xi (1 - 0,5\xi) = 5,29$ МПа, де $b = 70$ мм і $h_0 = 85$ мм — робочі ширина і висота перерізу модельної балки, відповідно, коефіцієнт $\xi = x/h_0$. Змінну x визначали як $x = R_s A_s / R_b b$, де R_s — нормативний опір розтягу арматури, який дорівнював $R_s = 390$ МПа. Теоретично визначена допустима величина руйнуючої сили P_{max} (без урахування власної ваги) становила $P_{max} = 4M/l_0 = 26,5$ кН.

Розрахунковий максимальний прогин в середині прогону балки визначали методами будівельної механіки [11] і в нашому випадку його величина становила $f = 4,3$ мм.

Оцінка рівня амплітуд сигналів АЕ під час зародження та розвитку руйнування у модельній залізобетонній балці. Залізобетонні модельні балки I (рис. 2, б) навантажували на випробувальній установці 10 типу УМЭ-10ТМ зусиллям, що передавали через тензOMETричний динамометр 8 . Для відбору сигналів АЕ (САЕ) на боковій поверхні зразка 1 через шар акустико-прозорого мастила встановлювали первинні п'єзопретворювачі (ПАЕ) 2 і фіксували їх резиновою струбицею із зусиллям притискання $3...5$ Н. Електричні САЕ із квазірезонансного ПАЕ 2 поступали на попередній підсилювач 3 із постійним значенням коефіцієнта підсилення 34 дБ, а далі

— на блок фільтрів високих і низьких частот 4 , вимірювальний підсилювач потужності 5 і на блоки обробки САЕ 6 АЕ-приладу АВН-3. Підсилювали САЕ у смузі частот $0,1...0,5$ МГц. Блок основного вимірювального підсилювача 5 давав можливість ступінчато підбирати коефіцієнт підсилення з кроком 1 та 10 дБ, а коефіцієнт передачі фільтрів був близьким до 1 . Загальний коефіцієнт підсилення АЕ-тракту становив 88 дБ. Із блоку обробки САЕ 6 електричні сигнали в аналоговому виді поступали на швидкодіючий реєстратор 7 типу Н-338/6, де записували огинаючу САЕ за період $0,1$ мс, їх сумарний рахунок N , зусилля навантаження P та переміщення f , а також САЕ з паралельного АЕ-каналу завод приладу АФ-15, який мав налаштування чутливості аналогічне, що й вимірювальний канал. Аналогові електричні сигнали з тензOMETричного динамометра сили 8 подавали на реєстратор 7 через підсилювачі постійного струму 9 типу У7-1.

Як показав аналіз експериментальних даних, під час руйнування модельних залізобетонних балок спостерігали чотири характерні ділянки зміни кривої $f - \Sigma A_i$ (рис. 3, а). Так, на ділянці I ($P = 0...3,8$ кН, $f = 0...1,4$ мм) генерувалися САЕ з амплітудами $0,5...2,0$ у.о.; на II — характер наростання суми амплітуд змінювався ($P = 3,8...17$ кН, $f = 1,4...3,2$ мм, $A = 3,5...7,0$ у.о.). Ця ділянка відрізнялася тим, що за навантаження $3,8$ кН на акустограмі з'являлися САЕ з амплітудами $4...5$ у.о. (рис. 3, б).

Візуально перші тріщини на боковій поверхні балки вдалося виявити за навантаження $P = 13$ кН (рис. 3, в). Під час наближення навантаження до 14 кН характерні амплітуди САЕ збільшувалися до 8 у.о. На ділянці III ($P = 17...30$ кН, $f = 3,2...3,5$ мм) крива $f - \Sigma A_i$ різко змінює характер наростання, а на акустограмі спостерігаються САЕ вже з амплітудами $10...12$ у.о. Візуально спостерігається поява об'єднання макротріщин (МТ) в похилу магістральну тріщину (рис. 3, в). На закритичній ділянці IV змінюється характер кривої $f - \Sigma A_i$ та генеруються САЕ з амплітудами $15...20$ у.о.

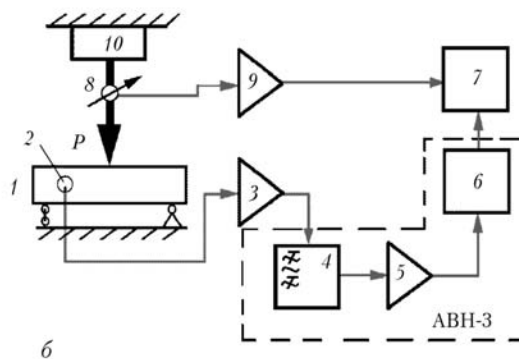


Рис. 2. Загальний вид устаткування (а) та схема експериментальних випробувань (б)

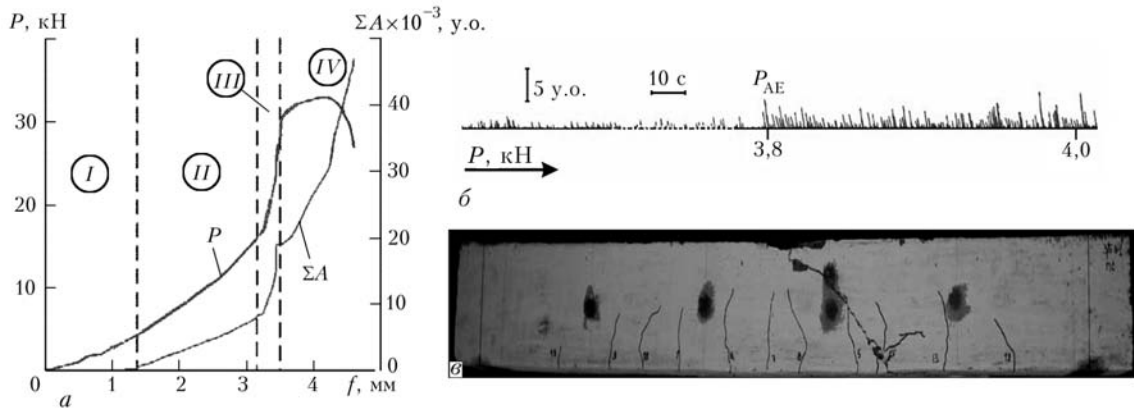


Рис. 3. Залежність суми амплітуд САЕ, зусилля навантаження P від прогину f (а), характерні амплітуди САЕ в діапазоні навантаження 3,6...4,0 кН (б), вид та розташування макротріщин у на боковій поверхні модельної балки після руйнування (в)

Якщо проаналізувати попередні експериментальні результати досліджень та отримані показники амплітуд САЕ від різних механізмів руйнування, то можна зробити такі гіпотетичні припущення: на ділянці I генеруються САЕ, що відповідають раннім стадіям зародження та розвитку мікротріщин у бетоні; під час появи на акустограмі САЕ з амплітудами 4,5 у.о. починається зародження та розвиток МТ у бетоні — ділянка II [12–16], а на III — генеруються САЕ від процесів поширення МТ у бетоні та відшарування арматури від бетону [17, 18].

