

УДК 624.073

**МІЦНІСТЬ СТИКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З
УРАХУВАННЯМ ОБТИСНЕННЯ Й АРМУВАННЯ**

**ПРОЧНОСТЬ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С
УЧЁТОМ ОБЖАТИЯ И АРМИРОВАНИЯ**

**THE STRENGTH OF THE JOINTS OF THE REINFORCED CONCRETE
ELEMENTS TAKING INTO ACCOUNT COMPRESSION AND
REINFORCING**

**Довженко О.О., к.т.н., доц., Карабаш Л.В., к.т.н., ст. викладач,
Рудченко В.І., Шиян А.А., студенти групи 403-БП (Полтавський
національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)**

**Довженко О.А., к.т.н., доц., Карабаш Л.В., к.т.н., ст. преподаватель,
Рудченко В.И., Шиян А.А., студенты группы 403-БП (Полтавский
национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава)**

**Dovzhenko O.A., candidate of technical sciences, docent, Karabash L.V.,
candidate of technical sciences, senior lekturer, Rudchenko V.I., Shiyani A.A.,
students of group 403-BP (The Poltava National Technical University of Yuri
Kondratyuk, Poltava)**

**Запропоновано методіку розрахунку міцності залізобетонних (бетонних)
стиків, яка базується на розгляді специфіки напруженого стану зони
руйнування та врахуванні визначальних факторів. Проведено
порівняльний аналіз теоретичної міцності, отриманої за запропонованою
методикою, з дослідною.**

**Предложена методика расчета прочности железобетонных (бетонных)
стыков, основанная на рассмотрении специфики напряженного
состояния зоны разрушения и учете определяющих факторов. Проведен
сравнительный анализ теоретической прочности, полученной по
предложенной методике, с экспериментальной.**

**The method of calculating the strength of reinforced concrete (concrete)
joints, based on consideration of the specific of the stress condition of the
fracture zones taking into account the determining factors, was offered. A
comparative analysis of the theoretical strength, obtained by the proposed
methods, was carried out in comparison with experimental methods.**

Ключові слова:

Шпонка, з'єднання, зріз, міцність, пластичність, бетон.

Шпонка, соединение, срез, прочность, пластичность, бетон

Joint, connection, shea, durability, plasticity, concrete

Стан питання та задачі дослідження. Важливими конструктивними елементами будівель і споруд являються стикові з'єднання, котрі забезпечують надійну сумісну роботу окремих конструкцій. Широко застосовуються як при новому будівництві (відомі збірно-монолітні конструктивні системи «Куб-2,5», Казань-XXI век, Аркос, Сочі та ін.) так і при реконструкції шпонкові стики, котрі характеризуються підвищеним опором зсуву.

Дослідженням роботи окремих шпонок і шпонкових з'єднань присвячені праці Г.І. Ашкинадзе, П.М. Бобришева, В.О. Бондарева, І.Л. Герасимової, Е. Горачека, О.О. Довженко, В.С. Єськова, Л.В. Карабаша, В.Г. Кваші, П.М. Коваля, В.І. Коноводченка, М.М. Коровіна, В.І. Лишака, Н.Г. Мартинової, Л.С. Махvilадзе, В.П. Митрофанова, В.В. Погрібного, В.Н. Рожка, С.В. Полякова, І.О. Рохліна, О.В. Черкашина, І.А. Юрко, О.В. Яшина та інших.

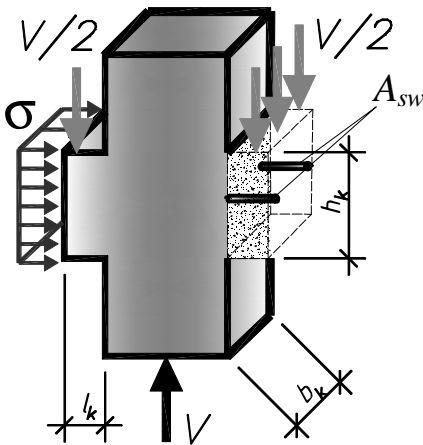


Рис. 1. Геометричні параметри окремої прямокутної шпонки

Існуючі методи їх розрахунку, як правило, базуються на емпіричній основі, не враховують повної сукупності факторів, які обумовлюють міцність шпонок (геометричні розміри та їх співвідношення, форма шпонкового профілю, кут нахилу опорних поверхонь, характеристики міцності (вид і клас) бетону, ступінь обтиснення (розтягання), армування (кількість і особливості розташування арматури, нагельний ефект у ній), умови на опорних поверхнях).

