

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**



О.О. ДОВЖЕНКО

**МІЦНІСТЬ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ
БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ:
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ**



МОНОГРАФІЯ

ПОЛТАВА 2015

УДК 624.012.046.078:001.891.5
ББК 38.539-01
Д58

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка
Протокол № 22 від 30.05.2015 р.

Рецензенти:

В.М. Карпюк, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури);

О.В. Семко, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка);

О.І. Лапенко, д.т.н., професор (Інститут аеропортів Національного авіаційного університету).

Д58 Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження:
Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – 181 с.:
іл., табл.
ISBN 978-966-616-144-7

У монографії розглянуто та проаналізовано стан питання міцності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів. Викладені методика і результати комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків: деформований стан бетону й арматури, характер руйнування, граничне навантаження і вплив визначальних факторів.

Надані рекомендації до застосування та перспективи подальших досліджень.

Призначена для науковців, аспірантів, магістрів, студентів та інженерно-технічних працівників в сфері будівництва.

УДК 624.012.046.078:001.891.5
ББК 38.539-01

© Довженко О.О.
© Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка
ISBN 978-966-616-144-7

ВСТУП

Капітальне будівництво у світі продовжує розвиватися бурхливими темпами, модернізуються бази будівельної індустрії, створюються нові раціональні й прогресивні будівельні конструкції, вдосконалюється теорія їх розрахунку. При цьому залізобетон продовжує залишатися одним із найбільш прогресивних матеріалів для виготовлення будівельних конструкцій, і можна стверджувати, що при високій надійності і міцності вироби та конструкції із нього вміщують у собі багато скритих резервів, що обумовлює їх подальше ефективне застосування.

Серед пріоритетних напрямів залізобетону можна виділити розробку нових видів конструкцій із високою уніфікацією виробів та створення на їх основі прогресивних конструктивних систем будівель і споруд. Особливу увагу слід приділити підвищенню якості, зміцненню та здешевленню стиків збірних і збірно-монолітних конструкцій.

«Сухі» стики на болтах (або за допомогою зварювання), в яких монолітний бетон використовується лише для захисту металу, є матеріалоємними. Шпонкові з'єднання конструктивних елементів будівель (споруд) сприймають зусилля зсуву, забезпечують їх надійну сумісну роботу та знижують витрати металу.

На ринку каркасних багатоповерхових будівель конкурують як балкові так і безбалкові збірно-монолітні конструктивні системи, в котрих використовуються шпонкові з'єднання плит із ригелями, колонами та між собою, ригелів і капітелей з колонами та колон із діафрагмами жорсткості. Стики відрізняються кількістю шпонок, їх геометричними розмірами, формою поперечного перерізу та кутом нахилу опорних поверхонь, наявністю або відсутністю армування й обтиснення, видом і класом бетону замонолічування, іншими параметрами.

На сьогоднішній день накопичено значний експериментальний матеріал про міцність шпонкових стиків і вплив окремих визначальних факторів на

характер їх руйнування та величину граничного навантаження, для визначення котрого запропоновано велика кількість емпіричних залежностей.

Однак на тепер існує обережне ставлення до надійності шпонкових з'єднань, котре пов'язане із неоднозначністю, а часом і суперечливістю отриманих результатів. Вказане обумовлює необхідність системного аналізу досліджень, окреслення наявних проблем та встановлення шляхів їх подолання.

Напрями подальшого дослідження в першу чергу стосується комплексного експериментального вивчення стиків, так як вплив окремих факторів (наприклад, форми шпонкового профілю, співвідношення глибини шпонки до висоти, кількості шпонок, ширини шва) оцінюється дослідниками по різному. Кінцевою метою є створення методики розрахунку міцності стиків, котра має базуватися на єдиній теоретичній основі. Наявні експериментальні матеріали мають підтвердити прийняті в теоретичних розрахунках схеми руйнування та точність запропонованої методики.

РОЗДІЛ 1

Стан питання міцності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів

1.1 Приклади застосування шпонкових стиків

Для передачі зусиль зсуву на поверхні з'єднання окремих залізобетонних (бетонних) елементів влаштовують пази, котрі після замонолічування утворюють бетонні шпонки. Їх застосування доцільне в стиках плит перекриттів (покриттів) (рис. 1.1, а), безконсольних з'єднаннях ригелів з колонами (рис. 1.1, б) та колон з безбалковим перекриттям (рис. 1.1, в) [2, 20, 24, 30, 44]. Так, утворення шпонкових стиків плит між собою дозволяє забезпечити їх сумісну роботу та розглядати диск перекриття (покриття) як суцільну плиту, обперту за контуром або трьома сторонами. При цьому шпонки виконують роль циліндричних шарнірів, які передають поперечне зусилля з плити на плиту, що дає можливість знизити витрати арматури порівняно з плитами, котрі працюють за балковою схемою. У цивільних будівлях зустрічається спирання багатопустотних плит на несучі ригелі шляхом бетонних шпонок [19, 38].

У стиках двогілкових колон з фундаментом (рис. 1.1, г), у разі, коли одна із гілок розтягнута, і стик працює на зсув, для забезпечення міцності за контактом бетону замонолічування між стаканом фундаменту та колоною, за необхідності, вздовж більших сторін перерізу гілок улаштовують шпонки. Їх розміри та кількість визначаються розрахунком.

Шпонковий стик є найбільш поширеним варіантом вертикальних з'єднань стінових панелей (рис. 1.1, д), так як має більшу жорсткість і кращі теплоізоляційні властивості порівняно із безшпонковим, не вимагаючи при цьому суттєвих додаткових витрат.

Зазначені стики цокольних панелей будівель у складних геологічних умовах [11, 26, 58] і збірно-монолітних фундаментів під технологічне обладнання сприймають значні зсувні зусилля [21].



Рисунок 1.1 – Приклади застосування шпонкових з'єднань

Шпонки застосовуються при утворенні складених перерізів збірних та контактних швів збірно-монолітних конструкцій [12, 16]. При реконструкції відомий спосіб розширення залізобетонних автодорожніх мостів накладною плитою, коли для об'єднання її з плитою існуючої пролітної споруди виконується анкерно-шпонковий стик (рис. 1.1, е, ж) [23, 61, 62, 73, 81]. При зведенні просторових конструкцій застосовуються стики з бетонними шпонками та арматурними випусками (рис. 1.1, з).

У монолітному будівництві при влаштуванні технологічних швів сприйняття зсувних зусиль за недостатності сил тертя може забезпечуватися шпонками [41].

Влаштовуються також і залізобетонні шпонкові з'єднання. Поперечною арматурою в них служать регулярні, з'єднані між собою арматурні випуски з елементів, що стикаються, а поздовжньою – безперервна наскрізна арматура. Якщо в бетонних стиках опір зсуву забезпечує тільки бетон замонолічування, то у залізобетонних – сумісна робота бетону, поперечної та подовжньої арматури шпонок. Залізобетонні стики характеризуються підвищеною міцністю та жорсткістю, працюють на зсув і розтяг, але потребують додаткових затрат праці на виготовлення й ускладнених форм конструкції бортів опалубки. Тому вони, як правило, застосовуються тільки за необхідності забезпечення вимог міцності (наприклад, у сейсмостійких будівлях).

Увага до шпонкових стиків буде зростати також у зв'язку із введенням у дію ДБН «Будівництво у сейсмічних районах» і «Навантаження і впливи», у відповідності до яких для багатьох населених пунктів України підвищена інтенсивність сейсмічних впливів, а для будівель (споруд) – збільшені вітрові та снігові навантаження.

Отже, шпонкові з'єднання, котрі мають підвищений опір зрізу, є широко застосовуваними у сучасному будівництві конструктивними елементами будівель та споруд, які потребують детального вивчення.

1.2 Експериментальні дослідження шпонкових стиків

1.2.1 Характер руйнування та фактори, котрі впливають на міцність шпонкових стиків

Дослідженням роботи окремих шпонок і шпонкових з'єднань присвячені праці ряду авторів: Г.І.Ашкинадзе, П.М.Бобришева, В.О.Бондарева, І.Л.Герасимової, Е.Горачека, О.О.Довженко, В.С.Єськова, В.Г.Кваші, П.М.Коваля, В.І.Коноводченка, М.М.Коровіна, В.І.Лишака, Н.Г.Мартінової, Л.С.Махвіладзе, В.П.Митрофанова, В.В.Погрібного, С.В.Полякова, М.Поммере, Д.Пуме, І.О.Рохліна, Б.С. Соколова, О.В.Черкашина, О.В.Яшина, D.L.Araujo, S.C.Chakrabarti, J.Cristofferson, S.H.Megally, S.H.Rizkalla, W.Qi, T.Norimono, Y.Naotaka, E.Makitani, A.Muzikami, R.L.Serette та ін.

Для сприйняття зрізаючих зусиль, як правило, влаштовуються багатощонкові з'єднання, утворені за рахунок замонолічування бетонною сумішшю або розчином порожнини між торцями елементів, які мають заглиблення або виступи (рис. 1.2, а), а також контактні шви (рис. 1.2, б).

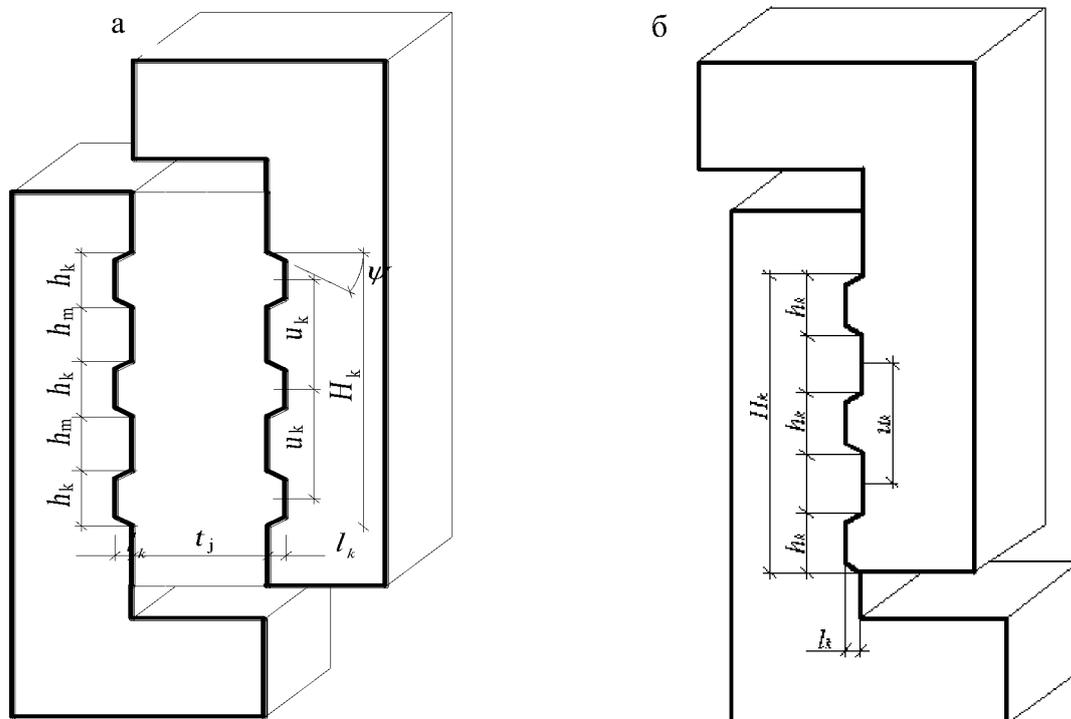


Рисунок 1.2 – Геометричні параметри шпонкових з'єднань із змінною шириною шва (а) і контактних швів (б)

Характер руйнування. За результатами випробувань шпонкових з'єднань в [45] виділені чотири характерні випадки руйнування:

а) зсув (зміщення) – шпонка не руйнується, елементи зміщуються, причому має місце подовження (розриви) поперечної арматури;

б) сколювання 1-го типу – шпонка руйнується в результаті сколювання вздовж вертикальної тріщини;

в) сколювання 2-го типу – стик руйнується в результаті утворення косої тріщини, котра з'єднує протилежні кути шпонок;

г) зминання – шпонка руйнується в результаті роздроблення бетону замонолічування під опорними поверхнями.

В залежності від геометричних параметрів шпонки, її армування та рівня обтиснення реалізується той чи інший випадок руйнування, для якого граничне навантаження має мінімальне значення.

При руйнуванні стику в результаті зміщення (випадок (а) наведеної класифікації) несуча здатність шпонки повною мірою не використовується. Дане руйнування має місце при нахилі опорної грані шпонки та за умови, коли горизонтальне стискуjące зусилля N не перевищує 20 % від вертикального зусилля V . При $\frac{N}{V} > 0,2$, стик руйнується в результаті сколювання або зминання (випадки б – г).

У процесі дослідів П.Н. Бобришева, А.В.Черкашина та В.И.Коноводченка [4, 5, 28] з одношпонковими стиками спочатку порушувалося зчеплення за контактом замонолічування, при подальшому збільшенні навантаження в тілі шпонки з'являлася тріщина (візуально вона відмічалася приблизно при $0,64 V_u$), котра розповсюджувалася на всю висоту шпонки в момент руйнування.

За даними [11] при сколюванні 2-го типу похилі тріщини утворювалися при середніх дотичних напруженнях, які дорівнювали $0,7f_{ct}$, і виділяли стиснуті підкоси. Поява наскрізних тріщин не вичерпала несучої здатності стику, підкоси, нахилені до горизонталі під кутом близьким до 60° , передавали зусилля зсуву аж до моменту руйнування. В багатошпонкових стиках підкіс

захоплював від однієї до трьох шпонок залежно від співвідношення $\frac{t_j}{u_k}$, де t_j – ширина шва, u_k – крок шпонок (рис. 1.2). На підставі аналізу геометрії стику передбачається, що у вузьких стиках при $t_j < \frac{l_k - u_k}{h_k - l_k \operatorname{tg} \psi}$ не можуть утворюватися підкоси, котрі розповсюджуються на декілька шпонок (тут l_k , h_k , ψ – відповідно глибина, висота та кут нахилу опорної грані шпонки до напрямку, що перпендикулярний напрямку зрізу).

Руйнування стиків [11], як правило, відбувалося в основі підкосів, тобто в шпонці, та супроводжувалося зрізом зачеплень в одній із похилих тріщин. Збільшення ширини стику приводило до деякого зниження його відносної несучої здатності.

Л.С.Махвіладзе та К.С.Одишвілі [36, 37] припускають жорстко-пластичну схему роботи стикових шпонкових з'єднань стін великопанельних будинків. Пластичні деформації вважаються зосередженими в зонах невеликої товщини, при цьому ділянки конструкції між зонами пластичності залишаються жорсткими. При деформуванні стиків виділяються три характерні стадії. Перша – пружна, коли конструкція стику в цілому працює лінійно, хоча в деяких скінченних елементах у результаті концентрації напружень утворюються тріщини, котрі не впливають на загальну картину пружної деформації. Друга – непружна, настає, коли в бетоні замонолічування різко нарастають незворотні деформації та починає пружно деформуватися арматура поперечних в'язей. Третя стадія характеризується текучістю поперечної арматури та наростанням пластичних деформацій аж до руйнування. Момент переходу від другої стадії до третьої не носить чітко вираженого характеру. У разі якщо поперечне армування відсутнє, цей перехід означає руйнування стику.

Визначальні фактори міцності. Згідно експериментальних досліджень на міцність шпонкових з'єднань впливають наступні фактори: зчеплення між старим і новим бетоном; нерівномірність розподілу зусилля зсуву за довжиною

стику (кількість шпонок); ширина шва та фактори, котрі обумовлюють міцність окремої шпонки.

Зчеплення між старим і новим бетоном. Несуча здатність стиків збірних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій у значній мірі визначається міцністю зчеплення між старим і новим бетоном (бетоном замонолічування). Вона може коливатися в широких межах залежно від віку, консистенції, виду та класу бетону, способів обробки поверхні елементів і цілого ряду інших факторів [6, 48, 67, 71]. Зокрема значення дослідного коефіцієнта зчеплення залежно від способу обробки поверхні контакту змінюється від 0,38 до 0,95. У роботі [5] аналізувалися деформації зсуву в дослідних зразках: за відсутності сил зчеплення вони виявилися вдвічі більшими, ніж за його наявності. З порушенням зчеплення лінійна залежність між навантаженням і деформаціями змінювалася – останні починали інтенсивно зростати.

В зразках із прокладками та за їх відсутності відмічена нерівномірність розподілу зусиль між окремими шпонками [32], котра проявлялася тим більше, чим більшою була величина сил тертя та зчеплення на поверхні контакту бетону елемента та бетону шпонки. При навантаженні, котре перевищувало $0,6 V_u$, різниця коефіцієнтів зсуву λ була майже постійною, що характеризує жорсткість стику.

Нерівномірність розподілу зусиль зсуву за довжиною стику. За даними И.Ф.Цепенюка, Ю.А.Гамбурга, В.М.Горбенка [13] у багатошпонкових стиках дотичні напруження вздовж стику розподіляються нерівномірно, максимальні зрізаючі зусилля зосереджуються по краях, що викликає практичне виключення з роботи проміжних шпонок до руйнування крайніх.

Дані [45] про те, що перша тріщина в багатошпонкових з'єднаннях з'являється в найбільш напруженій шпонці, також свідчать про нерівномірність роботи стику за довжиною.

Оцінки впливу кількості шпонок n_k на опір зрізу f_{sh} присвячена робота [30], в якій пропонується збільшити кількість розрахункових шпонок з трьох

(як це передбачено в нормативних документах) до п'яти, та руйнівне навантаження з n_k пов'язати логарифмічним законом

$$V_u = 6 f_{ct} l_k h_k (1 + \ln n_k). \quad (1.1)$$

У [39] ця залежність надається в лінійному вигляді

$$V_u = 6 l_k h_k \sqrt{f_{c,prizm} n_k}. \quad (1.2)$$

За результатами дослідів, виконаних П.Н. Бобришевим [3, 4], запропоновано враховувати відносне зниження несучої здатності окремої шпонки при збільшенні їхньої кількості наступним чином

$$V_u = V_k (1 + \ln 0,5 n_k^2), \quad (1.3)$$

де V_k – міцність одношпонкового стику.

В експериментах Е.Г. Лотоевої [32] досліджувалися з'єднання при кількості шпонок більше трьох з метою врахування раніше невикористаних запасів міцності. В основу запропонованого розрахунку стику [32] покладено залежність розподілу зусиль уздовж шпонкового шва у вигляді

$$V_k = \frac{V_u}{2} \times \frac{1}{sh n_k \xi} [sh i \xi - sh(i-1) \xi + sh(n_k - i + 1) \xi - sh(n_k - i) \xi], \quad (1.4)$$

де V_k – зусилля в окремій шпонці;

ξ – визначається за формулою $ch \xi = 1 + \frac{\alpha}{2}$, в якій $\alpha = \frac{2u\lambda}{E_c A}$;

λ – коефіцієнт зсуву;

E_c – модуль пружності бетону.

Ширина шва. Випробування експериментальних зразків [16] показують значну зміну несучої здатності стику при збільшенні ширини шва. Однак, для стиків з великою кількістю шпонок ця залежність значно менша, про що свідчать дослідження, представлені в [76].

Залежно від ширини шва t_j трьохшпонкового стику у дослідах [16] спостерігалися різні схеми його руйнування. Якщо ширина шва була невеликою, руйнування відбувалося тільки за шпонками; зі збільшенням t_j утворювалася похила тріщина в межах висоти однієї шпонки, а інші шпонки

зрізалися; при зростанні t_j похила тріщина розповсюджувалася в межах висоти двох шпонок, а зрізалася лише одна шпонка. При подальшому збільшенні ширини відбувалося руйнування за швом.