Оцінка старту МТ у модельній залізобетонній балці. Визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень (КІН) старту МТ у модельній залізобетонній балці. Як видно з акустограм (рис. 3, б) та зміни характеру кривої $f-\Sigma A_i$ (рис. 3, а та рис. 4), розвиток МТ припадає на навантаження 3,8 кН. Беручи до уваги результати праць [19, 20] стосовно стадій руйнування бетону, а також отримані нами амплітудні характеристики

САЕ, можна стверджувати, що поява на акустограмі сигналів з амплітудами 4,5 у.о. свідчить про початок розвитку руйнування — зародження і розвиток МТ. Перевірку цієї гіпотези здійснили таким чином.

Припускали, що зародження тріщиноутворення у залізобетоні розпочинається у його бетонній основі в місцях найбільших розтягуючих напружень. Для нашого випадку — у зоні дії максимального згинального моменту (рис. 5).

Для визначення силового критерію руйнування K_I , характерного для бетону класу В35 за наявних МТ, використали методику розрахунку, яка приведена у праці [21]. Найбільшими у такому бетоні є еліптичні тріщини з великою та малою осями 5 та 2 мм, відповідно, а критичне значення КІН для найпоширеніших тріщин становить $K_{IC} = 0,68 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}}$ [22]. Таким чином, якщо припустити, що існує поверхнева напівеліптична або півдискова МТ в нижній частині балки в зоні найбільших розтягуючих напружень (рис. 5), то виникає необхідність визначити, за яких розмірів почне розвиватися така тріщина.

Згідно [21] КІН знаходили за допомогою методу граничної інтерполяції (рис. 6):

$$K_I = \sigma \frac{\sqrt{\pi a}}{E(k)} (\cos^2 \theta + \Lambda^2 \sin^2 \theta)^{1/4} \times M_{1,2}(\beta_1, \Lambda) F_1(\beta_1, \theta) F_L \quad (3)$$

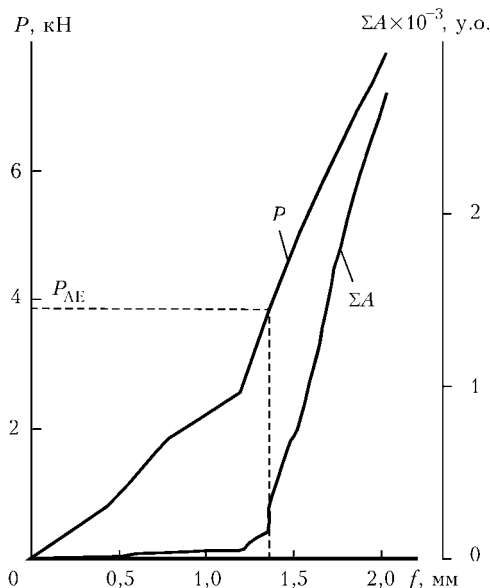


Рис. 4. Залежність зміни суми амплітуд САЕ ΣA_i та зусилля навантаження P від стріли прогину f

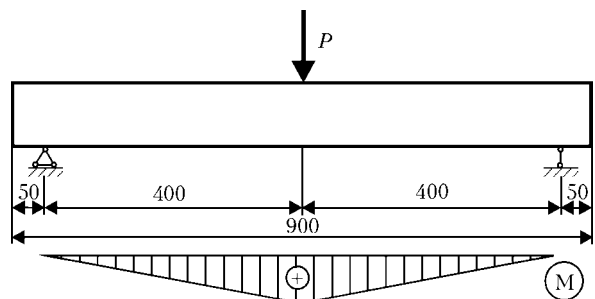


Рис. 5. Схема навантаження модельної балки триточковим згинном та епюра згинального моменту

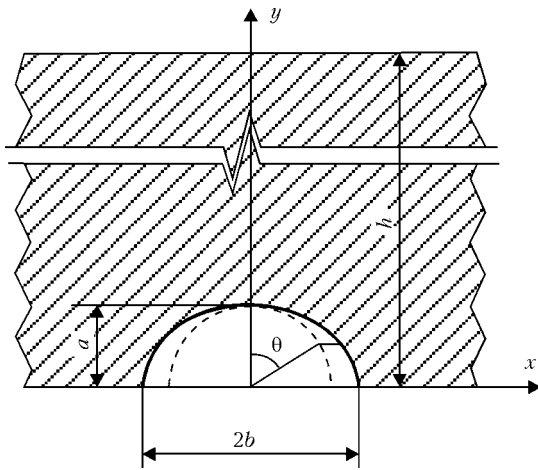


Рис. 6. Схема розташування поверхневої півеліптичної тріщини

де $E(k)$ — повний еліптичний інтеграл 2-го роду;

$$\Lambda = \frac{a}{b}; \beta_1 = \frac{a}{h}; F_L = 1 + \beta_1^2 b^2 / L^2;$$

$$M_{1,2} = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{M_1 \sqrt{\Lambda}}{E(k)} \right) \exp \left[\frac{-1,48 \beta_1^2}{(1 + 6\Lambda^3)} \right] \right\} \times \frac{E(k)}{\sqrt{\Lambda}}$$

Тут

$$F_1(\beta_1, \theta) = 1 + (0,1 + 0,53\beta_1^3) \frac{8\theta^3}{\pi^3}, k^2 = 1 - \Lambda^2,$$

$$M_1 = 1 + 0,12(1 + \Lambda^2)^{-1}.$$

Напруження σ визначали як

$$\sigma = \frac{My}{I}, \tag{4}$$

де $y = h/2$; $h = 100$ мм — висота перерізу модельної балки; $I = xh^3/12$ — момент інерції; $x = 2L = 70$ мм — ширина балки; $M = Pl_0/4$ — згинальний момент в середині прогону балки; $l_0 = 800$ мм — відстань

Таблиця 2. Значення K_I в залежності від розмірів та типу МТ

Вид тріщини	Геометричні розміри, мм		K_I , МПа $\sqrt{м}$	
	a	b	Розрахунок за методикою [23]	З праці [24]
Півеліпс	1	2	0,364	0,608
	2	4	0,514	
	3	5	0,609	
Півдиск	1	1	0,309	
	1,5	1,5	0,378	
	2	2	0,437	
	3	3	0,535	
	4	4	0,617	

між опорами; $P = P_{AE}$. Тут P_{AE} — навантаження балки, за якого на акустограмі появляються дискретні САЕ значних амплітуд (момент початку росту МТ), визначасмо з акустограми, яку записували синхронно з початком навантаження.

Як показали розрахунки за відомою моделлю [21], під час досягнення навантаженням значення $P_{AE} = 3,8$ кН у бетоні класу В-35 можуть досягатися різні значення K_I , в залежності від геометрії тріщини. Результати розрахунків КІН для різної геометрії та типу тріщин наведено у табл. 2.

Тепер постало питання уточнення критичних розмірів МТ, за яких починається їх розвиток у даному типі залізобетону. Для цього були проведені такі експериментальні дослідження.

