

ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРУ БЕТОНУ ЗРІЗОВІ НА ЗРАЗКАХ Е. МЕРША

Подані результати випробування коротких балок (зразків Е. Мерша) на зріз. Запропоновано інженерну методику розрахунку їх міцності. Наведено статистичні дані порівняльного аналізу експериментальних та теоретичних досліджень.

Ключові слова: чистий зріз, коротка балка, площина зрізу, зрізаюче зусилля, варіаційний метод розрахунку, теорія пластичності бетону.

Представлены результаты испытания коротких балок (образцов Э. Мерша) на срез. Предложена инженерная методика расчета их прочности. Приведены статистические данные сравнительного анализа экспериментальных и теоретических исследований.

Ключевые слова: чистый срез, короткая балка, плоскость среза, срезающее усилие, вариационный метод расчета, теория пластичности бетона.

The article presents results of tests of short beams (E. Mersh samples) loaded by shear strength. The authors proposed engineering method of calculation of strength of samples. This article presents data of experimental studies and statistics of comparative analysis of these studies.

Key words: pure shear, short beam, shear area, shear strength, variational method of calculation, plasticity theory of concrete.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. У практиці будівництва широко розповсюджені бетонні й залізобетонні конструкції та елементи, котрі працюють на сприйняття зрізувальних сил, це обумовлює необхідність розв'язання широкого кола задач їх міцності. Конструкції відрізняються конструктивними формами, проектними вирішеннями, напруженим станом зони руйнування, що потребує розгляду кожного конкретного випадку зрізу окремо. Попри значну кількість конструкцій, котрі працюють на зріз, загального нормативного методу їх розрахунку ще не існує.

Аналіз останніх досліджень та публікацій, у яких започатковано розв'язання даної проблеми. Починаючи з 90-х років позаминулого століття, розпочалися дослідження опору бетону «чистому зрізові» R_{sh} [1, 3, 5 – 8, 10, 11, 13, 15, 16] з метою використання даної міцнісної характеристики для моделювання напруженого стану широкого кола елементів при врахуванні нормальних напружень стискання та розтягу.

У більшості випадків свої зусилля дослідники спрямовували на пошук зразка, в якому на поверхні руйнування реалізується напружений стан «чистий зріз». У результаті пошуків запропоновано різноманітні елементи, що руйнуються від зрізу (серед них і зразок Мерша), та близько 20 залежностей для визначення R_{sh} , кожна з яких справедлива у межах конкретного проведеного експерименту. Проте ідеального зразка, котрий би дозволяв поєднувати напружений стан «чистий зріз» із формою руйнування шляхом зрізу, винайти не вдалося. У роботі [12] зазначалося, що для бетону це неможливо взагалі, оскільки «чистий зріз» як відомий плоский напружений стан для елементів із матеріалів, які мають різний опір стисканню та розтягу, несумісний зі зрізом як формою руйнування. І тому для кожного випадку зрізу, що зустрічається в практиці, потрібно розв'язувати задачу міцності окремо.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, котрим присвячена дана стаття. Зріз як форма руйнування має особливо важливе практичне значення, зустрічається при різних напружених станах, що ставить завдання розроблення загального методу розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів, котрі руйнуються від зрізу.

Метою роботи є проведення експериментальних випробувань зразків Е. Мерша та розв'язання задачі їх міцності на основі варіаційного методу теорії пластичності бетону.

Виклад основного матеріалу. В якості експериментальних елементів використовувалися короткі бетонні балки з прямокутним поперечним перерізом (рис. 1), котрі виготовлялися за аналогією зі зразками Е. Мерша [13].

Маркування та геометричні параметри зразків наведені у табл. 1.