Експериментальні дослідження [50] показали, що при збільшенні t_j від 20 мм до 40 мм міцність стику зменшується на 11 – 13 %, однак при теоретичному визначенні граничного навантаження вказане не враховується.

В моделі шпонкового стику, що розглядається в [77], його міцність визначається опором на стиск підкосу між шпонками. Ширина стиснутого підкосу та кількість шпонок, які він охоплює, залежать від ширини стику, кроку шпонок і вмісту арматури. Якщо відома кількість підкосів S та армування стику A_{sw} , то горизонтальна проекція перерізу підкоса дорівнює

$$y_0 = \frac{A_{sw} f_y}{S l_k f_{c,prizm}} \quad (1.5)$$

Із умови рівноваги підкоса та геометричних співвідношень знаходиться вертикальна проекція його перерізу x_0 , несуча здатність при цьому

$$V_{S=1} = x_0 l_k f_{c,prizm}, \quad (1.6)$$

для всього стику

$$V_u = S V_{S=1}. \quad (1.7)$$

Краща збіжність теоретичної міцності з дослідною досягається веденням коефіцієнта умов роботи пошкодженого початковими тріщинами бетону підкосу

$$\gamma = \frac{0,1}{|\sin \varphi \cos \varphi|} - 0,75 \sin^2 \varphi \leq 1, \quad (1.8)$$

де φ – кут між напрямками початкового й остаточного тріщиноутворення.

1.2.2 Міцність окремих шпонок

Характер руйнування. При випробуванні окремих шпонок дослідники, як правило, фіксують два характерних випадки руйнування – зминання та зріз.

За даними М.М. Коровіна та В.С. Єськова [29], для шпонок, які руйнуються від зрізу, при навантаженні, що складало приблизно половину від граничного, у бетоні шпонок з'являлися ледь помітні тріщини під кутом $15 - 20^\circ$ до розрахункового перерізу. Зі збільшенням навантаження вони зливалися в одну вертикальну, подальше завантаження призводило до різкого збільшення швидкості взаємного зсуву окремих частин зразка. Бетон зони руйнування, за даними авторів, працює в умовах складного напружено-деформованого стану (НДС): зрізу, стиску, розтягу.

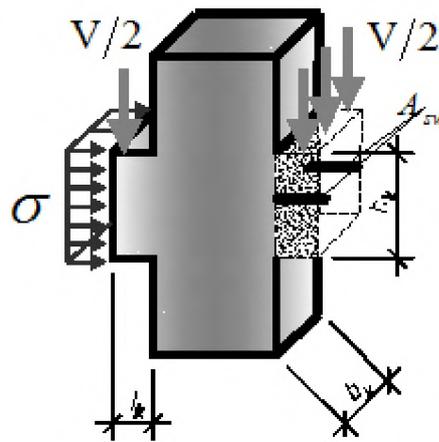


Рисунок 1.3 – Геометричні параметри окремої прямокутної шпонки

На думку О.В. Яшина [59] руйнування зразків відбувалося крихко від відриву бетону в результаті дії головних розтягуючих напружень σ_{m1} .

Аналогічної позиції дотримуються В.Г. Кваша та П.М. Коваль [24, 25], вони у своїх роботах проводять аналогію між характером руйнування шпонки та бетонного куба (циліндра) при розколюванні за схемою випробування, котра використовується для визначення опору бетону розтягу, та роблять висновок, що робочий переріз шпонки при дії зрізаючих сил виявляється розтягнутим і руйнування відбувається шляхом відриву, а не зрізу.

У роботі залізобетонних шпонок дослідники виділяють дві характерні стадії: момент тріщиноутворення та руйнування. Аналіз експериментальних даних [57] показує, що кут нахилу початкових тріщин до площини зрізу у шпонках залежить від відсотку армування. Так у бетонних і слабкоармованих

зразках він складає $17 - 20^\circ$, у шпонках із великим відсотком армування та з попередньо напруженою арматурою – $30 - 35^\circ$. У ході експериментів Н.Г. Мартинової [33, 34] знакозмінним навантаженням руйнування залізобетонних шпонок відбувалося в результаті сколювання шпонки вздовж вертикальної тріщини в її основі, причому деформації зсуву розвивалися поступово. Шпонки з великою кількістю арматури були більш пластичними порівняно зі слабкоармованими. Цей висновок підтверджується також випробуваннями Д. Пуме, М. Поммере [45].

Визначальні фактори міцності. Згідно експериментальних даних на міцність окремих шпонок при зрізі впливає сукупність факторів.

Геометричні розміри та їх співвідношення. М.М. Коровіним і В.С. Єськовим [30] визначена залежність міцності бетонних шпонок при зрізі f_{sh}^k від їх висоти h_k .

О.В. Яшин [59] вважає, що несуча здатність шпонок у значній мірі залежить від вертикальних стискаючих напружень $\sigma_{(y)}$, які у свою чергу визначаються розмірами шпонки: l_k, h_k, b_k . Максимальна міцність відповідає співвідношенню $h_k/l_k = 3,83$ ($l_k/h_k = 0,261$). В дослідженнях [80] ця величина становить $l_k/h_k = 0,3 - 0,35$.

В [40] за один із основних факторів, який обумовлює характер руйнування та граничне навантаження шпонок, прийнято співвідношення l_k/h_k . Міцність шпонок при зрізі пропонується визначати залежностями 4, табл. 1.1. При зминанні та згинанні для важкого бетону вони набувають вигляду

$$V_{loc}^k = f_{c,prizm} \frac{l_k}{h_k} A_{loc}, \quad (1.9)$$

$$V_{cut}^k = 0,5 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct} \frac{h_k}{l_k} A_{sh}}, \quad (1.10)$$

де площа зминання $A_{loc} = l_k b_k$, площа зрізу $A_{sh} = h_k b_k$.

Максимальне навантаження шпонки сприймають при співвідношенні $l_k/h_k \approx 0,25$.

Кут нахилу опорних граней шпонки ψ за дослідними даними впливає на можливий характер руйнування та міцність стиків. І.Л. Герасимова, Г.Н. Ашкінадзе, М.Е. Соколов, Е. Горачек, В.І. Лишак і Д. Пуме [11, 16, 45] вважають, що руйнування стику в результаті зсуву (шпонка та бетон замонолічування не руйнуються, а обидва елементи, що з'єднуються, зміщаються один відносно одного) може реалізуватися при незначному горизонтальному обтисненні σ та великих кутах нахилу поверхонь шпонки до горизонталі $\psi > 45^\circ$.

Дані [29, 30] навпаки показали, що форма шпонкового профілю істотного впливу на міцність стиків не має. Однак, при цьому автори зауважили, що найбільша площа зсуву в з'єднанні може бути отримана при шпонках трикутної форми.

Т.С. Каранфілов [21] стверджує, що опір бетону на зріз трапецієподібних шпонок приблизно в 1,5 раз вище ніж у прямокутних.

Японські вчені [75, 78] при дослідженні впливу кута нахилу опорних поверхонь на міцність трапецієподібних шпонок найкращі показники отримали при $\psi = 30 - 45^\circ$. У [80] найбільша міцність досягається при куті нахилу опорних поверхонь 45° . А у [50] він для зменшення розсування шва обмежується значенням 35° .

У [1], де вивчалася робота стиків збірних плит складених за довжиною мостів, перевага віддана трапецієподібним шпонкам із сталевібробетону.

Вважається [16], що для забезпечення пластичного характеру роботи шпонкових з'єднань з необхідним опором зрізу варто дотримуватися наступних геометричних обмежень: кут нахилу грані шпонки $\psi \leq 35^\circ$; глибина шпонок $l_k \geq 20$ мм; їх висота $h_k \leq 500$ мм; співвідношення $h_k/l_k \leq 6,8$.

Форма робочого перерізу. У [25] встановлено, що на несучу здатність шпонки також впливає її форма. Це пояснюється виникненням у робочому

перерізі згинальних моментів і нормальних розтягуючих напружень, які викликані ексцентриситетом прикладання зрізаючої сили, а також впливом форми поверхні передачі зусилля на шпонку. Даний вплив пропонується оцінювати коефіцієнтом форми робочого перерізу m_k , котрий за даними дослідів для прямокутного перерізу з більшою стороною, орієнтованою за напрямком дії зрізаючої сили, можна прийняти $m_k = 1,1$, для круглого – 0,9, для ромбовидного – 0,8.

Вид та клас бетону. За дослідями М.М. Коровіна, В.С. Єськова [30] й О.В. Яшина [59] зрізаюча сила лінійно залежить від опору бетону розтягу f_{ct} (ф. 2, 5, табл. 1.1), І.А. Рохлін і В.А. Бондарев [48, 49] представляють її як функцію від кубикової міцності бетону $f_{c,cube}$ (ф. 3, табл. 1.1), а в [19, 60, 65, 74, 79] – як функцію від $f_{c,prizm}$. В.В. Погрібний же [40] пропонує визначати міцність шпонок як залежність від обох характеристик $f_{c,prizm}$ і f_{ct} (ф. 4, табл. 1.1).

В дослідях спостерігається нелінійна залежність міцності стику від класу бетону, при збільшенні $f_{c,cube}$ вдвічі (з 50 до 100 МПа) несуча здатність шпонок підвищується в середньому на 35 %.

Для замонолічування за стиків звичай використовується важкий бетон або цементно-піщаний розчин. В експериментах Є.Г. Лотоєвої, В.В. Погрібного застосовувався керамзитобетон [32, 40], а М.М. Коровін [30] для дослідження багатошпонкового з'єднання ригеля з колоною використав швидкотверднучий бетон на глиноземистому цементі, в [28] здійснені випробування стикових з'єднань перлітових панелей на дію динамічних навантажень.

Обтиснення шпонок впливає на їх міцність. В.В. Погрібний [40] стверджує, що завдяки обтисненню σ опір шпонкового стику зростає практично лінійно до $0,4 f_{c,prizm}$, а потім ріст значно уповільнюється. Як і за його відсутності крива міцності складається із трьох ділянок, які відповідають можливим випадкам руйнування – від місцевого стиску, зрізу та згину. Ділянка

кривої при зрізі для важкого бетону описуються формулою 3, табл. 1.2, із збільшенням обтиснення область реалізації зрізу шпонки розширюється.

І.О. Рохлін і В.О. Бондарев [18] пропонують збільшувати несучу здатність бетонного шпонкового стику на зріз за рахунок обтиснення на величину

$\frac{7}{\sqrt{f_{c,cube}}} \sigma$ або зменшувати при розтяганні на $1 - \left(\frac{N\beta}{A_{sw}f_y} \right)^2$, де β – дослідний

коефіцієнт, який при $\frac{N}{V} = 0,4 - 0,5$ можна приймати $\beta = 0,6 - 0,7$ (тут

$$N = \sigma h_k b_k).$$

Свої залежності $f_{sh,\sigma}^k$ (ф. 5 – 8, табл. 1.2) від величини обтиснення σ для окремих шпонок і шпонкових стиків пропонують дослідники Rizkalla S.H., AASHTO 89, Rombach G. та норми Eurocode 2 [15, 60, 65, 74, 79].

Дані [36], отримані для попередньо напружених стиків (що відповідає дії обтиснення), вказують, що їх тріщиностійкість підвищується на 50 – 60 %.

М.М. Коровін і В.М. Голосов, оцінюючи результати випробування зразків із обтисненням, зазначають, що із його збільшенням від 0,1 до 1,5 МПа коефіцієнт тертя змінюється лінійно від 0,8 до 0,4 [31].

Армування шпонок. На збіг характеру руйнування шпонкових з'єднань з поперечним армуванням і зразків, випробуваних в обоймі (тобто при обтисненні) вказують дані [29], причому армування тут збільшує несучу здатність шпонок на зріз не більше ніж на 25 %. В дослідях П.Кортіні [64] з двома групами однотипних зразків – із горизонтальною арматурою та із зовнішніми силами обтиснення, що дорівнюють $N = f_{yw}A_{sw}$, різниця в дотичних напруженнях складала лише 2 %. Закордонні дослідники [66, 68, 70, 72] взагалі не розрізняють поперечне нормальне напруження, створене застосуванням зовнішньої сили, від отриманого дією поперечної арматури.

Аналіз роботи армованих шпонок, виконаний у [24, 25], показує, що до вичерпання несучої здатності з'єднання бетон і арматура працюють спільно, причому текучість останньої при цьому не спостерігається. При такому

характері роботи та руйнуванні, на думку авторів, врахувати наявність арматури можна зведенням її до еквівалентної площі бетону через співвідношення $\alpha = E_s / E_c$.

За даними Е. Горачека й ін. [45] наявність у стиковому з'єднанні арматури не тільки підвищує опір руйнуванню, але і вносить якісні зміни в характер його робочим – залізобетонне шпонкове з'єднання характеризується пружно-пластичною роботою при зрізі. Горизонтальна арматура здатна викликати напруження стиску на вертикальних площадках після утворення вертикальної тріщини, що узгоджується з відомою гіпотезою про тертя ковзання.

Н.Г. Мартинова [34] вказує, що при випробуваннях деформації в горизонтальній арматурі до появи тріщини були однакового порядку з деформаціями бетону, а після її утворення збільшувалися в декілька разів. Пропонується підвищувати несучу здатність шпонки за рахунок армування на величину $f f_{yw} A_{sw}$, де f – коефіцієнт тертя, котрий приймається 0,7.

На думку Г.І. Ашкінадзе [16] таке збільшення відбувається на величину

$$f(N_s - \eta_\psi f_{sh(loc)}^k), \quad (1.11)$$

де $f = 0,7 - 0,8$; η_ψ – коефіцієнт, який дорівнює відношенню сили розпору до сили зрізу

$$\eta_\psi = \frac{tg\psi - f}{1 + ftg\psi} \geq 0,15 \div 0,2, \quad (1.12)$$

$f_{sh(loc)}^k$ – опір бетонних шпонок при руйнуванні від зрізу або зминання.

Більшість дослідників дотримуються думки, що в залізобетонній шпонці арматура включається в роботу тільки після утворення тріщин, однак дані [33, 34] указують на підвищення тріщиностійкості шпонки за рахунок армування до 22 %.

В.В. Погрібний [40] вважає, що ефект армування до утворення тріщин обумовлений появою стискуючих поперечних напружень σ , які врівноважують розтягуючі зусилля в арматурі та дорівнюють

$$\sigma = \frac{N_s^{crc}}{\rho_{sw} A_{sh}}, \quad (1.13)$$

де N_s^{crc} – зусилля в арматурі в момент тріщиноутворення;

ρ_{sw} – коефіцієнт поперечного армування.

Несуча здатність за рахунок армування після утворення тріщини збільшується на величину

$$N_s - N_s^{crc}, \quad (1.14)$$

де $N_s = \sigma_{sw} \rho_{sw} A_{sh}$; $N_s^{crc} = 1,8 \rho_{sw} \alpha f_{sh}^k A_{sh}$.

Опір зрізу залізобетонних шпонок визначає формула 7, табл. 1.3. Величина напружень в арматурі при цьому залежить від коефіцієнта армування та приймається

$$\sigma_{sw} = f_{yw} \text{ при } \rho_{sw} \leq 0,02;$$

$$\sigma_{sw} = (1,7 - 35 \rho_{sw}) f_{yw} \text{ при } \rho_{sw} > 0,02. \quad (1.15)$$

Вважається, що існує деяка межа насичення стику в'язями (арматурою), при досягненні котрої подальше збільшення відсотка армування не тільки не підвищить несучу здатність, але і зробить руйнування більш крихким [16]. За результатами обмеженої кількості експериментів зроблений висновок, що співвідношення $\frac{f_{yw} A_{sw}}{f_{ct} A_{sh}}$ повинно бути менше ніж 2,5.

Г.І.Ашкінадзе [16] вважає, що в стані, близькому до граничного, необхідно враховувати нагельний ефект в арматурі, що складає

$$1,8 \rho_{sw} f_{ct} \sqrt{f_{yw}} \quad (1.16)$$

Схожа формула надається в [78]

$$1,6 \rho_{sw} f_{yw} \sqrt{\frac{f_{c,prizm}}{f_{yw}}}. \quad (1.17)$$

У роботі [40] відзначається, що після появи в армованому стику тріщин, які перетинають усі шпонки, арматура отримує приріст розтягуючих деформацій, перешкоджаючи горизонтальному зсувові крайніх елементів

з'єднання. Істотних розходжень у величинах деформацій верхньої та нижньої фібр арматури не спостерігалось, різниця між ними не перевищувала 4 %.

Оголення арматурних стрижнів у зразках після їх руйнування [35] показало, що стрижні зазнали викривлення на досить значній довжині, котра в 400 разів перевищує деформації зсуву, тому проекція зусиль в арматурі на поздовжню вісь стику мала і частка нагельного ефекту в забезпеченні несучої здатності незначна: в дослідних зразках вона не перевищувала 1 %.

Як правило, арматура в шпонках встановлюється посередині її висоти. У літературі практично відсутні дані про оцінювання впливу рознесення арматури у два рівні за висотою шпонки на міцність стиків. Але суттєвий вплив згинального моменту вказує на необхідність врахування характеру армування.

Отже, можна зробити висновок, що визначальними факторами міцності окремих шпонок є (рис. 1.4):

- геометричні розміри та їх співвідношення;
- кут нахилу опорних поверхонь;
- форма робочого перерізу;
- вид та клас бетону;
- ступінь обтиснення (розтягання);
- армування.

Однак, єдиної думки про характер і ступінь впливу окремих факторів не існує, що обумовлює необхідність подальших досліджень.

1.3 Методи розрахунку шпонкових з'єднань

У табл. 1.1 – 1.3 представлені, запропоновані на даний час, основні розрахункові формули для визначення міцності окремих шпонок і шпонкових з'єднань. Велика кількість таких залежностей свідчить про увагу дослідників до питання, що розглядається.

