

ХАРАКТЕР УТВОРЕННЯ ТА РОЗВИТОК РУЙНІВНИХ ТРІЩИН У ЗАЛІЗОБЕТОННІЙ ПЛИТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ

© Клименко Ф.Є., Фабрика Ю.М., Шмиг Р.А., 2007

Розглядаються результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних балкових зразків, які працюють на згин. Експериментально вивчено характер утворення та розвиток руйнівних тріщин у залізобетонній плиті дослідної балки. Встановлено, що за навантажень, близьких до граничних, у залізобетонній плиті сталезалізобетонної балки утворюються та швидко розвиваються руйнівні поздовжні та поперечні тріщини, які і призводять до руйнування та невпинного зростання деформацій прогину.

In article the results of experimental researches of the steel reinforced concrete beams which work on a bend are considered. The character of formation and destroying crack development in a ferro-concrete plate of a researched beam is experimentally studied. It is founded, that at loadings which are close up to destroying one in a ferro-concrete plate of steel reinforced beam the longitudinal and cross cracks are raised and quickly developed which results the destruction of construction and constant increase of deflection deformations.

Постановка проблеми. У сталезалізобетонних згинаних балкових елементах внаслідок незначної товщини залізобетонної плити порівняно до загальної висоти комплексного перерізу процеси утворення та розвитку тріщин, характеру руйнування мають свої особливості. Тріщина, яка з'являється у залізобетонній плиті, відразу розповсюджується на всю товщину. Це підтверджено значною кількістю проведених експериментальних досліджень на дослідних та натурних зразках [1, 2].

Виклад основного матеріалу. Дослідні зразки виконано у вигляді сталезалізобетонних балок, де до верхнього пояса сталевого двотавра через систему коротких стрижнів анкерів приєднано залізобетонну плиту (рис. 1, 2) [3, 4]. Розрахунковий проліт дослідних зразків – 2000 мм. Зовнішнє зосереджене навантаження прикладали в третинах розрахункового прольоту балки. У дослідних зразках висота залізобетонної плити становила 40 мм. У верхній частині плити з конструктивних міркувань встановлено два короткі анкерні стрижні $\varnothing 4$ класу Вр-I, які забезпечували надійний зв'язок між металевим профілем і бетоном. Їх встановлювали з кроком 150 мм.

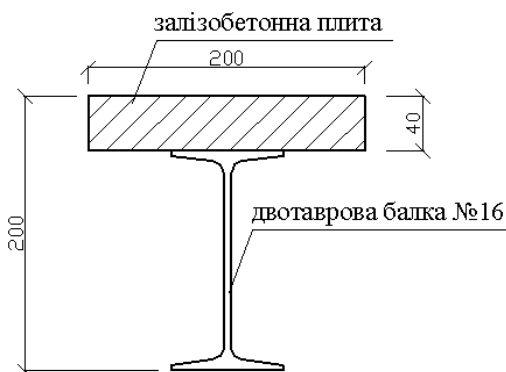


Рис. 1. Поперечний переріз дослідного зразка

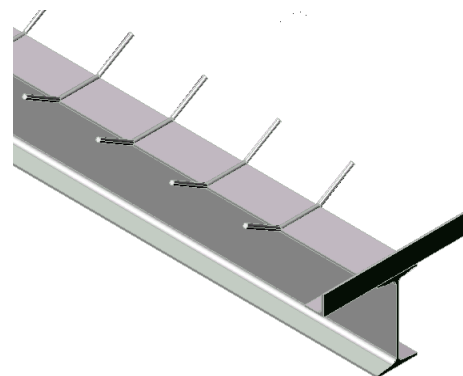


Рис. 2. Конструкції стрижнів-анкерів та кутникового упора

Часте розміщення анкерних стрижнів визначалося відповідно до розрахунку та з метою уникнення руйнування сталезалізобетонної конструкції від деформацій зсуву між полицкою сталевого двотавра і залізобетонною плитою [5].