В ПолтНТУ запропонована методика розрахунку міцності шпонкових стиків, яка базується на єдиній основі – варіаційному методі у теорії пластичності бетону, враховує характер руйнування та повну сукупність визначальних факторів міцності, й отже є більш точною порівняно із існуючими [1, 2].

Метою статті є викладення результатів теоретичних і експериментальних досліджень міцності армованих і обтиснутих стиків.

Для часткового врахування повороту в кінематиці граничного стану шпонки використовуються додаткові умови у вигляді рівняння моментів сил, які прикладені до частини шпонки, відсіченої поверхнею розриву швидкостей АВС. При цьому, в якості моментних використовуємо точки В, О, Д.

Граничне навантаження та невідомі параметри знаходяться шляхом пошуку екстремуму функції (1) за виконання умов $\sum M_B = 0$, $\sum M_O = 0$, $\sum M_D = 0$ методом Ньютона.

Зі збільшенням рівня обтиснення міцність шпонок зростає (рис. 3), та змінюється геометрія руйнівної поверхні: збільшується кут α і зменшується кут β , а також відношення швидкостей $k = V_x / V_y$.

Арматура може враховуватися аналогічно обтисненню. За умови текучості арматури в стадії руйнування останній член в формулі (1) набуде вигляду $f_{ywd} A_{sw} k / b_k h_k$ або $f_{ywd} (A_s + A'_s) k / b_k h_k$ відповідно для одноярусного та двоярусного розташування арматури.

Графік залежності теоретичної міцності шпонки від відсотку армування представлений на рис. 4. Запропоноване теоретичне рішення реалізується при

$$\rho_{sw} = (A_{sw} / b_k h_k) 100 = 0 \div 2,5\% \quad \text{та} \quad A_{sw} = A_s + A'_s.$$

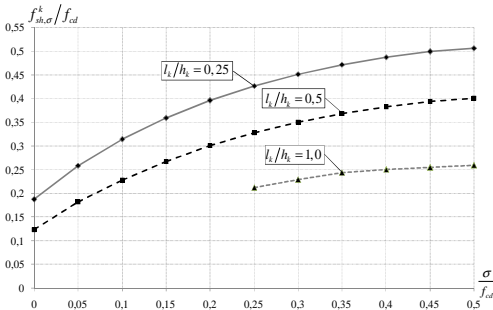


Рис.3. Залежність відносної теоретичної міцності обтиснутої бетонної шпонки

$$f_{sh,\sigma}^k / f_{cd} \quad \text{від параметру} \quad \sigma / f_{cd}$$

(для бетону С16/20)

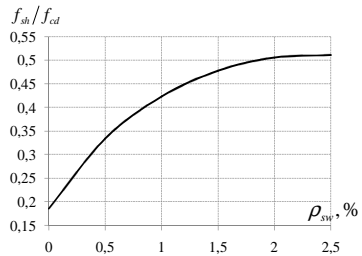


Рис. 4. Залежність міцності залізобетонної шпонки f_{sh} / f_{cd} від ρ_{sw} при $l_k / h_k = 0,25$

При двоярусному розташуванні арматури теоретично враховано нагельний ефект в арматурі нижнього ярусу. Кінематично можлива схема для цього випадку представлена на рис. 5.

Робота арматурних стержнів у цій точці аналізувалася в [3]. Показано, що невелика, в порівнянні з навантаженням, поперечна (нагельна) сила арматури V_s викликає появу в ній істотного вигину з максимальним моментом M_s^{max} у

перерізі, віддаленому від місця перетину, де й розвивається стан текучості арматури від спільної дії сил N_s і M_s^{max} .

