

З.Я. Бліхарський, д.т.н.
Т.В. Бобало, к.т.н.
А.П. Крамарчук, к.т.н.
Б.М. Ільницький, к.т.н.

Національний університет «Львівська політехніка»

НАДІЙНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ, АРМОВАНИХ АРМАТУРОЮ КЛАСУ А1000 ТА А500С

Розглянуто надійність роботи залізобетонних балок із комбінованим армуванням, армованих стержневою арматурою класу А1000 та А500С. Подано порівняння результатів проведеного лабораторного випробовування елементів із комбінованим армуванням з результатами розрахунку за нормативним документом ДБН В.2.6:2009.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, комбіноване армування, високоміцна арматура, деформативність.

З.Я. Бліхарский, д.т.н.
Т.В. Бобало, к.т.н.
А.П. Крамарчук, к.т.н.
Б.М. Ильницкий, к.т.н.

Национальный университет «Львовская политехника»

НАДЕЖНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ, АРМИРОВАННЫХ АРМАТУРОЙ КЛАССА А1000 И А500С

Рассмотрена надежность работы железобетонных балок с комбинированным армированием, армированных стержневой арматурой класса А1000 и А500С. Представлены сравнения результатов проведенного лабораторного испытания элементов с комбинированным армированием с результатами расчета по нормативному документу ДБН В.2.6: 2009.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, комбинированное армирование, высокопрочная арматура, деформативность.

Z. Bliharskyy, ScD
T. Bobalo, PhD
A. Kramarchuk, PhD
B. Ilnytskyi, PhD

National University «Lviv Polytechnic»

RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH COMBINED REINFORCEMENT OF CLASS A1000 AND A500C

The article is devoted to the study of reliability of reinforced concrete beams with combined reinforcement reinforced with rod reinforcement of class A500C and A1000. There is given a comparison of the laboratory test results of combined reinforcement elements and the results of the calculation according to the regulatios DBN B.2.6: 2009.

Keywords: concrete structures, combined reinforcement, high-strength reinforcement, deformability.

Вступ. Зменшення маси, зниження вартості і витрати матеріалів у залізобетонних конструкціях можливі на основі використання високоміцних бетонів й арматури. Основною перевагою високоміцних сталей є їх міцність, це дозволяє зменшити кількість металу, який використовується при будівництві, не втративши на надійності конструкції. Чим більша міцність будівельної сталі, тим менший початковий модуль пружності і більші кінцеві деформації, а це негативно впливає на деформативні характеристики та на тріщиностійкість залізобетонних конструкцій. Тому високоміцну арматуру використовують, як правило, у попередньо напружених залізобетонних конструкціях, проте використання попереднього напруження робочих стержнів несе додаткові затрати і є складним у звичайних умовах. Зважаючи на це, постає питання дослідження конструкцій із комбінованим армуванням, де б поєднувалась робота сталей різних класів для забезпечення надійності й економічності.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій. Проведені раніше дослідження роботи сталобетонних балок із комбінованим армуванням, армованих стрічковою арматурою класу С275 та стержневою високоміцною А1000, показали, що із збільшенням відсотка високоміцної арматури А1000 зростають прогини, тому за попередніми результатами було встановлено, що для досліджуваних зразків оптимальний відсоток армування високоміцною стержневою арматурою А1000 досягається за умови передачі на неї 25-55% розтягуючого зусилля, це знижує відсоток армування відповідно на 15-30% при забезпеченні вимог з деформативності, тріщиностійкості, міцності та надійності.

Дослідження залізобетонних балок із комбінованим армуванням високоміцною стержневою ненапруженою арматурою класу А1000 у поєднанні з арматурою А500С, ще не проводились.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Для більш детального розуміння роботи конструкцій із комбінованим армуванням необхідно нарощувати дослідну базу з результатами експериментів, це дозволить розробити пропозиції щодо конструювання і виготовлення таких конструкцій, установити раціональні співвідношення використання арматури різних класів для забезпечення оптимально необхідної роботи конструкції.

