

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ПОЗАЦЕНТРОВО РОЗТЯГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Петров М.М., Височан Н.К., Бондаренко Д.О. *(Одеська державна академія будівництва та архітектури, Україна)*

Приведена частина результатів експериментів по дослідженню напружено-деформованого стану приопорних ділянок позacentрово розтягнутих залізобетонних балок. Встановлено характер і механізм руйнування дослідних зразків, вивчено вплив основних чинників на працездатність похилих перерізів дослідних елементів.

Постановка завдання. Історія розвитку науки про залізобетон показала, що першоосною наших знань про дійсну роботу армованих елементів з бетону і сталі є експериментальні дослідження, початок яким поставлено в другій половині XIX століття у Німеччині. На рубежі XIX–XX сторіччя А.Ф. Лолейтом [1] у м. Львові були виконані експериментальні дослідження міцності залізобетонних елементів з урахуванням стадійності їхньої роботи.

Аналіз накопичених у 1920-30 р.р. експериментальних даних дозволив створити і розвинути розрахункові моделі роботи залізобетонних конструкцій, опублікувати перші підручники [2,3] і вітчизняний нормативний документ ОСТУ 90003-38.

На першому етапі розвитку теорії залізобетону у розрахунках міцності похилих перерізів панували, так звані, методи аналогій (фермової, арочної, розпірної системи, складеного стержня та ін.), основним недоліком яких є відмінність прийнятих розрахункових моделей від реальних умов роботи залізобетонних конструкцій. Проте, метод фермової аналогії, для розвитку якого багато що зробили Ф.Леонгардт [4] і П.Ріган [5], включений у нормативні документи більшості зарубіжних країн, зокрема Єврокод -2 [6].

Численні експериментально-теоретичні дослідження, виконані у післявоєнний час, дали можливість сформулювати основи комплексної деформаційної теорії опору залізобетону [7], розробити і ввести у 1955 році на території колишнього СРСР нові норми проектування, засновані на методі граничних станів.

О.О. Гвоздевим, М.С. Боришанським і Н.Н. Лессиг [8] у 1946 році був запропонований метод розрахунку похилих перерізів залізобетонних елементів, що згинаються, заснований на рівновазі граничних зусиль у цьому перерізі. Дана розрахункова модель у дещо трансформованому вигляді була використана у всіх подальших, в т.ч. нині діючому, СНиП [9] і збережена в нових нормах проектування залізобетонних конструкцій у Росії [10]. Як відзначають О.С.Залесов і Ю.А. Клімов [11], цей метод дозволив перейти від різних умовностей і аналогій до реальної оцінки його несучої здатності.

Для вирішення оптимізаційних завдань при проектуванні нових серійних конструкцій авторами [11] запропонована розрахункова модель залізобетонного елемента у вигляді дисково-в'язевої системи. У роботі [12] цю задачу в розвиток методу граничної рівноваги пропонується розв'язувати з урахуванням неперearмованості залізобетонних елементів подовжньою і поперечною арматурою.

У дослідженнях останніх десятиліть з'явився новий підхід до побудови розрахунку залізобетонних виробів і споруд, що характеризуються складними конструктивними формами, напружено-деформованим станом і умовами навантаження, на основі методів скінчених різниць, скінчених і граничних елементів. Багато що у цьому напрямі зробили В.О. Гришин, А.В.Гришин [13], М.І. Карпенко [14], С.Ф. Клованич [15], В.П. Митрофанов [16], О.Ф. Яременко [17] та ін.

Проте, як указують автори [11], найбільші перспективи з погляду простоти і ясності побудови, а також вдосконалення інженерних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів має метод граничної рівноваги О.О. Гвоздева і М.С. Боришанського. Це положення закріплене у новому російському СНиП 52-101-2003 [10] і підготовлених до видання українських нормах [18].