Перша серія (рис. 3) складалася з шести балок – Б-I-1; Б-I-2; Б-I-3; Б-I-4; Б-I-5; Б-I-6. Балки Б-I-1, Б-I-2 мали ширину залізобетонної плити 200 мм; Б-I-3 та Б-I-4 – 300 мм; Б-I-5 та Б-I-6 – 400 мм. Залізобетонну плиту у цій серії виконано з важкого бетону класу В30.

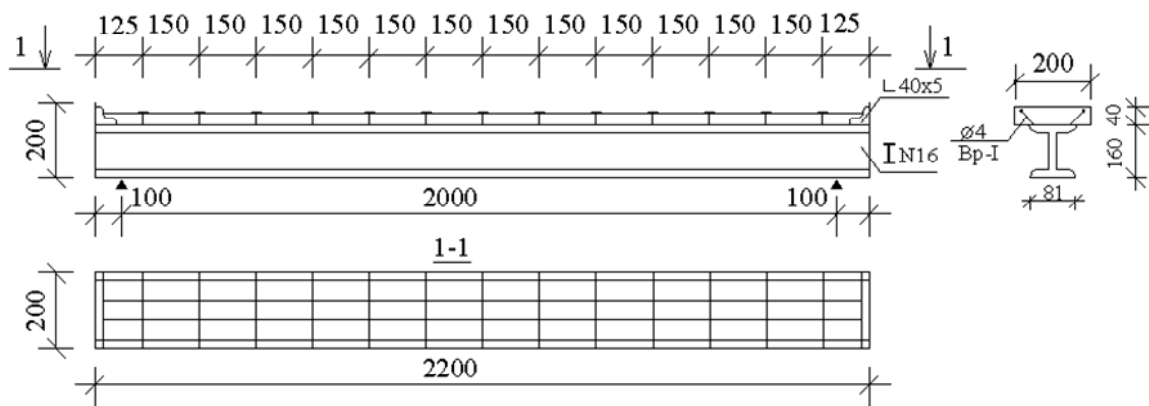


Рис. 3. Конструкція дослідного зразка Б-I-1 серії I

Друга серія складалася з чотирьох балок – Б-II-1; Б-II-2; Б-II-3; Б-II-4. Балки Б-II-1, Б-II-2, які мали ширину залізобетонної плити 200 мм; Б-II-3 та Б-II-4 – 300 мм. Залізобетонну плиту у цій серії виконано з важкого бетону класу В20.

Балки Б-I-5, Б-I-6, Б-II-3 та Б-II-4 додатково мали два арматурні стрижні $\varnothing 16$ мм, приварені знизу до нижньої полицки металевго двотавра.

Зовнішнє навантаження на дослідні зразки створювали гідравлічним домкратом потужність до 500 кН зі ступенями 50 кН ($0,1F_u$) з перервою між ними 30 хв (рис. 4). Величина прикладеного зусилля контролювалася вірцевими динамометрами та манометром насосної станції. Після кожного ступеня завантаження замірювали покази електричних тензодатчиків, які фіксували деформації металевго балки, стрижневої арматури, бетону. Обстежували бокову поверхню бетонної полицки, фіксували появу та характер розвитку тріщин, їх ріст та ширину розкриття. Тріщини спостерігали за допомогою мірного мікроскопа МПБ – 2М.