Експериментальне визначення K_{IC} бетону класу В-35. Оцінювали K_{IC} за стандартною методикою, описаною у нормативному документі [25]. Бетонні призми з двома надрізами навантажували за схемою триточкового згину квазістатично із швидкістю переміщення траверси 0,05 мм/хв (рис. 7). Для зменшення тертя та забезпечення відповідних умов навантаження в місці дотикання призми з індентором та опорними частинами машини були встановлені спеціальні шумопоглина-

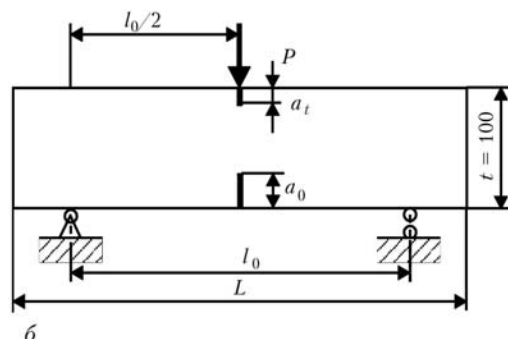
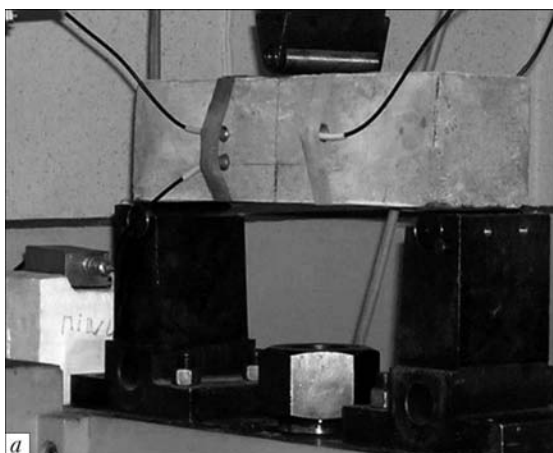


Рис. 7. Вид бетонної призми під час випробувань (а) та схема її навантаження (б)

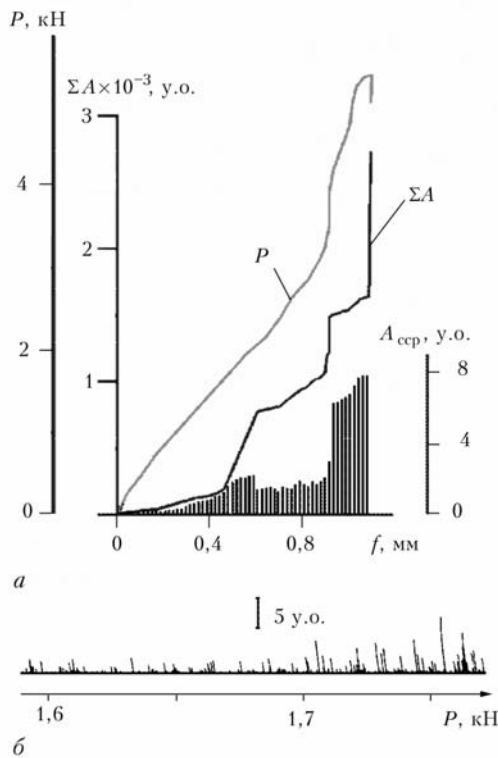


Рис. 8. Діаграма руйнування «*P-f*» та залежність суми і середніх значень амплітуд САЕ від стріли прогину *f* (а) і характерна акустограма на ділянці навантаження 1,6...1,75 кН (б)

ючі прокладки. ПАЕ через шар мастила встановлювали на боковій поверхні призми і кріпили за допомогою гумової стрічки із зусиллям притискання 3...5 Н. Бетонні призми були виготовлені з одного замісу, що і модельні залізобетонні балки, випробування яких описано вище. Надрізи створювали за допомогою встановлення пластин товщиною 2 мм під час заповнення дерев'яної опалубки бетонною сумішшю. Згідно [25] висота нижнього надрізу залежить від максимального розміру зерна заповнювача. Таким чином для бетону з щебінем фракції 5...10 висота нижнього надрізу становила $a_0 = 35$ мм, верхнього $a_t = 5$ мм (рис. 6, б).

Перед початком випробувань проводили два цикли навантаження–розвантаження зразків до зусилля, що відповідало близько 10 % максимального очікуваного його значення, яке становило 50 кН. Під час випробувань записували діаграму «зусилля навантаження *P* — прогин *f*» з одночасною реєстрацією САЕ. Налаштування АЕ-апаратури аналогічно описаним вище.

Характеристику статичної тріщиностійкості K_{IC} визначали за формулою:

$$K_{IC} = \frac{3l_0 P_c (\sqrt{a_0/b} (1,93 - 3,07\lambda + 14,53\lambda^2 - 25,11\lambda^3 + 25,8\lambda^4))}{2l^2 \sqrt{b}}, \quad (5)$$

де $l_0 = 0,38$ м — віддаль між опорними частинами; $a_0 = 0,035$ м — висота нижнього надрізу; $b = 0,1$ м

— ширина перерізу призми; $t = 0,002$ м — товщина надрізу; $l = (a_0 + a_t)/b$ — відносна довжина початкового надрізу; $a_t = 0,005$ м — висота верхнього надрізу; $L = 0,4$ м; P_c — навантаження, яке відповідає початку старту МТ.

Результати випробувань показано на рис. 8.

Як видно з рис. 8, перша різка зміна характеру наростання кривої $\Sigma A_i - f$ та значень амплітуд на акустограмі припадає на зусилля навантаження 1,72 кН. До наближення до цього зусилля різко зростає інтенсивність АЕ та починає генеруватися САЕ з амплітудами 3...6 у.о. Таке наростання інтенсивності та амплітуд САЕ свідчить про зародження і субкритичний розвиток МТ у бетоні. Тому для визначення K_{IC} значення розрахункового зусилля приймаємо $P_c = P_{AE} = 1,72$ кН. Як випливає з розрахунків за формулою (3), тоді для нашого типу бетону КІН моменту старту МТ $K_{IC} = 0,377$ МПа $\sqrt{м}$.

Отже, ми отримали підтвердження того, що під час появи на акустограмі амплітуд САЕ зі значеннями 4,5 у.о. починається субкритичний розвиток півеліптичної тріщини, велика вісь якої становить 2 мм, мала 1 мм або півдискової радіусом 1 мм. Згідно зі статистичними даними, наведеними у праці [22], ці розміри, визначені за регламентованими класичними методами, мали б бути у 2...3 рази більшими (див. табл. 2). Отже метод АЕ дозволяє краще визначати старт МТ (стадія завершення зародження руйнування) у бетоні та залізобетоні.

Вплив структури бетону і залізобетону та їх пошкодженості на зникання пружних хвиль АЕ. Зникання пружних хвиль АЕ у бетоні та залізобетоні залежить від багатьох чинників, а його кількісні показники для кожного виду бетону суттєво відрізняються [26–29]. Тому постала проблема експериментального визначення коефіцієнта зникання пружних хвиль АЕ у бетоні та залізобетоні, які використовували для наших експериментальних досліджень. Встановлення значень цього показника (втрат енергії пружних хвиль АЕ під час їх проходження у цих матеріалах) має важливе практичне значення для проведення АЕ-діагностування елементів мостових конструкцій.