Постановка завдання. Експериментально оцінити роботу залізобетонних конструкцій із комбінованим армуванням, армованих стержневою арматурою класів А1000 та А500С, та порівняти результати випробувань з результатами перевірконого розрахунку за ДБН В.2.6-98:2009 у зоні дії нормальних сил та розробити пропозиції щодо раціонального конструювання залізобетонних згинаних елементів.

Основний матеріал і результати. Для проведення експерименту було виготовлено три дослідних зразка у вигляді залізобетонних балок. Переріз балок – 120x240 мм, розрахунковий прогін – 2400 мм. Клас бетону встановлювався після випробування бетонних кубиків розміром 150x150мм. та призм розміром 100x100x400 мм. Міцність бетону відповідала класу С30/40 – С35/45. Бетон виготовлено з використанням Здолбунівського портландцементу активністю М500 і суперпластифікатора НК-1(ВМ) для полегшення укладки суміші та для зменшення водоцементного відношення.

Заповнювачі на 1м³: щебінь гранітний фракції 5□20мм; пісок з модулем зернистості 2,2; усі заповнювачі чисті, без домішок. Витрата матеріалів на 1м³ бетонної суміші: цемент – 498,0 кг; пісок – 676,0 кг; щебінь – 1178,3 кг; вода – 166 л; суперпластифікатор НК-1(ВМ) – 2,47 кг (2,12 л). Ущільнення бетонної суміші – вібраційне.

У розтягнутій зоні першого зразка використана стержнева високоміцна арматура А1000 (А-VI) діаметром 10 мм та стержнева арматура А500С (А-IV) 2Ø12 мм; у другому зразку відношення арматури таке: 2Ø10 А1000 та 1Ø12 А500С. У третьому зразку нижня розтягнута зона була армована лише високоміцною арматурою 3Ø10 А1000 (див. табл. 1).

Характеристика матеріалів дослідних зразків наведена в табл. 1.

Таблиця 1. Характеристика матеріалів дослідних зразків

Позначення балок		Б-1	Б-2	Б-3
Розміри перерізу b/h, мм		120/240	120/240	120/240
Важкий бетон класу С30/40 та С35/45	$f_{ck,cube}/f_{ck,prism}$ МПа	35,0 / 27,3	35,0 / 27,3	46,3 / 28,1
	f_{ctk} , МПа	2,0	2,0	2,18
	$E_{cm} \times 10^3$, МПа	34,5	34,5	38,04
Арматура розтягнутої зони – стержнева поздовжня	Клас	А 500С	А 500С	А 400С
	$A_{s,стричк}$, см ²	2Ø12=2,26	1Ø12=1,13	-
	f_{yk} , МПа	510	510	-
	$E_p \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	-
	ϵ_{uk}	0,025	0,025	-
	Клас	А 1000	А 1000	А 1000
	$A_{s,стержн}$, см ²	1Ø10=0,785	2Ø10=1,570	3Ø10=2,34
	f_{yk} , МПа	1080	1080	1080
	$E_p \times 10^5$, МПа	1,85	1,85	1,85
	ϵ_{uk}	0,018	0,018	0,018
Арматура стисненої зони – стержнева поздовжня	Клас	А 400С	А 400С	А 400С
	A_s' , см ²	2Ø10=1,005	2Ø10=1,005	2Ø10=1,005
	f_{yk} , МПа	594,5	594,5	594,5
	$E_p \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	2,05
Арматура стержнева поперечна	Клас	А 240С	А 240С	А 240С
	A_{sw} , см ²	2Ø5=0,392	2Ø5=0,392	2Ø5=0,392
	f_{ywd} , МПа	296	296	296
	$E_p \times 10^5$, МПа	2,05	2,05	2,05

Фізико-механічні характеристики бетону на стиск визначалися випробуванням кубиків з ребром 150 мм на гідравлічному пресі марки П250 №1343 ГОСТ 8905-73. Швидкість навантаження, умови досліджень, вимірювання деформацій і метод визначення початкового модуля пружності бетону приймалися згідно з рекомендаціями ДСТУ Б. В 2.7.217:2009.

Фізико-механічні характеристики сталі визначались на стандартних зразках згідно з нормами. Випробування зразків сталі проводились на розривній машині ТМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу; крім того, для виміру деформації застосовували тензодатчики, що дало можливість з достатньою точністю побудувати діаграми розтягу сталі, виключивши переміщення, викликані проковзуванням у затискачах машини.