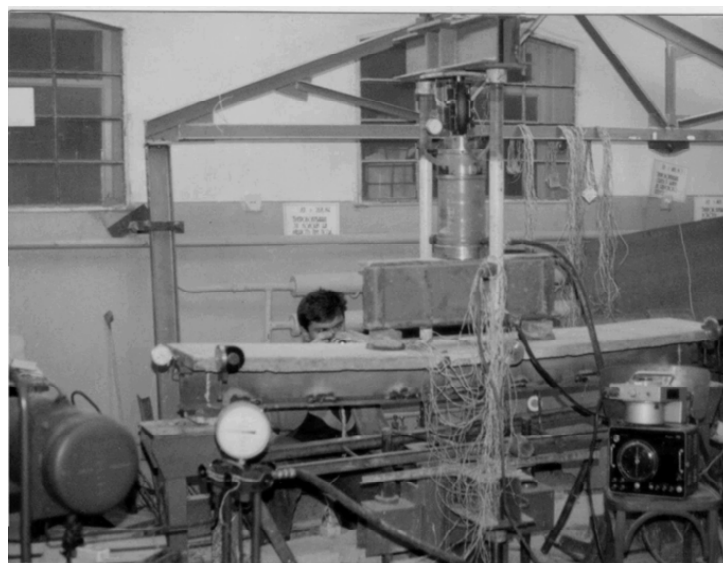


Рис. 4. Експериментальне випробування дослідних сталезалізобетонних балкових зразків на силовому стенді

Під час поступового завантаження дослідних зразків на випробувальному стенді після кожного ступеня візуально та за допомогою мікроскопа оглядали бічну та верхню горизонтальну поверхні залізобетонної плити. При навантаженнях, близьких до $(0,85 \dots 0,90F_u)$ (табл. 1, 2), жодних тріщин на обстежуваних поверхнях не було виявлено. Це досить переконливо підтверджують і отримані значення поздовжніх деформацій у залізобетонній плиті та величини деформацій прогину комплексної конструкції. Жодних стрибкоподібних приростів у деформаціях не було зафіксовано.

Тріщини у залізобетонній плиті дослідних зразків утворювалися миттєво за навантажень, близьких до руйнівних.

Таблиця 1

Несуча здатність та деформативність дослідних сталезалізобетонних балкових зразків

Номер балки	Несуча здатність та прогини на стадії $0,6 F_{руй}$		Несуча здатність та прогини на стадії $0,8 F_{руй}$		Несуча здатність та прогини на стадії руйнування	
	F, кН	f, мм	F, кН	f, мм	F_u , кН	f, мм
Б-I-1	39,0	6,55	52,0	8,05	65	14,35
Б-I-2	39,6	6,70	52,8	8,13	66	14,42
Б-I-3	40,8	4,95	54,4	10,2	68	23,8
Б-I-4	40,2	4,71	53,6	9,8	67	22,7
Б-I-5	54,0	4,80	72,0	8,1	90	28,5
Б-I-6	52,8	4,65	70,4	7,8	88	27,3
Б-II-1	37,2	5,82	49,6	8,00	62	14,39
Б-II-2	37,8	5,73	50,4	8,01	63	14,31
Б-II-3	46,8	8,81	62,4	10,72	78	12,68
Б-II-4	48,0	8,36	64,0	10,32	80	14,21

Таблиця 2

Експериментальні та розрахункові значення максимальних згинальних елементів

Номер балки	Міцність		$\frac{M_{теор} - M_{екс.}}{M_{екс.}}$	Номер балки	Міцність		$\frac{M_{теор} - M_{екс.}}{M_{екс.}}$
	$M_{екс.}$, кН·м	$M_{теор.}$, кН·м			$M_{екс.}$, кН·м	$M_{теор.}$, кН·м	
Б-I-1	43,07	38,93	-9,60	Б-I-6	52,72	52,44	-0,53
Б-I-2	43,18	38,93	-9,84	Б-II-1	43,11	38,87	-9,83
Б-I-3	47,85	42,90	-10,34	Б-II-2	43,17	38,87	-9,96
Б-I-4	47,88	42,90	-10,40	Б-II-3	52,74	50,10	-5,00
Б-I-5	52,64	52,44	-3,79	Б-II-4	52,67	50,10	-4,87

Початок утворення та розвиток тріщин у залізобетонній плиті, як правило, відбувався у приграничній стадії роботи конструкції. Розвиток їх проходив досить швидко, в межах одного ступеня, і, як правило, вже останнього. Це супроводжувалося значними приростами деформацій прогину, які вже не стабілізувалися.

