

О.О. Довженко, к.т.н., доцент, І.А. Юрко, к.т.н., асистент, А.Г. Грищенко, магістранта
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПОНОК ЗА ІСНУЮЧИМИ МЕТОДИКАМИ (НА ПРИКЛАДІ КОНТАКТНОГО ШВА)

Виконано порівняльний аналіз існуючих методик розрахунку міцності контакт-ного залізобетонного шва.

Ключові слова: шпонка, з'єднання, зріз, міцність, пластичність.

Вступ. Залізобетонні конструкції займають провідне місце в сучасному будівництві. Для більш широкого їх використання продовжується вдосконалення проектних рішень, технології виготовлення та зведення збірних і монолітних конструкцій, направлене на підвищення їх економічності та зменшення трудомісткості.

Незважаючи на активний розвиток монолітно-каркасного будівництва, котре прийшло на зміну панельному, не потрібно відкидати й багаторічні розробки у галузі збірного залізобетону. Закордонні проекти у цій сфері не поступаються за економічністю та архітектурно-планувальними рішеннями монолітним будівлям.

Найбільш слабкими й небезпечними місцями будівлі при будь-якому способі зведення є стики окремих елементів. Серед них найкраще сприймають зусилля зсуву шпонкові з'єднання. Вони зустрічаються в стиках: панелей стін; плит перекриття; ригелів (плит) із колонами; колон із фундаментом; конструкцій просторових покриттів та ін.

Загальновідомо, що велика кількість дефектів виникає при влаштуванні стиків, тому слід приділяти увагу якості та виду бетону при їх замонолічуванні.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій. Питання міцності залізобетонних шпонок знайшли відображення в дослідженнях [1 – 18]. До найбільш поширених належать формули для її обчислення, наведені в таблиці 1.

Однак зазначені залежності мають ряд недоліків: як нормативні, так і авторські підходи, як правило, базуються на емпіричній основі та не враховують повну сукупність факторів, які обумовлюють несучу здатність шпонкових стиків.

Таблиця 1 – Розрахункові залежності для визначення міцності залізобетонних шпонок при зрізі

№	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,s} = V_{sh,b} (1 - f k_{\alpha}) + f (\mu_{sw} R_{sw}) b_k u_k,$ <p style="text-align: center;">але не більше $V_{sh,s}^{\max} = b_k u_k R_{bt} \sqrt{R_{bt} + \mu_{sw} R_{sw}},$</p> <p>де $V_{sh,s}$ – міцність залізобетонної шпонки; $V_{sh,b} = 1,5 R_{bt} A_{sh}$ – граничне навантаження бетонної шпонки; $\eta_{\alpha} = \frac{tg \alpha - f}{1 + f tg \alpha} \geq 0,15$; α – кут нахилу площадки завантаження шпонки до напрямку, перпендикулярного площині зсуву;</p>	<p>Інструкція по проектуванню конструкцій панельних жилих будинків (ВСН 72-77) [6]</p>