Арматура у стиснутій зоні усіх експериментальних балок запроєктована з періодичного профілю $\varnothing 10$ мм класу А400С (А-III). Поперечна стержнева арматура використовувалась гладка $\varnothing 5$ мм із сталі класу А240С, встановлена з кроком 70 мм при опорах та 120 мм посередині прольоту. Виготовлені балки відрізнялись різним співвідношенням арматури класу А1000 (А-VI) і класу А500С (А-IV). Каркас балки виготовляли з використанням в'язального дроту.

Конструкція арматурних каркасів подана на рисунку 1.

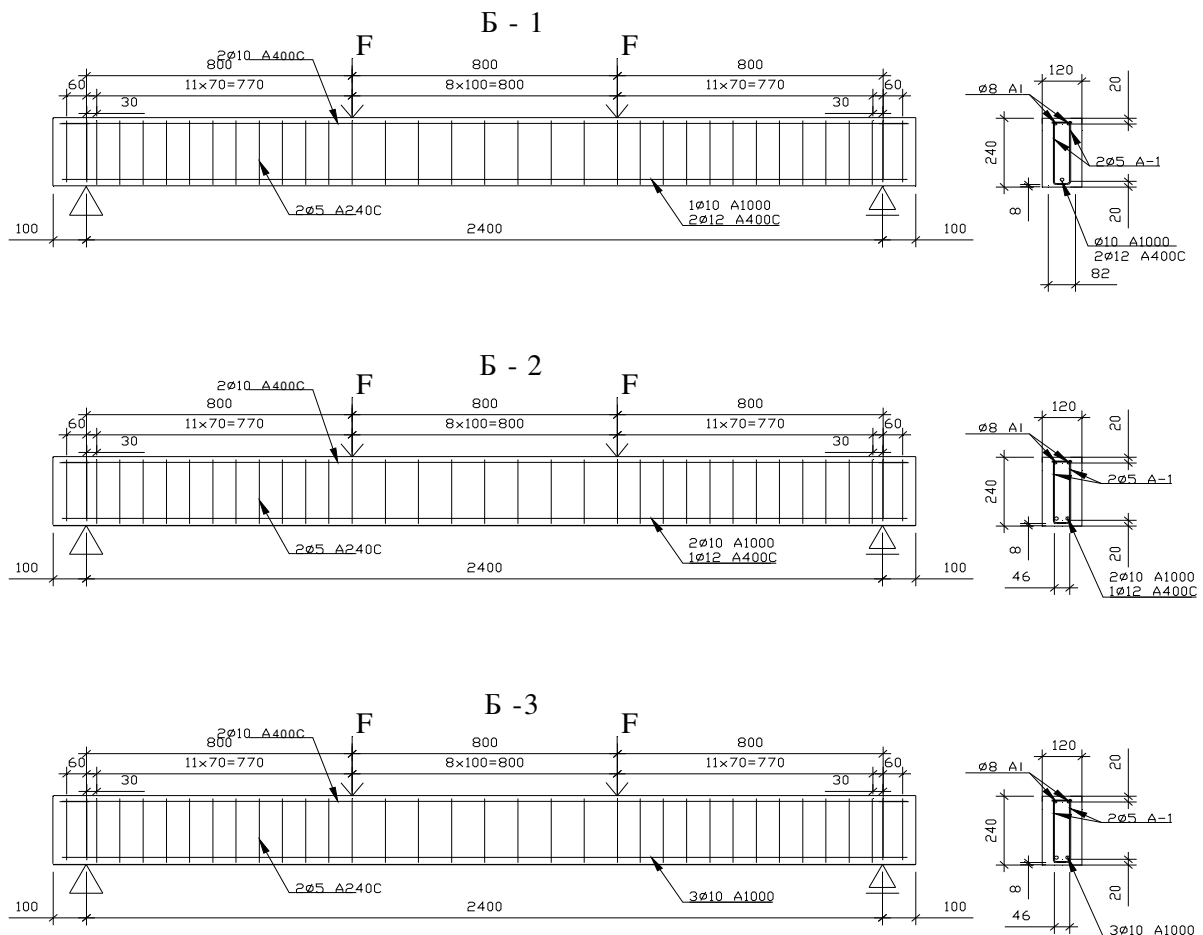


Рис. 1. Конструкція каркасів дослідних зразків

У залізобетонній балці Б – 1 наявна стержнева високоміцна арматура класу А1000 (А-VI) $\varnothing 10$ мм площею $A_s=0,789 \text{ см}^2$ (на яку припадало – 25,877% розтягуючого зусилля) і стержнева класу А500С (А-IV) $2\varnothing 12$ мм площею $A_s=2,26 \text{ см}^2$ (яка сприймала 74,123% розтягуючого зусилля). Арматура стисненої зони – стержнева поздовжня $2\varnothing 12$ мм А400С (А-III) й стержнева поперечна $\varnothing 6$ мм класу сталі А240С.

У залізобетонній балці Б-2 стержнева високоміцна арматура класу А1000 (А-VI) $2\varnothing 10$ мм площею $A_s=1,57 \text{ см}^2$ (на неї припадало 58,127% розтягуючого зусилля) і класу А500С (А-IV) $\varnothing 12$ мм площею $A_s=1,131 \text{ см}^2$ (яка сприймала 41,873% розтягуючого зусилля). Арматура стисненої зони – стержнева поздовжня $2\varnothing 12$ мм А400С (А-III) і арматура стержнева поперечна $\varnothing 6$ мм класу сталі А240С.

У залізобетонній балці Б – 3 стержнева високоміцна арматура класу А1000 (А-VI) $3\varnothing 10$ мм площею $A_s=2,36 \text{ см}^2$, яка сприймала 100% розтягуючого зусилля.