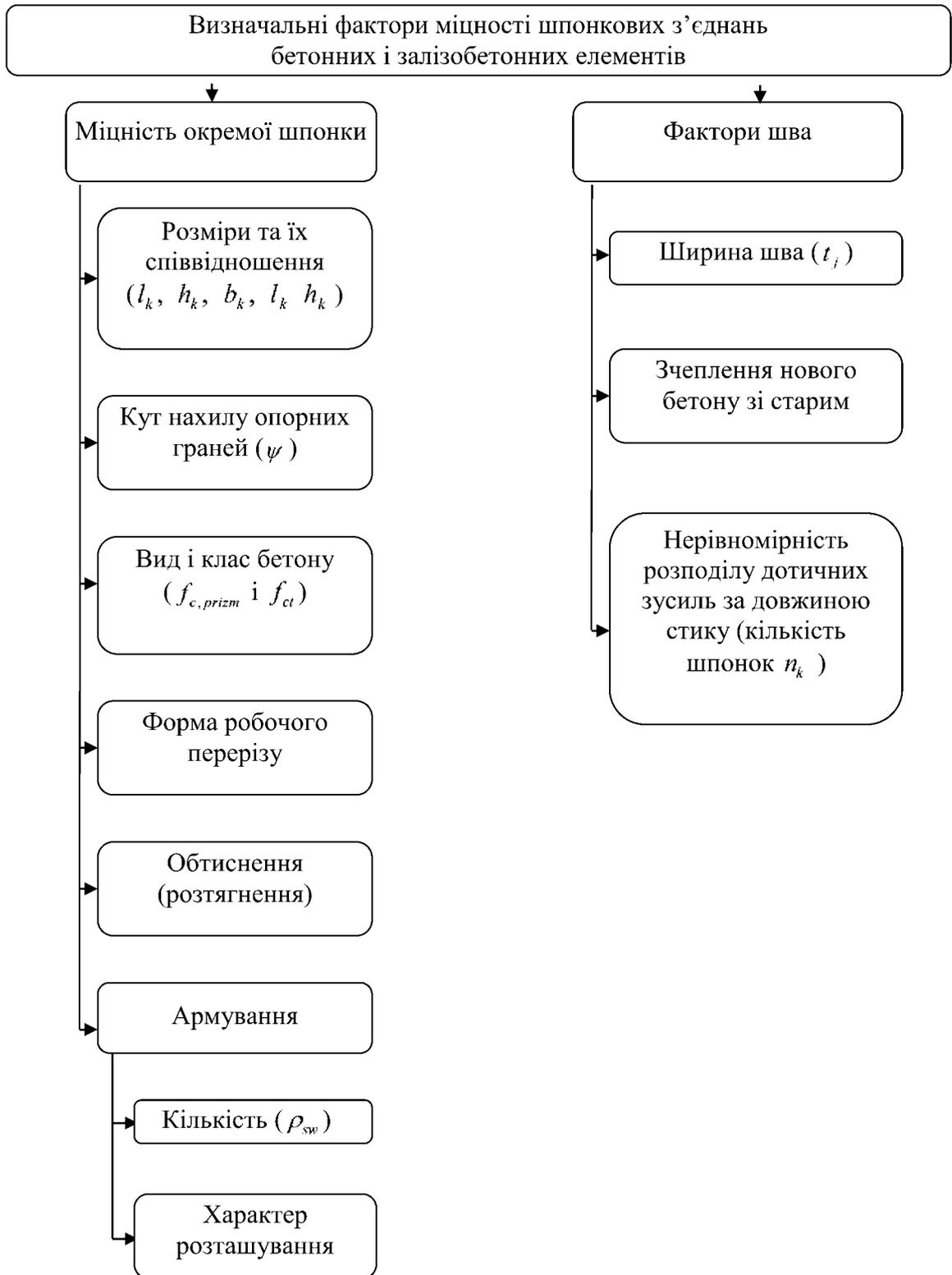


Рисунок 1.4 – Визначальні фактори міцності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів

**Таблиця 1.1 – Розрахункові залежності для визначення міцності
бетонних шпонок при зрізі**

№ з/п	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,c}^k = k f_{ctd} A_{sh},$ де $A_{sh} = h_k b_k$ – площа зрізу шпонки, h_k – висота, b_k – ширина шпонки, $k = 1,5$ – емпіричний коефіцієнт	[17]
2	$V_{sh,c}^k = (1,5 + 24/h_k) f_{ctd} A_{sh}$	[30]
3	$V_{sh,c}^k = 2,1 A_{sh} \sqrt{f_{c,cube}},$ де $f_{c,cube}$ – кубикова міцність бетону (в кгс/см ²)	[48]
4	для важкого бетону $V_{sh,c}^k = \frac{1}{3} \left[1,9 \sqrt{f_{cd} f_{ctd}} + f_{cd} \left(0,6 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh},$ для легкого бетону $V_{sh,c}^k = \frac{1}{3} \left[2,9 \sqrt{f_{cd} f_{ctd}} + f_{cd} \left(0,4 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh},$ де l_k – глибина шпонки	[40]
5	$V_{sh,c}^k = m f_{ctd} A_{sh},$ де m – коефіцієнт, який дорівнює: $m = k(2,04 - 0,266k)$, $k = 1,5 - 1,8$	[59]
6	$V_{sh,c}^k = 2 f_{ctdj} A_{sh}, \quad V_{sh,c}^k = f_{ctdj} l_k b_k$	[12]
7	$V_{sh,c}^k = 0,2 \sqrt{f_{cd}} A_{sh}$	[74]
8	$V_{sh,c}^k = 12 A_{sh} \sqrt{6,792 \times 10^{-3} f_{cd}}$	[60]
9	$V_{sh,c}^k = 0,14 f_{cd} A_{sh}$	[79]
10	$V_{sh,c}^k = 6 f_{ctd} l_k h_k$	[30]
11	$V_{sh,c}^k = 6 l_k h_k \sqrt{f_{cd}}$	[48]
12	$V_{sh,c}^k = c f_{ctd} A_{sh} \leq 0,5 \nu f_{cd} A_{sh},$ де c – коефіцієнт, для шпонкового профілю 0,5; f_{ctd} – розрахунковий опір бетону при розтязі; ν – коефіцієнт зниження міцності; f_{cd} – розрахунковий опір бетону при стискові	[15], [65]

Таблиця 1.2 – Розрахункові залежності для визначення міцності бетонних обтиснутих шпонок

№ з/П	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + 0,7N$	[17]
2	$V_{sh,\sigma}^k = N + 0,9V_{sh,c}^k$	[43]
3	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k \left[1 + \frac{6,1}{1 + \frac{l_k}{h_k}} \times \frac{\sigma}{f_{cd}} \left(1 - 0,49 \frac{\sigma}{f_{cd}} \right) \right]$	[40]
4	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,b}^k + \frac{7}{\sqrt{f_{c,cube}}} \sigma$ де $f_{c,cube}$ (в кгс/см ²)	[18]
5	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + 0,5 \sigma A_{sh}$,	[74]
6	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} f_{cd}} \times 2,466 \sigma A_{sh}$ де A_{sh} – площа міжшпонкових ділянок	[60]
7	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + \mu_{sw} \sigma A_{sh}$ де $\mu_{sw} = 0,65$ – коефіцієнт тертя	[79]
8	$V_{sh,\sigma}^k = (c f_{ctd} + \mu \sigma_n) A_{sh}$ де μ – коефіцієнт, для шпонкового профілю 0,9; σ_n – обтиснення, $\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$	[15]

Розрахунки міцності стиків ускладнюються через неможливість простого представлення їх розрахункових моделей, необгрунтоване спрощення котрих може привести як до перевитрати матеріалів так і до зниження надійності стику. Крістофферсон [63] особливо підкреслює, що застосування емпіричних формул може бути небезпечним, якщо параметри шпонкового стику суттєво відрізняються від дослідних зразків, за результатами випробування котрих були побудовані залежності для визначення їх міцності.

Основні методи розрахунку шпонкових з'єднань можна умовно поділити на:

Таблиця 1.3 – Розрахункові залежності для визначення міцності залізобетонних шпонок

№ з/п	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 - f k_{\alpha}) + f (\rho_{sw} f_{ywd}) b_k u_k, \text{ але не більше}$ $V_{sh,s}^{\max} = b_k u_k f_{ctd} \sqrt{f_{ctd} + \rho_{sw} f_{ywd}},$ <p>де $\eta_{\psi} = \frac{tg\psi - f}{1 + f tg\psi} \geq 0,15$; ψ – кут нахилу площадки завантаження шпонки до напрямку, перпендикулярного площині зсуву; f – коефіцієнт тертя (при сейсмічних впливах – 0,5; для інших – 0,7); $\rho_{sw} = A_{sw}/A_{sh}$ – коефіцієнт армування стику; A_{sw} – площа поперечної арматури; u_k – крок шпонок за довжиною стику</p>	[17]
2	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 - f \eta_{\psi}) + f A_{sw} f_{ywd},$ <p>де $V_{sh,c} = 1,5 f_{ctd} A_{sh}$; $\eta_{\psi} \geq 0,15 \div 0,2$;</p>	[43]
3	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + 0,7 f_{ywd} A_{sw},$ <p>де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$</p>	[23]
4	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + f (f_{ywd} A_{sw} - \eta_{\psi} V_{sh,c}),$ <p>де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$ $f = 0,7 \div 0,8$; $\eta_{\psi} = 0,15 \div 0,2$</p>	[16]
5	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + E_{cd} / E_s),$ <p>$V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$; E_s, E_{cd} – модуль пружності арматури та бетону</p>	[24]
6	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + f f_{ywd} A_{sw},$ <p>де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$; $f = 0,7$</p>	[33]
7	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + 1,8 \rho_{sw}) + 0,7 \rho_{sw} (\sigma_{sw} - 1,8 \alpha V_{sh,c}),$ <p>$\alpha = E_s / E_{cd}$; σ_{sw} – напруження в арматурі, котре залежить від коефіцієнта армування: при $\rho_{sw} \leq 0,02$ – $\sigma_{sw} = f_{ywd}$, а при $\rho_{sw} > 0,02$ – $\sigma_{sw} = (1,7 - 35 \rho_{sw}) f_{ywd}$;</p>	[40]
8	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + 4 \cdot 10^{-5} f_{ywd} n d),$ <p>де $V_{sh,c} = 1,7 A_{sh} \sqrt{f_{ctd}}$; n, d – кількість і діаметр арматурних стержнів у стику</p>	[28]
9	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + \rho_{sw} f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) A_{sh} \leq 0,5 v f_{cd} A_{sh},$	[15]

Нормативні. У нормативних документах [15, 16, 17, 42, 43] немає єдиного підходу для визначення міцності шпонкових з'єднань, запропоновані залежності не враховують повну сукупність факторів, які впливають на роботу окремої шпонки та стику в цілому, у більшості випадків це призводить до суттєвого (до 30 %) заниження теоретичної міцності стиків порівняно з дослідною.

Авторські методи. М.М. Коровін і В.С. Єськов [29] запропонували формулу для визначення зусилля зсуву в багатошпонковому з'єднанні, в основі котрої лежать отримані експериментальні дані.

У [28] міцність стику описується функцією, що рекомендується в [56], із деякими доповненнями, котрі стосуються впливу нормальних напружень у бетоні й арматурі (їх величину визначають із умов розподілу поперечного стискаючого зусилля за всією площею шва, а розтягуючого – тільки за площею шпонки).

О.Г. Лотоєвою [32] в основу розрахунку міцності стику покладено залежність розподілу зусиль вздовж шпонкового шва, на величину котрих впливає розміщення шпонки в стику, крок шпонок, коефіцієнт зсуву, переріз замоноличеного елемента та модуль пружності бетону замоноличування.

У розрахунковій моделі, що розглядається в [77], міцність стику визначається опором на стиск стиснутого підкосу між шпонками. Ширина підкосу та кількість шпонок, які він охоплює, залежать від ширини стику, кроку шпонок і вмісту арматури.

Окремим пунктом необхідно виділити дослідження *Б.С. Соколова* [51 – 55], котрий для оцінки міцності шпонкового стику використовує теорію опору анізотропних матеріалів в стиснутому силовому потоці. В з'єднаннях ці потоки формуються між площадками завантаження (рис. 1.5).

Умова міцності бетонної смуги записується у вигляді

$$N \leq (mf_{ct}l_t \cos \alpha + 2f_{sh}bl_{sh}) / \sin \alpha + f_{c,prizm}A_{ef}, \quad (1.18)$$

$$l_t = h - l_{loc} \cos \alpha \sin \alpha, A_{ef} = bl_{loc} \sin^2 \alpha, l_{sh} = 0,5l_{loc} \cos \alpha, f_{sh} = 3f_{c,cube}, (l_{loc} / h)^{1/3} = \operatorname{tg} \alpha / 0,48.$$

Для перевірки теоретичних даних Б.С. Соколовим виконаний комп'ютерний експеримент за допомогою програмних комплексів Ліра 9.0 та Scad Office, котрі реалізують метод скінченних елементів.

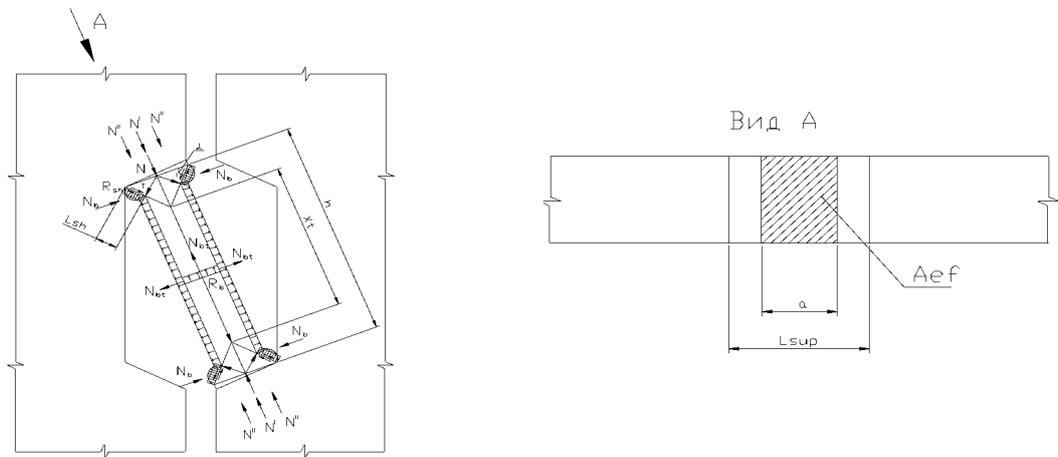


Рисунок 1.5 – Розрахункова схема стиснутої бетонної смуги в межах шпонкового з'єднання (за Б.С. Соколовим)

Хоча отриманні дані дозволяють досить достовірно описати характер руйнування шпонкового з'єднання, автором не розглядалися такі важливі питання, як вплив ширини шва, кута нахилу опорних поверхонь шпонки та армування стику.

Методи теорії пластичності. Модель ідеально пластичного тіла приводить до простих методів розрахунку міцності при складних неоднорідних НДС і тому є привабливою для використання в практиці. Теорія пластичності успішно застосовується у вигляді методу граничної рівноваги для розрахунків статично невизначених залізобетонних конструкцій [7, 8, 47], а також масивних елементів при складних НДС [10, 68, 77].

Пластичні властивості бетону обмежені й залежать від виду та класу бетону, а також характеру НДС. Характерною рисою пластичного кінематичного механізму тіл із неоднорідним НДС є одночасність існування граничного стану за всією областю руйнування. Це явище можна вважати якісним критерієм можливості застосування теорії пластичності до розрахунку

міцності. Важливим є саме миттєвий розподіл деформацій у граничному стані, й несуттєво, якщо руйнування буде зовні крихким [46].

У [40] за допомогою методу характеристик [22, 26] на основі теорії ідеальної пластичності бетону [9, 10] отримані розв'язки задач міцності при зминанні, зрізі та згині як для окремих прямокутних шпонок, так і шпонкових стиків для різних видів бетону.

Розрахунок виконується в наступній послідовності:

- 1) для елемента, що розглядаються, будуються поля характеристик;
- 2) параметри напруженого стану, розміри, котрі визначають геометрію областей пластичності, та граничне навантаження обраховуються із системи рівнянь, яка включає співвідношення параметрів на характеристичних лініях і умови рівноваги частин елемента.

Системи рівнянь для визначення невідомих у задачах міцності досить складні, тому отримані числові рішення, на базі котрих криві міцності апроксимовані методом найменших квадратів.

1.4 Висновки за розділом

Аналітичний огляд літератури з питань міцності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів дозволяє зробити наступні висновки:

- шпонкові з'єднання бетонних і залізобетонних елементів знайшли широке застосування у збірному, монолітному та збірно-монолітному будівництві завдяки підвищеному опору руйнуванню;
- спостерігається суттєва увага дослідників до розглядуваної тематики, що свідчить про важливість проблеми;
- основними факторами, котрі обумовлюють міцність стиків, являються: зчеплення старого бетону з новим; нерівномірність розподілу дотичних зусиль за довжиною з'єднання (кількість шпонок) та ширина стику (фактори стику); а також параметри, котрі обумовлюють міцність окремої шпонки (геометричні розміри та їх співвідношення, кут нахилу опорних поверхонь, форма робочого перерізу, обтиснення (розтягання) у площині, перпендикулярній навантаженню,

армування (кількість арматури та характер її розташування) (рис. 1.4). Вплив окремих факторів оцінюється неоднозначно. У їх повній сукупності експериментальні дослідження стиків не проводилися;

– що стосується методів розрахунку стиків, вони, як правило, базуються на емпіричній основі, котра має відомі суттєві недоліки, одним із яких є частинний характер отриманих формул, пов'язаний із умовами виконаних досліджень, котрий не дозволяє використовувати їх із достатнім ступенем достовірності для інших випадків. Вибір методики розрахунку ускладнюється суттєвим чисельним розходженням отриманих результатів, незважаючи на збіжність кожної із них із конкретною серією дослідів;

– перспективним з нашої точки зору є використання загальної методики розрахунку міцності шпонкових з'єднань, котра базується на єдиній основі – теорії пластичності бетону.

Список використаних літературних джерел

1. Аболиныш Д.С. Мелкозернистый бетон, армированный обрезками проволоки/ Д.С. Аболиныш, В. К. Кравинкас, Г. Е. Лагутина // Бетон и железобетон. – 1973. – № 5. – 27 – 29 с.
2. Байков В.Н. Расчет сборного настила панельного перекрытия на местную продольную линейно сосредоточенную нагрузку/ В.Н. Байков// Проектирование железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1996. – 83 – 104 с.
3. Бобришев П.Н. Влияние количества шпоночных связей на несущую способность образцов при сдвиге / П.Н. Бобришев // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. тр. ин-та. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1970. – Вып. 14. – 148 – 154 с.
4. Бобришев П.Н. Исследование прочности и деформаций стыков крупных панелей из цементных и силикатных бетонов: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук/ П.Н. Бобришев. – М., 1968. – 21 с.
5. Бобришев П.Н. Прочность и деформации замоноличенных стыков силикатобетонных панелей при сдвиге/ П.Н.Бобришев, А.В. Черкашин, В.И. Коноводченко // Прочность крупнопанельных и каменных конструкций. – М.: Стройиздат, 1972. – 149 – 162 с.
6. Гвоздев А.А. Изучение сцепления нового бетона со старым/ А. А. Гвоздев, А.П. Васильев, С.А. Дмитриев. – М., Л.: ОНТИ, 1932. – 54 с.
7. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации / А. А. Гвоздев // Труды конф. по пластическим деформациям АН СССР. – М., 1938. – 15 – 20 с.
8. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия: сущность метода и его обоснование / А. А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
9. Гениев Г.А. К вопросу о прочности бетона / Г. А. Гениев // Исследования по вопросам теории пластичности и прочности строительных конструкций: сб. – М.: Госстройиздат, 1958. – 130 с.

10. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
11. Герасимова И.А. Испытание шпоночных замоноличенных вертикальных стыков на сдвиг / И.А. Герасимова // Конструкции жилых зданий. – М.: ЦНИИЭПжилища, 1987. – 72 – 76 с.
12. Гольшев А. Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко; под. ред. А.Б. Гольшева. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
13. Горизонтальные стыки сейсмостойких панельных зданий: обзорная информация. – М.: Гражданстрой, 1986. – Вып. XII. – 60 с.
14. Тригуб Л.С. Дослідження безкаркасних великопанельних, великоблочних і цегляних будинків на просадочних ґрунтах та розрахунки по методу граничної рівноваги / Л. С. Трегуб, І. М. Москвіна, С. М. Пітулько, В. С. Шокарев // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К., 1999. – Вип. 50. – С. 220 – 227.
15. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство “Укрархбудінформ”, 2011. – 118 с. (Національний стандарт України).
16. 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.
17. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.
18. Рохлин И.А. Исследование работы стыков сборных железобетонных оболочек / И.А. Рохлин, В.А. Бондарев, Л.Я. Альтштейн, И.В. Доренбаум // Строительные конструкции: межвед. сб. – М., 1967. – Вып. 8. – С. 22 – 28.
19. Исследования сборно-монолитного каркаса 18-этажного жилого дома серии Б1.020.1-7 на воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок / [А.И. Мордич, В.Н. Белевич, В.Н. Симбиркин, А.А. Николаев] // Сб. тр. междунар. науч.-техн. конф. “Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений, методы расчета, конструирования и технологии возведения”. – М.: НПООО «Стринко», 2002. – 123 – 150 с.
20. Карабанов Б.В. Практическая методика расчета совместной работы сборных железобетонных плит в перекрытии / Б. В. Карабанов // Бетон и железобетон. – 2000. – № 3. – С. 11–15.
21. Каранфилов Т.С. К вопросу о расчёте шпоночных соединений на выносливость / Т. С. Каранфилов // Бетон и железобетон. – 1976. – № 9. – С. 9 – 11.
22. Качанов А.М. Основы теории пластичности / А. М. Качанов. – М.: Наука, 1969. – 420 с.
23. Кваша В.Г. Ефективні конструктивно-технологічні рішення поширення і посилення автодорожніх мостів залізобетонною накладною плитою / В.Г. Кваша, П.М. Коваль, Ю.М. Собко // Проблеми теорії та практики будівництва: зб. наук. пр. – Полтава, 1994. – С. 119 – 130.
24. Кваша В.Г. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпоночных 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.
25. Кваша В.Г. Исследование шпоночных соединений плоских плит / В. Г. Кваша, П.Н. Коваль // Бетон и железобетон. – 1984. – № 1. – С. 36 – 39.
26. Керимов Н. Работа вертикальных шпоночных стыков цокольных панелей крупнопанельных зданий, эксплуатируемых в сложных грунтовых условиях: автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук / Н. Керимов. – К., 1991. – 15 с.
27. Колмогоров В.Л. Механика обработки металлов давлением / В. Л. Колмогоров. – М.: Металлургия, 1986. – 688 с.

28. Коноводченко В.И. Прочность стыковых соединений сейсмостойких крупнопанельных зданий при сдвиге / В.И. Коноводченко, А.В. Черкашин, П.Н. Бобришев // Бетон и железобетон. – 1968. – № 8. – С. 5 – 12.
29. Коровин Н.Н. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С. 25 – 29.
30. Коровин Н.Н. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // Бетон и железобетон. – 1965. – № 3. – С. 40 – 43.
31. Коровин Н.Н. Экспериментальное определение коэффициента трения на контакте сборного и монолитного бетона / Н.Н. Коровин, В.Н. Голосов // Совершенствование стыков железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 30 – 36.
32. Лотоева Е.Г. Прочность и жёсткость вертикальных стыков наружных керамзитобетонных стеновых панелей при статической нагрузке / Е.Г. Лотоева // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1972. – 206 – 214 с.
33. 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.
34. Мартынова Н.Г. Прочность бетонных и железобетонных шпонок при знакопеременном нагружении / Н.Г. Мартынова // Конструктивные системы полносборных жилых зданий: сб. науч. тр. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1984. – С. 112 – 119.
35. Мартынова Н.Г. Прочность и деформативность вертикальных стыковых соединений стен бескаркасных монолитных зданий: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук / Н.Г. Мартынова – М., 1986. – 19 с.
36. Махвиладзе Л.С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение / Л.С. Махвиладзе. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.
37. Одишвили К.С. Влияние преднапряжения на прочность и трещиностойкость вертикальных стыков крупнопанельных зданий / К.С. Одишвили, Л.С. Махвиладзе, Д.А. Лагидзе // Бетон и железобетон. – 1989. – № 12. – С. 24 – 25.
38. Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС / А.И. Мордич, В.Н. Белевич, В.Н. Симбиркин, Д.И. Навой // Бюллетень строительной техники. – 2004. – № 8. – С. 8 – 12.
39. Парамзин А.М. Исследование прочности и деформативности некоторых видов стыков сборных железобетонных каркасов для сейсмостойких зданий: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук / А.М. Парамзин. – М., 1967. – 20 с.
40. 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.
41. Попов В.Г. Несущая способность на сдвиг вертикальных стыков стен из монолитного бетона разных видов (тяжелого и керамзитобетона) с асбестоцементными отсекателями: автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / В. Г. Попов; Вильнюсский ИСИ. – Вильнюс, 1990. – 25 с.
42. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01.84). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
43. Пособие по проектированию жилых зданий / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – Вып. 3. – 304 с.
44. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций: справочное пособие. – М.: Стройиздат, 1991. – 68 с.

45. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций: опыт СССР и ЧССР / [Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.]; под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.
46. Работнов Ю. Н. Механика деформированного твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1979. – 744 с.
47. Ржаницын А.Р. Расчет оболочек методом предельного равновесия / А.Р.Ржаницын // Исследования по вопросам теории пластичности и прочности строительных конструкций: сб. тр. – М.: Госстройиздат, 1958. – 270 с.
48. Рохлин И.А. Исследование и расчет бессварочных шпоночных стыков тонкостенных железобетонных конструкций / И.А. Рохлин, В.А. Бондарев. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1968. – 34 с.
49. Рохлин И.А. Экспериментальное исследование несущей способности стыков железобетонных конструкций, работающих в условиях сложного напряжённого состояния / И.А. Рохлин, В.А. Бондарев. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1968. – 23 с.
50. Семченков А.С. Жесткости омоноличенных сопряжений (швов, стыков) между элементами сборных дисков перекрытий / А.С. Семченков, М.М. Козелков, А.В. Луговой // Бетон и железобетон. – 2008. – № 2. – С. 17 – 20.
51. Соколов Б. С. Изучение напряженно-деформированного состояния горизонтальных стыков панелей зданий для их усиления / Б. С. Соколов, А. Н. Седов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М., 2008. – С. 123 – 124.
52. Соколов Б. С. Исследование напряженно-деформированного состояния комбинированных стыков панелей крупнопанельных зданий для их усиления / Б.С. Соколов, А.Н. Седов // Вестник РААСН Волжского регионального отделения. – Нижний Новгород, 2007. – Вып. 10. – С. 82 – 89.
53. Соколов Б. С. Проектирование стеновых панелей зданий / Б. С. Соколов // Учебное пособие. Ч.1. – Казань: Каз. инж.-строит. институт, 1991. – 74 с.
54. Соколов Б. С. Прочность и трещиностойкость железобетонных балок-стенок: автореф. дис. на соискание учен. степени докт. техн. наук: 05.23.01 / Б. С. Соколов. – Л., 1989. – 42 с.
55. Соколов Б. С. Теоретические основы сопротивления бетона и железобетона при сжатию // Известия вузов. Строительство. – 1993, № 9. – С. 39 – 43.
56. Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов, строящихся в сейсмических районах: СН 328-65. – М.: Стройиздат, 1966. – 196 с.
57. Фатхуллин В.Ш. Прочность предварительно напряжённого шпоночного контакта сборно-монолитных конструкций / В.Ш. Фатхуллин // Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов: Межвузовский сборник. – Казань: КИСИ, 1989. – С. 62 – 66.
58. Шагин П.П. Прочность и устойчивость бескаркасных жилых зданий из сборных элементов на сильно и неравномерно сжимаемых грунтах / П. П. Шагин. – Л.: Госстройиздат, 1961. – 117 с.
59. Яшин А.В. К расчету шпоночных соединений / А.В. Яшин // Бетон и железобетон. – 1978. – № 6. – С. 17 – 18.
60. AASHTO 89 (American Association of State Highway and Transportation Officials): Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. – 1989, Interim Specifications 1990 – 1999.
61. 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.
62. Buyukozturk O. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges / O. Buyukozturk, M. M. Bakhoun, M. Beattie // Journal of Structural Engineering. – 1990. – Vol. 116. – P. 28 – 30.

63. Cristofferson J. Ultimate capacity of joints in precast large panel concrete buildings, Ph. D. thesis / J. Cristofferson // Department of Structural Engineering. – Technical University of Denmark, 1997. – P. 160 – 164.
64. Cortini P. Edute experimental de joints horizontal entre panneaux prefabriques pour murs de batiments / P. Cortini, J. Fauchart. – Annales de ITBTPN 300, December 1971. – № 12. – P. 35 – 38.
65. Eurocode 2, Part 1. Design of concrete structures. 1992.
66. Hamadi Y.D. Behaviour of normal and light weight aggregate beams with shear cracks / Y.D. Hamadi, P.E. Regan // The Struct. Eng. – 1980. – Vol. 58B. – № 4. – P. 75 – 139.
67. Houborg J. Casting joints / J. Houborg. – M.Sc. thesis, Technical University of Denmark, 1974.
68. Jensen B. C. Some applications of plastic analysis to plain and reinforced concrete / B. C. Jensen. – Ph. D. thesis, Copenhagen, Technical University of Denmark, Institute of Building Design, Report No. 123, 1977. – 119 p.
69. Jensen B.C. Ultimate strength of joints, RILEM/CEB/CIB Symp. Mech. & Insulation Properties of Joints of Precast Reinforced Concrete Elements / B.C. Jensen // Athens, 1978. – Vol. I. – P. 223-240; Vol. III. – P. 279 – 280.
70. Jin-Ping Z. Strength of cracked concrete. Part 2 – Micromechanical modelling of shear failure in cement paste and in concrete / Z. Jin-Ping. – Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Report R, 1997. – № 18. – P. 180 – 185.
71. Johansen K.W. Strength of concrete constructions joints / K.W. Johansen. – Bygningsstat. Medd., 1930. – Vol. 2. – P. 67 – 68.
72. Kaare K.B. Construction joints in normal and high strength concrete / K.B. Kaare // Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, Report, 1994. – № 314. – P. 70 – 73.
73. Menkulasi F. Horizontal shear connectors for precast prestressed bridge desc panels, M. Scthesis / F. Menkulasi // Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg. – 2002. – № 8. – P. 205 – 212.
74. Rizkalla S.H. Multiple shear key connections for precast shear wall panels / S.H. Rizkalla, R.L. Serette, J.S. Heuvel, E.K. Attiogbe // PCI Journal. – 1989. – № 3 – 4. – P. 104 – 120.
75. Naotaka Y. 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.
76. Nicula I, Some regent experimental investigation on reinforced concrete large panels and connections / I. Nicula P. Popescu, M. Stanescu, M. Stefanescu // RILEM 81 CP Meeting – CIB W23 Meeting, Copenhagen, 1985. – P. 348 – 353.
77. Nielsen M.P., Limit analysis and concrete plasticity / M.P. Nielsen. – 2nd ed., Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1998. – 906 p.
78. Norimono T. Analytical study on relations between form and shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure / T. Norimono, K. Katori, S. Hayashi // J. Struct. Constr. Eng., Architectural Institute of Japan. – 1996. – № 9. – P. 835 – 836.
79. 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.
80. Zech U. I. Joints in large panel precast concrete structures, Seismic Resistance of Precast Concrete Panel Buildings / U. I. Zech. – Report No.1, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1976. – 174 p.
81. Zhou X. Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges / X. Zhou, N. Mickleborough, Z. Li // Structural Journal 2005. – Vol. 102. – № 1. – P. 3 – 11.

РОЗДІЛ 2

Методика проведення експериментальних досліджень

У межах експериментальних досліджень виготовлено 7 серій дослідних зразків [11, 16, 18, 21]. Їх випробування здійснювалося з метою вивчення характеру руйнування, граничного навантаження та поведінки бетону й арматури шпонкових стиків на різних стадіях навантаження.

Кожна серія була присвячена з'ясуванню впливу одного із факторів (або їх сукупності), котрі обумовлюють міцність шпонкових з'єднань. Маркування дослідних зразків і програма експериментів [7, 8] представлені на рис. 2.1 – 2.8.

2.1 Дослідження окремих шпонок

На початку дослідження розглядалися фактори міцності окремої шпонки. Випробовувалися хрестоподібні зразки двох типів (рис. 2.9, 2.12, 2.15).

Перша серія [16] була виконана для визначення областей реалізації *можливих випадків руйнування* окремих прямокутних бетонних шпонок залежно від *співвідношення їх розмірів* l_k/h_k .

Випробовувалися зразки із важкого бетону (6 пар близнюків плюс додатково зразок на межі реалізації різних форм руйнування з $l_k/h_k = 0,3$) та керамзитобетону [3] (6 шт.) (рис. 2.10), в яких через 0,1 варіювався параметр $l_k/h_k = 0,1-0,6$.

Деформації бетону в передбачуваних областях руйнування вимірювалися за допомогою тензорезисторів типу ПКБ [20] базою 20 мм (у зоні зрізу) і 50 мм (у зоні зминання), схеми їх розташування представлені на рис. 2.10. У якості реєструвального приладу використовувався ЦТМ-5. Крім того на верхній горизонтальній грані консолей зразків установлювалися індикатори годинникового типу 2МНГ для вимірювання переміщень зсуву.

Окремі бетонні шпонки випробовувалися в пресі ПГ-125 [5]. Навантаження здійснювалося двома силами, прикладеними симетрично до бокових виступів (шпонок) за верхніми горизонтальними гранями.

