

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Неутов С.П.¹, Головата З.О.¹, Кіріченко Д.О.¹

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Наведені результати експериментальних досліджень напружено-деформованого стану приопорних ділянок залізобетонних балок від деяких найбільш значущих факторів. У період дії постійного довгостроково навантаження ширина розкриття нормальних тріщин збільшилася в середньому в 1,2–1,5 рази, а ширина розкриття похилих тріщин – в 2,5–3 рази. У процесі навантаження до руйнування довгостроково-навантажених балок ширина розкриття нормальних тріщин залишилася практично незмінною, а ширина розкриття похилих тріщин збільшилася в 1,2–1,7 рази, руйнівне навантаження для балок, навантажених попередньо довгостроково-дієвим навантаженням, що дорівнює 0,85 від руйнівного, збільшилося на 13–15 %, як порівняти з короточасним навантаженням.

Ключові слова: балка, приопорна ділянка, міцність, похила тріщина, нормальна тріщина, тривале навантаження.

Вступ

На напружено-деформований стан приопорних ділянок балок у процесі їхнього вигинання впливає декілька факторів. Цей вплив вивчається досить давно, але результати, отримані авторами, часто відрізняються один від одного насамперед кількісно. У цьому випадку це відбувається як до вигинання під дією короточасних навантажень, так (і більшою мірою) і до дії тривалих навантажень. Причин, що викликають такі відмінності, досить багато, тому вивчення цього питання продовжує залишатися актуальним.

Аналіз публікацій

Накопичені експериментальні дані дозволили визначити, що найчастіше зустрічається форма руйнування залізобетонних елементів під час дії поперечних сил, що характеризується роздробленням бетону стислої зони над похилою тріщиною. На території колишнього Радянського Союзу розрахування залізобетонних конструкцій щодо похилих перетинів здійснювались ще до 1955 року за методом напружень, що допускаються, де враховувалися тільки пружні деформації. 1955 року в нормах і технічних умовах НІТУ 123-55 [1] було прийнято новий метод розрахунків похилих перетинів бетонних і залізобетонних конструкцій щодо руйнівних зусиль, розроблений М. С. Боришанським під керівництвом А. А. Гвоздьова на базі експериментів, проведених в 1937–1940 і 1946–1947 роках на елементах з важкого бетону середньої міцності. Новий метод базувався на передовій основі – рівняннях рівноваги

граничних зусиль щодо похилого перетину перед руйнуванням елемента.

Найвні на сьогодні методи розрахунків похилих перетинів залізобетонних конструкцій, залежно від основних передумов і походження, можна умовно поділити на декілька груп: методи, засновані на аналізі різноманітних схем і аналогій напружено-деформованого стану («ферменна» аналогія, аналогія розпірної системи, комбінований метод тощо) [2–4]; методи, засновані на статистичному підході [5, 6]; методи механіки руйнування; методи, пов'язані з розробленням та вдосконаленням деформаційних розрахункових моделей перетинів; методи, що використовують МСЕ.

Дослідження з цієї тематики активно тривають, зокрема в статті [7] запропонована нова розрахункова модель для визначення міцності похилих перетинів вигнутих залізобетонних елементів і наведені розрахункові залежності для визначення складових сил, що діють у похилій ділянці. У роботі [8] аналізується вплив початкових тріщин на міцність похилих перетинів залізобетонних балок, посиленіх вуглецевим волокном. Поведінка похилих перетинів залізобетонних балок у процесі поперечного динамічного навантаження досліджується в [9], зокрема наголошується на перевагах використання податливих опор, поданих як вставні елементи з кільцевим поперечним перерізом.

Мета і постановка завдання

Метою цієї роботи є експериментальне дослідження напружено-деформованого ста-

ну припорних ділянок залізобетонних балок від деяких найбільш значенневих факторів.

Результати досліджень

На першому етапі були визначені фізико-механічні характеристики бетону. За короткочасної дії навантаження випробування дослідних зразків кубів і призми здійснювали відповідно до нормативних рекомендацій [2–5]. Перед встановленням призми в прес на її межі наклеювали вертикальні й горизонтальні тензорезистори, а також кріпили по одному індикатору із розподілу 0,001 мм і базою 150 мм. Робоче навантаження прикладали шаблями: перші три шаблі навантаження по $0,05F_{\max}$, наступні по $0,1F_{\max}$ з витримкою кожного шабля 5...10 хвилин за загальною тривалістю випробувань не менш 45 хвилин.