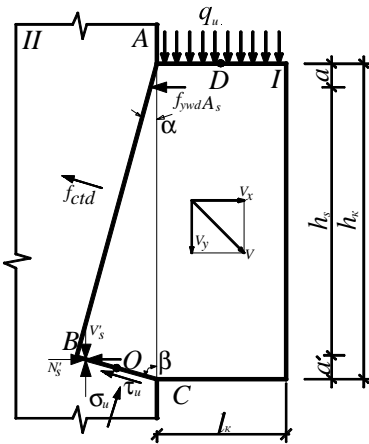


Рис. 5. Кінематично можлива схема руйнування окремих прямокутних залізобетонних шпонок із розташуванням арматури у два яруси і враховані V_s у арматурі нижнього ярусу

При цьому важливим фактом є те, що нагельна сила арматури V_s може суттєво знижувати граничну поздовжню силу N_s , що, як правило, не враховується в розрахунках залізобетонних шпонок.

Поздовжнє та поперечне зусилля в арматурі визначаються за формулами:

$$N_s = \frac{f_{ywd} A_{sw} V_x}{2k_e V_y}; \quad (2)$$

$$V_s = k_e f_{ywd} A_{sw} \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right], \quad (3)$$

де $k_e = 0,338$ у випадку важких бетонів і $k_e = 0,284$ при бетонах на пористих заповнювачах.

За умови текучості верхньої арматури в стадії руйнування та врахуванні нагельного ефекту в нижній

останній член в формулі (1) набуде вигляду $\frac{f_{ywd} A_s k}{b_k h_k} + \frac{f_{ywd} A_s' k_e}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right)$.

За рахунок нагельного ефекту отримано збільшення міцності шпонки до 8%.

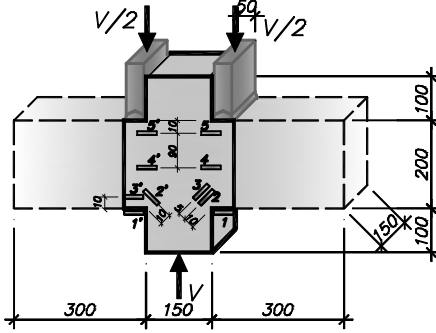
Експериментальні дослідження підтвердили прийняті у теоретичних рішеннях кінематичні схеми руйнування елементів і вплив виду та класу бетону, ступеня обтиснення, кількості поперечної арматури, особливостей її розміщення за висотою перерізу на характер руйнування та граничне навантаження шпонок. Було випробувано 5 серій хрестоподібних зразків двох типів у загальній кількості 50 штук.

У 1-ій – 3-ій серіях вивчався вплив армування на міцність шпонок, при цьому співвідношення l_k/h_k становило 0,25, що мало забезпечити руйнування зразків від зрізу (рис. 6, а). У межах серії варіювався коефіцієнт армування $\rho_{sw} = 0 \div 0,0103$. При цьому поперечна арматура в каркасах дослідних зразків була підібрана таким чином (рис. 7), що 2 стержня, розташовані по середині висоти шпонки за площею відповідають 4 стержням, які розміщені по 2 у верхній та нижній частинах шпонки. Арматуру було

надійно заанкеровано. Крім залізобетонних у кожному ряду входило по 2 еталонних бетонних зразка.

Серії відрізнялися між собою видом і класом бетону: використовувався важкий (підвищеної міцності) та керамзитобетон.

а)



б)

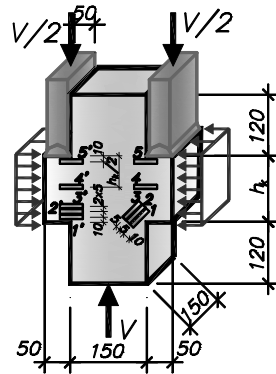
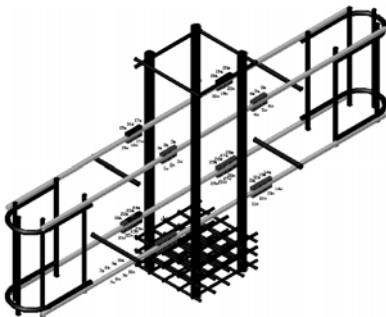


Рис. 6. Загальний вигляд, схема навантаження та розміщення тензорезисторів на бетоні: а – для залізобетонних шпонок; б – для обтиснутих бетонних шпонок

а)



б)