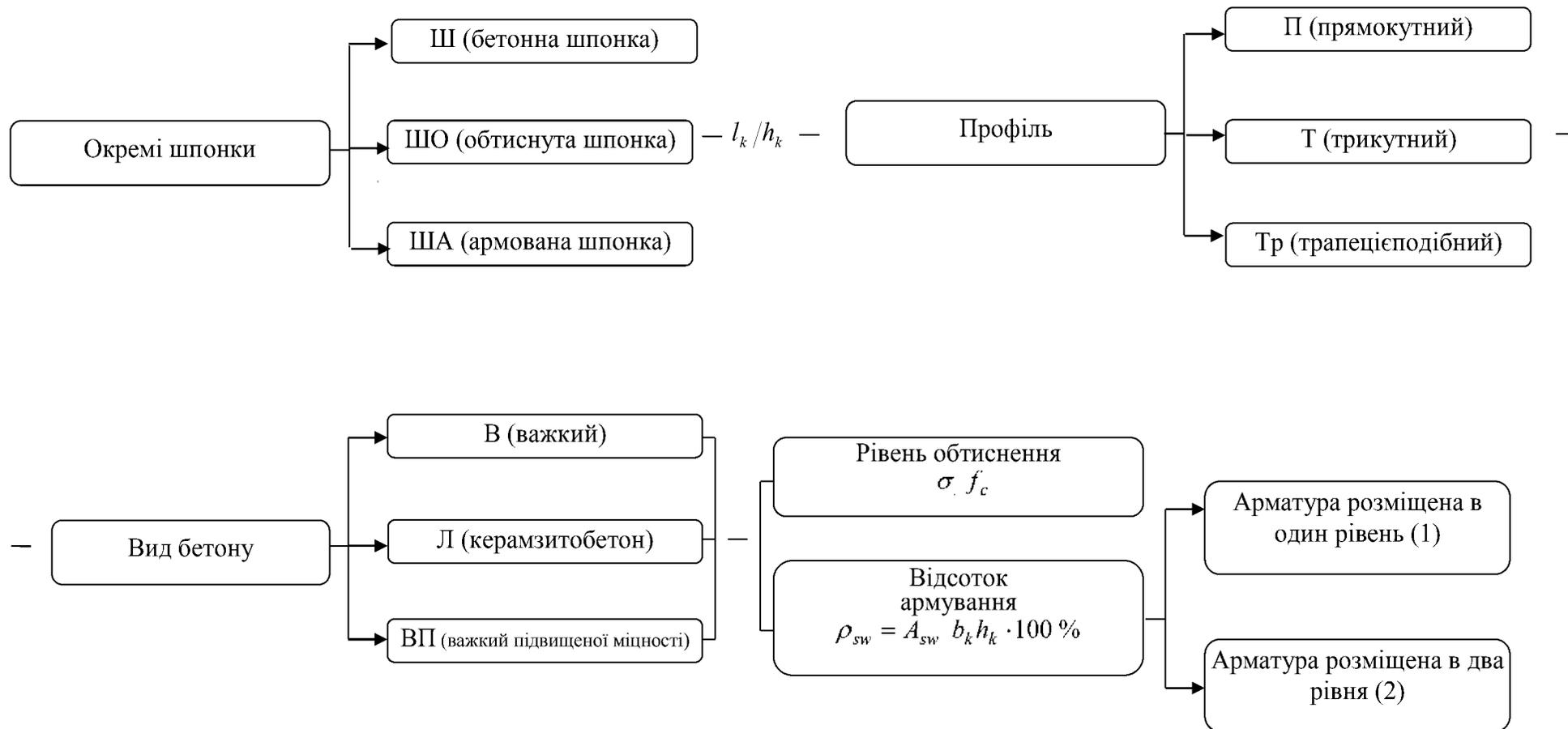


Рисунок 2.1 – Маркування дослідних зразків у вигляді окремих шпонок

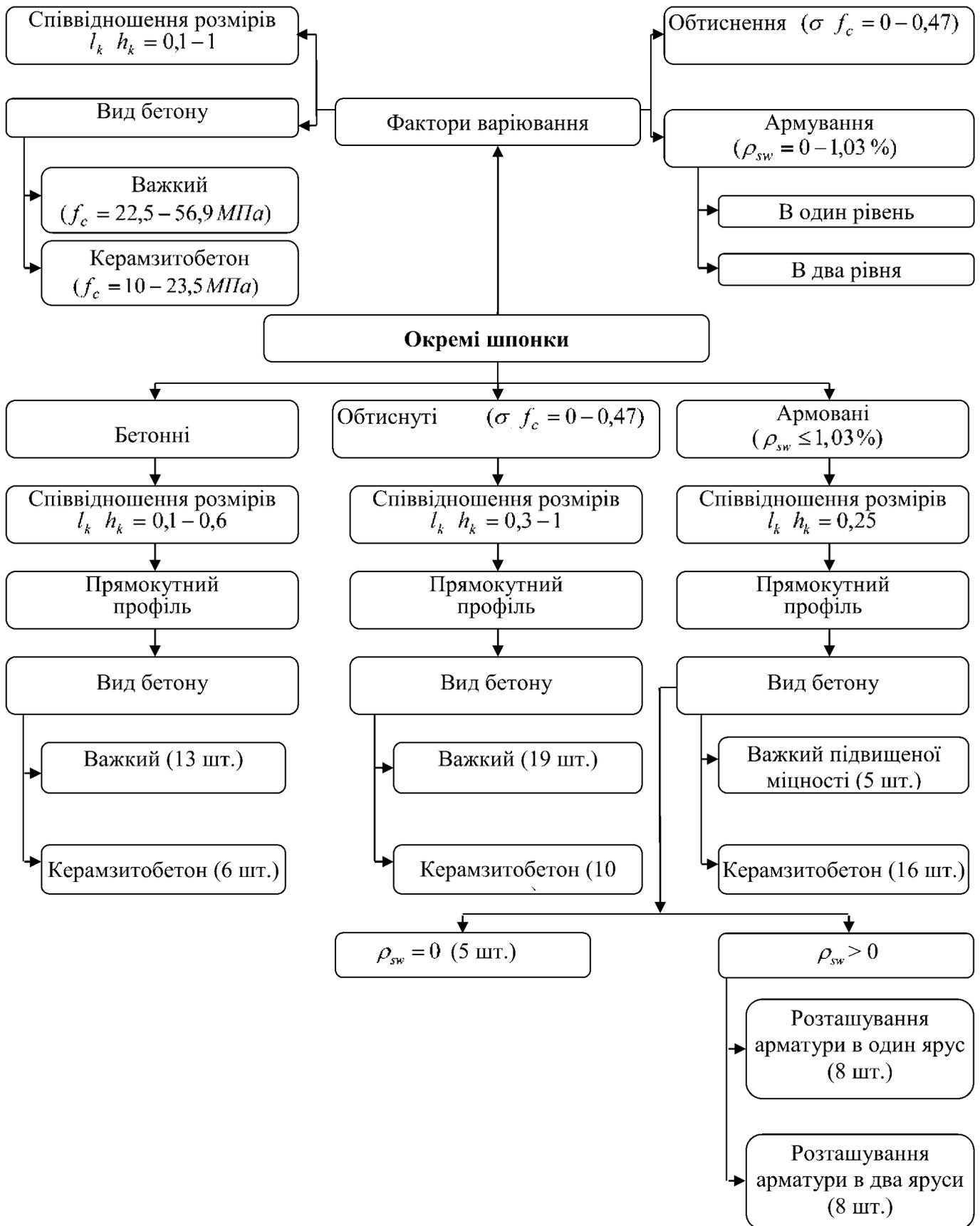


Рисунок 2.2 – План експериментів із окремими шпонками

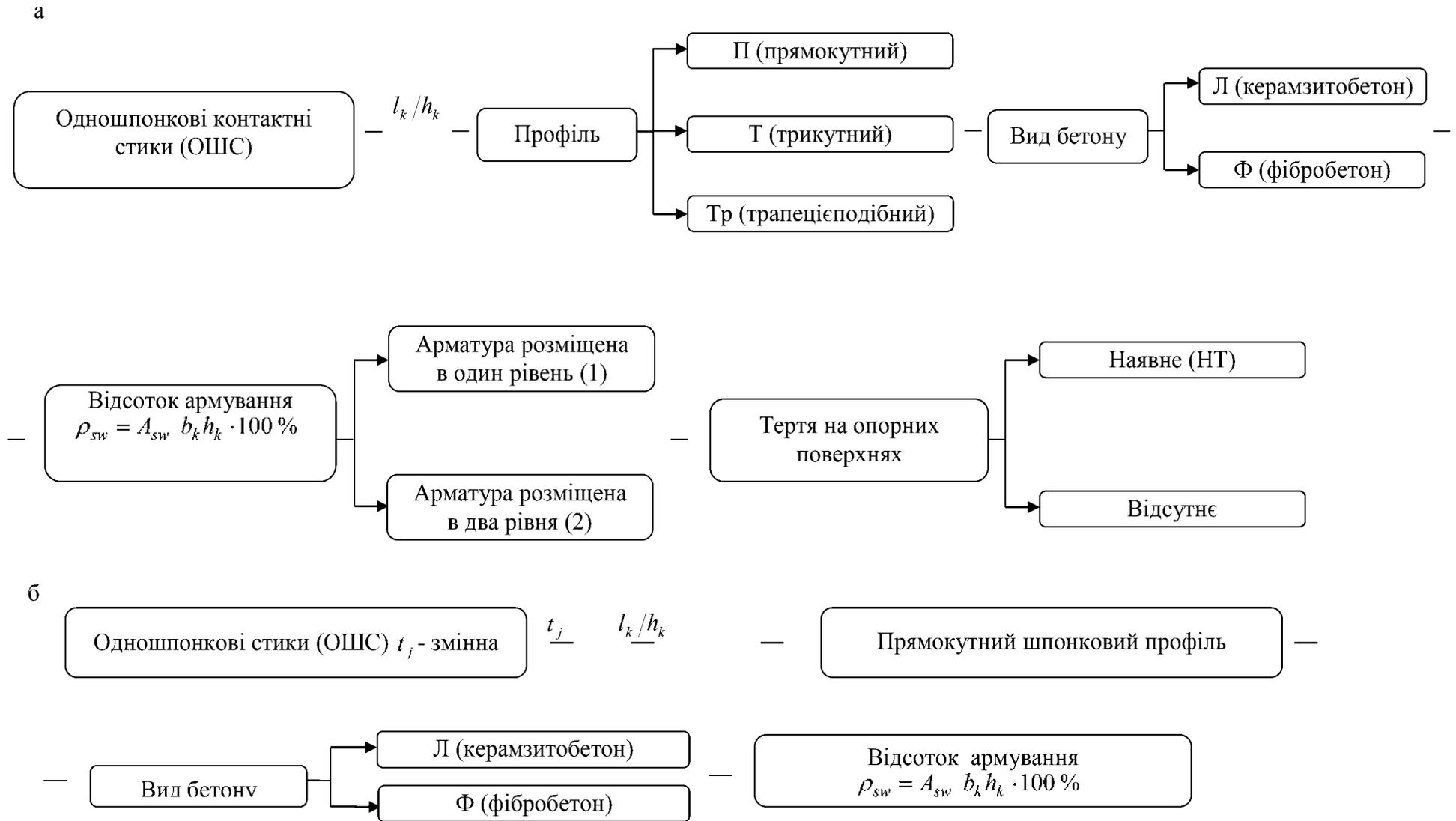


Рисунок 2.3 – Маркування стикових одношпонкових з'єднань: а – контактні стики; б – стики із змінною шириною шва t_j

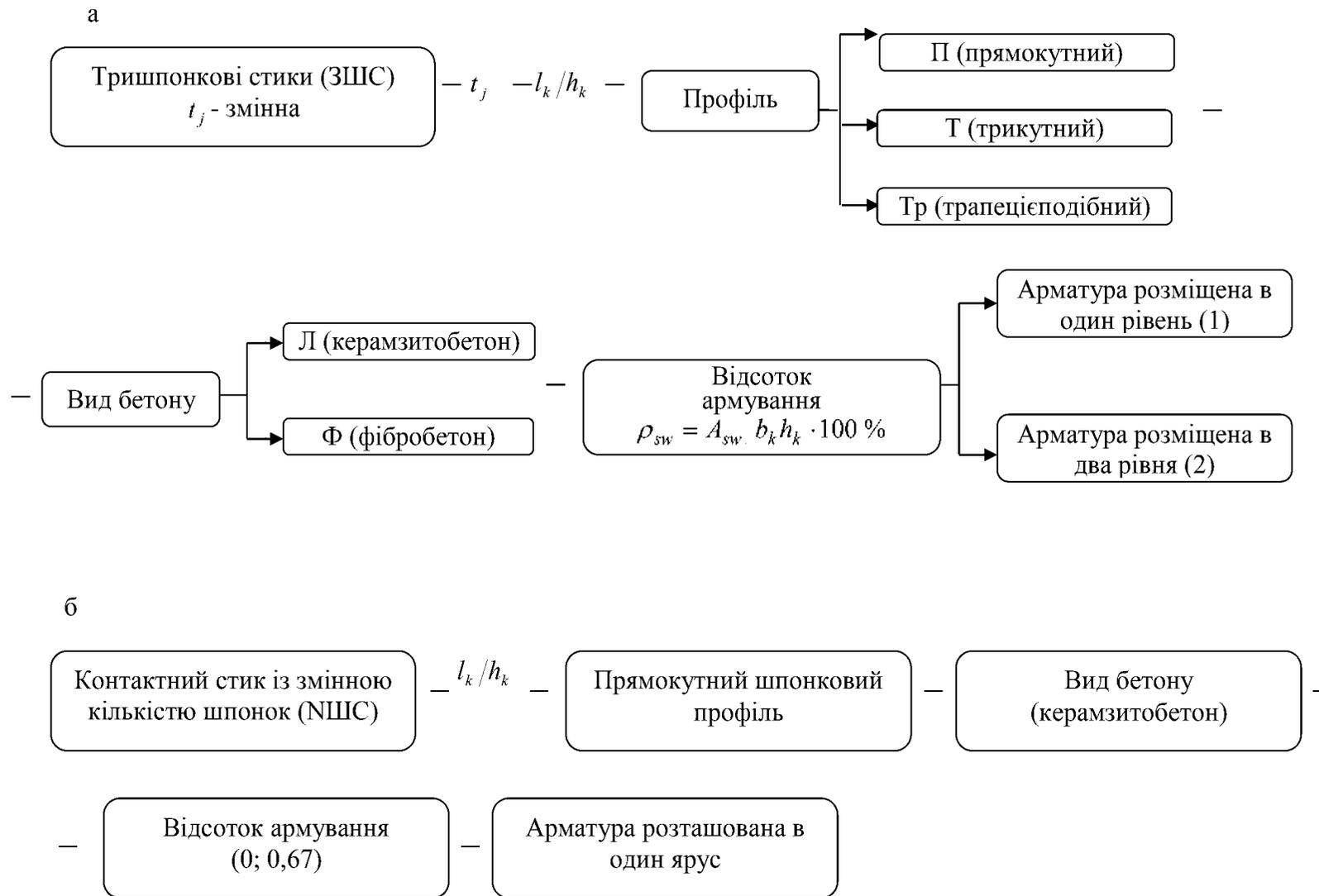


Рисунок 2.4 – Маркування стикових багатошпонкових з’єднань: а – три шпонкові стики із зміною шириною шва t_j ;

б – контактні стики із змінною кількістю шпонок

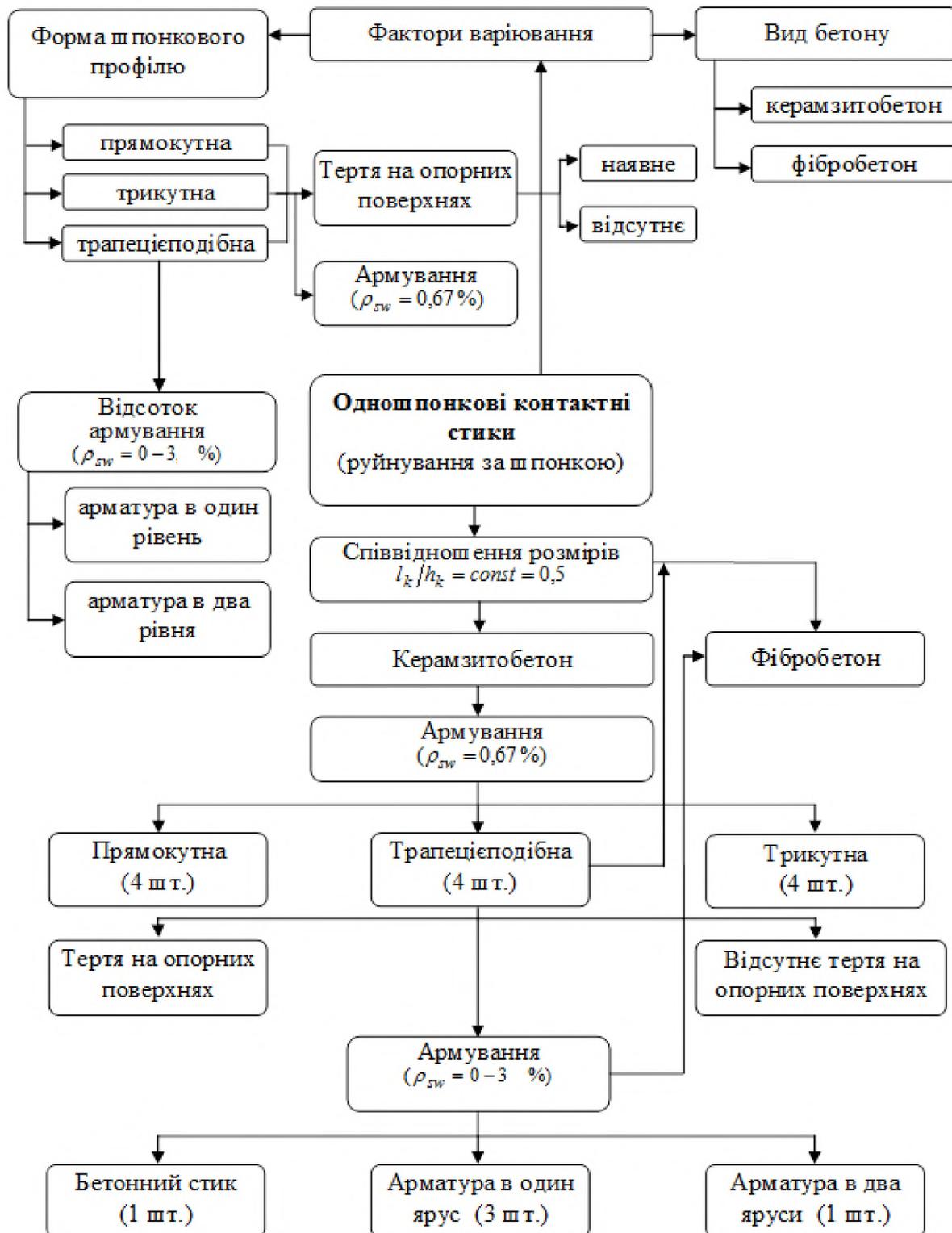


Рисунок 2.5 – Програма експериментальних досліджень одношпонкових контактних стиків

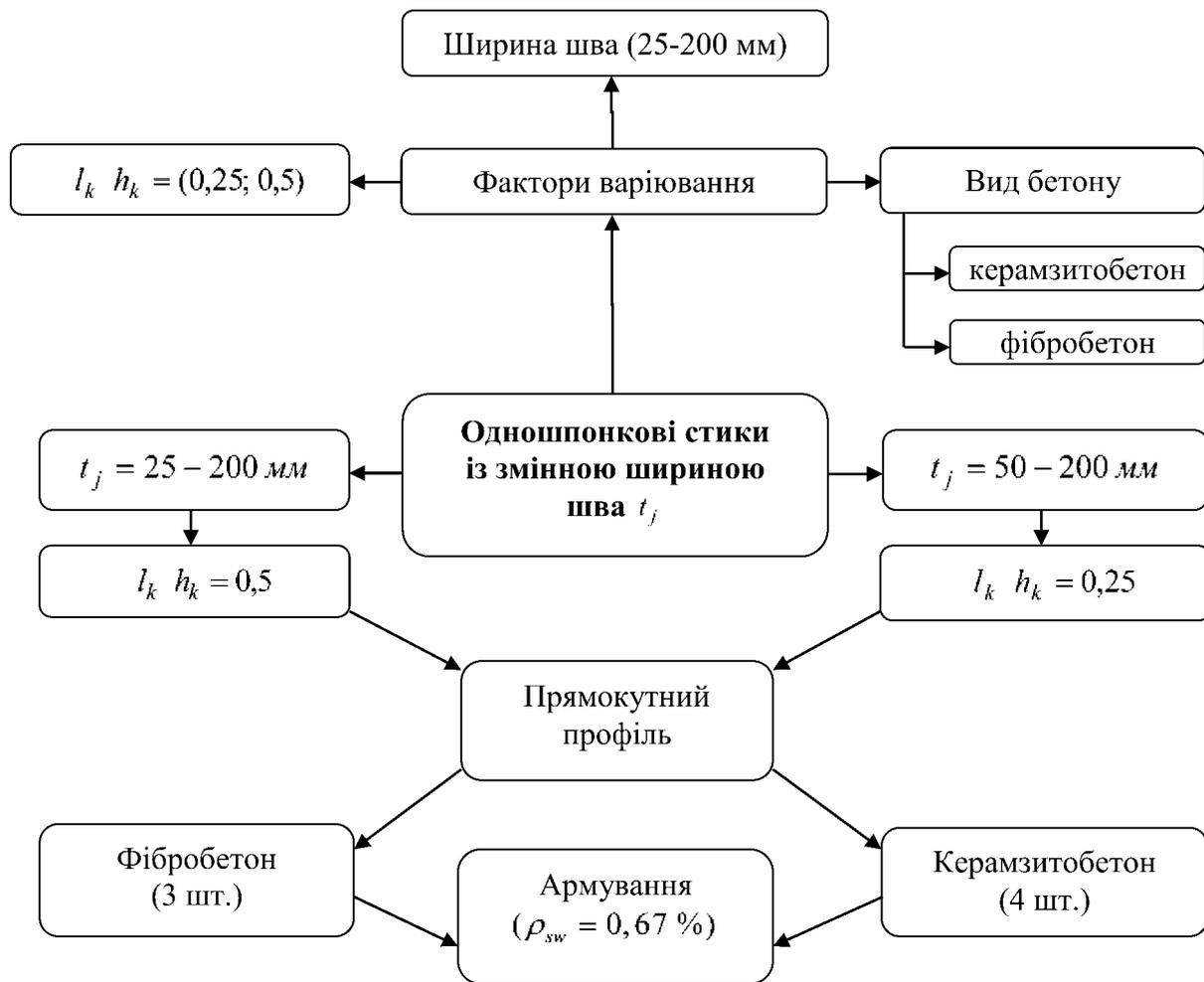


Рисунок 2.6 – Програма експериментальних досліджень одношпонкових стиків із змінною шириною шва

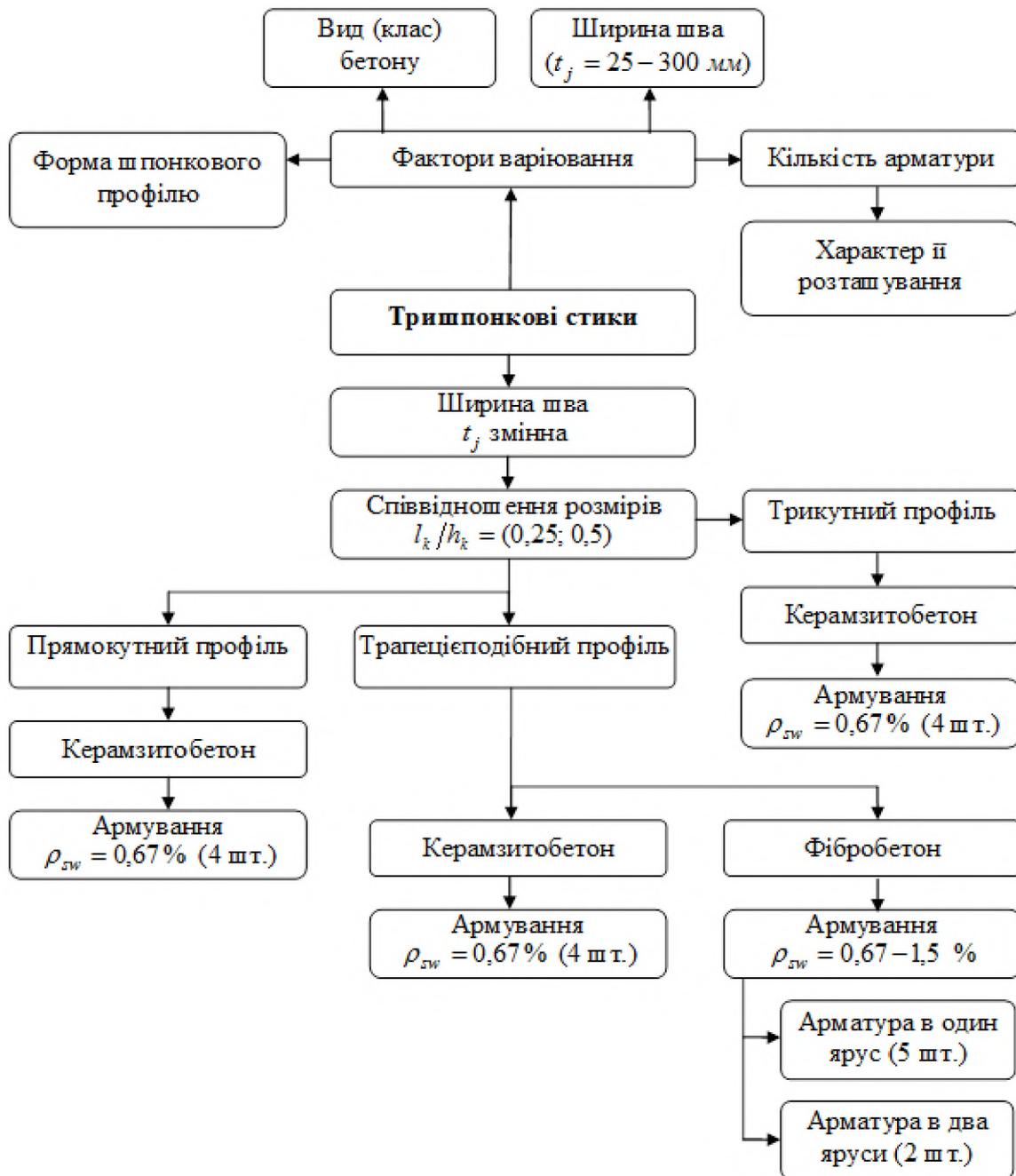


Рисунок 2.7 – Програма експериментальних досліджень тришпонкових стиків із змінною шириною шва