Визначали зникання пружних хвиль АЕ: у зразках розмірами 100×100×400 мм із бетону (Б) та для порівняння із цементно-пісочною сумішшю (ЦПС); у залізобетонних балках з наявними та без тріщин (ЗБт і ЗБ відповідно) розмірами 70×100×900 мм, а також у реальній залізобетонній трубі (Тр) довжиною 5 м та внутрішнім діаметром 1 м з товщиною стінки 0,1 м. Компоненти бетонної суміші та їх фізико-механічні характеристики для зразків з ЦПС були ж як і для залізобетонних балок з об'ємними долями «цемент:пісок» — 1:3; бетон типової залізобетонної

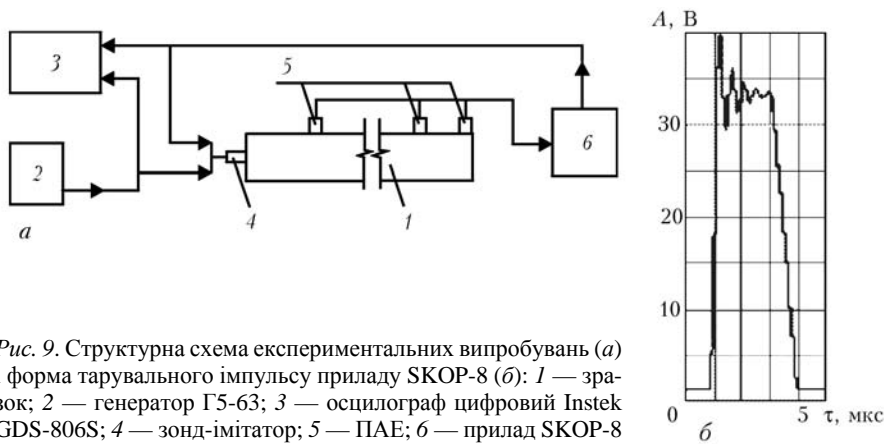


Рис. 9. Структурна схема експериментальних випробувань (а) і форма тарувального імпульсу приладу SKOP-8 (б): 1 — зразок; 2 — генератор Г5-63; 3 — осцилограф цифровий Instek GDS-806S; 4 — зонд-імітатор; 5 — ПАЕ; 6 — прилад SKOP-8

труби був класу В-25; армування — згідно нормативних документів [30, 31].

Такі типи зразків та матеріалів вибрано не випадково, а виходячи із поставлених у роботі експериментальних досліджень. Для встановлення впливу крупного заповнювача на зникання пружних хвиль АЕ використали зразки типів Б та ЦПС; тріщиноподібних дефектів у залізобетоні — зразки типів ЗБ і ЗБт, а геометричних розмірів — реальний виріб (зразок Тр). Принципову схему досліджень зникання пружних хвиль АЕ для всіх типів зразків приведено на рис. 9, а.

Імітували пружну хвилю у зразках 1 за допомогою восьмиканального АЕ-приладу 6 SKOP-8 (варіант I), джерела Гсу (варіант II) [32], а також генератора імпульсів 2 типу Г5-63 (варіант III). Імпульси з генератора 2 та АЕ-приладу 6 одночасно подавали на осцилограф 3 типу Instek GDS-806S, де записували форму сигналу, тривалість імпульсу T , його амплітуду A та період наростання сигналу τ . Для відбору САЕ використовували серійні ПАЕ 5 типу П-113 із робочою смугою частот 0,2...0,6 МГц. ПАЕ 5 через акустопрозорий шар встановлювали на зразки за допомогою різьбового з'єднання у приклеєних на зразок пластинах. Робоча смуга частот АЕ-приладу 6 становила 0,2...0,8 МГц. Таким чином, у зразку 1 збуджували пружну хвилю різного походження, яку перетворювали ПАЕ 5 і передавали на АЕ-прилад 6, який реєстрував САЕ з періодом дискретизації

0,5 мкс, а значення порогу дискримінації при цьому становило 2,16 мВ. З приладу 6 також отримували і тарувальний імпульс (рис. 9, б) з максимальною амплітудою 38 В, тривалістю 5 мкс, а час наростання переднього фронту імпульсу становив 0,8 мкс (варіант I). На виході з генератора 2 тарувальний електричний імпульс мав прямокутну форму з амплітудами 5,2 або 14,8 В та тривалістю 2,5 мкс (варіант II).

З урахуванням геометричних розмірів для зразків типу Б і ЦПС використовували чотири ПАЕ (рис. 10, а), а для зразків типу ЗБ, ЗБт та Тр — 8 каналів відбору САЕ (рис. 10, б, в).

Як показали результати експериментальних досліджень, отримані експериментальні дані можна апроксимувати експоненціальною залежністю типу:

$$y = ae^{-\delta x}, \quad (6)$$

де δ — коефіцієнт зникання; x — віддаль проходження хвилі; a — коефіцієнт апроксимації.

На рис. 11 показано характерні залежності зникання амплітуд пружних хвиль, імітованих джерелом Гсу у точці X для усіх типів зразків.

Як видно з наведених експериментальних даних, коефіцієнт зникання пружних хвиль АЕ для кожного виду матеріалу відрізняється суттєво. Так, для зразків Б і ЦПС він лежить у межах 2...2,4 та 4,3...5,3 м⁻¹, відповідно; для зразків ЗБ і ЗБт — 3,3...4,5 та 5,6...6,3 м⁻¹, відповідно, а для зразка

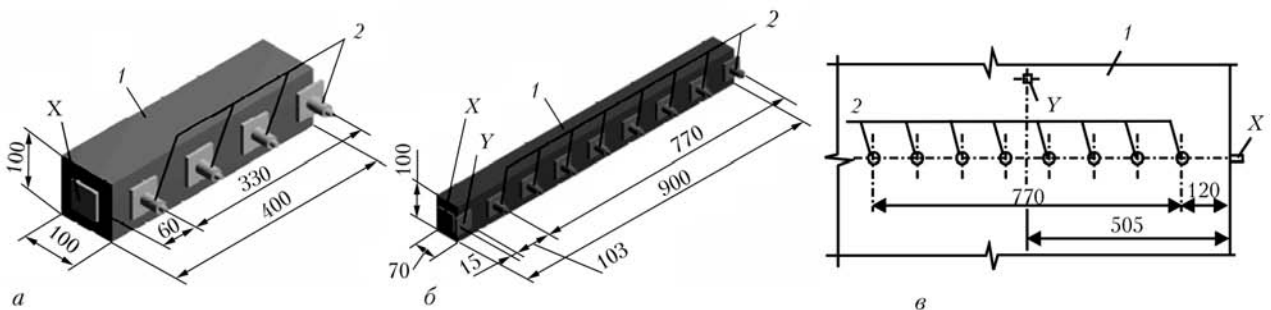


Рис. 10. Схема розташування ПАЕ на зразку типу Б, ЦПС (а); ЗБ і ЗБт (б) та Тр (в): 1 — зразок; 2 — ПАЕ; точки X, Y — місця імітування пружних АЕ-хвиль

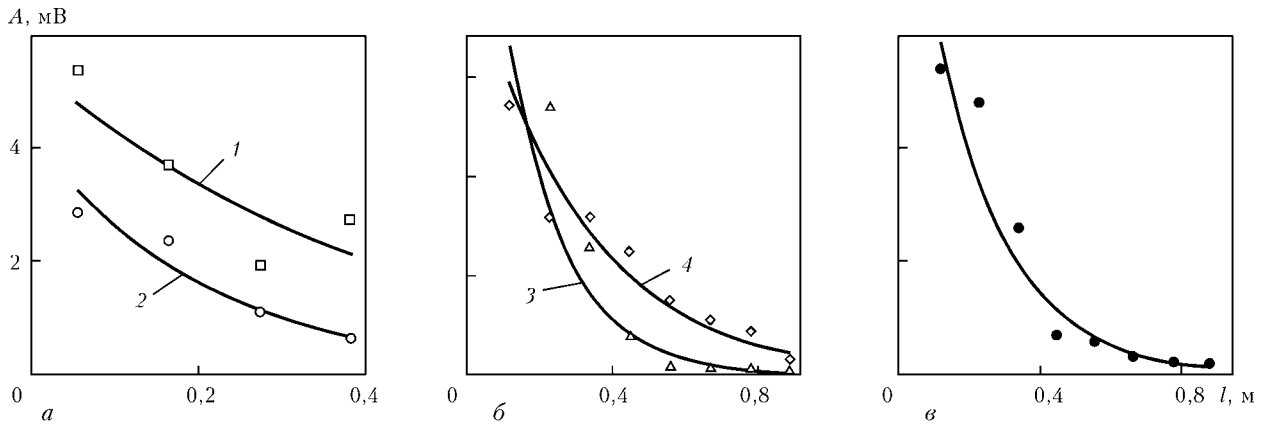


Рис. 11. Зникання амплітуд САЕ у призматичних зразках типів Б (крива 1); ЦПС (2); ЗБ (3); ЗБт (4) та у Тр (6)