Продовження таблиці 1

1	2	3
	<p>f – коефіцієнт тертя (при сейсмічних впливах – 0,5; для інших – 0,7); μ_{sw} – коефіцієнт армування стику; $A_{sh} = b_k h_k$ – площа зрізу; b_k, h_k – товщина та висота шпонки; u_k – крок шпонок за довжиною стику</p>	
2	$V_{sh,s} = V_{sh,b} (1 - f \eta_\alpha) + f A_{sw} R_{sw},$ $V_{sh,b} = 1,5 R_{bt} A_{sh}; \quad \eta_\alpha \geq 0,15 \div 0,2; \quad A_{sw} - \text{ площа поперечної арматури}$	Пособие по проектированию жилых зданий [14]
3	$V_{sh,s} = V_{sh,b} + 0,7 R_{sw} A_{sw},$ $V_{sh,b} = 2 R_{bt} A_{sh}$	Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий [4]
4	$V_{sh,s} = V_{sh,b} + f (R_{sw} A_{sw} - \eta_\alpha V_{sh,b}),$ $V_{sh,b} = 1,5 R_{bt} A_{sh}; \quad f = 0,7 \div 0,8; \quad \eta_\alpha = 0,15 \div 0,2$	Ашкінадзе Г.І. [5]
5	$V_{sh,s} = V_{sh,b} (1 + E_b / E_s),$ $V_{sh,b} = 1,5 R_{bt} A_{sh}; \quad E_s, E_b - \text{ модуль пружності арматури та бетону відповідно}$	Кваша В.Г., Коваль П.М. [8]
6	$V_{sh,s} = V_{sh,b} + f R_{sw} A_{sw},$ $V_{sh,b} = 1,5 R_{bt} A_{sh}; \quad f = 0,7$	Мартінова Н.Г. [10]
7	$V_{sh,s} = V_{sh,b} (1 + 1,8 \mu_{sw}) + 0,7 \mu_{sw} (\sigma_{sw} - 1,8 \alpha V_{sh,b}),$ <p>$\alpha = E_s / E_b; \sigma_{sw}$ – напруження в арматурі, котре залежить від коефіцієнта армування: при $\mu_{sw} \leq 0,02$ – $\sigma_{sw} = R_{sw}$, а при $\mu_{sw} > 0,02$ – $\sigma_{sw} = (1,7 - 35 \mu_{sw}) R_{sw}$;</p> <p>для важкого бетону</p> $V_{sh,b} = \frac{1}{3} \left[1,9 \sqrt{R_b R_{bt}} + R_b \left(0,6 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh};$ <p>для легкого бетону</p> $V_{sh,b} = \frac{1}{3} \left[2,9 \sqrt[3]{R_b R_{bt}} + R_b \left(0,4 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh}$	Погрібний В.В. [13]
8	$V_{sh,s} = V_{sh,b} (1 + 4 \cdot 10^{-5} R_{sw} n d),$ $V_{sh,b} = 1,7 A_{sh} \sqrt{R}; \quad n, d - \text{ кількість і діаметр арматурних стержнів у стику}$	Коноводченко В.І. [9]

Закінчення таблиці 1

1	2	3
9	$V_{sh,s} = V_{sh,b} + \rho_w f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$ <p>де $V_{sh,b} = c f_{ctd}$; c і μ – коефіцієнти, котрі залежать від шорсткості поверхні; f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг, визначається згідно з нормами [1]; $\rho_w = A_{sw}/A_{sh}$ – коефіцієнт армування; v – коефіцієнт зниження міцності бетону; f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск</p>	<p>ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2]</p>

Однак зазначені залежності мають ряд недоліків: як нормативні, так і авторські підходи, як правило, базуються на емпіричній основі та не враховують повну сукупність факторів, які обумовлюють несучу здатність шпонкових стиків.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Незважаючи на велику кількість розрахункових залежностей для визначення міцності залізобетонних шпонок, рекомендувати будь-яку з них до масового використання складно, тому що кожна підтверджується серією своїх дослідів, однак має суттєві чисельні розбіжності з іншими.

Метою статті є порівняльний аналіз існуючих методів розрахунку міцності залізобетонних контактних стиків для рекомендації найбільш точного застосування у практиці проектування.

Основний матеріал і результати. На кафедрі ЗБіКК та ОМ ПолтНТУ розроблений розрахунок міцності контактного залізобетонного шва варіаційним методом у теорії пластичності бетону [7, 11, 12, 15, 16].

Задача розв'язується в такій послідовності:

1. Приймається кінематично можлива схема руйнування, котра при зрізі шпонок матиме вигляд, наведений на рисунку 1.

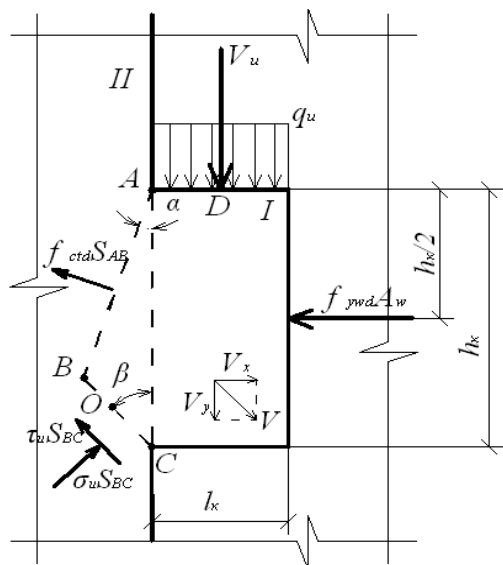


Рисунок 1 – Кінематично можлива схема руйнування контактного залізобетонного шва

2. Невідомими виступають: граничне навантаження q_u , співвідношення швидкостей $k = V_x / V_y$ і геометричні параметри поверхні руйнування ABC: кути – α , β .