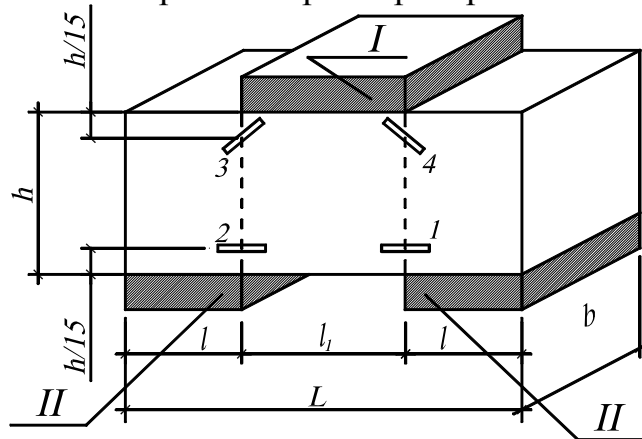


Рисунок 1 – Вигляд дослідного зразка та схема розташування тензорезисторів; I і II – металеві пластини, за допомогою яких здійснюється передача навантаження

Таблиця 1 – Параметри дослідних зразків

№ з/п	Шифр зразка	h, мм	b, мм	L, мм	l, мм	l/h
1	2	3	4	5	6	7
1	C-1-0,68	148	103	390	100	0,68
2	C-2-0,65	153	99	428	100	0,65
3	C-3-0,66	151	87	400	100	0,66
4	C-4-0,62	161	110	397	100	0,62
5	C-5-0,50	161	98	397	80	0,50
6	C-6-0,50	161	104	400	80	0,50
7	C-7-0,99	152	96	373	150	0,99
8	C-8-0,94	160	105	394	150	0,94
9	C-9-0,91	165	107	395	150	0,91
10	C-10-0,99	151	87	392	150	0,99
11	C-1a	150	145	402	150	1,00
12	C-2a	150	94	400	125	0,83
13	C-3a	150	150	399	101	0,67
14	C-4a	150	150	398	60	0,40
15	C-5a	150	150	400	41	0,27
16	C-16	150	140	395	150	1,00
17	C-26	150	150	401	125	0,83
18	C-36	150	150	394	101	0,67
19	C-46	150	145	400	60	0,40
20	C-56	150	150	400	41	0,27

Для вимірювання деформацій бетону наклеювалися тензорезистори типу ПКБ із базою 20 мм (рис. 1). У якості реєструючого приладу використовувався цифровий тензометричний міст ЦТМ-5. Випробування проводилися у пресі ПП-125 (рис. 2).

Передача навантаження на зразок здійснювалася за допомогою металевих пластин, ступенями, рівними 1/10 – 1/15 від руйнівного. На кожному етапі знімалися відліки за тензорезисторами.

Характер руйнування всіх зразків був схожим. При навантаженні 0,5 – 0,7 від руйнівного в розтягнутій зоні балки утворювалася нормальна тріщина, ширина розкриття якої при подальшому навантаженні не змінювалася. Усі зразки зруйнувалися зовні крихко шляхом зміщення бокових частин елемента відносно центральної (рис. 3).



Рисунок 2 – Зразок С-2-0,65 під час випробування у пресі ПГ-125

Під час експерименту варіювався параметр l/h за рахунок різних розмірів нижніх пластин. При його зменшенні характеристика міцності зразків на зріз R_{sh} зростала і, навпаки, при його збільшенні – зменшувалася. Зміна розміру площадки l_1 суттєвого впливу на міцність зразків не мала.

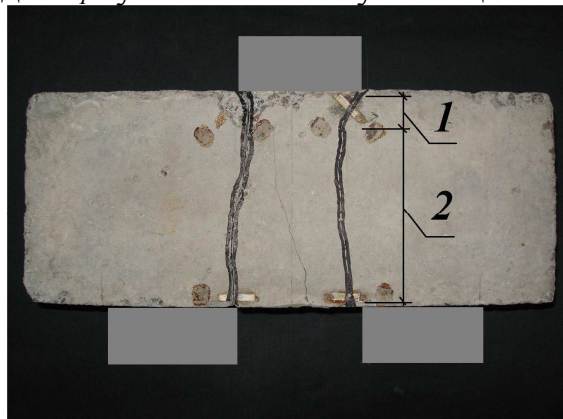


Рисунок 3 – Характер руйнування зразка С-2-0,65: 1 – ділянка, де зафіксовано деформації стиску, близькі до граничних; 2 – ділянка, на якій деформації розтягу досягають граничного значення

На рис. 4 зображено графіки деформацій бетону зразка С-2-0,65, зафіксовані на поверхні руйнування. Тензорезистори 1 і 2 на стадії, близькій до руйнування, показували граничні деформації розтягу ($\varepsilon_{bt} = 25 \cdot 10^{-5}$), а похилі 3 і 4 – деформації стиску $\varepsilon_b = 130 \dots 160 \cdot 10^{-5}$.