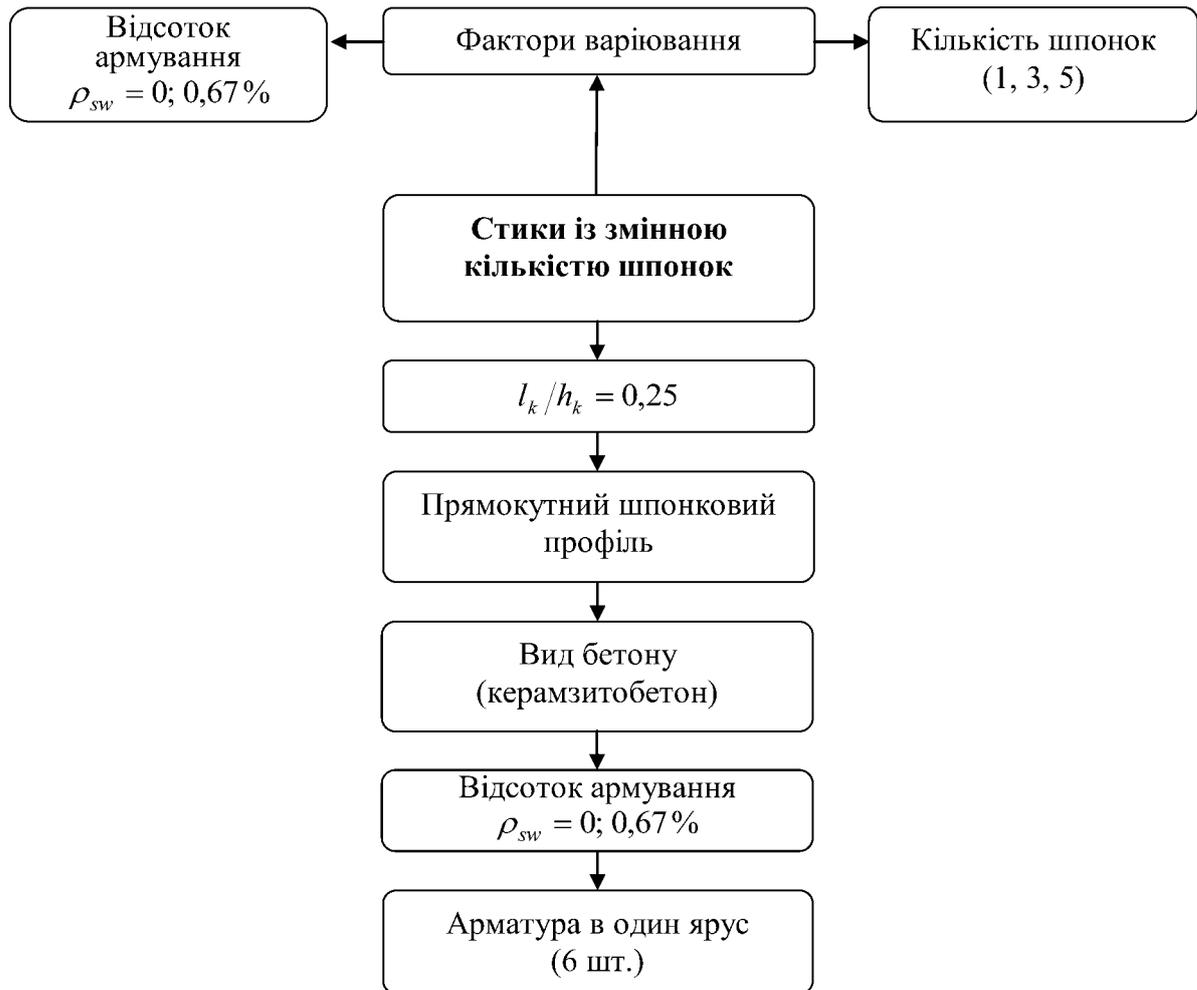


Рисунок 2.8 – Програма експериментальних досліджень контактних стикових з'єднань із змінною кількістю шпонок

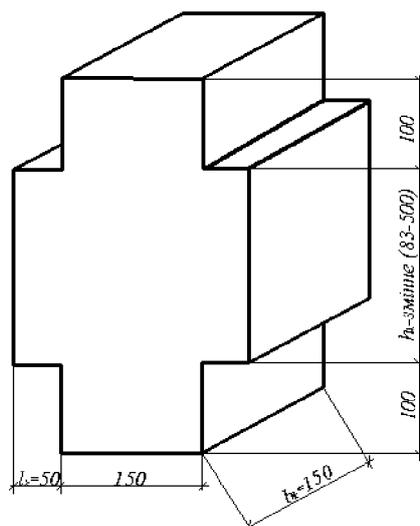


Рисунок 2.9 – Загальний вигляд хрестоподібних зразків, які моделюють окрему бетонну шпонку

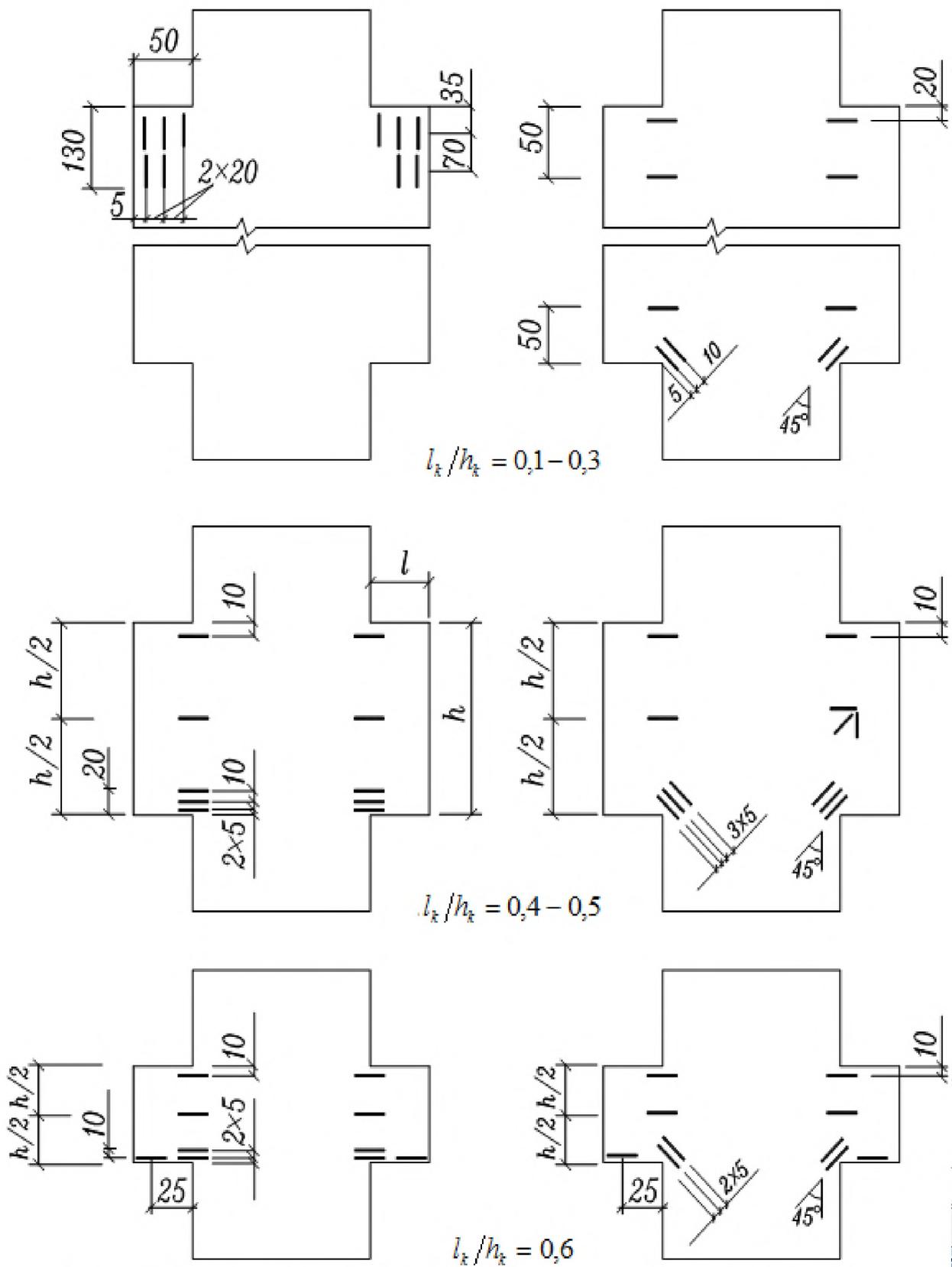


Рисунок 2.10 – Схеми розміщення тензорезисторів на дослідних зразках

1-ої серії

До нижньої опорної грані стовбура зразка із метою її підсилення приклеювалася на епоксидному компаунді [12] сталева пластина товщиною 20 мм.

Навантаження здійснювалося ступенями. На кожному ступені досліджувалася ділянка зразка поблизу площини руйнування з фіксацією деформацій і пошкоджень. Зразок у пресі представлений на рис. 2.11.

Для вивчення впливу *величини обтиснення σ* на міцність шпонок *при зрізі*, виготовлена **друга серія** зразків [11]. Тут висота шпонок варіювалася у межах $h_k = 50 - 150$ мм, а глибина була постійною $l_k = 50$ мм, що приводило до зміни співвідношення l_k/h_k в експерименті у межах $0,3 - 1$. Параметри зразків представлені на рис. 2.12 і табл. 2.1

Випробування зразків другої серії також проводилося у пресі ПГ-125 (рис. 2.13). Схема прикладання вертикального навантаження була аналогічна зразкам першої серії.

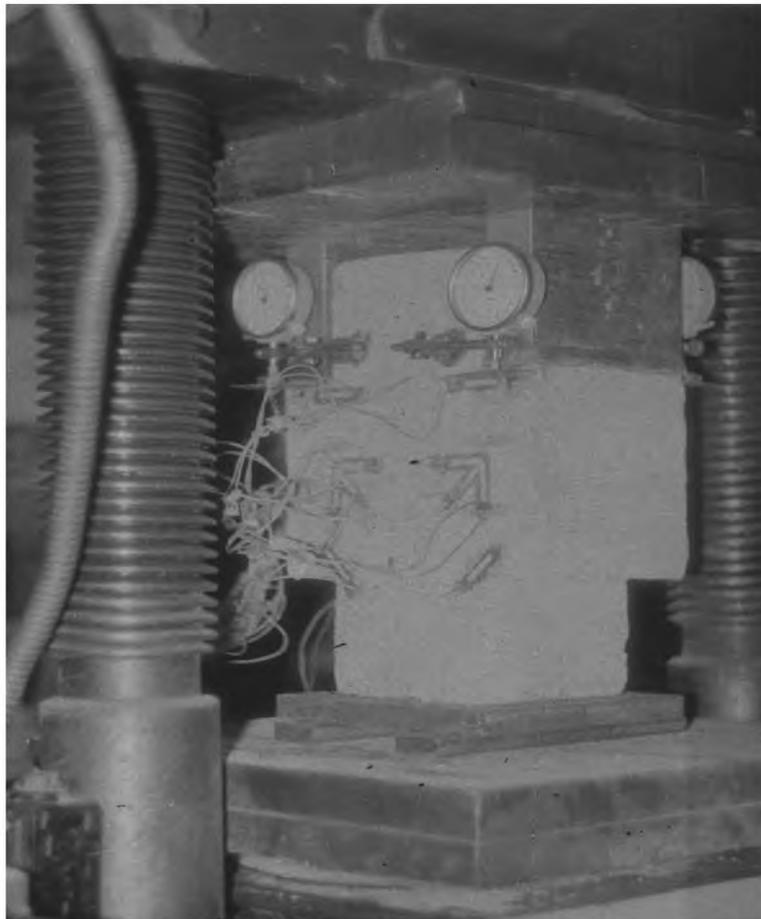


Рисунок 2.11 – Зразок Ш-0,4-П-Л у пресі

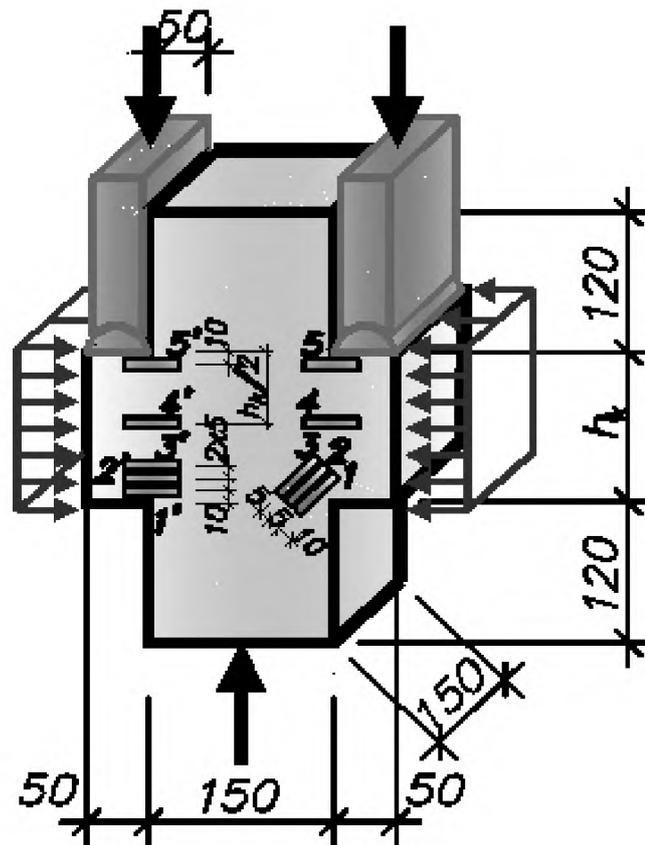


Рисунок 2.12 – Загальний вигляд, схема навантаження та розміщення тензорезисторів на бетоні для обтиснутих зразків



Рисунок 2.13 – Зразок ШО-0,5-П-В-0,18 у пресі ПГ-125 під час випробування

Таблиця 2.1 – Характеристики дослідних зразків із обтисненням

№ з/п	Шифр зразків	Розміри зразків			Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Обтиснення σ , МПа
		h_k , мм	b_k , мм	l_k , мм		
1	2	3	4	5	6	7
1	ШО-0,5-П-Л-0,23	100	150	50	15000	5,38
2	ШО-0,5-П-Л-0,28	100	150		15000	6,55
3	ШО-0,5-П-Л-0,32	100	150		15000	7,49
4	ШО-0,7-П-Л-0,23	77	140		10780	5,38
5	ШО-0,7-П-Л-0,23	67	145		9715	5,38
6	ШО-0,8-П-Л-0,23	61	140		8540	5,38
7	ШО-0,8-П-Л-0,34	61	147		8967	7,96
8	ШО-0,8-П-Л-0,35	65	150		9750	8,19
9	ШО-1,0-П-Л-0,32	50	154		7700	7,49
10	ШО-1,0-П-Л-0,33	50	150		7500	7,72
11	ШО-0,3-П-В-0,04	148	152		22496	1,01
12	ШО-0,4-П-В-0,09	125	150		18750	2,03
13	ШО-0,4-П-В-0,14	126	149		18774	3,04
14	ШО-0,5-П-В-0,18	100	150		15000	4,05
15	ШО-0,5-П-В-0,32	100	150		15000	7,09
16	ШО-0,6-П-В-0,09	84	150		12600	2,03
17	ШО-0,6-П-В-0,18	82	148		12136	4,05
18	ШО-0,6-П-В-0,32	85	151		12835	7,09
19	ШО-0,7-П-В-0,21	71	152		10792	4,76
20	ШО-0,7-П-В-0,34	70	147		10290	7,65
21	ШО-0,8-П-В-0,42	63	145		9135	9,55
22	ШО-0,9-П-В-0,2	60	151		9060	4,58
23	ШО-0,9-П-В-0,28	60	148		8880	6,18
24	ШО-0,9-П-В-0,4	55	158		8690	8,94
25	ШО-1,0-П-В-0,29	51	153		7803	6,47
26	ШО-1,0-П-В-0,3	54	154		8316	6,64
27	ШО-1,0-П-В-0,35	52	150		7800	7,79
28	ШО-1,0-П-В-0,41	53	152		6987	9,22
29	ШО-1,0-П-В-0,47	51	137		8056	10,6

Обтиснення шпонок здійснювалося до початку вертикального завантаження за допомогою пристрою, котрий складався із пластин з отворами та металевих тяжів. Рівень обтиснення контролювався тензорезисторами [20] на тяжах (рис. 2.14) і варіювався в межах $\sigma/f_c \leq 0,47$.

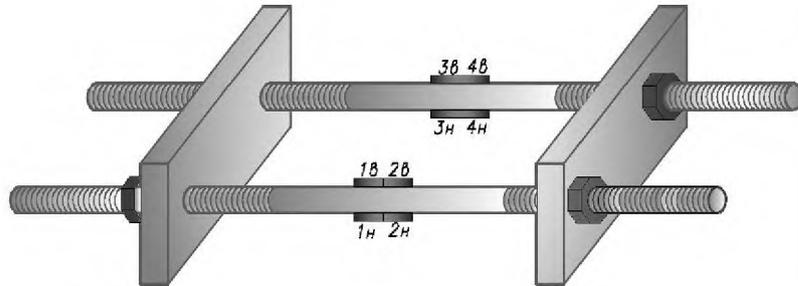


Рисунок 2.14 – Пристрій для обтиснення шпонок і схема розміщення тензорезисторів на тяжах

В третій серії [6, 11] досліджувався вплив *армування на міцність шпонок, які руйнуються шляхом зрізу*. Зразки (рис. 2.15) виготовлялися висотою $h_k = 200$ мм і товщиною $b_k = 150$ мм (як і у перших двох серіях).