Тр — 5,0...7,6 м⁻¹. Отримані результати експериментальних досліджень наведено у табл. 3.

Для зразків із бетону домінуюча частота САЕ у їх спектральних характеристиках з віддаленням від точки імітації зміщується в область низьких частот та одночасно зменшується амплітуда. З віддаленням від джерела АЕ на спектрах з'являється яскраво виражене домінування низькочастотних складових, а також тенденція розширення спектра САЕ. Аналогічне прослідковується і для решти зразків та залізобетонної труби. Таким чином, урахувавши експоненціальний характер зникання пружних хвиль АЕ в таких матеріалах, можна констатувати, що зникання амплітуди пружної хвилі АЕ описується залежністю

$$A = A_0 a e^{-\delta R}, \quad (7)$$

де A_0 — початкове значення амплітуди САЕ; R — віддаль від джерела АЕ до ПАЕ.

Якщо проаналізувати отримані результати, можна зробити висновок, що кожний з наведених вище факторів впливає на значення коефіцієнта зникання АЕ-хвиль. Так, наявність крупного заповнювача покращує умови проходження хвиль у 2...3 рази в порівнянні із ЦПС, наявність пошкоджень типу тріщин погіршує їх проходження у 1,4...2 рази в порівнянні з бездефектною балкою, а найбільший вплив на зникання мають геометричні параметри елементів об'єкта контролю.

АЕ-діагностування моста через шлюз каскаду Київської ГЕС та ГАЕС. Методика й програма проведення випробувань. Випробування прогону будов моста з використанням восьмиканальної вимірювальної АЕ-системи SKOP-8 здійснювали за статичного їх навантаження із реєстрацією при цьому характерних САЕ. Як вип-

Таблиця 3. Коефіцієнти апроксимації, кореляції та зникання пружних хвиль АЕ у бетоні та залізобетоні

Зразок	Місце імітації	Джерело імітації (варіанти)	Коефіцієнти			Зникання, дБ/м
			апроксимації a	зникання $\delta, \text{м}^{-1}$	кореляції r	
Б	X	I	5,6276	2,4275	0,7368	21,1
		II	3,6227	1,9874	0,9414	17,3
		III	5,4947	2,4378	0,6311	21,2
ЦПС	X	I	6,5268	5,2869	0,9487	45,9
		II	6,8111	4,2832	0,9999	37,2
		III	4,2522	4,8197	0,9572	41,4
ЗБ	X	I	7,2923	4,4730	0,9845	38,9
		II	8,6776	3,2909	0,9253	28,6
	Y	I	5,8646	3,9241	0,9743	34,1
		II	9,2320	3,3497	0,9162	29,1
ЗБт	X	I	9,4949	5,5499	0,9235	49,4
		II	13,976	6,3225	0,9182	54,9
	Y	I	7,8245	5,7091	0,9085	49,6
		II	12,743	6,2320	0,9172	54,1
Тр	X	II	2,3783	5,0429	0,9525	43,8
	Y	II	3,4332	7,5884	0,8312	65,8

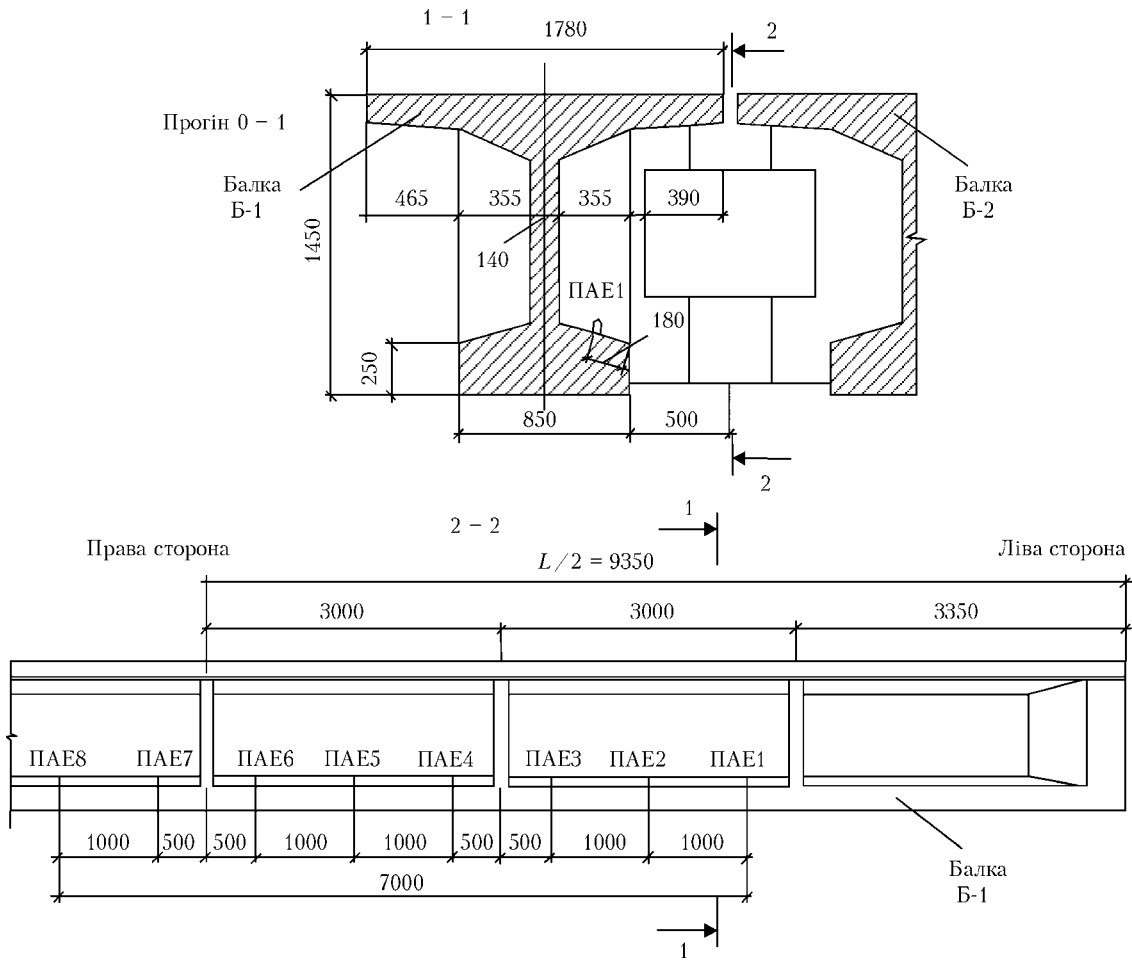


Рис. 12. Схема розташування ПАЕ на балці з низової сторони прогону 0-1

робувальне навантаження використовували 4 автомобілі КрАЗ вагою 21...24 т. Загальна вага автомобілів становила приблизно 90,3 т.