Методика випробувань. Випробування дослідних балок проводилось на дослідному стенді. Навантаження здійснювалось за допомогою гідравлічного домкрата потужністю 1000 кН. Через розподільчу траверсу зусилля прикладалось до верхньої грані балки у вигляді двох зосереджених сил, прикладених симетрично відносно середини балки на відстані 1/3 від розрахункового прольоту. Навантаження балок при випробуваннях здійснювалось поетапно, ступенями, близькими 0,1 від руйнівного, з витримкою 15 хв на кожній ступені. Після витримки навантаження знімались показники усіх приладів, а також фіксувалось утворення, ширина розкриття і розвиток тріщин.

Результати випробувань. Тріщиностійкість залізобетонних балок із комбінованим армуванням і сталобетонних балок є актуальною. Тому при дослідженнях тріщинам приділялась особлива увага. Результати випробувань дозволили провести порівняльну характеристику тріщиностійкості залізобетонних балок із комбінованим армуванням і визначити вплив відсотка високоміцної арматури на появу та розкриття тріщин.

Робота зразків до моменту утворення тріщин характеризується пружними деформаціями, що виникають як в робочій арматурі, так і в бетоні стиснутої та розтягнутої зони. Переріз балки являє собою суцільне пружно-пластичне тіло, в якому бетон працює на розтяг разом з арматурою.

Тут необхідно відзначити, що деформації стиску і розтягу бетону в нормальних перерізах розподіляються по висоті елемента згідно з гіпотезою плоских перерізів по довжині прольоту зрізу – відповідно до епюри згинальних моментів.

Зі збільшенням навантаження в розтягнутому бетоні виникають непружні деформації, напруження досягають міцності бетону на розтяг f_{ctm} . Цей стан I стадії покладено в основу розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів. При подальшому збільшенні навантаження в перерізі утворюються тріщини, починається друга стадія напруженого стану.

Зі збільшенням відсотка високоміцної арматури тріщиностійкість балок по утворенню нормальних тріщин збільшується.

Дослідні та теоретичні значення моментів тріщиноутворення й максимально допустимої ширини розкриття тріщин наведено у таблиці 2.