Д.В. Барзилович, Ю.С. Слюсаренко, А.М. Бамбура [19] у зв'язку з переглядом нормативної бази України вважають першочерговими завданнями на найближчий час поетапне вдосконалення окремих положень діючих норм проектування залізобетону, яке може стати підставою для розробки нормативного документа нового рівня. Разом з тим, автори російського СНиП 52-101-2003 [10] відзначають, що численні раніше

опубліковані і останні пропозиції розрахунку міцності залізобетонних елементів при дії поперечних і подовжніх сил, згинальних і крутних моментів, ще не досягли такого рівня, щоби вони могли бути прийнятими у якості нормативних методів. У роботі [12] також вказується на такі недоліки нормативних та інших відомих методів розрахунку міцності, як незадовільна збіжність з експериментами, відсутність загальної моделі руйнування похилих і нормальних перерізів, неможливість виведення окремих випадків розрахунку міцності, наприклад, нормального перерізу з більш загального розрахунку міцності похилого перерізу, нездатність визначити оптимальне армування залізобетонних елементів у зоні дії найбільших поперечних сил та інших силових чинників.

Актуальність роботи. Аналіз раніше проведених експериментальних досліджень [1, 2] показав, що сумісна дія поперечної сили, згинального моменту і подовжньої сили має істотний вплив на характер роботи і несучу здатність залізобетонного елементу, що згинається. Як виявилось, основними чинниками, що визначають вплив подовжніх сил, є вид сили (стискаючої або розтягуючої), її величина і точка прикладення, тобто наявність ексцентриситету.

Досліди показують, що дія на елемент подовжньої розтягуючої сили, у значній мірі знижує його несучу здатність за похилими перерізами. Причому, спочатку зі збільшенням подовжньої сили зниження несучої здатності відбувається більш інтенсивно, а потім - падає. Збільшення ексцентриситету прикладення розтягуючої сили у бік розтягнутої грані сприяє його поступовому переходу до руйнування за нормальним перерізом.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Огляд доступної авторам літератури дозволив встановити, що дослідженням напружено-деформованого стану похилих перерізів залізобетонних балок з урахуванням дії подовжніх розтягуючих сил, прикладених з ексцентриситетом, присвячено досить мало публікацій. І, по-суті, це питання залишається недостатньо вивченим у теорії залізобетону, що підтверджує актуальність роботи.

Виходячи з викладеного, у Одеській державній академії будівництва та архітектури виконуються системні дослідження у цій області з метою істотного поповнення банку експериментальних даних відповідного розділу ДБН України, що готується до видання.

У виконаній I серії дослідів з напівнатурними зразками-балками дослідні чинники і рівні їхньої зміни представлені у табл. 1.

Оскільки дослідні чинники можуть впливати на функцію «виходу» нелінійно і її доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня, то дослідні зразки вказаної серії (при дії розтягуючого навантаження) виготовлені на середніх «нульових» рівнях основної серії по повному двохфакторному плану типу В2 [21], що забезпечує однакову точність прогнозу вихідного параметру у області, що описується радіусом, який дорівнює 1 (починаючи від «нульової» точки).

Експериментальні дослідження I серії показали однозначний характер руйнування дослідних зразків за похилою тріщиною, від переважаючої дії згинального моменту з досягненням межі текучості у нижній розтягнутій арматурі на початку небезпечної похилої тріщини, а також у поперечній арматурі за її довжиною. Такий характер руйнування дозволив змодельювати напружено-деформований стан і в інших зразках II серії, тобто виконати числовий експеримент позацентрово розтягнутих балок по п'ятифакторному тривірневому майже D-оптимальному плану типу На5. Дослідні у другій серії чинники та рівні їхньої зміни представлені у табл.2.

Таблиця 1

Дослідні чинники з урахуванням дії розтягуючого навантаження		Рівні зміни			Інтервал зміни	Примітки
Код	Натуральні значення	«-1»	«0»	«+1»		
X_1	Розтягуюче зусилля, N_p , кН $(N_p/R_b b h_0)$	22,31 (0,052)	89,25 (0,20)	156,19 (0,348)	66,94 (0,148)	$L=9h_0=$ $=157,5\text{см}; h_0=17,5\text{см};$ $a/h_0=2; b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$
X_2	Відносний ексцентриситет $N_p, e/h_0$	-0,25 (4,4 см)	0	-0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	B25; $\mu_s=0,0176$ (2Ø14A500C); $\mu_s'=0,0090$ (2Ø10A500C); $\mu_{sw}=0,0029$ (2Ø4BpI).

Дослідні зразки є вільно обпертими однопрогінними балками прямокутного перерізу з розмірами 1975x200x100мм і розрахунковою довжиною прольоту $L=9h_0=1575\text{мм}$, де h_0 - робоча висота перерізу, що дорівнює 175мм. Балки армовані двома плоскими зварними каркасами з поздовжньою нижньою 2Ø12, 14, 16A500C і верхньою 2Ø8, 10, 12 A500C арматурою.