У дослідній балці Б-I-1 за навантажень, близьких до $(0,95F_u)$, від краю залізобетонної плити у місці прикладення зовнішнього навантаження з'явилася миттєва критична тріщина, яка доволі швидко рухалася від краю плити в напрямку до місця прикладення зовнішнього навантаження.

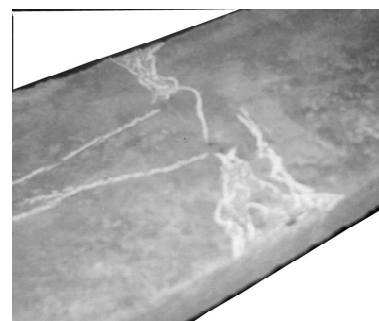


Рис. 5. Зафіксована система тріщин у зоні чистого згину зразка Б-I-1 на віддалі 15 см від місця прикладення зовнішнього зосередженого навантаження

Відбувалося своєрідне спучування бетону у плиті у зв'язку з вичерпанням міцності бетону на стиск. На рис. 5 показано зафіксовану систему тріщин у зоні чистого згину дослідного зразка Б-І-1 на віддалі 15 см від місця прикладення зовнішнього зосередженого навантаження.

Характер руйнування дослідних сталезалізобетонних зразків серії І показано на рис. 6.

Характер утворення та розвитку миттєвої критичної тріщини у дослідному зразку Б-І-5 за $0.95F_u$ показано на рис. 7.