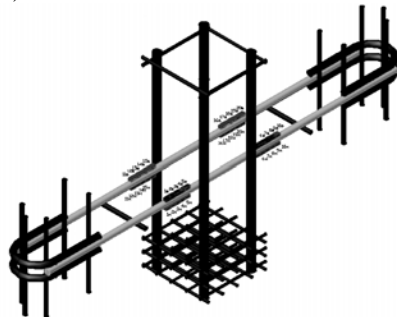


Рис. 7. Схеми розміщення тензорезисторів на арматурних каркасах залізобетонних шпонок із розташуванням арматури: а – у два яруси; б – в один ярус по середині висоти

4-а та 5-а серії виготовлялися з метою вивчення впливу величини обтиснення на міцність шпонок. Тут висота шпонки варіювалася в межах $h_k=50\dots300$ мм, $l_k=50$ мм і була постійною, що приводило до зміни співвідношення l_k/h_k в експерименті в межах 0,3–1 (рис. 6, б).

Деформації поперечної арматури вимірювалися за допомогою тензорезисторів базою 5 (10) мм, які наклеєні ланцюжком з двох діаметрально протилежних сторін (рис. 7). На бетон у площині зрізу наклеювалися тензорезистори базою 20 мм (рис. 6). В якості реєструючого пристрою використовувався ЦТМ-5.

Зразки випробовувалися в пресі ПГ-125 (рис. 8). Навантаження прикладалося через три шарніри: один розташований знизу на стовбурі зразка; два – зверху з обох боків стовбура симетрично.

Обтиснення шпонок здійснювалося до початку прикладання вертикального навантаження за допомогою пристрою, що складався із пластин з отворами та металевих тяжів. Рівень обтиснення контролювався за допомогою тензорезисторів на тяжах.

Моментом руйнування експериментального зразка вважався зріз шпонок.

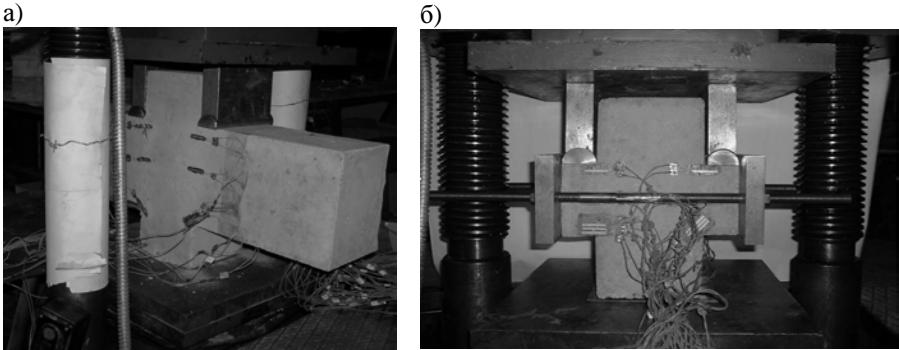


Рис. 8. Зразок у пресі ПГ-125 під час випробування: а – ОШ-1-а2-1; б – ОШ-05-3

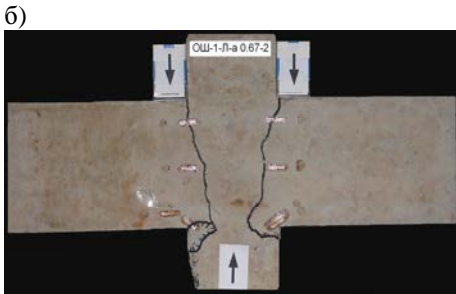
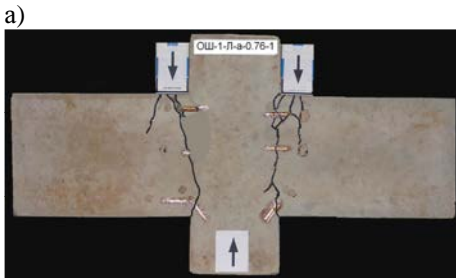


Рис. 9. Характер руйнування зразків першої серії: а – із одноярусним; б – двоярусним розташуванням арматури

Усі залізобетонні зразки зруйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 9), та мали схожий характер тріщиноутворення. Руйнування супроводжувалося зміщенням бічних частин зразків відносно центральної при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості.

Міцність зразків із розташуванням арматури у два яруси за висотою перерізу шпонки виявилася більшою приблизно на 10%, порівняно з шпонками, в яких арматура розташовувалася по середині площини зрізу.