Діагностували першу балку Б-1 з верхової сторони прогону 0-1 за статичної силової схеми навантаження зі створенням максимальних зусиль в балці несиметричним навантаженням відносно осі проїзної частини.

Для розташування ПАЕ на об'єкті контролю застосовували лінійну схему локації джерел АЕ. ПАЕ розміщували на внутрішній стороні балки Б-1, на верхній грані полицки у прогоні 0-1, крок між ними визначали за методикою, яка описана в [33]. Таким чином, урахувавши згасання пружних хвиль АЕ та для досягнення найкращої чутливості, крок між ПАЕ становив 1,0 м.

Таку схему розташування ПАЕ вибрали з метою оцінки роботи балки в найрозтягнутіших її зонах. В місцях встановлення ПАЕ на метал наносили шар акустопрозорого мастила з метою забезпечення найкращого акустичного контакту.

Для АЕ-дослідження балки Б-1 використали квазірезонансні ПАЕ з робочою смугою частот 0,2...0,6 МГц. Коефіцієнт підсилення попереднього підсилювача становив 28 дБ, а АЕ-тракту — приблизно 45 дБ. САЕ реєстрували в смузі час-

тот 200...600 кГц, яку формували фільтрами високих та низьких частот.

Як показали випробування, генерування поодиноких сигналів АЕ з низькими амплітудами в основному відбувалося під час статичного навантаження моста першим, другим та третім автомобілями (загальна вага автомобілів 66,3 т). Вони генерувалися дискретно практично рівномірно в середній частині балки між ПАЕ №№ 4...8. Їх амплітуди знаходилися нижче рівня, який попередньо визначили в лабораторних умовах під час встановлення критерію початку старту МТ в бетоні мостових конструкцій [34], а саме $\leq 4,0$ у.о. (методика описана вище). Це свідчить про те, що в контрольованій балці Б-1, яка була найнавантаженою в умовах статичної схеми випробувань, немає розвитку критичних тріщиноподібних дефектів, а амплітудний рівень САЕ та їх спектральні характеристики відповідають локальному мікроруйнуванню компонент структури залізобетону. Утворення таких мікротріщин за даного значення навантаження (0...90,3 т) та прогинів по середині балки Б-1 (максимальний прогин становив 0,35 мм) не впливає на міцність і тріщиностійкість балки. На рис. 12 показана схема розташування ПАЕ на балці, а на рис. 13 — харак-

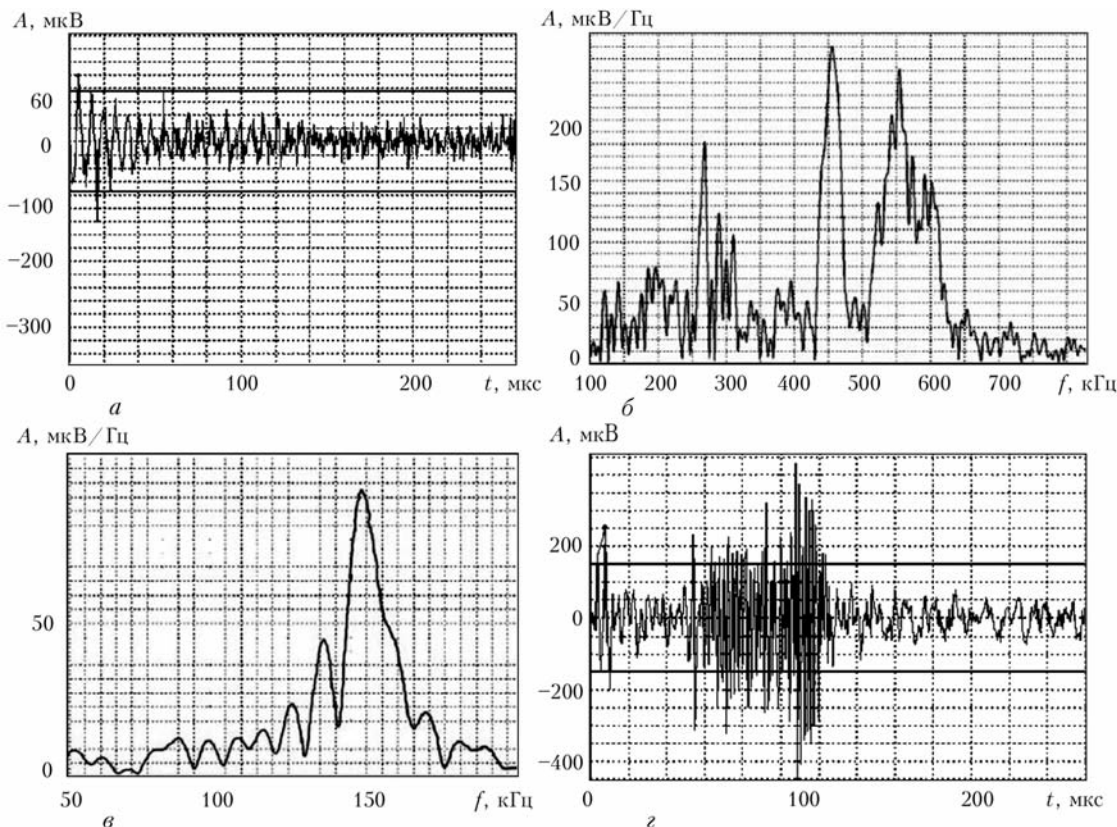


Рис. 13. Хвильові відображення (а, в) та спектральні характеристики (б, г) характерного сигналу АЕ під час завантаження прогону 0 — 1 одним (а, б) та двома (в, г) автомобілями (ПАЕ 5)

терні САЕ, які реєстрували під час навантаження балки прогонової будови одним, двома та трьома автомобілями, відповідно.

В результаті проведених випробувань та з урахуванням вище викладених методологічних підходів зроблено такий висновок. САЕ, які генерувалися під час статичного випробування мосту, не перевищують допустимий рівень амплітуд сигналів АЕ, які є критичними для залізобетону балки, і не є характерними для старту та ранніх стадій розвитку руйнування у залізобетоні.

Методичні рекомендації щодо АЕ-діагностування елементів мостових конструкцій. На підставі проведених досліджень методика АЕ-діагностування великогабаритних бетонних конструкцій має передбачати урахування кількісних показників параметрів сигналів АЕ, що супровод-

жують різні механізми зародження та розвитку руйнування матеріалу. Деякі з них встановлюються лабораторно, інші — під час проведення випробувань.

В лабораторних умовах випробувань перед початком АЕ-діагностування необхідно визначити амплітудно-частотні характеристики САЕ, що супроводжують:

1. Відшарування щебеневого включення від цементної матриці (для наведених вище випробувань за напружень $\sigma_1 = 0,9...1,1$ МПа генерувалися САЕ з амплітудами $A_{max} = 9,5...12,7$ у.о.).

2. Руйнування цементного каменю (для наших експериментів за напружень $\sigma_2 = 2,5...3$ МПа, $A_{max} = 10,0...37,0$ у.о.).