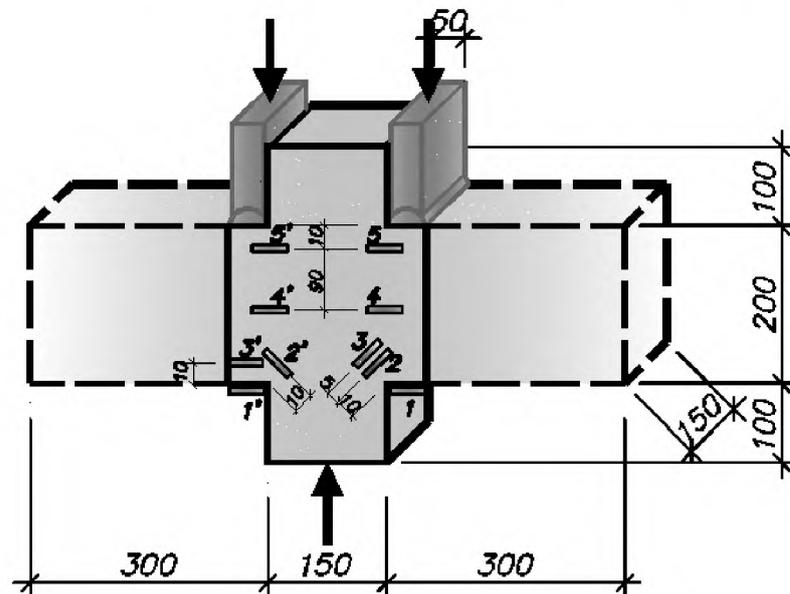


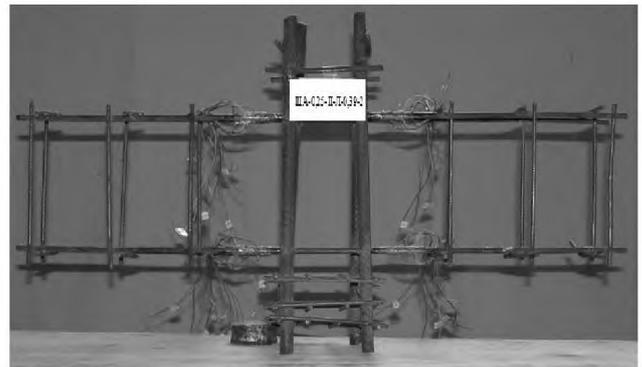
Рисунок 2.15 – Загальний вигляд, схема навантаження та розміщення тензорезисторів на бетоні армованих шпонок

Навантажувальні пристрої мали ширину 50 мм (l_k), що відповідало співвідношенню $l_k/h_k = 0,25$.

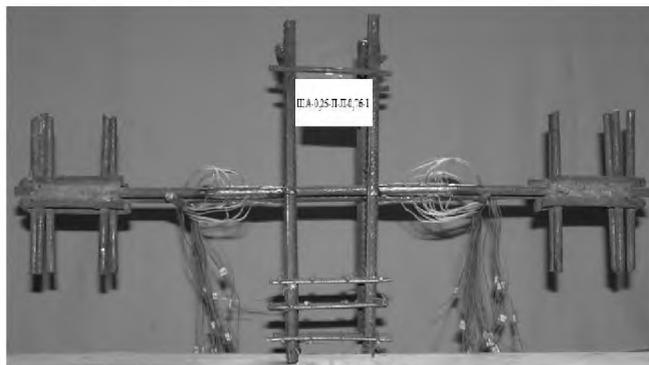
У площині зрізу шпонки армувалися поперечними стержнями класу А240С [17] (рис. 2.16). Вони підбиралися для кожної пари зразків таким чином, що 2 стержня, розташовані посередині висоти шпонки одного зразка (рис. 2.17) за площею приблизно відповідали 4 стержням, які були розміщені по 2 у верхній та нижній частинах іншого (рис. 2.18).



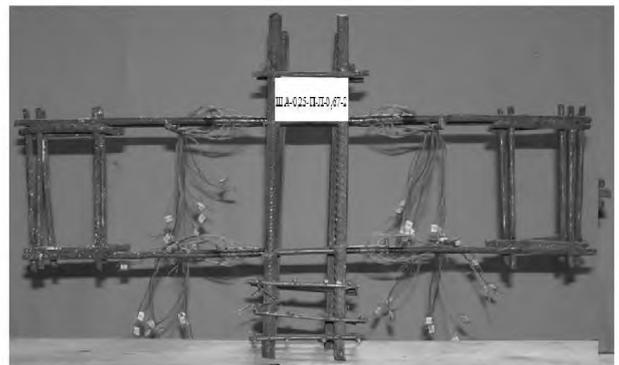
ША-0,25-П-Л-0,34-1



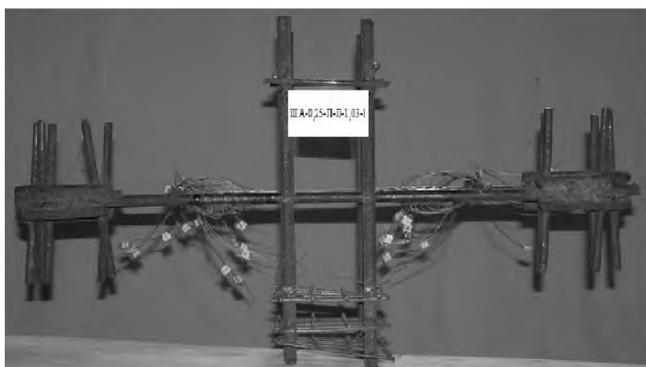
ША-0,25-П-Л-0,39-2



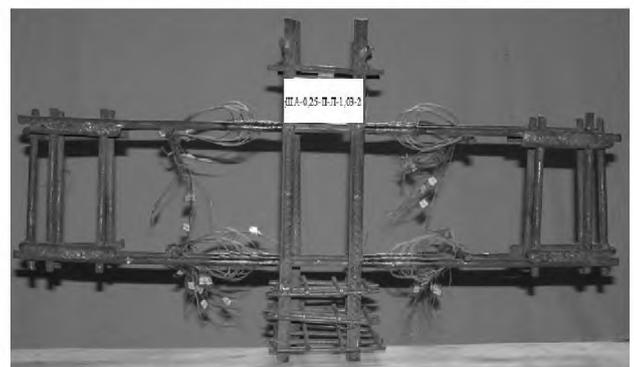
ША-0,25-П-Л-0,76-1



ША-0,25-П-Л-0,67-2



ША-0,25-П-Л-1,03-1



ША-0,25-П-Л-1,03-2

Рисунок 2.16 – Каркаси залізобетонних шпонок із тензорезисторами на поперечній арматурі

Крім залізобетонних у кожну серію входило по 2 бетонних зразка. Характеристики зразків представлені в табл. 2.2.

Фактором варіювання, поряд з армуванням (кількістю та характером розташування арматури за висотою шпонки), виступав вид (клас) бетону. Зразки були керамзитобетонними [3] та із важкого бетону підвищеної міцності.

Для вимірювання деформацій поперечної арматури залізобетонних шпонок на стержнях наклеювалися ланцюжком тензодатчики [20] базою 5 мм (10 мм) з двох діаметрально протилежних боків (на верхній та нижній фібрах) з метою експериментальної фіксації можливого нагельного ефекту, котрий може виникати в арматурі. Схеми їх розміщення представлені на рис. 2.17 і 2.18.

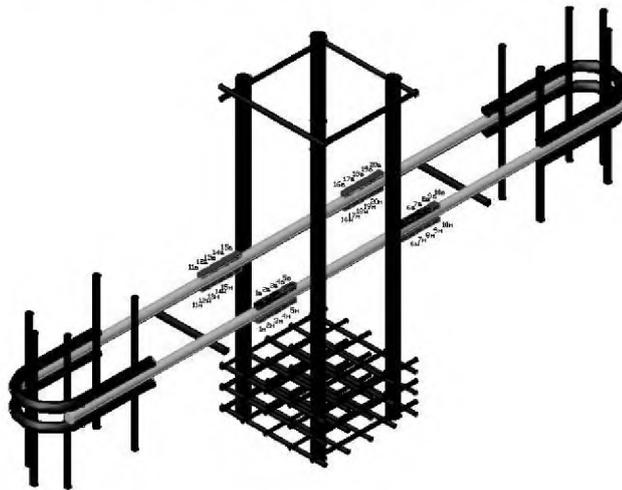


Рисунок 2.17 – Схема розміщення тензодатчиків на арматурних каркасах типу I (із розміщенням арматури в одному рівні посередині висоти шпонки)

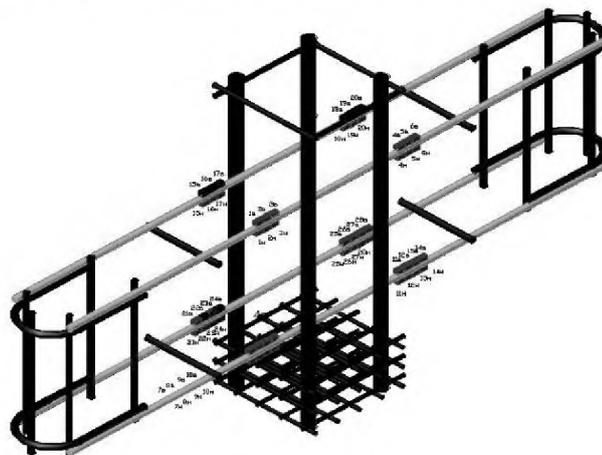


Рисунок 2.18 – Схема розміщення тензодатчиків на арматурних каркасах типу II (із розміщенням арматури у двох рівнях за висотою шпонки)

Таблиця 2.2 – Характеристики дослідних армованих зразків

№ з/п	Шифр зразків	Розміри зразків			Площа зрізу однієї шпонки A_{sh} , мм ²	Поперечне армування	Площа поперечної арматури A_{sw} , мм ²
		h_k , мм	b_k , мм	l_k , мм			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ША-0,25-П-Л-0-1	199	149	50	29651	–	–
2	ША-0,25-П-Л-0-2	201	150		30150	–	–
3	ША-0,25-П-Л-0,34-1	200	150		30000	2 Ø 8	101
4	ША-0,25-П-Л-0,39-2	199	148		29452	4 Ø 6	113
5	ША-0,25-П-Л-0,76-1	201	148		29748	2 Ø 12	226
6	ША-0,25-П-Л-0,67-2	200	151		30200	4 Ø 8	201
7	ША-0,25-П-Л-1,03-1	200	150		30502	2 Ø 14	308
8	ША-0,25-П-Л-1,03-2	201	151		30150	4 Ø 10	314
9	2ША-0,25-П-Л-0-1	204	150		30600	–	–
10	2ША-0,25-П-Л-0-2	204	153		31212	–	–
11	2ША-0,25-П-Л-0,34-1	205	155		31775	2 Ø 8	101
12	2ША-0,25-П-Л-0,39-2	200	151		30200	4 Ø 6	113
13	2ША-0,25-П-Л-0,76-1	202	151		30502	2 Ø 12	226
14	2ША-0,25-П-Л-0,67-2	203	155		31465	4 Ø 8	201
15	2ША-0,25-П-Л-1,03-1	200	161		32200	2 Ø 14	308
16	2ША-0,25-П-Л-1,03-2	202	158		31916	4 Ø 10	314
17	ША-0,25-П-ВП-1	200	160		32000	–	–
18	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	195	145		28275	2 Ø 8	101
19	ША-0,25-П-ВП-039-2	195	150		29250	4 Ø 6	113
20	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	200	150		30000	2 Ø 8	101
21	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	200	150		30000	4 Ø 6	113

На бетон у площині зрізу наклеювалися тензорезистори базою 20 мм (рис. 2.15).

Залізобетонні шпонки аналогічно бетонним і обтиснутим випробовувалися в пресі ПГ-125 (рис. 2.19).



Рисунок 2.19 – Зразок ША-0,25-П-Л-0,34-1 у пресі ПГ-125 під час випробування

2.2 Дослідження одношпонкових стиків

На одношпонкових контактних стиках **четвертої серії** ОШС (рис. 2.20, табл. 2.3) з прямокутними, трапецієподібними та трикутними шпонками з $l_k/h_k = 0,5$ вивчався вплив кута нахилу опорних поверхонь ψ на несучу здатність стикового з'єднання [18]. Як контактні розглядалися з'єднання, в яких виключається можливість їх руйнування за швом (моментна схема прикладання навантаження на стик). Спочатку було випробувано 12 зразків серії ОШС із керамзитобетону (табл. 2.3). У процесі виготовлення опорна поверхня частини зразків змащувалася для подолання на них сил тертя, в інших зразках сили тертя були наявні. Стики із позначкою «б» відрізнялися характеристиками міцності керамзитобетону.

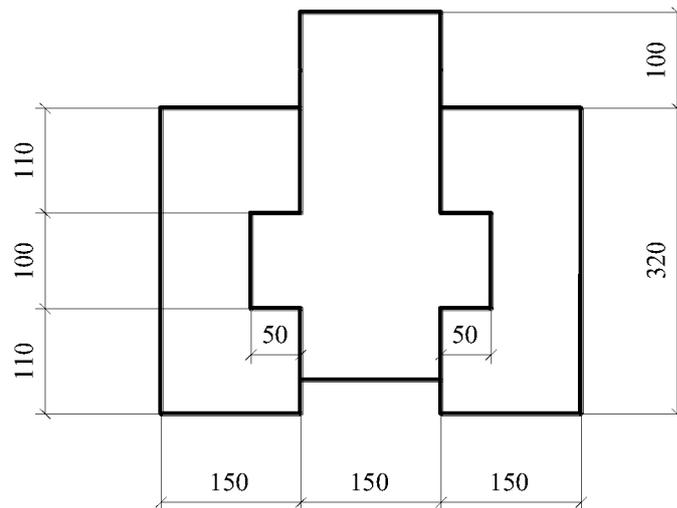


Рисунок 2.20 – Опалубкове креслення контактних стиків серії ОШС із прямокутними шпонками

Таблиця 2.3 – Геометричні характеристики одношпонкових контактних стиків серії ОШС із керамзитобетону

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5
1	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ		15100	2Ø8/101
2	ОШС-0,5-П-Л-0,68-1		14800	
3	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ-б		15000	
4	ОШС-0,5-П-Л-0,66-1-б		15400	
5	ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-НТ-1		15200	
6	ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1		15000	
7	ОШС-0,5-Тр-Л-0,65-1-НТ-б		15500	
8	ОШС-0,5-Тр-Л-0,69-1-б		14700	
9	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ		15400	
10	ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1		14600	
11	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ-б		15400	
12	ОШС-0,5-Т-Л-0,67-1-б		15100	

В площині зрізу шпонки усіх зразків армувалися поперечними стержнями $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ A240C}$ [17], котрі з'єднувалися з каркасами бокових частин контактним зварюванням на промисловому обладнанні (рис. 2.21).

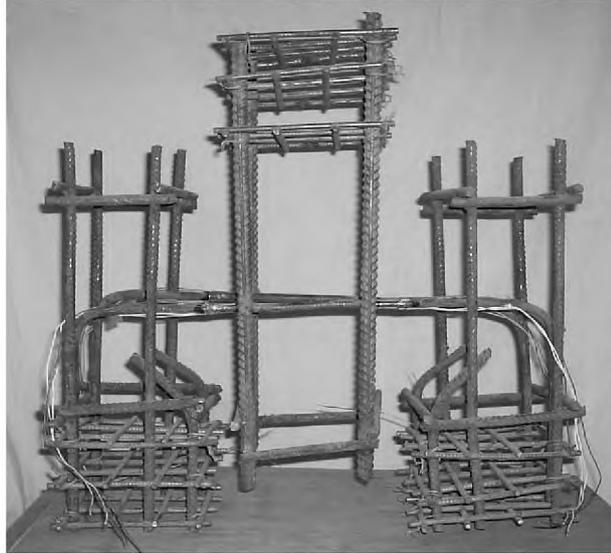


Рисунок 2.21 – Каркаси контактних стиків серії ОШС

Схема розташування тензорезисторів на бетоні зразків ОШС не мала принципових відмінностей від попередніх серій (рис. 2.22).

Навантаження прикладалося за моментною схемою.

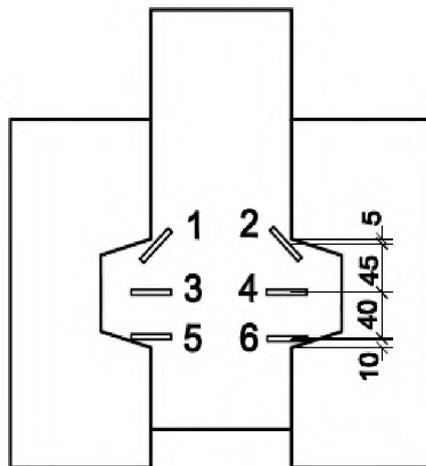


Рисунок 2.22 – Принципова схема розташування тензорезисторів на зразках ОШС-0,5-П-Л-0,67-1

На зразках з трапецієподібними шпонками (рис. 2.23 та табл. 2.4) також вивчався вплив відсотку армування та характеру розміщення поперечної арматури за висотою шпонки (в один і два рівні) на міцність зразків [21]. Для визначення раціонального значення відсотку армування стиків застосовувалася арматура класу A240C \varnothing 10, 14, 16, 18 мм [17].

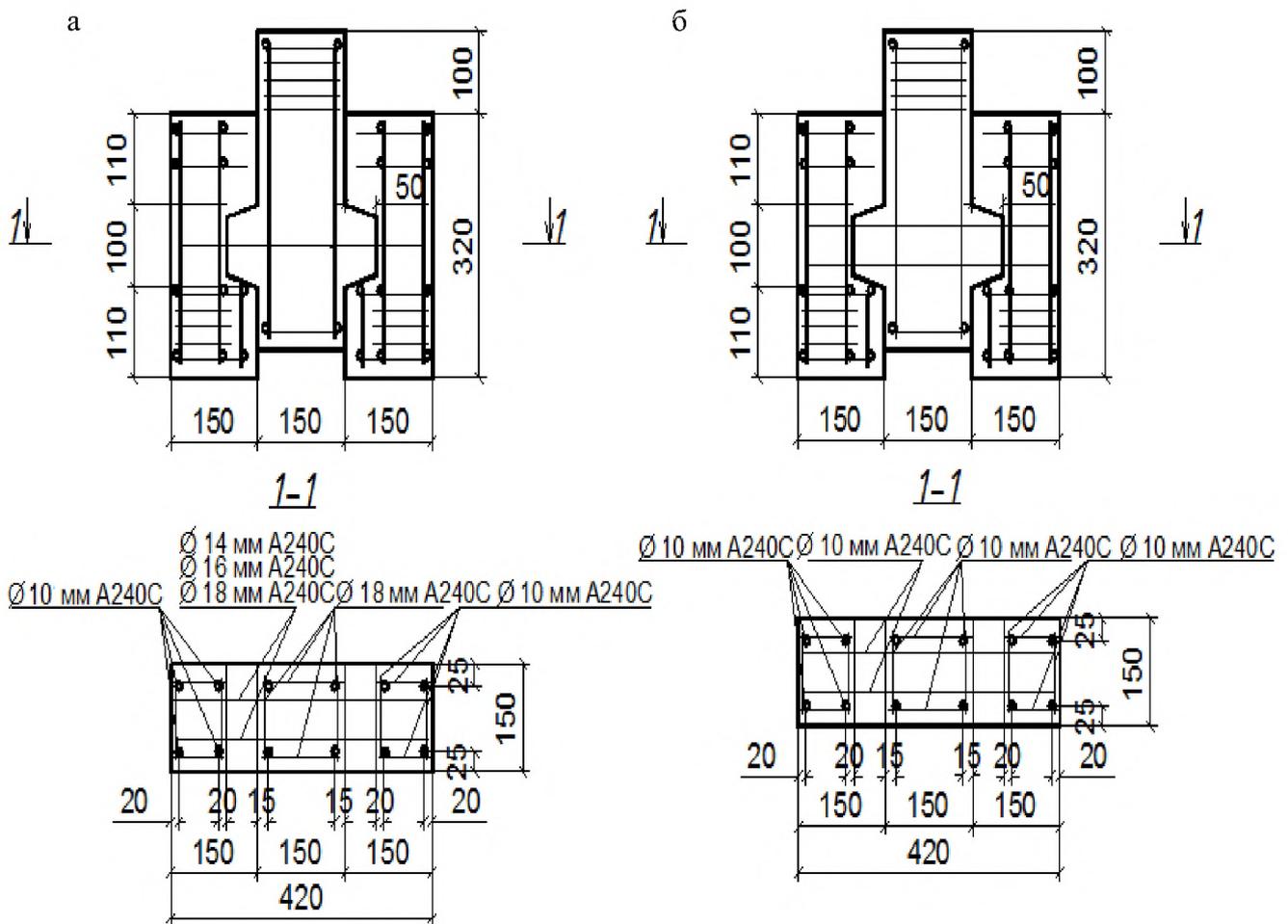


Рисунок 2.23 – Конструкція та схеми армування фібробетонних зразків четвертої серії із розміщенням арматури: а – в один ярус; б – у два яруси

Виготовлення стикових з'єднань здійснювалося у два етапи з бетону двох різних видів і класів. На першому етапі бетонувалися бокові частини стику важким бетоном вищого класу (рис. 2.24) із метою запобігання їхнього руйнування під час випробувань.