3. На поверхні руйнування знаходяться розриви (стрибки) нормальної ΔV_n та дотичної ΔV_t складових швидкості.

4. Записується функціонал методу для плоского напруженого стану. Він є додатним і на дійсному НДС досягає свого мінімуму, що дорівнює нулю.

Відповідно формула для визначення граничного навантаження за умови $k = \tan \beta$ для неперearмованих зразків має вигляд

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ctd} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{f_{yd} A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (1)$$

де $B = \sqrt{(1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3}$, $\chi = f_{ctd} / f_{cd}$, $m = f_{cd} - f_{ctd}$, $\gamma = l_k / h_k$.

5. Значення навантаження q_u знаходиться шляхом пошуку мінімуму функції (1) методом Ньютона за виконання умов $\sum M_B = 0$, $\sum X = 0$.

Для зручності використання запропонованої методики теоретична міцність стиків $f_{sh}^{calc} = q_u \gamma$ наведена в табличній формі (табл. 2) залежно від геометричних параметрів шпонки, міцнісних характеристик бетону та відсотка армування (тут $\gamma = 0,25$ – для такого співвідношення міцність шпонки буде найбільшою).

Граничне зусилля зрізу, що сприймає одношпонковий стик у цьому випадку $V_{sh} = f_{sh}^{calc} b_k h_k$.

Виконано порівняльний аналіз значень теоретичної міцності залізобетонних шпонок на зріз $f_{s,k}^{calc}$, обчисленої за різними методиками, з дослідною $f_{s,k}^{test}$ для 29-ти зразків [5, 7, 9, 15, 16]. Результати порівняння подано в таблиці 3.

Таблиця 2 – Теоретичні значення f_{sh}^{calc} / m

Вихідні параметри		$\rho_w, \%$				
$\gamma = l_k / h_k$	$\chi = f_{ctd} / f_{cd}$	0,7	1,0	1,5	2,0	2,7
0,25	0,08	0,389*	0,452	0,505	0,542	0,555
	0,09	0,402	0,462	0,514	0,549	0,560
	0,1	0,415	0,473	0,523	0,556	0,564
	0,11	0,427	0,484	0,532	0,563	0,569

* Дані обчислені для арматури класу А 240С

Проаналізувавши дані статистичних показників, спостерігаємо системні заниження міцності [2, 5, 6, 8, 9, 10, 14] до 57 %. Кращі результати отримані за формулами, наведеними в нормах [4] і роботі [13], вони занижують експериментальну міцність у середньому на 15 %. Найкращу збіжність із дослідом має варіаційний метод [16].

Виконано розрахунок міцності залізобетонних шпонок із бетону С25/30 ($f_{cd} = 17$ МПа, $f_{ctd} = 2,6$ МПа) для геометричних розмірів шпонки: $l_k = 25$ та 50 мм, $b_k = 150$ мм, $h_k = 100$ мм, при цьому співвідношення відповідно $\gamma_1 = l_k / h_k = 0,25$, $\gamma_2 = 0,5$, результати котрого представлено на рисунку 2. Поперечне армування передбачено двома стежнями арматури $\varnothing 8$ класу А240С ($\mu_{sw} = 0,0067$).

Як видно з рисунка 2, тільки формула В.В. Погрібного та варіаційний метод ураховують вплив співвідношення глибини шпонки до її висоти на міцність. Інші методики нехтують зазначеним фактором, хоча експериментально доведено його суттєвий вплив на характер руйнування та граничне значення навантаження.