У разі досягнення навантаження, що дорівнює $0,8F_{\max}$, прилади знімали, а призму доводили до руйнування. Таким чином, під час випробувань були отримані дані, що визначають тільки висхідну гілку діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$ (рис. 1).

Куби та призми випробували також протягом 90 діб, щоб мінімізувати вплив усадки й швидконабіжної повзучості бетону на ранньому етапі, а також за 1 день до випробування дослідних балок.

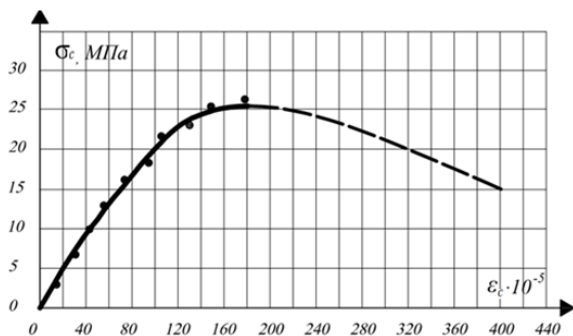


Рис. 1. Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для бетону класу 320/25

Фізико-механічні характеристики бетону за тривалої дії навантаження досліджували на призмах, що завантажують до пружинних приладів, а також у процесі випробування дослідних балок.

Пружинний пристрій для випробувань, схема якого наведена на рис. 2, складається зі стійок 1, верхньої траверси 2 і постаменту 7, що утворюють жорстку замкнену раму, у середині якої розміщені випробовуваний зразок 9, спіральні пружини 8 і встановлений переносний гідравлічний домкрат 6. Середня 3 і нижня 4 рухливі траверси використовують для передавання зусилля, настановний гвинт 10 фіксує зразок до початку його навантаження. За допомогою домкрата 6 створюють стискання попередньої тарованої спіральної пружини та задане зусилля в зразку, після чого положення нижньої траверси фіксують гайками 5, а домкрат 6 звільняють і транспортують на наступний прилад.

Крізь сталеві пластинки, товщиною 20 мм, навантаження передавалося шаблями з витримкою 10 хв. Величина шабля дорівнює $0,1..0,2 f_{cd} (\tau_1)$. Навантаження підтримувалося постійним протягом усього періоду випробування. Деформації вимірювали за допомогою індикаторів годинного типу з розподілом 0,001 мм. Усього було випробувано 84 призми.

Крізь сталеві пластинки, товщиною 20 мм, навантаження передавалося шаблями з витримкою 10 хв. Величина шабля дорівнює $0,1..0,2 f_{cd} (\tau_1)$. Навантаження підтримувалося постійним протягом усього періоду випробування. Деформації вимірювали за допомогою індикаторів годинного типу з розподілом 0,001 мм. Усього було випробувано 84 призми.

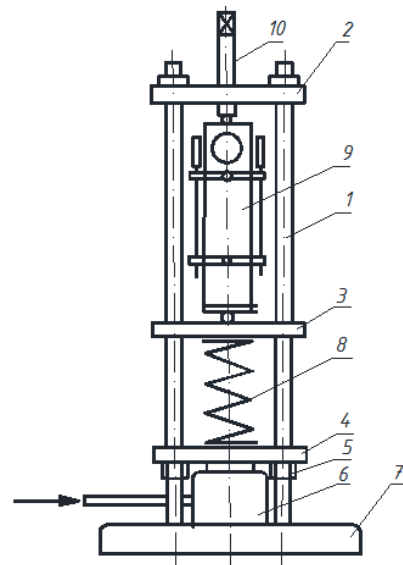


Рис. 2. Схема пружинного обладнання для визначення деформацій повзучості

Основна частина експериментальних досліджень була присвячена вивченню типу виникнення й ширини розкриття тріщин у балках у зонах спільної дії згинального моменту й поперечної сили за тривалої дії навантаження залежно від рівня навантаження, класу бетону, діаметрів поздовжньої нижньої, верхньої та поперечної арматури та величини прольоту зрізу.

Як експериментальні зразки були використані залізобетонні балки прямокутного перетину з розмірами 100x200x2000 мм із важкого бетону класів С12/15, С20/25, С30/35, які армовано двома плоскими звареними

каркасами, об'єднаними в просторовий каркас. Армування балок поздовжньою арматурою подвійне: нижня – періодичного профілю діаметром 12, 14, 16 мм класу А500 С, верхня – діаметром 8, 10, 12 мм класу А500 С. Як поперечна арматура була використана арматура класу Вр – І діаметром 3, 4, 5 мм.