З збільшенням відсотка армування від 0 до 1,03 міцність зразків зростає до 2 разів, а також

збільшуються розміри зон стиску та розтягу, що узгоджується з отриманими теоретичними рішеннями. Як видно з фото (рис. 9) зразків після випробування поверхня руйнування бетону має стиснуту та розтягнуту зони. При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають величини $100...300 \times 10^{-5}$, причому більші значення деформацій, як правило, спостерігаються у зразках з 4-ма стержнями робочої арматури в площині зрізу. Отже, рознесення арматури за висотою елемента призводить до збільшення пластичних деформацій бетону до 50%.

Зі збільшенням коефіцієнта армування пластичні деформації бетону в стиснутій зоні збільшуються, що співпадає з даними ряду авторів.

Напруження в усій арматурі в стадії руйнування досягали межі текучості. Активне включення арматурних стержнів у роботу проходило при рівнях навантаження $(0,2-0,3)V_u$, тобто ще до появи перших тріщин, інтенсивне зростання деформацій відбувалося після утворення тріщини. У зразках з чотирма стержнями в арматурі, розміщеній у верхній частині шпонки, спостерігалися деформації більші ніж у стержнів, які розміщені по середині або в нижній частині дослідного зразка.

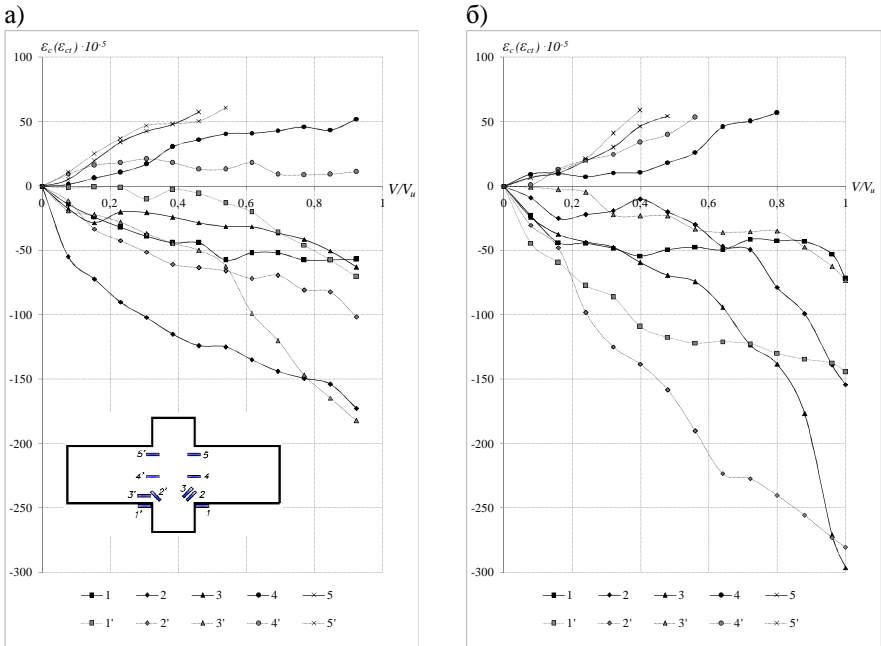


Рис. 10. Залежність відносних деформацій бетону від рівня навантаження

„ $\epsilon_c (\epsilon_{ct}) - V / V_u$ ”: а – у шпонці ОШ –1–Л – а 0,76 – 1 (2 Ø 12);

б – у шпонці ОШ –1–Л – а 0,67 – 2 (4 Ø 8)

У зразках, армованих двома стержнями поперечної арматури, абсолютні значення її відносних деформацій при руйнуванні були на 20-40% менші ніж у аналогічних зразків, армованих чотирма стержнями. Аналіз графіків (різниця деформацій за тензодатчиками, котрі розташовані з двох діаметрально протилежних сторін одного стержня) дозволяє зробити висновок про наявність нагельного ефекту в арматурі нижнього ярусу.

Для ілюстрації впливу обтиснення на роботу шпонок наведені фото (рис. 11) дослідних зразків після випробування при постійних значеннях l_k/h_k і різних ступенях обтиснення та приблизно одному ступені обтиснення з різним співвідношенням l_k/h_k . Тут можна зробити висновок, що обтиснення принципово не змінює характер руйнування дослідних шпонок, при чому розширює межі l_k/h_k руйнування шляхом зрізу до 1.