Виконаний розрахунок для визначення врахування різними авторами ступеня армування на міцність шпонок. Результати порівняння зображені на рисунку 3.

**Таблиця 3 – Порівняння значень теоретичної та дослідної міцності
для окремих залізобетонних шпонок**

№ з/п	Шифр зразків	f_y	ρ_w	$\chi = \frac{f_{ct}}{f_c}$	$\frac{l_k}{h_k}$	[6]	[14]	[4]	[5]	[8]	[10]	[13]	[9]	[2]	[16]	
						$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$	$\frac{f_{s,k}^{calc}}{f_{s,k}^{test}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Рожко В.Н. [15]																
1	ШС-1-1	240	0,0067	0,09	0,5	0,39	0,53	0,74	0,55	0,45	0,60	0,76	0,47	0,37	0,94	
2	ШС-1-1а	240	0,0068	0,09	0,5	0,45	0,61	0,86	0,64	0,52	0,70	0,88	0,55	0,44	0,92	
3	ШС-1-1б	240	0,0067	0,08	0,5	0,41	0,57	0,79	0,60	0,46	0,65	0,82	0,53	0,43	0,97	
4	ШС-1-1в	240	0,0066	0,08	0,5	0,44	0,60	0,84	0,63	0,49	0,69	0,88	0,57	0,45	0,92	
5	ШС-1-2	240	0,0066	0,09	0,5	0,38	0,51	0,72	0,53	0,44	0,59	0,74	0,46	0,48	0,93	
6	ШС-1-2а	240	0,0067	0,09	0,5	0,42	0,58	0,81	0,60	0,49	0,66	0,83	0,52	0,54	1,01	
7	ШС-1-2б	240	0,0065	0,08	0,5	0,36	0,49	0,69	0,52	0,40	0,57	0,72	0,47	0,49	0,97	
8	ШС-1-2в	240	0,0069	0,08	0,5	0,42	0,58	0,81	0,61	0,47	0,67	0,84	0,54	0,59	1,06	
9	ШС-1-3	240	0,0066	0,09	0,5	0,35	0,47	0,67	0,50	0,41	0,55	0,69	0,43	0,45	0,93	
10	ШС-1-3а	240	0,0069	0,09	0,5	0,37	0,50	0,71	0,53	0,43	0,59	0,73	0,45	0,49	0,95	
11	ШС-1-3б	240	0,0066	0,08	0,5	0,34	0,46	0,65	0,49	0,38	0,53	0,68	0,44	0,47	0,93	
12	ШС-1-3в	240	0,0067	0,08	0,5	0,38	0,52	0,74	0,55	0,43	0,61	0,77	0,50	0,54	1,02	
Юрко І.А. [16]																
13	ЗШФ-10-4	230	0,0099	0,12	0,5	0,54	0,54	0,71	0,59	0,56	0,62	0,92	0,51	0,79	0,95	
14	ЗШФ-14-2	210	0,0090	0,12	0,5	0,54	0,51	0,68	0,55	0,59	0,59	0,91	0,53	0,71	0,97	
15	ЗШФ-16-2	220	0,0114	0,16	0,5	0,61	0,57	0,76	0,62	0,68	0,66	0,97	0,48	0,77	1,02	
16	ЗШФ-18-2	236	0,0150	0,16	0,5	0,59	0,60	0,78	0,65	0,55	0,69	0,96	0,43	0,91	0,96	
Коноводченко В. И., Бобришев П.Н. [9]																
17		295	0,0023	0,101	0,4	0,41	0,54	0,78	0,55	0,55	0,62	0,81	0,57	0,66	0,98	
18		295	0,0023	0,101	0,4	0,37	0,49	0,72	0,50	0,50	0,56	0,74	0,52	0,60	0,89	
19		295	0,0023	0,101	0,4	0,39	0,52	0,75	0,53	0,53	0,59	0,78	0,59	0,63	0,94	
Погрібний В.В. [13]																
20	ШНЛ-1	225	0,0078	0,08	0,3	0,53	0,68	0,96	0,71	0,61	0,79	1,12	0,59	0,45	1,08	
Ашкіндзе Г.М. [5]																
21	ГЖТ	342	0,012	0,079	0,5	0,61	0,69	0,91	0,62	0,40	0,71	1,02	0,41	0,65	1,05	
Карабаш Л.В. [7]																
22	ОШ-1-Л-а0,34-1	260	0,0034	0,12	0,3	0,60	0,80	1,14	0,82	0,75	0,91	1,02	0,76	0,41	1,31	
23	ОШ-1-Л-а0,76-1	250	0,0076	0,12	0,3	0,45	0,64	0,88	0,68	0,47	0,74	0,97	0,48	0,48	0,98	
24	ОШ-1-Л-а1,03-1	240	0,0103	0,12	0,3	0,41	0,60	0,80	0,64	0,39	0,69	0,95	0,40	0,49	0,86	
25	ОШ-2-Л-а0,34-1	260	0,0034	0,06	0,3	0,44	0,58	0,84	0,59	0,60	0,66	1,08	0,71	0,27	1,22	
26	ОШ-2-Л-а0,76-1	250	0,0076	0,06	0,3	0,33	0,46	0,64	0,48	0,39	0,53	0,90	0,46	0,31	0,97	
27	ОШ-2-Л-а1,03-1	240	0,0103	0,06	0,3	0,34	0,47	0,65	0,50	0,36	0,54	0,94	0,43	0,36	1,03	
28	ОШ-3-В-а0,34-1а	260	0,0034	0,05	0,3	0,36	0,48	0,70	0,48	0,54	0,54	1,13	0,56	0,17	1,07	
29	ОШ-3-В-а0,34-1б	280	0,0034	0,05	0,3	0,31	0,41	0,60	0,41	0,46	0,46	0,97	0,48	0,15	0,89	
						\bar{X}	0,43	0,55	0,77	0,57	0,49	0,63	0,88	0,51	0,50	0,99
						σ_{n-1}	0,18	0,18	0,19	0,17	0,06	0,05	0,10	0,05	0,13	0,05
						ν	42,0	31,9	24,6	29,4	13,1	8,3	11,7	9,0	25,8	4,6