Кожна серія складалася з чотирьох балок, одна з яких зазнала короткочасного навантаження до руйнування, а інші три – тривалого навантаження з рівнем 0,85, 0,925 і 0,95 від руйнівного. Балки зазнали східчастого навантаження з витримкою 10 хвилин на кожному щаблі до розрахункового рівня.

Отримані результати наведені на рис. 3 і в табл. 1.

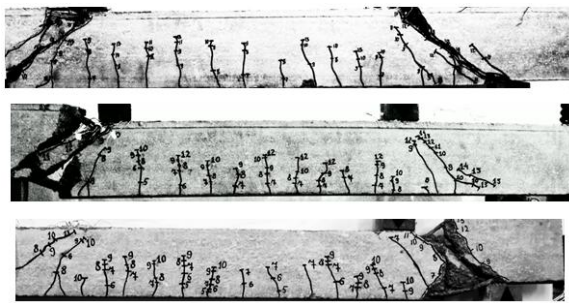


Рис. 3. Тріщиноутворення

Таблиця 1 – Ширина розкриття тріщин

Клас бетону	Величина навантаження F , кН після довантаження	$\max a_{crs}$ нормальних тріщин, мм		$\max a_{crs}$ похилих тріщин, мм	
		Короткоч. навант.	Трив. навант.	Короткоч. навант.	Трив. навант.
С12/15	144	0,1	-	1	-
	128	0,05	0,1	0,95	1,55
	120 (144)	0,05	0,05 (0,1)	0,5	1,3 (2,5)
	120 (163,2)	0,1	0,1 (0,1)	0,8	1,6 (2)
С20/25	192	0,15	-	0,85	-
	178	0,15	0,2 (0,2)	0,55	1,1 (1,35)
	173	0,1	0,1	0,7	1,55
	168	0,15	-	0,5	-
С30/35	232	0,2	-	0,7	-
	216 (248)	0,2	0,25 (0,25)	0,75	1,3 (1,55)
	232	0,15	-	1,1	-
	216 (248)	0,2	0,2 (0,2)	0,75	1,5 (1,6)

Навантаження прикладали у вигляді двох зосереджених сил, симетрично розташованих щодо середини прольоту. Деформації бетону і робочої поздовжньої арматури у розрахункових перетинах вимірювали датчиками опору і контролювали механічним способом за допомогою індикаторів годинного типу. У процесі випробувань стежили за виникненням і розвитком нормальних і похилих тріщин: на короткочасному етапі – на кожному щаблі навантаження, на тривалому етапі – з деякою періодичністю. Також вимірювали ширину розкриття нормальних тріщин на рівні центра ваги поздовжньої арматури і похилих тріщин на рівні поздовжньої арматури і на рівні середини висоти балки. Ширину розкриття нормальних і похилих тріщин вимірювали переносним мікроскопом МПБ-2 із розподілом 0,05 мм.

Висновки

Аналіз проведених досліджень демонструє, що найбільш важливими факторами, що впливають на роботу приопорних ділянок балок за тривалого навантаження, є рівень початкового навантаження, клас бетону, відсоток поперечного армування в прольоті зрізу, відсоток поздовжнього армування в стислій зоні, відсоток поздовжнього робочого армування в розтягнутій зоні.

Зі збільшенням класу бетону момент до появи нормальних тріщин і поперечна сила до виникнення похилих тріщин трохи збільшуються, хоча й відстають від росту класу бетону. Процес тріщиноутворення в досліджуваних балках починається зазвичай з виникнення нормальних тріщин у зоні чистого вигинання за умови рівня навантаження (0,15...0,33) від руйнівного.

Похилі тріщини з'явилися трохи пізніше за рівня навантаження, близького до 0,5 від руйнівного. За мінімального відсотка армування нормальні тріщини були продовженням нормальних. За відносно великого відсотка поздовжнього армування перші похилі тріщини з'являлися посередині висоти балки в прольоті зрізу.

Якщо рівні навантаження становлять приблизно до 0,7, процес утворення нових тріщин припиняється, а вже наявні тріщини розкриваються інтенсивніше.