3. Стадії руйнування бетону (наприклад, для бетону В-35 та описаних вище режимів відбору та обробки САЕ отримали амплітуди АЕ, приведені у табл. 4 за навантаження-стиску, R — критичні значення напружень руйнування бетону).

4. Відшарування арматури від бетону (в нашому випадку зумовлюється напруженнями $\sigma_3 = 220$ МПа, а сигнали АЕ мають амплітуди $A_{max} = 10,0$ у.о.).

Безпосередньо на об'єкті контролю:

1. Визначити коефіцієнт зникання d пружних хвиль АЕ. У наведених вище випробуваннях він становить: для цементно-піщаної суміші $4,28...5,29 \text{ м}^{-1}$; бетону В-35 $1,98...2,44 \text{ м}^{-1}$; залізо-

Таблиця 4. Характерні амплітуди сигналів АЕ на різних стадіях руйнування бетону

Стадія руйнування	Амплітуда A_{max} , у.о		
	цементно-піщана суміш	бетон на щебеневої основі	бетон на гравійній основі
I ($\sigma < 0,2R$)	2,0	3,5	8,5
II ($0,2R \leq \sigma < 0,75R$)	2,5	4,5	22,0
III ($0,75R \leq \sigma < 0,96R$)	4,0	6,5	22,5
IV ($\sigma \geq 0,96R$)	20,5	21,0	>25,0

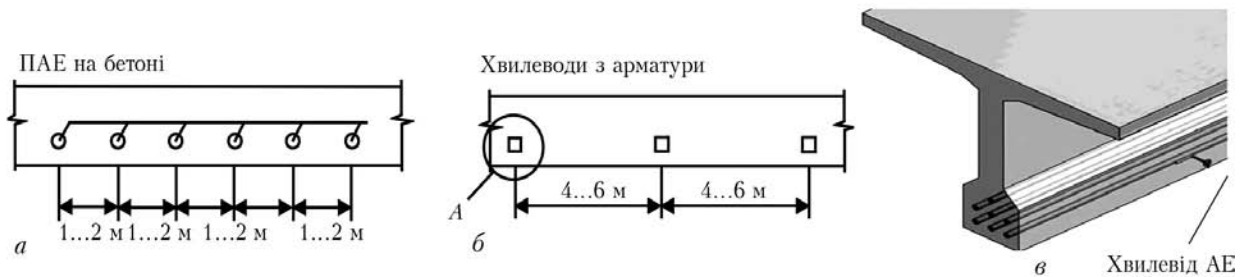


Рис. 14. Схеми розташування первинних перетворювачів АЕ (а, б) на об'єкті контролю та один зі способів виготовлення хвилеводів АЕ (в)

бетону (бетону В-35) $3,29...4,47 \text{ м}^{-1}$; пошкодженого залізобетона (бетону В-35 з наявними МТ) $5,55...6,32 \text{ м}^{-1}$; залізобетонної труби (розміри: $d = 1 \text{ м}$, $l = 5 \text{ м}$, $t = 0,1 \text{ м}$; бетону В-20) $5,04...7,59 \text{ м}^{-1}$.

2. Вибрати оптимальну відстань між первинними перетворювачами АЕ (як показали експерименти, для бетону В-35 вона становить $L_{\min} = 1,36 \text{ м}$, $L_{\max} = 2,0 \text{ м}$) та, в залежності від мети випробувань, схему розташування хвилеводів АЕ та ПАЕ на об'єкті контролю (рис. 14).

3. Після установки ПАЕ на об'єкті контролю провести тарування чутливості вимірювальних каналів і оптимізувати режими вимірювань. Оптимізування установки ПАЕ провести згідно методики, описаної у праці [33, 35].

4. Провести випробування. За появи сигналів АЕ під час навантаження встановити стадії розвитку МТ у залізобетоні, виходячи із наведених методологічних засад (у наших випробуваннях процес початку макроруйнування можна охарактеризувати параметрами — $K_{IC} = 0,364 \text{ МПа}\cdot\text{м}^{-1/2}$, МТ — півеліпс з осями: $a = 1 \text{ мм}$, $b = 2 \text{ мм}$; $K_{IC} = 0,378 \text{ МПа}\cdot\text{м}^{-1/2}$, МТ — півдиск: $r = 1,5 \text{ мм}$).

5. Після проведення випробувань скласти протокол АЕ-діагностування, де вказати режими вимірювань та випробувань, привести отримані результати тощо.

Таким чином, в результаті проведених досліджень встановлено, що АЕ-діагностування елементів мостових конструкцій повинно здійснюватись на підставі детальної оцінки фізичних особливостей їх матеріалу, які визначають як під час лабораторних досліджень, так і під час попередніх підготовчих робіт на об'єкті контролю. Для отримання достовірної інформації необхідно використовувати найстійкіші параметри АЕ, встановлені методами спектрального аналізу сигналів.

Изложены теоретико-экспериментальные исследования, проведенные с целью создания методологических рекомендаций по акустико-эмиссионному диагностированию элементов мостовых конструкций из бетона и железобетона. Объекты исследований — упругие волны, которые возникают во время зарождения и ранних

стадий развития разрушения этих материалов. Экспериментально подтверждено, что главным условием разрушения является достижение критических значений нагрузок и деформаций в локальных зонах материала, которые являются причиной разрушения отдельных компонент структуры бетона и железобетона. Показано, что ранние стадии разрушения сопровождаются возникновением и последующим развитием микротрещин, которые под действием нагружения переходят в макротрещины. Во время распространения упругих волн АЭ в бетоне и железобетоне происходит существенное изменение их параметров в результате рассеяния, дифракции и рефракции в структуре материала. Получены количественные показатели коэффициентов затухания, что имеет важное значение для построения практических методик АЭ-диагностирования крупногабаритных элементов конструкций.

В итоге создан алгоритм использования методики оптимизации установления первичных пьезопреобразователей акустической эмиссии на объекте контроля и предложены практические рекомендации для проведения акустико-эмиссионного диагностирования крупногабаритных элементов строительных конструкций. Таким образом, полученные в работе результаты нацелены на решение важнейшей научно-технической задачи — создания методологических основ акустико-эмиссионного диагностирования конструкций длительной эксплуатации, которыми являются мостовые сооружения.