Отримані експериментальні дані свідчать про однаковий характер впливу обтиснення й одноярусного армування на міцність шпонок.

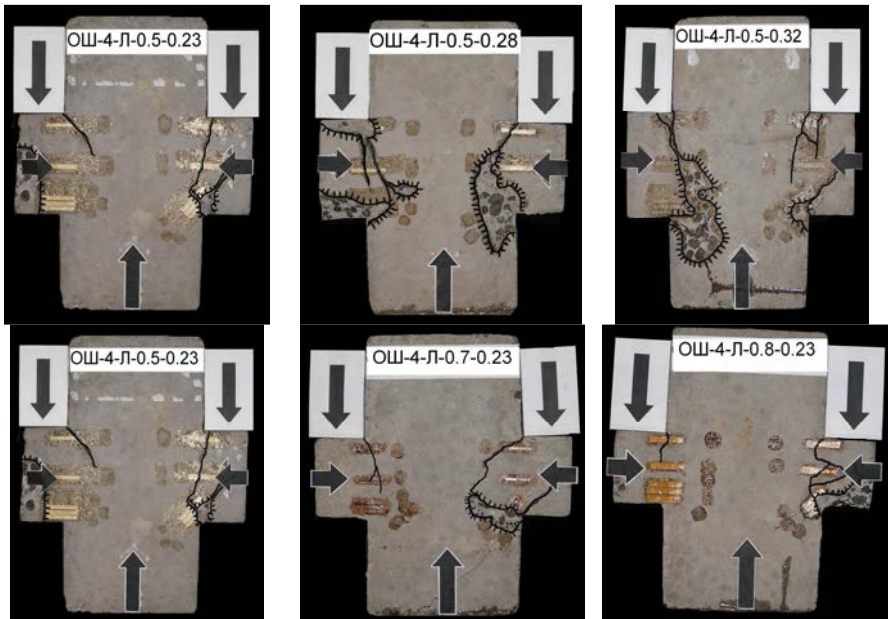


Рис. 11. Характер руйнування зразків четвертої серії з керамзитобетону:
ОШ-4-Л-0,5-0,23, ОШ-4-Л-0,5-0,28, ОШ-4-Л-0,5-0,32,
ОШ-4-Л-0,5-0,23, ОШ-4-Л-0,7-0,23, ОШ-4-Л-0,8-0,23

Статистичні показники представлені в табл. 2, свідчать про достатню близькість теоретичної міцності, отриманої згідно із запропонованою методикою, з дослідною для окремих бетонних (залізобетонних) шпонок і можуть слугувати підтвердженням можливості застосовування варіаційного

методу теорії пластичності бетону при розв'язанні задач міцності шпонкових з'єднань.

Таблиця 2

Порівняння теоретичної та дослідної міцності

N	Автори	f_{cd} , МПа	f_{ctd} , МПа	$\frac{\sigma}{f_{cd}}$, μ_s	$\frac{l_k}{h_k}$	Запропонована методика			«Посібие по проектуванню жилих зданий (к СНиП 2.08.01-85*)»		
						$x = \frac{f_{ch,calc}}{f_{ch,exp}}$	σ_{n-1}	ν	$x = \frac{f_{ch,calc}}{f_{ch,exp}}$	σ_{n-1}	ν
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
для бетонних шпонок											
28 шт.	В.В. Погрібний [4], Агаїџо D. L. [5], Бобришев П.Н. [6], Коровін М.М. [7], автор [8]	6,4÷56,9	0,8÷4,17	-	0,2÷0,6	0,96	0,15	15,4	0,74	0,12	1,67
для бетонних обтиснутих шпонок											
35 шт.	М.М. Коровін [9], автор [8]	10,95÷23,4	1,26÷ 2,3	0,04÷ 0,5	0,25÷ 0,5	0,93	0,16	17,14	0,90	0,18	19,94
					0,7÷ 1,0	0,89	0,08	9,25	1,22	0,22	18,37
для залізобетонних шпонок											
50 шт.	В.В.Погрібний [4], Г.М. Ашкінадзе [10], S.H. Megally [11], В.Н. Рожко [12], Naotaka Y. [13], автор [8]	10,0÷56,9	1,19÷2,65	0,0021÷0,0286	0,2÷ 0,5	0,98	0,17	16,82	0,70	0,13	18,73
для залізобетонних шпонок із розміщенням арматури у два яруси											
8 шт.	автор [8]	10,0÷56,9	1,19÷2,65	0,0039÷ 0,0103	0,25	0,97	0,04	4,13	0,68	0,08	11,83
ЗАГАЛЬНА СТАТИСТИКА ДЛЯ 121 ЗРАЗКА						0,94	0,12	12,42	0,80	0,15	17,77