Як бачимо, наближається до лінійної залежності зростання міцності, визначеної за [2, 6] і роботою [13] від зазначеного фактора. А значення, обчислені за формулами норм [4] та робіт [5, 8, 10], майже не змінюються, тобто згідно із цими методиками, вважається, що армування практично не впливає на міцність шпонок.

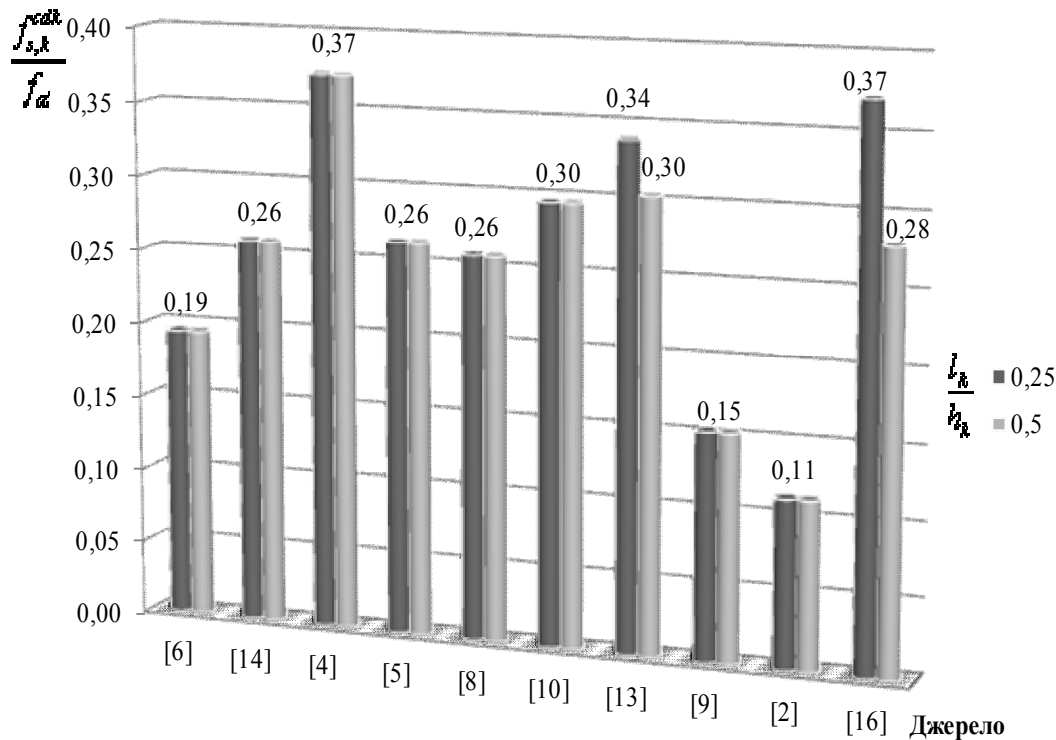


Рисунок 2 – Теоретична міцність залізобетонної шпонки

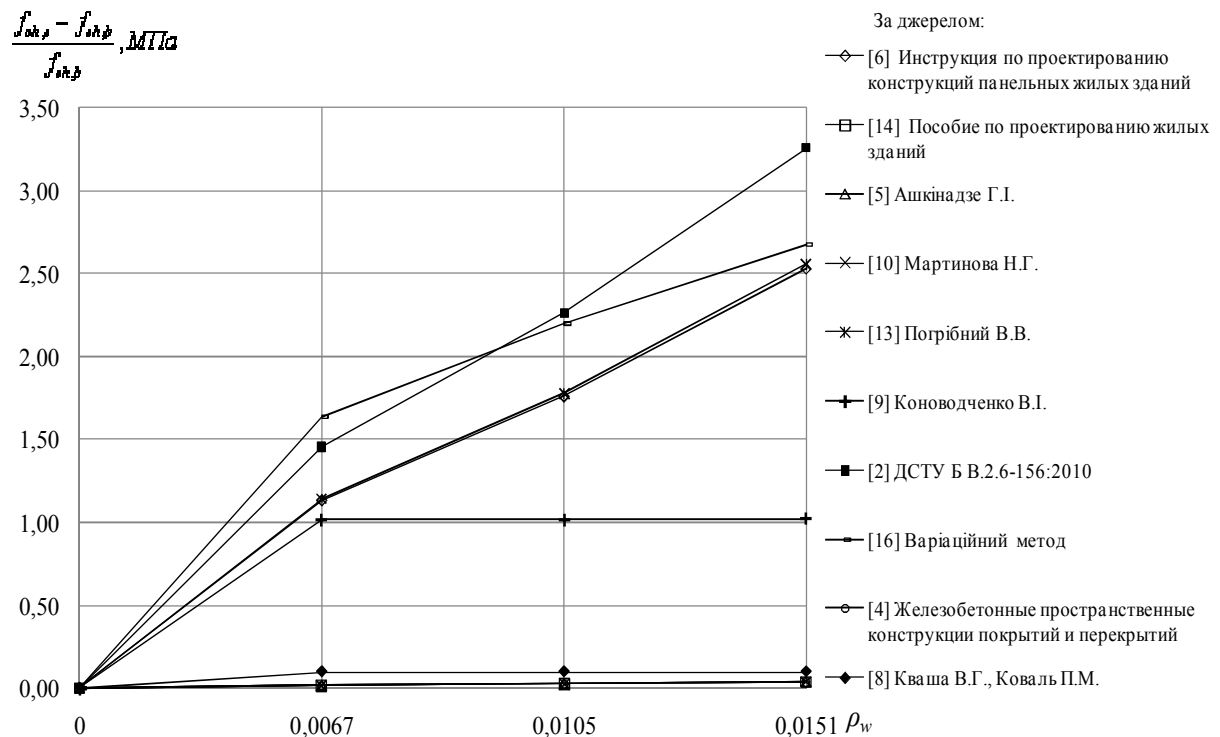


Рисунок 3 – Залежність міцності залізобетонного шпонкового з'єднання від коефіцієнта армування

Висновок. Отримані результати свідчать про достатню близькість теоретичної міцності, отриманої згідно з методиками, викладеними в роботах [5, 7, 9, 15, 16], з дослідною для окремих залізобетонних шпонок і можуть слугувати підтвердженням можливості та доцільності застосовування варіаційного методу теорії пластичності бетону при розв'язанні задач міцності шпонкових з'єднань.