Аналіз деформацій дозволяє стверджувати, що поверхні руйнування мають ділянки, де домінують деформації розтягу та стиску. Встановлена локалізація пластичних деформацій у тонких шарах на поверхні руйнування.

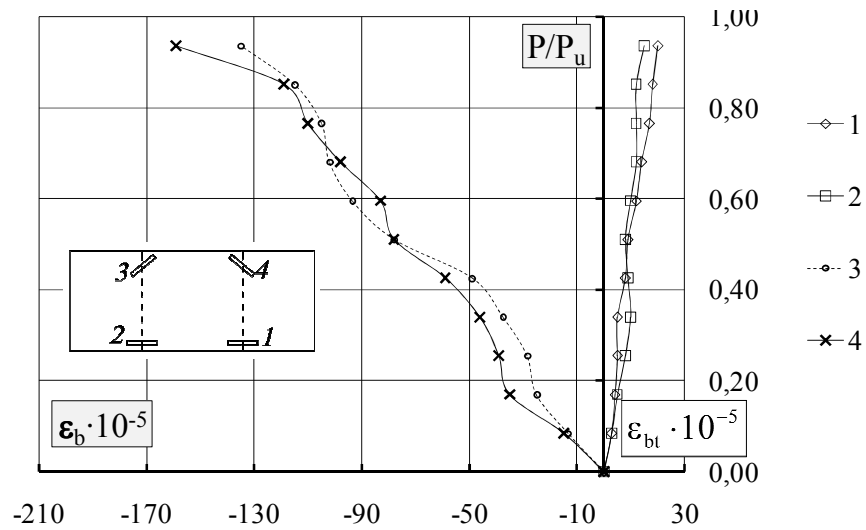


Рисунок 4 – Залежність відносних деформацій бетону ε_b (ε_{bt}) зразка С-2-0,65 від рівня навантаження

На основі аналізу експериментальних даних було прийнято кінематично можливу схему руйнування зразків Е. Мерша (рис. 5). Відповідно до неї тіло зразка розділяється на два диски, розмежовані між собою поверхнею руйнування АВС. Диск II вважається нерухомим, а I рухається відносно нього зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. На ділянці ВС діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, котрі визначаються згідно з умовою міцності бетону Баландіна – Генієва [4], а площадка АВ розглядається як головна з напруженнями розтягу $\sigma_u = R_{bt}$.

Задача полягає у знаходженні граничного навантаження, котре залежить від невідомих параметрів: кутів нахилу α площадки АВ і β площадки ВС до вертикалі та відношення швидкостей $k = V_x / V_y$.

Розрахунок здійснюється в такій послідовності. Для кожної із зазначених ділянок записуються розриви швидкостей і площі поверхонь руйнування.

Ділянка ВС:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_t &= V_x \sin \beta + V_y \cos \beta \\ \Delta V_n &= V_x \cos \beta - V_y \sin \beta \end{aligned} \right\}, S^{BC} = \frac{hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{tg\beta+tg\alpha}.$$

Ділянка АВ відповідно:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_t &= -V_x \sin \alpha + V_y \cos \alpha \\ \Delta V_n &= V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha \end{aligned} \right\}, S^{AB} = \frac{hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{tg\beta+tg\alpha}.$$

Функціонал варіаційного методу теорії пластичності бетону [9], прирівняний до нуля, з урахуванням вищенаведених даних матиме такий вигляд:

$$I = m \left[2B \sqrt{1+0,25 \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2} - 1 \right] (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) \frac{hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{tg\beta+tg\alpha} + \\ + R_{bt} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \frac{hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{tg\beta+tg\alpha} - q_u b l V_y = 0, \quad (1)$$

де $m = R_b - R_{bt}$, $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$, $\chi = R_{bt} / R_b$.