Таблиця 2. Порівняння моментів тріщиноутворення та максимальне розкриття тріщин

Позначення балок	Початок утворення тріщин				Максимальне розкриття тріщин			
	M_{ctc}^d , кН*м	Дослідне a^d , мм	ДБН В.2.6-98:2009 $M_{ctc}^{дБН}$, кН*м	$(M_{ctc}^d - M_{ctc}^{дБН}) / M_{ctc}^d$, %	M^d , кН*м	дослідне a^d , мм	ДБН В.2.6-98:2009 $M_{tr}^{дБН}$, кН*м	$(M^d - M_{tr}^{дБН}) / M^d$, %
Б-1	14,02	0,05	13,27	5,31	28,35	0,70	27,97	1,34
Б-2	12	0,05	11,77	1,91	28,06	0,60	27,38	2,42
Б-3	6,42	0,05	5,92	7,78	33,45	0,30	32,90	1,64

Розвиток тріщин і характер руйнування дослідних балок представлені на рис. 2.

Балка- 1 (Б-1)



Балка- 2 (Б-2)



Балка- 3 (Б-3)



Рис. 2. Характер руйнування балок

Слід зауважити, що настання текучості звичайної арматури відбувається швидше, ніж високоміцної арматури. Це супроводжувалось збільшенням приросту деформацій і прогинів. Проте дослідні зразки продовжували сприймати додаткове навантаження й після текучості арматури А500С, доти, поки не була досягнута межа текучості стержневої високоміцної арматури.

Тому тут слід відзначити присутність трьох граничних станів згинального елемента при розрахунку міцності. Перший – коли у звичайній арматурі класу А500С напруження дорівнюють межі текучості, після чого спостерігається збільшення приросту деформацій та прогинів, але балка продовжує сприймати додаткове навантаження. Другий – настання текучості у високоміцній стержневій арматурі, додаткове навантаження балка сприймати вже не в змозі, подальше завантаження зразків викликало значні деформації текучості в арматурі, різкі розкриття тріщин і приріст прогинів. Третій – фізичне руйнування, а саме руйнування стиснутої зони бетону.

Балки було запроектовано так, щоб текучість стержневої високоміцної арматури наставала швидше, ніж руйнування стиснутої зони бетону. Руйнування зразків мало пластичний характер, після досягнення текучості у стержневій високоміцній арматурі при наступному завантаженні відбувалось розколювання стиснутої зони бетону. При досягненні текучості у звичайній арматурі напруження в ній не спадали, сталь продовжувала нести навантаження і після початку текучості.

Згинальний момент, що відповідає напруженням текучості в арматурі А500С, – $M_{д1}$; момент, який відповідає текучості у високоміцній стержневій арматурі, називається «граничним моментом» $M_{д2}$.

Оскільки розрахунок міцності згинальних конструкцій ведеться за граничним станом, то в основу подальшого аналізу покладений «граничний момент» $M_{д2}$.

Експериментальні й теоретичні значення несучої здатності балок подані у таблиці 3.

Таблиця 3. Експериментальні та теоретичні значення несучої здатності балок

Позначення балок	Несуча здатність (текучість арматури А400С, руйнування стиснутої зони бетону)			
	Дослідне значення $M_{д1}$ при настанні текучості арматури А500С мПа	Дослідне значення $M_{д2}$ при фізичному руйнуванні, кНм	За [4] M_n , кНм	$(M_{д2}-M_{ДБН})/M_{д2}$, %
Б-1	32,83	42,65	41,97	1,6
Б-2	28,51	47,43	46,11	2,8
Б-3	-	55,36	52,85	4,5

Визначення граничного стану балок на міцність проводилось за графіком напружень у робочій арматурі, маючи діаграми випробовування сталі та знаючи деформації. При випробовуванні проводився аналіз роботи арматури й бетону з виведенням графіків напружень, це дозволяло передбачити поведінку дослідних зразків при наступних завантаженнях і визначити момент початку текучості в арматурі.

Визначення розрахункових значень несучої здатності дослідних зразків проводилось за формулами ДБНВ.2.6-98:2009.

Кривизна і прогини дослідних балок. Кривизну дослідних зразків на ділянках без тріщин та з ними в розтягнутій зоні визначали за ДБН В.2.6-8:2009. Згідно з нормами виділено два етапи роботи:

– у бетоні розтягнутої зони відсутні тріщини, і конструкція являє собою суцільне пружно-пластичне тіло;

– конструкція працює з тріщинами в розтягнутій зоні, являючи собою пружно-пластичне тіло.