Поперечна арматура на приопорних ділянках – 2Ø3, 4, 5 BpI, а на решті ділянок - 2Ø6A240C. Відносна довжина прольоту зрізу (a/h_0) дорівнює 1,2,3. Балки запроєктовані так, щоби забезпечити їхнє руйнування за похилими перерізами при плоскому поперечному згині. Для виготовлення дослідних зразків використали звичайний важкий бетон класів B15, B25, B35 на гранітному щебені фракцій 5...10мм, кварцевому піску з модулем крупності 1,5, у якості вяжучого - звичайний портландцемент марки 400 без добавок. Міцність бетону в кожному досліді контролювали за допомогою стандартних 6 кубів і 6 бетонних призм.

Таблиця 2

Дослідні чинники з урахуванням дії розтягуючого навантаження		Рівні зміни			Інтервал зміни	Примітки
Код	Натуральні значення	«-1»	«0»	«+1»		
X_1	Відносний прогін зрізу, a/h_0	1	2	3	1	$L=9h_0=$ $=157,5\text{см};$
X_2	Клас бетону, B , МПа	B15	B25	B35	10	$h_0=17,5\text{см};$
X_3	Коефіцієнт поперечного армування, μ_{sw}	0,0016 (2 Ø3)	0,0029 (2 Ø4)	0,0044 (2 Ø5)	$\approx 0,0014$	$b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$
X_4	Розтягуюче зусилля, N_p , кН $(N_p/R_b b h_0)$	22,31 (0,05)	89,25 (0,20)	156,19 (0,35)	66,94 (0,15)	$\mu_s=0,0176$ (2Ø14A500C);
X_5	Відносний ексцентриситет $N_p, e/h_0$	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	$\mu_s'=0,009$ (2Ø10A500C).

Для зменшення водоцементного відношення, поліпшення легкоукладності бетонної суміші і скорочення термінів набору міцності бетону у всіх дослідях використовували сертифіковану добавку Релаксол - Супер М у кількості 1% від ваги цементу у перерахунку на суху речовину.

Дослідні зразки-балки навантажували за допомогою домкрата ДГ-50 і розподільної балки-траверси двома зосередженими короткочасно діючими силами ступенями: до появи перших нормальних і похилих тріщин по 0,04...0,06 від сумарного руйнуючого навантаження, потім по 0,08...0,12 - до надмірного розкриття тріщин або розвитку прогинів і, нарешті, - по 0,04...0,06 - до руйнування. Витримка навантаження на кожній ступені складала 15 хвилин зі всіма вимірюваннями на початку і в кінці кожної ступені навантаження.

Кожен дослід у першій серії дублювався 2 зразками-балками, які навантажували двома зосередженими поздовжніми і поперечними силами за загально прийнятною методикою. Для виключення впливу місцевих деформацій і передчасного руйнування дослідні зразки-балки були підсилені по торцях товстими ($\delta=20\text{мм}$), привареними до просторового каркасу пластинами з сержками, через які прикладали поздовжні розтягуючі зусилля з ексцентриситетом.

Перед виготовленням дослідних балок на поздовжню розтягнуту і стиснуту арматуру одного з двох плоских каркасів балки наклеювали ланцюжки тензорезисторів КФ5П1-5-200 (з базою 5мм), за допомогою яких визначали поздовжні і поперечні сили, а також згинальні моменти, що сприймаються безпосередньо арматурними стержнями.

Деформації бетону дослідних зразків вимірювали за допомогою дротяних тензорезисторів з базою 50мм та їхнім контролем за допомогою індикаторів И1...8 годинникового типу (рис. 1) з ціною поділки $1\cdot 10^{-3}\text{мм}$.