Після нескладних перетворень маємо

$$I = m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg}\beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg}\beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg}\beta) \right] \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha} +$$

$$+ R_{bt} (k + \operatorname{tg}\alpha) \frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha} - q_u \gamma = 0. \quad (2)$$

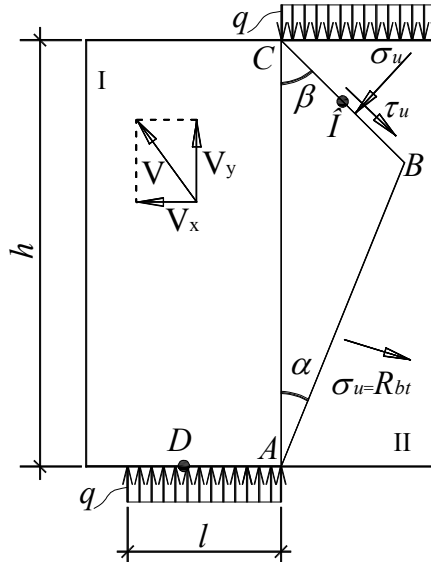


Рисунок 5 – Кінематично можлива схема руйнування зразка Е. Мерша

Із формули (2) знаходимо вираз для визначення граничного навантаження

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg}\beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg}\beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg}\beta) \right] \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha} + \right. \\ \left. + R_{bt} (k + \operatorname{tg}\alpha) \frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (3)$$

де $\gamma = l/h$.

Підрахунок відбувається у програмі «Microsoft Office Excel» за допомогою підпрограми «Пошук рішення», методом Ньютона. З умови $q_u = \min$ визначаються невідомі k , β , α . При підстановці останніх у формулу (3) обчислюємо значення граничного навантаження q_u .

Для отримання достовірного результату використовуються умови рівноваги, котрі дозволяють урахувати наявність повороту диска I навколо уявної точки, що знаходиться на ділянці BC. Цими умовами є рівняння суми моментів сил (відносно вибраних точок B, O, D), які прикладені до диска I. Розглядаються три точки, тому що рівновага плоскої системи сил визначається рівністю нулю суми моментів усіх сил відносно трьох довільних точок, які не лежать на одній прямій.

Нормальні та дотичні напруження, котрі діють на площадці BC, виражені через параметри B, k і $\operatorname{tg}\beta$, записуються таким чином:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - \operatorname{tg}\beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg}\beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg}\beta + 1)^2}} \right); \quad (4)$$

$$\frac{\tau}{m} = \pm \frac{B(k \operatorname{tg}\beta + 1)}{2 \sqrt{(k - \operatorname{tg}\beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg}\beta + 1)^2}}. \quad (5)$$

З урахуванням формул (4) і (5) можна записати рівняння рівноваги.

$$\sum M_B = 0:$$

$$R_{bt} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)^2} + m \left(0,5 \pm \frac{B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \frac{tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)}{(tg \alpha + tg \beta)^2} -$$

$$- q_u \gamma \left(\frac{tg \alpha \cdot tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0. \quad (6)$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$q_u \gamma \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{2 (tg \alpha + tg \beta)} \right) - R_{bt} \frac{tg \beta}{2 (tg \alpha + tg \beta)} = 0. \quad (7)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$- \frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} \left(-\tau_u \left(tg \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg \beta - \frac{tg \alpha (1 + tg^2 \beta)}{2 (tg \alpha + tg \beta)} \right) \right) +$$

$$+ R_{bt} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \left(\frac{tg \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)} + \frac{\gamma}{2} tg \alpha \right) = 0. \quad (8)$$

Виконано статистичний аналіз порівняння теоретичної та дослідної міцності зразків, випробуваних авторами й іншими дослідниками, зокрема Е. Мершем, Б. Зейболдом, К.П. Веригіном та О.М. Петровим [2, 10, 13, 14]. Визначалося середнє арифметичне $\bar{X} = R_{sh}^{calc} / R_{sh}^{test}$ (де $R_{sh} = P / 2hb$, P – руйнівне навантаження), середньоквадратичне відхилення σ_{n-1} та коефіцієнт варіації V .