Література

1. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: НДІБК, 2011. – 71 с.
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – К.: НДІБК, 2011. – 156 с.
3. Голышев, А. Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Голышев, И. Н. Ткаченко; под. ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
4. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть 1. Методы расчета и конструирование: СП 52-117-2008. – М., 2008. – 240 с.
5. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследование и основы проектирования / [Г. И. Ашкинадзе, М. Е. Соколов, Л. Д. Мартынова и др.]; под ред. Г. И. Ашкинадзе и М. Е. Соколова. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.
6. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.
7. Карабаш, Л. В. Міцність прямокутних залізобетонних шпонок з урахуванням особливостей армування і обтиснення: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Л. В. Карабаш. – Полтава, 2010. – 186 с.
8. Кваша, В. Г. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпальных соединений плоских плит / В. Г. Кваша, П. Н. Коваль // Вестник Львов. политехн. ун-та. Резервы прогресса в архитектуре и строительстве. – Л.: Вища шк., изд-во при Львов. политехн. ун-те, 1985. – № 198. – С. 24 – 37.
9. Коноводченко, В. И. Прочность стыковых соединений сейсмостойких крупнопанельных зданий при сдвиге / В. И. Коноводченко, А. В. Черкашин, П. Н. Бобринцев // Бетон и железобетон. – 1968. – № 8. – С. 5 – 12.
10. Мартынова, Н. Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками / Н. Г. Мартынова // Девятое координационное совещание «Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий»: тезисы докл. – Вильнюс, 1984. – С. 48 – 51.
11. Митрофанов, В. П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В. П. Митрофанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – № 6. – С. 23 – 28.
12. Погрібний, В. В. До розрахунку міцності шпонкових з'єднань / В. В. Погрібний, О. О. Довженко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. ст. – Рівне: РДТУ, 1999. – Вип. 2. – С. 135 – 140.
13. Погребной, В. В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Погребной В. В. / Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2000. – 236 с.
14. Пособие по проектированию жилых зданий. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1989. – Вып. 3. – 304 с.
15. Рожко, В. Н. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В. Н. Рожко. – Полтава, 2008. – 182 с.
16. Юрко, І. А. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на синтетичних волокнах: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / І. А. Юрко. – Полтава, 2011. – 183 с.

17. Araujo, D. L. *Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys* / D.L. Araujo, M.K. El Debs // *Materials and Structures*. – 2005. – Vol. 38. – № 3. – P. 173 – 181.

18. Rombach, G. *Precast segmental box girder bridges with external prestressing design and construction* / G. Rombach // *Technical University, Hamburg, Germany. INSA Rennes*. – 2002. – № 2. – P. 56 – 60.

Надійшла до редакції 17.12.12

© О.О. Довженко, І.А. Юрко, А.Г. Гриценко

О.А. Довженко, к.т.н., доцент, І.А. Юрко, к.т.н., асистент, А.Г. Гриценко, магістрантка
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЁТА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗО- БЕТОННЫХ ШПОНОК ПО СУЩЕСТВУЮЩИМ МЕТОДИКАМ (НА ПРИМЕРЕ КОНТАКТОВОГО ШВА)

Выполнен сравнительный анализ существующих методик расчёта прочности железобетонных шпонок.

Ключевые слова: шпонка, соединение, срез, прочность, пластичность.

**О.О. Dovzhenko, Ph.D., Associate Profesor, I.A. Yurko, Post-graduate,
A.G. Grizenko, Master**

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

THE COMPARATIVE ANALYSIS OF CALCULATION ON STRENGTH REINFORCED CONCRETE JOINTS OF EXISTING TECHNIQUES (FOR EXAMPLE OF CONTACTS SEAM)

The authors carried out a comparative analysis of existing methods of calculating the strength of reinforced concrete keyed.

Keywords: key, connection, shea, strength, plasticity.