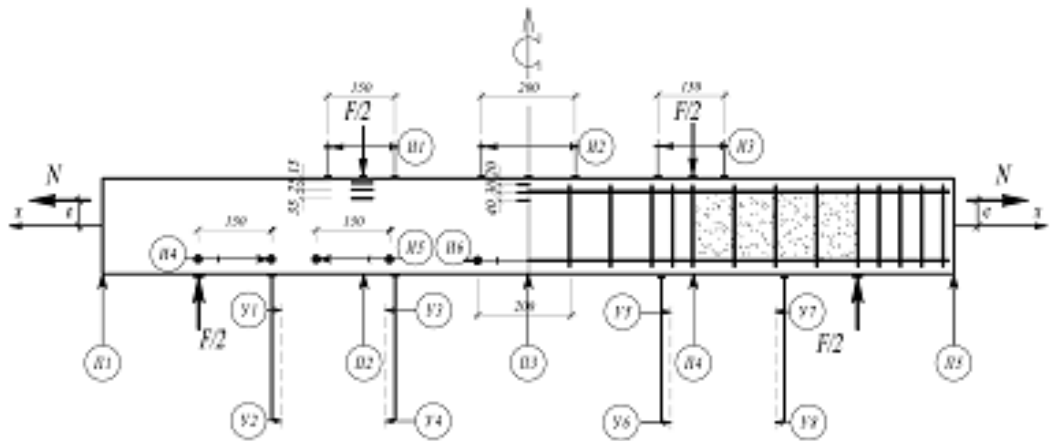


Рис.1. Схема навантаження, розстановки приладів і наклейки тензорезисторів у дослідних балках

Вертикальні переміщення нижньої грані балки вимірювали посередині прольоту, під зосередженими силами і на вільних краях зразка за допомогою індикаторів годинникового типу П1...5 з ціною поділки $1\cdot 10^{-2}\text{мм}$.

Кути нахилу опорної, приопорної і прогінних частин балки у її площині визначали за допомогою аналогічних індикаторів У-1...12, які встановлювали на виносних консолях.

При появі і розвитку характерних нормальних і похилих тріщин на кожній ступені навантаження проводили фіксацію положення їхніх вершин і вимірювали ширину розкриття за допомогою переносного мікроскопу з 20-ти кратним збільшенням.

Про кількісний і якісний вплив основних діючих чинників як зокрема, так при їхній взаємодії один з одним на міцність похилих перерізів можна скласти уявлення за адекватними математичними моделями, що мають достатню інформаційну корисність:

$$\bar{F}_{Q_{u,1}} = 59,13 - 14,25X_1 - 12,01X_2 - 3,09X_1^2, \text{кН} \quad (v \cong 5,4\%) \quad (1);$$

$$\bar{F}_{Q_{u,1}} = 62,39 - 34,6X_1 + 4,13X_2 - 18,06X_1^2 - 15,51X_2^2 + 20,10X_1X_2 + 1,49X_1^3 - 5,69X_2^3 - 2,82X_1^2X_2 - 1,1X_1X_2^2 + 9,2X_1X_2^2 + 7,98X_1^2X_2^2 + 6,08X_1X_2^3, \text{кН} \quad (v \cong 5,61\%) \quad (2)$$

Геометрична інтерпретація впливу дослідних чинників I і II серії представлена, відповідно, на рис 2 і 3.

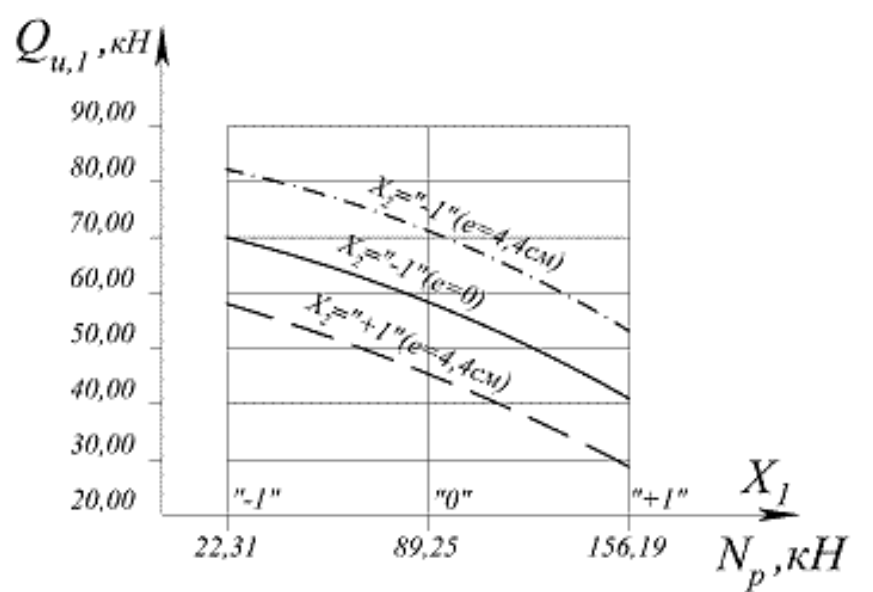


Рис.2. Залежність міцності похилих перерізів дослідних з/б балок від поздовжньої розтягуючої сили і ексцентриситету її прикладення.