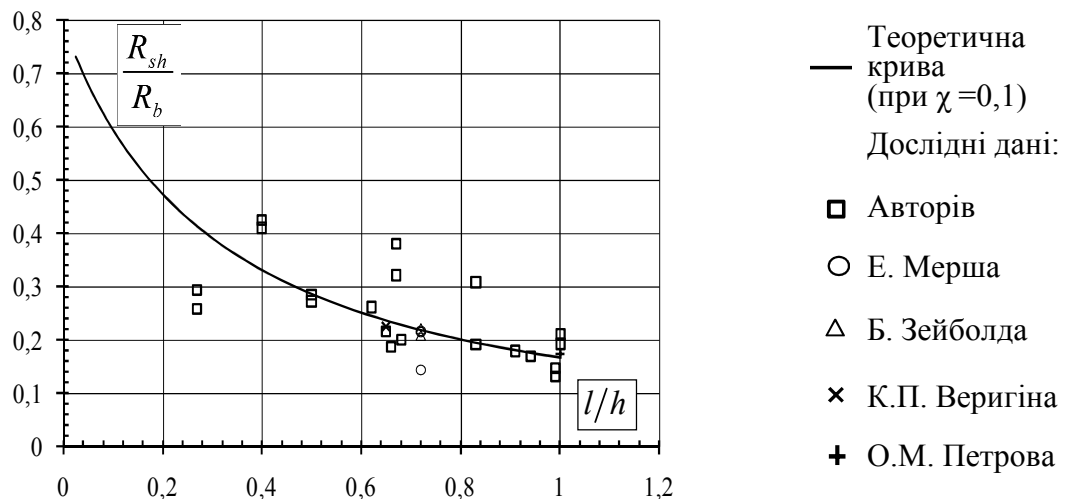


Рисунок 6 – Порівняння теоретичної міцності зразків Е. Мерша з експериментальною. Теоретична крива отримана на основі варіаційного методу теорії пластичності бетону

Оброблено результати випробувань 27-ми зразків, для яких отримано такі статистичні характеристики: $\bar{X} = 0,962$, $\sigma_{n-1} = 0,128$, $V = 13,35\%$ (табл. 2).

На рис. 6 наведено графік залежності відносної міцності R_{sh}/R_b від l/h . Як видно з рис. 6, дані випробувань добре погоджуються з

теоретичною кривою, що вказує на доцільність використання варіаційного методу теорії пластичності бетону при розрахунку конструкцій і елементів, котрі руйнуються від зрізу.

Таблиця 2 – Результати порівняння теоретичної міцності на зріз коротких балок з експериментальною

№ з/п	Шифр зразка	R_b , МПа	R_{bt} , МПа	R_{sh}^{calc} , МПа	R_{sh}^{test} , МПа	$\frac{R_{sh}^{calc}}{R_{sh}^{test}}$
1	2	3	4	5	6	7
Автонів						
1	C-1-0,68	23,25	2,28	5,12	4,66	1,100
2	C-2-0,65	23,25	2,28	5,25	5,02	1,050
3	C-3-0,66	23,25	2,28	4,25	4,36	0,970
4	C-4-0,62	23,25	2,28	5,45	6,07	0,900
5	C-5-0,50	23,25	2,28	6,38	6,33	1,010
6	C-6-0,50	23,25	2,28	5,38	6,63	0,810
7	C-7-0,99	23,25	2,28	3,40	3,44	0,990
8	C-8-0,94	23,25	2,28	3,40	3,94	0,860
9	C-9-0,91	23,25	2,28	4,07	4,17	0,980
10	C-10-0,99	23,25	2,28	3,30	3,08	1,070
11	C-1a	18,40	1,90	2,80	2,71	1,032
12	C-2a	18,40	1,90	3,59	3,83	0,937
13	C-3a	28,60	2,56	6,35	6,22	1,021
14	C-4a	18,40	1,90	6,45	5,11	1,262
15	C-5a	18,40	1,90	3,86	3,67	1,053
16	C-1б	14,10	1,52	2,05	1,98	1,037
17	C-2б	18,40	1,90	4,14	3,84	1,077
18	C-3б	14,10	1,52	3,82	3,62	1,055
19	C-4б	14,10	1,52	4,41	4,18	1,054
20	C-5б	14,10	1,52	2,45	2,47	0,993
Е. Мерша [13]						
21		30,80	1,55	5,12	6,59	0,777
22		17,20	0,88	3,11	3,71	0,838
23		21,50	1,15	2,98	3,07	0,971
Б. Зейболда [13]						
24		27,10	2,46	5,09	6,01	0,847
25		27,10	2,60	4,87	5,64	0,863
К.П. Веригіна [2]						
26		15,80	1,71	2,35	3,55	0,662
О.М. Петрова [10]						
27		39,45	3,15	5,12	6,82	0,751
					$\bar{X} =$	0,962
					$\sigma_{n-1} =$	0,128
					$\nu =$	13,35 %