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На основі варіаційного методу теорії пластичності бетону запропоновано методику розрахунку міцності бетонних і залізобетонних прямокутних шпонок, яка враховує характер руйнування та головні визначальні фактори: характеристики міцності бетону f_{cd} і f_{ctd} , співвідношення

глибини та висоти шпонок, їх армування, ступінь обтиснення. Розроблений метод розрахунку міцності шпонок дозволяє оцінити вплив поперечного зусилля в арматурі V_s при різних параметрах армування (кількості та розташування арматури) в зоні руйнування.

2. У результаті експериментальних досліджень з'ясовано вплив особливостей армування (розташування стержнів за висотою та коефіцієнта армування), ступеня обтиснення, виду та класу бетону на міцність прямокутних шпонок і досліджено деформований стан бетону й арматури окремих шпонок на всіх стадіях навантаження, підтверджено кінематично можливі схеми руйнування, прийняті в теоретичних рішеннях.

3. Міцність шпонок залежить від кількості та певною мірою розташування поперечної арматури за висотою шпонки і збільшується зі зростанням відсотка армування в межах $\rho_{sw} = 0 \div 2,5\%$ у 2,7 рази та при розташуванні арматури у верхній і нижній зоні шпонки за висотою порівняно з розташуванням по середині висоти в 1,1 рази, при рознесенні арматури зафіксоване зростання пластичних деформацій бетону зони руйнування.

4. Міцність зразків суттєво залежить від рівня обтиснення. Зі збільшенням обтиснення σ/f_{cd} від 0 до 0,6 міцність зростає в 2,7 рази.

5. Достовірність запропонованої методики підтверджується порівняльним аналізом теоретичної міцності f_{sh}^{calc} , визначеної згідно із запропонованою методикою, із дослідною f_{sh}^{test} для 121 зразка (50 із яких належать авторіві). Запропонована методика є більш точною ($\bar{x}=0,94$, $\sigma_{n-1}=0,12$, $V=12,42\%$), порівняно з нормативною ($\bar{x}=0,80$, $\sigma_{n-1}=0,15$, $V=17,77\%$). Необхідна точність досягається за рахунок використання відповідної кінематичної схеми руйнування, що відображає специфіку кожної конкретної задачі.

6. Отримані результати служать підтвердженням можливості застосування варіаційного методу теорії пластичності бетону при розв'язанні задач міцності шпонок зв'язаних з'єднань.

1. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с. 2. Пособие по проектированию жилых зданий/ ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с. 3. Прочность железобетонных шпонок с различным расположением арматуры / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, О.А. Голов, Л.В. Карабаш, С.И. Арцев // Вісник ОДАБА: зб. наук. пр. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 34. – С. 436–444. 4. 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. 5. 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. 6. Бобришев, П. Н. Влияние количества шпоночных связей на

несущую способность образцов при сдвиге / П.Н. Бобришев // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений: труды института. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1970. – Вып. 14. – С. 148–154. **7.** Коровин, Н. Н. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // Бетон и железобетон. – 1965. - №3. – с. 40-43. **8.** Карабаш, Л. В. Міцність прямокутних залізобетонних шпонок з урахуванням особливостей армування і обтиснення: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Карабаш Л.В.; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2010. – 186 с. **9.** Коровин Н.Н. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С. 25–29. **10.** 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. **11.** Megally S. H. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments / S.H. Megally, P.F. Silva, F. Seible // Report No. SSRR-2001/23, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California, 2002. – №5. – р. 198–200. **12.** Рожко В.Н. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Рожко В.Н.; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2008. – 182 с. **13.** Study shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure (Part 1. Summary and result of experiments) / [Y. Naotaka, T. Norimono, K. Katori, S. Hayashi] // J. Struct. Constr. Eng., Architectural Institute of Japan. – 1997. – №10. – P. 441–442.