Висновки

Виконані експерименти дозволили дослідити напружено-деформований стан позацентрово розтягнутих залізобетонних елементів, що згинаються, встановити характер деформування і руйнування їхніх припорних ділянок, що супроводжується текучістю подовжньої робочої і поперечної арматури, що перетинається небезпечною похилою тріщиною. Виявлено вплив дослідних чинників як зокрема, так і у їхній взаємодії один з одним на міцність припорних ділянок даних балок.

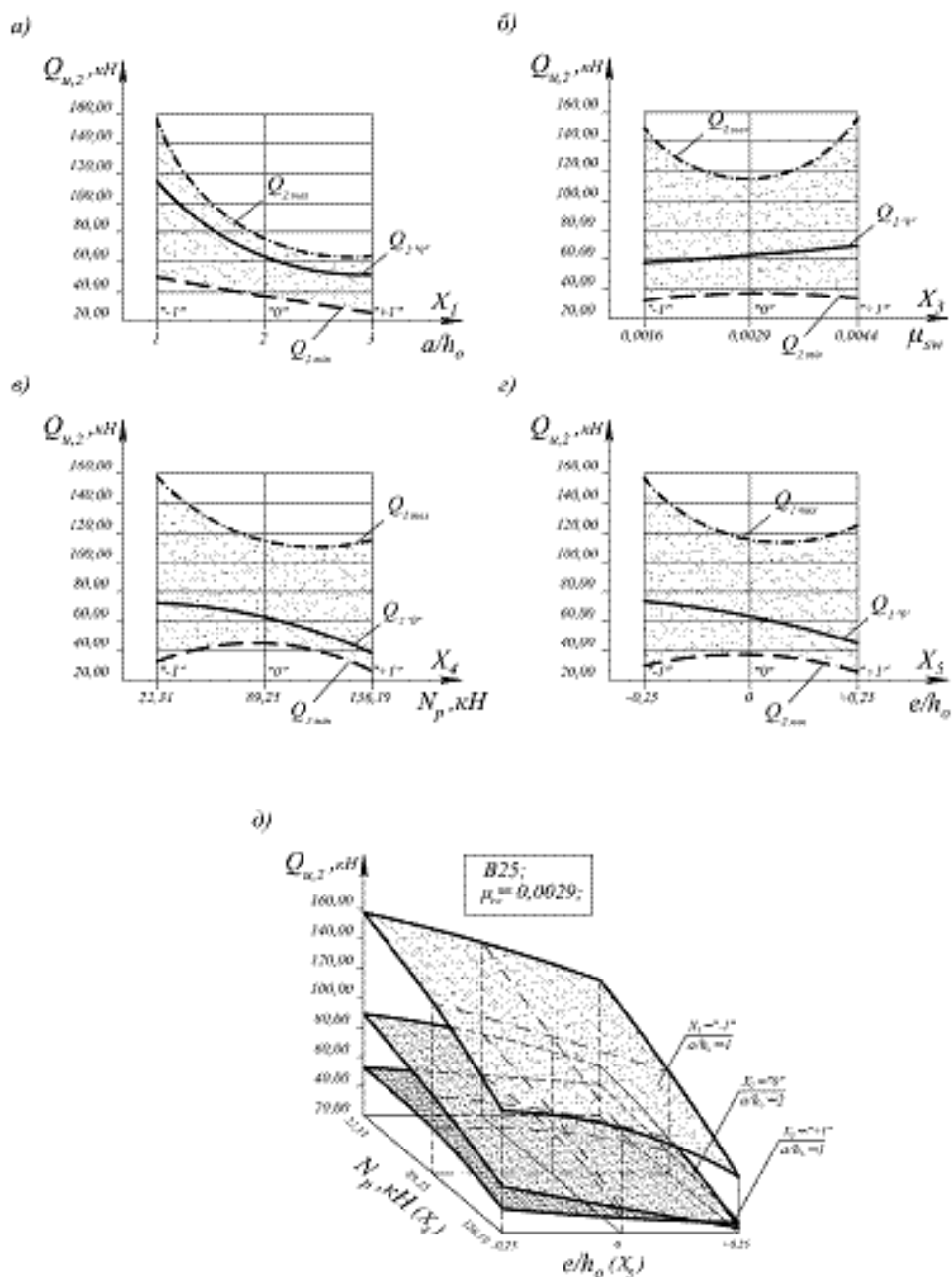


Рис.3. Результати числового експерименту по дослідженню впливу відносного прольоту зрізу (а), коефіцієнта поперечного армування (б), величини розтягуючої поздовжньої сили (в) і ексцентриситету її прикладення (г), а також комплексний вплив дослідних чинників (д) на міцність похилих перерізів позациентрово розтягнутих залізобетонних балок

Література

1. Лопатто А.Э. Артур Фердинандович Лолейт/ Лопатто А.Э. – М.: Стойиздат, 1969. –104с.
2. Залигер Ф. Железобетон, его расчет и применение/ Залигер Ф. ; – [3-е изд. - пер. с нем. 5-го изд (Вена, 1925)]. – М.: – Л., Госиздат, 1928. – 671с.
3. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона/ Столяров Я.В. – М.: Стойиздат, 1941. – 448с.
4. Leongardt F. Shear and forsion in pestressend concrete. / F. Leongardt /Secture an sission VI FIP Kongress. – Praque., 1970. С.13–17.
5. Regan P.E. Shear in Reinforced Concrete Beams./ P.E. Regan // Magazine of Concrete Rescarch, Vol. 22. – 1970. – №73. – С.197–208.
6. Design of Concrete Structures. Part 1; General rules and Rules for Buildings. Eurocod 2. [ENV 1992-1-1]. – European Prestandart, 1992.
7. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона/ Мурашев В.И – М. : Машстройиздат, 1950. – 236с.

8. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения/ Боришанский М.С. – М.: Госстройиздат, 1946. – 79с.
9. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84*. Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79с.
10. Звездов А.И. , Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / Звездов А.И. , Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. // Бетон и железобетон. – 2002. –№2. С. 2–6; –№3. С. 10–13; –№4. С. 16–18.
11. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил/ Залесов А.С., Климов Ю.А. – Киев.: Будівельник, 1989. – 105с.
12. Митрофанов В.П., Арцев С.И., Шабан М. Оптимизационная теория прочности железобетонных элементов и совершенствование метода предельного равновесия для расчета статически неопределимых балок и рам. / Митрофанов В.П., Арцев С.И., Шабан М.// Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. С.154–158.
13. Гришин А.В., Гришин В.А. Расчет упругопластических слоистых стержней при сложном нагружении. / Гришин А.В., Гришин В.А. // Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. –Київ.: НДІБК, 2000. С.71–75.
14. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона/ Карпенко Н.И.–М.: Стройиздат, 1996.– 416с.
15. Клованич С.Ф. Механика железобетона в расчетах конструкций. / Клованич С.Ф.// Будівельні конструкції/ Зб. наук. праць, вип. 52. – Київ.: НДІБК, 2000. – С. 107–115.
16. Митрофанов В.П., Онищенко Д.К., Дергам Али. Разработка механики бетона и железобетона при сложных неоднородных напряженно-деформированных предельных состояниях. / Митрофанов В.П., Онищенко Д.К., Дергам Али // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тез. первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С. 159–163.
17. Яременко А.Ф., Школа Ю.А. Расчет железобетонных балок прямоугольного поперечного сечения при действии продольной силы, изгиба и кручения. / Яременко А.Ф., Школа Ю.А. // В зб. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», вип. 3, Рівне, 1999. – С.301–305.
18. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». / Климов Ю.А.// Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С.403–405.
19. Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій. / Барзилович Д.В., Слюсаренко Ю.С., Бамбура А.М. // Наук.-техн. пробл. сучасн. залізобетону / Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. – Київ.: НДІБК, 2003. – С. 30–33.
20. Гольшев Б.А. , Колчунов В.И., Смоляго Г.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / Гольшев Б.А. , Колчунов В.И., Смоляго Г.А.// Исследование строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С.26–42.
21. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях/ Вознесенский В.А. [– 2-е изд. испр. и доп.] – М.: Финансы и статистика, 1981, –215с.