Виконані розрахунки за нормативними джерелами дозволяють відзначити, що при збільшенні відсотка високоміцної арматури в поєднанні зі звичайною арматурою норми недооцінюють фактичних значень прогинів.

Експериментальні й теоретичні значення прогинів дослідних балок подані у таблиці 4.

Таблиця 4. Експериментальні й теоретичні значення прогинів дослідних балок

Позначення балок	0,4 M_{max}			0,7 M_{max}		
	дослідне f^d_1 , мм	за [4] $f^{ДБН}_1$, мм	$(f^{ДБН}_1 - f^d_1)/f^{ДБН}_1$, %	дослідне f^d_2 , мм	за [4] $f^{ДБН}_2$, мм	$(f^{ДБН}_2 - f^d_2)/f^{ДБН}_2$, %
Б – 1	3,35	4,1	22,4	12,68	14,8	14,3
Б – 2	3,97	4,9	23,6	16,04	18	10,9
Б – 3	8,25	8,9	7,9	20,32	21,8	7,3

Розрахункові прогини за рекомендаціями ДБН В.2.6-98:2009 визначались на початкових стадіях завантаження як для суцільного пружно-пластичного тіла, а при перевищенні моменту тріщиноутворення – як для елементів з тріщинами в розтягнутій зоні. При обчисленні прогинів за нормами враховувались деформації зсуву і згину.

Прогин, спричинений дією згинального моменту, обчислювався

$$f_M = \sum_{i=1}^l M_{xi} \left(\frac{1}{r} \right)_{xp} \Delta l,$$

де M_{xi} – згинальний момент у перерізі x від дії одиничної сили; $\left(\frac{1}{r} \right)_{xp}$ – кривизна елемента в перерізі x від прикладеного навантаження.

Висновки:

– зі збільшенням відсотка армування залізобетонних балок високоміцною арматурою зростають прогини та кількість утворених тріщин; у балці, армованій лише високоміцною арматурою, прогини перевищували нормативні значення у 2,08 раза, тому використовувати лише високоміцну арматуру недоцільно;

– за наявності високоміцної стержневої арматури фізичне руйнування балок настає не під час текучості арматури класу А500С, а при значних пластичних деформаціях високоміцної арматури класу А1000, що дозволяє обчислювати несучу здатність балок з умовною межею текучості саме високоміцної арматури і повністю використати її міцнісні характеристики;

– використання високоміцної арматури А1000 у поєднанні з арматурою А500С дозволяє зменшити витрату арматурної сталі. Використання високоміцної арматури у межах 33–58% від сумарної міцності робочої арматури при комбінованому армуванні залізобетонних балок дозволяє знизити відсоток армування на 6-13%, при забезпеченні вимог по деформативності, тріщиностійкості, міцності та надійності;

– нормативний документ ДБН В.2.6-98:2009 задовільно оцінює несучу здатність залізобетонних балок, армованих пакетом арматур класів А1000 та А500С; відхилення в проведених експериментах становить 1,6 – 4,5%.

Література

1. Бобало, Т.В. Особливості роботи сталобетонних балок, армованих стержневою високоміцною арматурою різних класів / Т.В. Бобало, З.Я. Бліхарський, Б.М. Ільницький, А.П. Крамарчук // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» : Теорія і практика будівництва № 697. – Львів, 2011. – С.35 – 48.
2. Бобало, Т.В. Порівняння результатів експериментального дослідження сталобетонних балок зі змішаним армуванням з результатами розрахунку за діючими національними нормами / Т.В. Бобало // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Національного аграрного університету. – Львів, 2012. – №13 – С.34 – 43.
3. Бліхарський, З.Я. Міцність сталобетонних балок із комбінованим армуванням у порівнянні з розрахунком за ДБН В.2.6:2009 / З.Я. Бліхарський, Т.В. Бобало, Б.М. Ільницький, А.П. Крамарчук // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Національного аграрного університету. – Львів, 2013. №14 – С.42 – 52.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 72 с.
5. ДСТУ Б. В 2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. –115 с.

Надійшла до редакції 10.12.2014

© З.Я. Бліхарський, Т.В. Бобало, А.П. Крамарчук, Б.М. Ільницький