1. *Експлуатація і реконструкція мостів / Н. С. Страхова, В. О. Голубев, П. М. Ковальов та ін. / Під заг. ред. А. І. Лянтуха-Лященко. — Київ: Транспортна академія України, 2000. — 384 с.*
2. *Евграфов Г. К., Богданов Н. Н. Проектирование мостов. — М.: Транспорт, 1966. — 664 с.*
3. *Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. — Вып. 122-62. Пролетные строения железобетонные сборные с натяжением прямолинейной арматуры до бетонирования, пролетами в свету: 10,0; 12,5; 15,0 и 20 м под нагрузки Н-18 и НК-80. — Союздорпроект: Киев. филиал, 1963. — 154 с. Введ. в действие с 12 апреля 1963 г.*
4. *Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. Вып. 122-63. Пролетные строения железобетонные сборные с натяжением прямолинейной арматуры до бе-*



- тонирования, пролетами в свету: 10,0; 12,5; 15,0 и 20 м под нагрузки Н-18 и НК-80. — Союздорпроект: Киевский филиал, 1963. — 154 с. Введ. в действие с 12 апреля 1963 г.
5. *Сборник* типовых проектов струнобетонных пролетных строений. ВТП-15. Пролетные строения из двутавровых балок пролетами 20,0 м под нагрузки Н-30 и НК-80. — Киев: Укргипродортранс, 1963. — 25 листов. Введ. в действие с 2 марта 1964 г.
 6. *Сборник* типовых проектов струнобетонных пролетных строений. ВТП-16. Часть II. Пролетные строения из двутавровых балок пролетами 10,0 и 15,0 м под нагрузки Н-30 и НК-80. — Киев: Укргипродортранс, 1963. — Листы 33-74. Введ. в действие с 2 марта 1964 г.
 7. *Коваль П. М.* Проблема забезпечення довговічності залізобетонних балкових автодорожніх мостів // Автошляховик України. — 2004. — № 1. — С. 29–35.
 8. *Экспериментальные* методы исследования деформаций и напряжений. Справочное пособие / Б. С. Касаткин, А. Б. Кудрин, Л. М. Лобанов и др. — Киев: Наук. думка, 1981. — 584 с.
 9. *Российский В. А., Назаренко Б. П., Словинский Н. А.* Примеры проектирования сборных железобетонных мостов. — М.: Научно-техническое изд-во Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог РСФСР, 1962. — 496 с.
 10. *ГОСТ 24452–80.* Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. — Введ. в действие 01.01.1982. — М.: Изд-во стандартов, 1981. — 20 с.
 11. *Чайка Б. С.* Розрахунки будівель та їх конструкцій. Ч.І. — Львів: Вид-во «Край», 1995. — 455 с.
 12. *Скальський В. Р., Лотоцький Ю. Л.* Оцінка амплітуд сигналів акустичної емісії під час руйнування бетонних кубів // Фізичні методи та засоби контролю середовищ, матеріалів та виробів. — Львів, 2004. — Вип. 9. — С. 54–61.
 13. *Акустико-емісійна* оцінка ранніх стадій мікротріщиноутворення в композитному матеріалі / В. Р. Скальський, О. М. Сергієнко, П. М. Коваль, Ю. Л. Лотоцький // Машинознавство. — 2004. — № 5. — С. 36–40.
 14. *Розподіл* напружень у призмі з еліпсоїдальним включенням за триточкового її згину / В. Р. Скальський, О. М. Сергієнко, Ю. Л. Лотоцький, П. М. Коваль // Дороги і мости. — 2005. — № 3. — С. 16–25.
 15. *Скальський В. Р., Лотоцький Ю. Л.* Оцінка об'ємної пошкодженості бетону на різних стадіях розвитку руйнування // Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. — 2005. — № 545. — С. 155–161.
 16. *Оцінка* розподілу напружень за триточкового згину ізотопної призми з еліпсоїдальним включенням / В. Р. Скальський, О. М. Сергієнко, Ю. Л. Лотоцький, Р. М. Плахтій // Вісник ЛНУ ім. І. Франка. — Сер. мех.-мат. — 2006. — Вип. 65. — С. 173–179.
 17. *Оценка* параметров сигналов акустической эмиссии при отслоении арматуры в железобетоне / В. Р. Скальський, Л. Ю. Лотоцький, Р. М. Плахтій, Р. И. Сулым / Тез. докл. междунар. науч.-техн. конф. «Современные проблемы и перспективы механики», Ташкент, 17–18 мая 2006 г. — Ташкент, 2006. — С. 386–388.
 18. *Оценка* сигналов акустической эмиссии, генерируемых разрушением железобетонных балок / В. Р. Скальський, П. М. Коваль, П. М. Шашук, Ю. Л. Лотоцький // Технич. диагностика и неразруш. контроль. — 2005. — № 3. — С. 27–30.
 19. *Arrington M., Evans B. M.* Acoustic emission testing of high alumina cement concrete // NDT Int. — 1977. — № 7. — P. 81–87.
 20. *Tomachevsky E. G., Drouet A., Despreslas P. J.* Recherche de la diminution de resistance en fraction du beton par detection d'emission d'ondes de contrainte // J. d'Etudes sur l'Emission Acoustique. — 1975. — 17. — P. 336–360.
 21. *Механика* разрушения и прочность материалов: Справ. пособие / Под общ. ред. В. В. Панасюка. — Т.1. Основы механики разрушения материалов // В. В. Панасюк, А. Е. Андрейкив, В. З. Партон. — Киев: Наук. думка, 1988. — 488 с.
 22. *Разрушение* бетона и его долговечность / Е. А. Гузеев, С. Н. Леонович, А. Ф. Милованов и др. / Под ред. Е. А. Гузеева. — Минск: Редакция журнала «Тыдзень», 1997. — 170 с.
 23. *СН-200–62.* Технические условия проектирования железобетонных, автодорожных и городских мостов и труб. — М.: Полиграф объединение МПС, 1962. — 328 с.
 24. *Правила* и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах. — М.: Дориздат, 1948. — 200 с.
 25. *ГОСТ 29167–91.* Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. — Введ. в действие 01.07.1992 г. — М.: Изд-во стандартов, 1992. — 20 с.
 26. *Grosse C. U.* Quantitative zerstörungsfreie Pruefung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall / Dissertation Universitat Stuttgart. — Stuttgart, 1996. — 168 s.
 27. *Koppel S.* Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken / Abhandlung zur Erlangung des Titels Doktor der technischen Wissenschaften. — Der Eidgenoessischen technischen Hochschule Zuerich, 2002. — 184 s.
 28. *Ohtsu M.* Acoustic emission characteristics in concrete and diagnostic applications // J. of Acoust. Emis. — 1987. — 6, № 2. — P. 99–108.
 29. *Berthelot J. M., Ben Souda M., Robert J. L.* Study of wave attenuation in concrete // J. Mater. Res. — 1993. — 8, № 9. — P. 2344–2353.
 30. *ГОСТ 6482–88.* Трубы железобетонные безнапорные. Введ. в действие 01.01.1990 г. — М.: Изд-во стандартов, 1989. — 54 с.
 31. *Типовой* проект 503-7-015.90. Трубы водопропускные круглые железобетонные из длиномерных звеньев отверстием 1,0, 1,2, 1,4, 1,6 м под автомобильные дороги. Введ. в действие 01.01.1990 г. — Воронеж: Воронежский филиал ГипродорНИИ, 1989.
 32. *The EWAGE AE Code* for acoustic emission examination of sources of discrete acoustic events // NDT Int. — 1981. — 14, № 8. — P. 181–183.
 33. *Скальський В. Р., Сергієнко О. М., Лотоцький Ю. Л.* Алгоритм оптимізації розташування первинних п'єзоперетворювачів акустичної емісії // Дороги і мости. — 2007. — № 7. — С. 184–189.
 34. *Скальський В. Р., Лотоцький Ю. Л.* Оцінка амплітуд сигналів акустичної емісії під час руйнування бетонних кубів // Фізичні методи та засоби контролю середовищ, матеріалів та виробів. — 2004. — Вип. 9. — С. 54–61.
 35. *Назарчук З. Т., Скальський В. Р.* Діагностика пошкодженості матеріалів і елементів конструкцій методом акустичної емісії // Актуальные проблемы современного материаловедения. В 2-х т. — Т.2. — Киев: ИД «Академперіодика», 2008. — С. 497–527.