У період дії постійного навантаження, що діє довгостроково, ширина розкриття нормальних тріщин збільшилася в середньому в 1,2–1,5 рази, а ширина розкриття похилих тріщин зросла в 2,5–3 рази.

У процесі навантаження до руйнування раніше довгостроково навантажених балок ширина розкриття нормальних тріщин залишилася практично незмінною, а ширина розкриття похилих тріщин зросла в 1,2–1,7 раза, а руйнівне навантаження для балок з навантаженням, що є попередньо довгостроковим з рівнем 0,85 від руйнівного, зросло на 13–15 %, як порівняти з короткочасним навантаженням.

Ширина розкриття похилих тріщин за довжиною була різною, її максимальна величина спостерігалася посередині висоти перетину приопорних ділянок балок.

Література

1. НиТУ 123-55. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1955. 108 с.
2. Salah El-Din E. EI-Metwally. For a consistent of shear design of structural concrete B-regions, Structural Engineering Review. 1995. №4. Vol. 7.
3. Regan P. Shear in Reinforced Concrete. An Experimental Study. An analytical Study. Imperial College of science and technology. A report to the construction industry research. London, 1971. P. 132–140.
4. Regan P. E. and Placas A. Limit – state design for shear in rectangular and T-beams. Magazine of Concrete Research. 1966. № 66. P. 31–41.
5. Шкнюкшта А. Л. Статистический анализ прочности изгибаемых железобетонных элементов в наклонных сечениях. Железобетонные конструкции. Труды Вильнюсского инженерно-строительного института. Вильнюс, 1977. Вып. 8. С. 129–133.
6. Кудзис А. П. О прочности железобетонных изгибаемых элементов в наклонных сечениях железобетонных конструкций. Труды Вильнюсского инженерно-строительного института. Вильнюс, 1973. Вып. № 5. С. 5–12.
7. Filatov V. B. Strength Calculation of Inclined Sections of Reinforced Concrete Elements under Transverse Bending. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 2017. № 262. doi:10.1088/1757-899X/262/1/012160.
8. Initial crack effect on the strength of oblique cross sections of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber / Shilov A., Polskoy P., Mailyan D., Shilov P. E3S Web of Conferences https SPbWOSCE: //doi.org/10.1051/e3sconf /2019(1101100-20181010).
9. Mescheulov, N., Kumpyak, O., Lyulevich, Y. Deformability of oblique sections of RC beams on yielding supports under dynamic impact. AIP Conference Proceedings, Volume 1800, Issue 1, id.040006. 2017. DOI: 10.1063/1.4973047.

10. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. 166 с.
11. ГОСТ 10180-90. Бетон тяжелый. Методы определения прочности по контрольным образцам (Бетон тяжелый. Методы визначення міцності за контрольними зразками). 1990.
12. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. Київ, 2010. 43 с.
13. ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

References

1. Nitu 123-55 (1955). Normy i tekhnicheskiye usloviya proyektirovaniya betonnykh i zhelezobetonnykh konstruksiy. Moscow: Stroyizdat. 108p. [in Russian].
2. Salah El-Din E. EI-Metwally. For a consistent of shear design of structural concrete B-regions, Structural Engineering Review. 1995. №4. Vol. 7.
3. Regan P. Shear in Reinforced Concrete. An Experimental Study. An analytical Study. Imperial College of science and technology. A report to the construction industry research. London, 1971. P. 132–140.
4. Regan P. E. and Placas A. Limit – state design for shear in rectangular and T-beams. Magazine of Concrete Research. 1966. № 66. P. 31–41.
5. Shknyukshta A. L. (1977). Statisticheskiy analiz prochnosti izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov v naklonnykh secheniyakh. Zhelezobeton-nyye konstruksii. Trudy Vilnyusskogo inzhenerno-stroitel'nogo instituta. Vilnyus. № .8. P. 129–133 [in Russian].
6. Kudzis A. P. (1973). O prochnosti zhelezobetonnykh izgibaemykh elementov v naklonnykh secheniyakh zhelezobetonnykh konstruksiy. Trudy Vilnyusskogo inzhenerno-stroitel'nogo instituta. Vilnyus. № 5. P. 5–12 [in Russian].
7. Filatov V. B. Strength Calculation of Inclined Sections of Reinforced Concrete Elements under Transverse Bending. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 2017. № 262. doi:10.1088/1757-899X/262/1/012160.
8. Initial crack effect on the strength of oblique cross sections of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber / Shilov A., Polskoy P., Mailyan D., Shilov P. E3S Web of Conferences https SPbWOSCE: //doi.org/10.1051/e3sconf /2019(1101100-20181010).
9. Mescheulov, N., Kumpyak, O., Lyulevich, Y. Deformability of oblique sections of RC beams on yielding supports under dynamic impact. AIP Conference Proceedings, Volume 1800, Issue 1, id.040006. 2017. DOI: 10.1063/1.4973047.