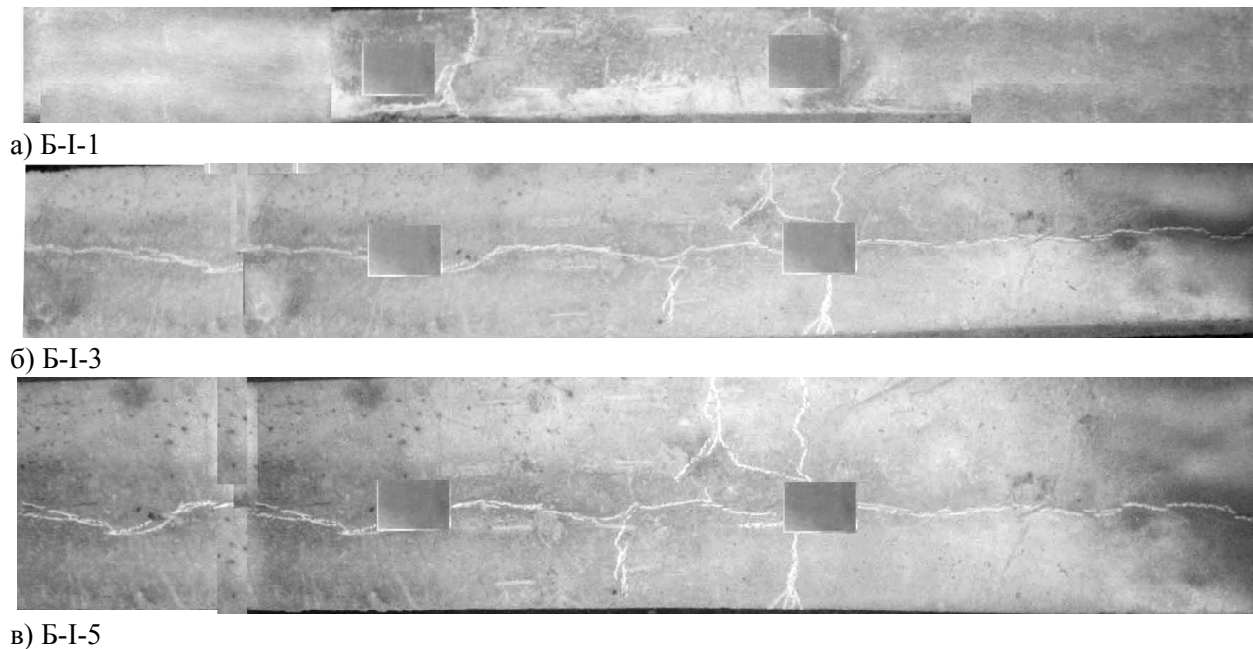


Рис. 6. Характер розвитку поздовжніх тріщин у дослідних зразках серії І

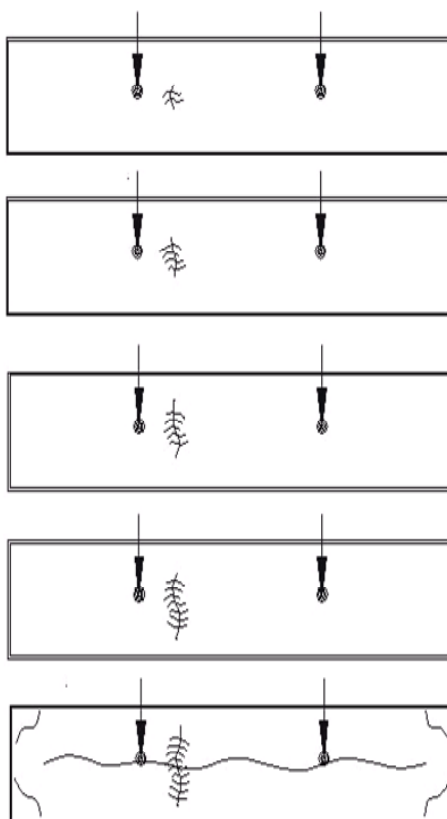


Рис. 7. Характер розвитку миттєвої критичної тріщини у дослідному зразку Б-І-5 за $0.95F_u$

Це призводило відразу до зміни геометричного розташування дослідного зразка на випробувальному стенді.

Дещо інша картина утворення розвитку критичної тріщини спостерігалася у дослідних зразках Б-І-2 і Б-І-3. Тут за $(0,90F_u)$ було зафіксовано початок утворення критичної тріщини всередині залізобетонної плити на верхній її грані на відстані 15 см від місця прикладення зовнішнього зосередженого навантаження. Тріщина розвивалася від середини перерізу з обох боків до країв залізобетонної плити. Це супроводжувалося значними приростами деформацій прогину сталезалізобетонних балок. У момент зняття зовнішнього навантаження у залізобетонній плиті в місцях прикладення зовнішнього навантаження з'явилася поздовжня тріщина, а також на торцях плити і місцях влаштування опорного кутника виникли косі тріщини.

Висновки. На основі проведеного аналізу експериментальних досліджень роботи сталезалізобетонних балок можна зробити такі висновки:

- комплексний переріз балки працює як єдине пружно-пластичне тіло від початку прикладення зовнішнього навантаження до моменту утворення критичних тріщин у залізобетонній плиті;
- жодних деформацій зсуву між залізобетонною плитою і верхньою полицкою металевго двотавра не зафіксовано під час завантаження аж до моменту утворення критичних тріщин;
- утворення та швидкий розвиток тріщин у залізобетонній плиті на стадії руйнування призводить до миттєвого руйнування комплексної конструкції і відповідно до невпинного зростання прогину сталезалізобетонних балок.

Сталезалізобетонні балкові конструкції, у яких в стиснутій зоні перерізу розміщується залізобетонна плита, об'єднана по довжині контакту з полицкою сталевго двотавра, пропонуються для застосування в цивільному і промисловому будівництві з одержанням економії сталі до 10–15 % порівняно зі сталевими балками [5].

1. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с. 2. Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. Сталежелезобетонные конструкции. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 158 с. 3. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Исследование прочности и деформативности сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах // Бетон и железобетон. – 1972. – № 8. – С. 5–6. 4. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М., Шмиг Р.А., Фабрика Ю.М. Влияние анкеров на развитие сзувів у комплексних сталебетонних балкових конструкціях: Збірник наук. праць. – Рівне, 2002. – Вип. 8. – С. 130–136. 5. Фабрика Ю.М., Клименко Ф.Е., Шмиг Р.А. Міцність і деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій. – Львів: Априорі, 2007. – 136 с.