Висновки:

1. Міцність зразків Е. Мерша залежить від обох міцнісних характеристик бетону R_b , R_{bt} та від співвідношення l/h (при зростанні l/h міцність зменшується і, навпаки, при його зменшенні – збільшується).

2. Характер руйнування зразків підтверджує вибрану кінематично можливу схему руйнування, прийняту в теоретичному рішенні.

3. Запропонована методика розрахунку дозволяє з достатньою точністю розраховувати розглянуті в даній роботі елементи, про що свідчать результати статистичного аналізу порівняння теоретичної та експериментальної міцності.

Література

1. Ашрабов А.А. К методике определения сил зацепления в трещинах железобетонных балок при действии поперечных сил / А.А. Ашрабов // Вопросы

- надежности мостовых конструкций: межвузовский тематический сборник трудов. – Л.: ЛИСИ, 1984. – С. 62 – 68.
2. Веригин К.П. Сопротивление бетона при совместном воздействии осевых и поперечных сил / К.П. Веригин // Бетон и железобетон. – 1960. – №10. – С. 479 – 480.
3. Гвоздев А.А. Изучение сцепления нового бетона со старым / А.А. Гвоздев, А.П. Васильев, С.А. Дмитриев. – М., Л.: ОНТИ, 1936. – 55 с.
4. Гениев Г.А. Теория прочности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
5. Гончаров И.Г. Прочность каменных материалов в условиях различных напряженных состояний / И.Г. Гончаров. – М., Л.: Госстройиздат, 1960. – 124 с.
6. Григорьев Д.А. Исследование работы тонкостенных железобетонных балок с предварительно напряженной продольной арматурой и хомутами / Д.А. Григорьев // Труды ВНИИ транспортного строительства. – 1956. – Вып. 19. – С. 110 – 176.
7. Калениченко А.Г. О влиянии замены в некоторых железобетонных конструкциях обычного бетона активизированной массой из доменных шлаков / А.Г. Калениченко, А.С. Зорич // Строительные конструкции: сборник трудов. – Х.: ЮЖНИИ, 1959. – Вып. 3. – С. 161 – 197.
8. Кокер Е. Оптический метод исследования напряжений / Е. Кокер, Л. Файлон. – М.: ОНТИ, 1936. – 643 с.
9. Митрофанов В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В.П. Митрофанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – №6. – С. 23 – 28.
10. Петров А.Н. Об интерпретации среза в бетоне / А.Н. Петров // Строительные конструкции. – К.: Будівельник. – 1967. – Вып. VI. – С. 181 – 188.
11. Пирадов А.Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона / А.Б. Пирадов. – М.: Стройиздат, 1973. – 133 с.
12. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2001. – 236 с.
13. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона / Я.В. Столяров. – М., Л.: Государственное издательство строительной литературы, 1941. – 448 с.
14. Столяров Я.В. Теория железобетона на экспериментальной основе / Я.В. Столяров. – Х.: ОНТИ – ГНТИУ, 1934. – 224 с.
15. Ужахов К.М. Прочность легкого бетона на срез при динамическом нагружении / К.М. Ужахов // Новое в технологии, расчете и конструировании железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 137 – 139.
16. Bach. Untersuch. über die Tragfähigkeit von Beton in bezug auf Zug // Druck, Biege und Schubfestigkeit, sowie in Hinsicht auf Zug – Druck, Biege und Schubfestigkeit, – zeitschr., des VDI. – 1987. – №9, VXXXI. – S. 241 – 252.

Надійшла до редакції 15.02. 2010

© О.О. Довженко, В.В. Погрібний,
Т.Ю. Качан