10. DSTU B V.2.6-156: 2010 (2011). Betonni ta zalizobe-tonni konstruktsiyi z vazhkogo betonu. Pravila proektuvannya. Kiyiv: Ministerstvo regionalnogo rozvitku ta budivnitstva Ukraini, 166 p. [in Russian].
11. GOST 10180-90 (1990). Beton tyazhelyi. Metodyi opre-deleniya prochnosti po kontrolnyim obraztsam (Beton vazhkiy. Metodi viznachennya mitsnosti za kontrolnimi zrazkami). [in Russian].
12. DSTU B V.2.7-214:2009 (2010). Budivelni materialy. Betonni. Metodi viznachennya mitsnosti za kon-trolnimi zrazkami. Kiyiv. 43 p. [in Ukrainian].
13. DBN V. 2.6-98:2009 (2011). Konstruktsiyi budinkiv I sporud. Betonni I zalizobetonni konstruktsiyi. Osnovni polozhennya. Minregionbud Ukraini. Kiyiv: Minregionbud Ukraini. 71 p. [in Ukrainian].

Неутов Степан Пилипович¹, к.т.н., доц., зав. каф. опору матеріалів,
neutov.stepan@gmail.com, тел. +38 097-534-91-01,
Головата Злата Олександрівна¹, аспірант
zlaholovataya@gmail.com,
 тел. +38063-072-84-38,

Кириченко Дар'я Олексіївна¹, аспірант
sunnyderypeople@gmail.com,
 тел. +38 093-106-25-80,

¹Одеська державна академія будівництва та архі-
 тектури, вул. Дидрихсона, 4., м. Одеса,
 65029, Україна.

Stress-deformed state of proof areas of reinforced concrete beams

Abstract. *The results of experimental studies of the stress-strain state of the support sections of reinforced concrete beams from some of the most significant factors are presented. It was found that during long-term loading such factors are the level of the initial loading; concrete class; the percentage of transverse reinforcement in the shear span; the percentage of longitudinal reinforcement in the compressed zone; the percentage of longitudinal working reinforcement in the extended zone. With an increase in the class of concrete, the moment corresponding to*

the appearance of normal cracks and the shear force corresponding to the appearance of inclined cracks slightly increase, although they lag behind the growth of the class of concrete. The process of cracking in the investigated beams begins, as a rule, with the appearance of normal cracks in the zone of pure bending at a load level (0.15... 0.33) from breaking. Inclined cracks appeared somewhat later, at load levels close to 0.5 of breaking. With a relatively high percentage of longitudinal reinforcement, the first oblique cracks appeared in the middle of the beam height in the shear span. At load levels close to 0.7, the process of formation of new cracks practically stops, and already existing cracks open more intensively. During the period of exposure to a constant long-term load, the width of the opening of normal cracks increased on average by 1.2–1.5 times, and the width of the opening of inclined cracks increased by 2.5–3 times. In the process of loading before the destruction of previously long-loaded beams, the width of the opening of normal cracks remained practically unchanged, and the width of the opening of inclined cracks increased by 1.2–1.7 times, and the breaking load for beams loaded with a preliminary long-acting load of 0.85 from the breaking load increased by 13–15 % compared to short-term loading. The opening width of inclined cracks along the length was different, its maximum value was observed in the middle of the height of the section of the support sections of the beams.

Keywords: beam, bearing area, strength, inclined crack, normal crack, long-term load.

Neutov Stepan¹, Ph.D., Associate Professor, Head of Department Strength of Materials,
neutov.stepan@gmail.com, тел. +38 097-534-91-01,
Holovata Zlata¹, postgraduate,
zlaholovataya@gmail.com, tel. +38063-072-84-38,
Kirichenko Daria¹, postgraduate,
sunnyderypeople@gmail.com
 tel. +38 093-106-25-80,

¹Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 4, Didrikhsona str., Odessa, 65029, Ukraine.