Таблиця 2.4 – Характеристики одношпонкових контактних стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Поперечне армування	Площа поперечної арматури A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5
1	ОШС-0,5-Тр-Ф	17600	-	-
2	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2	15800	4Ø10	314
3	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1	17050	2Ø14	308
4	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1	17600	2Ø16	402
5	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1	17600	2Ø18	509

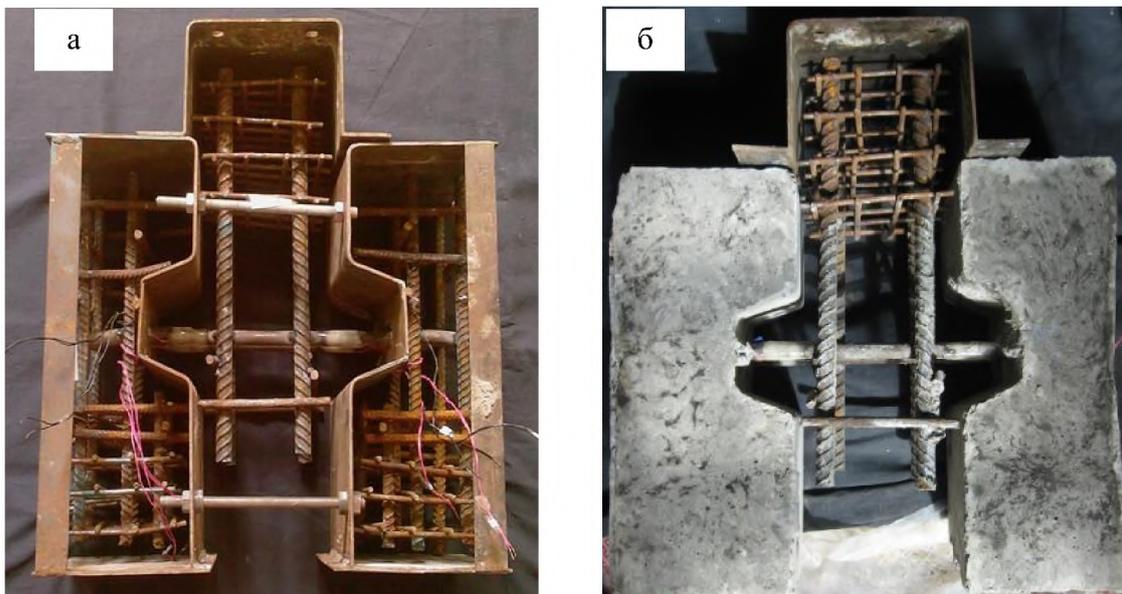


Рисунок 2.24 – Каркас зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-2,5-1 в опалубці (а) та зразок перед бетонуванням центральної частини (б)

Для бетонування центральної частини (шва) застосовувався дрібнозернистий бетон дисперсно-армований поліпропіленовими волокнами діаметром 0,04 мм і довжиною 12 мм наступного складу: портландцемент [14, 18, 19] М400 – 490 кг/м³; полтавський річковий пісок [15] – 1470 кг/м³; В/Ц – 0,7; поліпропіленове волокно – 10 кг (1% від об'єму) суміші, пластифікатор – 3,9 л (0,8% за масою цементу). Для рівномірного розподілення волокна за

об'ємом бетону дотримувалась наступна технологія: спочатку у бетонозмішувач подавалася половина від необхідної кількості води, потім вводилося волокно. Далі засипався цемент, пісок і доливається вода. Усі компоненти ретельно перемішувалися.

На арматурні стержні, розташовані в площині руйнування, наклеювалися тензорезистори [20] з базою 5 (10) мм, які були розміщені в площині зрізу попарно з діаметрально протилежних боків (рис. 2.25 і 2.26), для фіксації можливого нагельного ефекту.

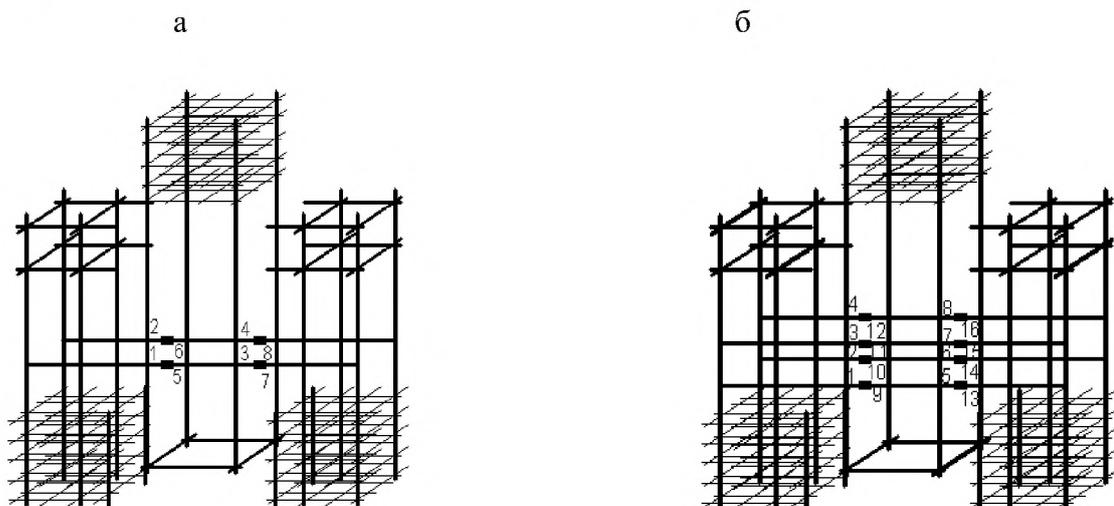


Рисунок 2.25 – Розміщення тензорезисторів на арматурі зразків: при її розташуванні посередині шпонки (а) та в два яруси за висотою (б)

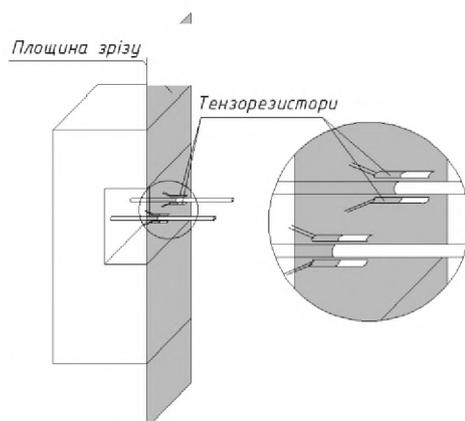


Рисунок 2.26 – Наклеювання тензорезисторів на арматуру дослідних зразків

Розміщення тензорезисторів на бетоні дано на рис. 2.22.

Випробування стикових з'єднань здійснювалося в пресі ПГ-125 [5] за схемою, наданою на рис 2.27.



Рисунок 2.27 – Зразок ОШС-0,5-Тр-Ф-2,5-1 у пресі

На одношпонкових зразках п'ятої серії (рис. 2.28, табл. 2.5) з прямокутними шпонками та змінною товщиною стику $t_j = 50, 100, 150, 200$ мм вивчався вплив t_j на граничне навантаження та характер руйнування стиків, при цьому співвідношення розмірів шпонок складало $l_k/h_k = 0,25$. Спочатку було випробувано 4 зразки із керамзитобетону [18].

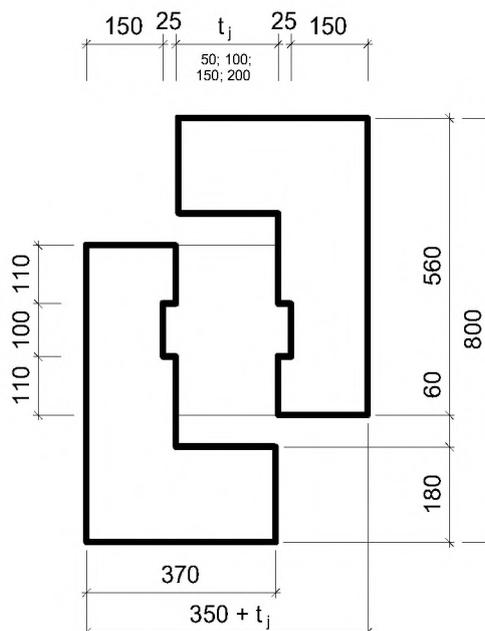
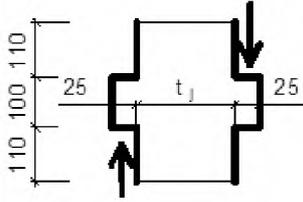


Рисунок 2.28 – Опалубне креслення дослідних зразків 5-ої серії

**Таблиця 2.5 – Геометричні характеристики стиків серії ОШС
із змінною шириною шва із керамзитобетону**

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5	6
1	ОШС-50-0,25-П-Л-0,67-1		15100	50	2Ø8/ 101
2	ОШС-100-0,25-П-Л-0,64-1		15800	100	
3	ОШС-150-0,25-П-Л-0,65-1		15500	150	
4	ОШС-200-0,25-П-Л-0,66-1		15300	200	

Всі вони були армовані однаково 2 Ø 8 А240С (рис. 2.29, 2.30).

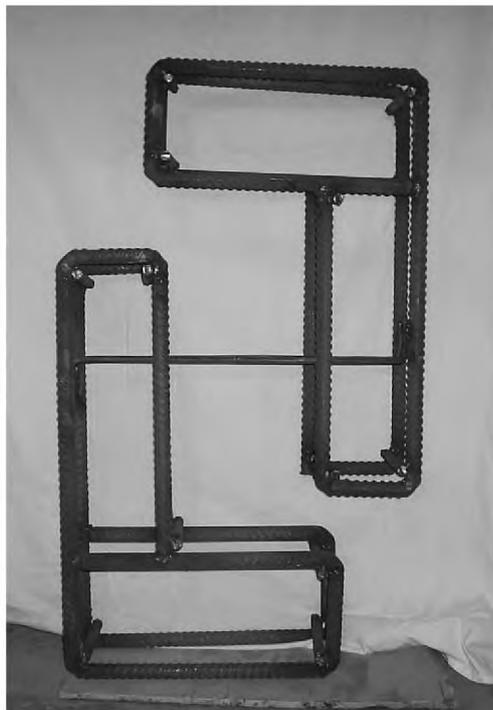


Рисунок 2.29 – Каркаси дослідних зразків серії ОШС із змінною шириною шва

При відношенні $l_k/h_k = 0,5$, що зменшувало опір шпонки зрізу, досліджувалися фібробетонні стики [21] із $t_j = 25-200$ мм (табл. 2.6, рис. 2.30 – 2.32).

Таблиця 2.6 – Характеристики дослідних зразків ОШС із змінною шириною шва із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5
1	ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69-1	14600	25	2Ø8/ 101
2	ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67-1	15000	100	
3	ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67-1	15000	200	

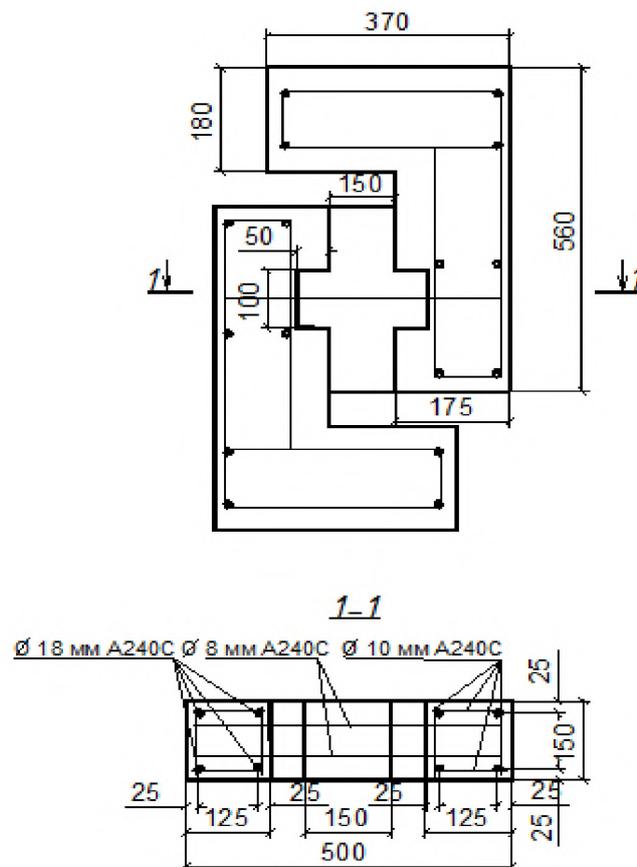


Рисунок 2.30 – Конструкція та схема армування одношпонкових стиків зі змінною шириною шва із фібробетону

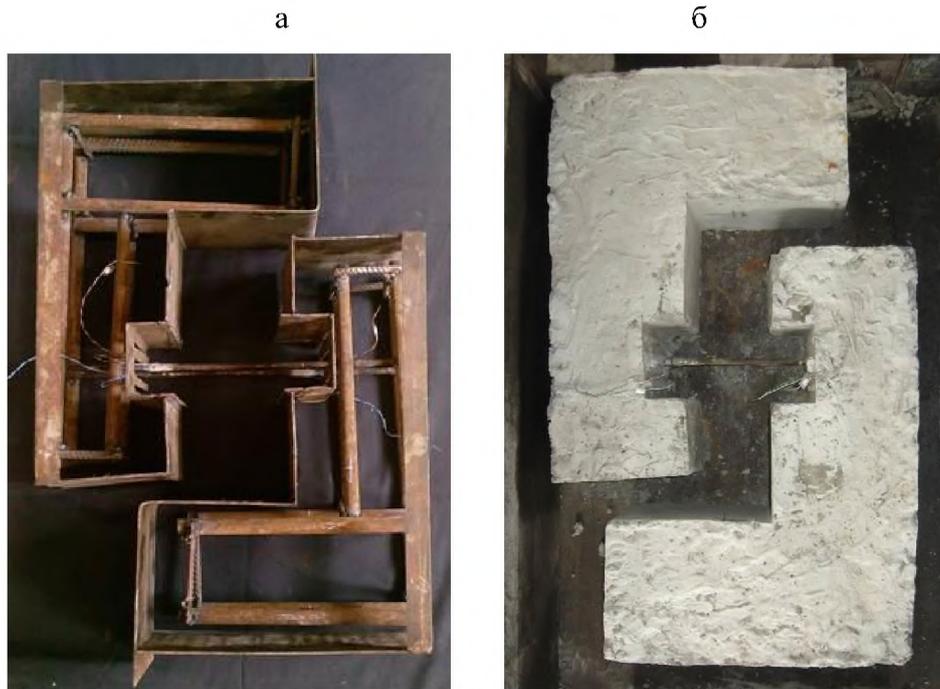


Рисунок 2.31 – Каркас одношпонкового стику із змінною шириною шва в опалубці (а) та зразок із фібробетону перед бетонуванням центральної частини (б)

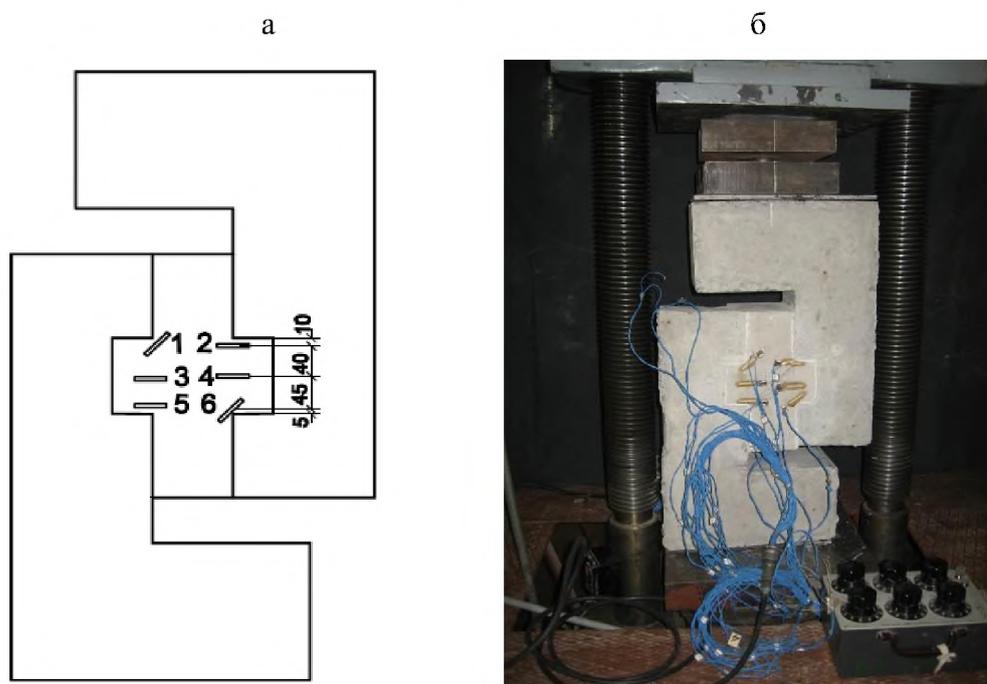


Рисунок 2.32 – Розміщення тензодатчиків на бетоні (а) та фото у пресі зразка ОШС-100-0,5-Тр-Ф-0,67-1(б)

Таблиця 2.7 – Геометричні характеристики трьохшпонкових стиків із змінною шириною шва

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	t_j , мм	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5	6
1	ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1		3x15300	50	3x2Ø8/ 3x101
2	ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1		3x15800	100	
3	ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1		3x15200	150	
4	ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1		3x16800	200	
5	ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1		3x15700	50	
6	ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1		3x16000	100	
7	ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1		3x16200	150	
8	ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1		3x15800	200	
9	ЗШС-50-0,5-Т-Л-0,64-1		3x15700	50	
10	ЗШС-100-0,5-Т-Л-0,69-1		3x14600	100	
11	ЗШС-150-0,5-Т-Л-0,67-1		3x15000	150	
12	ЗШС-200-0,5-Т-Л-0,68-1		3x14800	200	

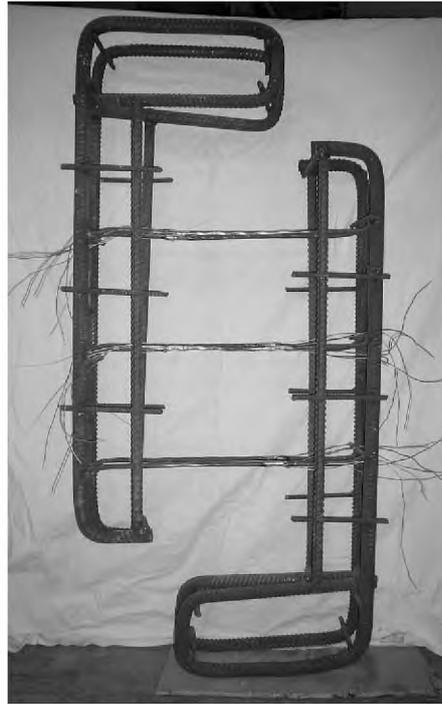


Рисунок 2.34 – Каркаси трьохшпонкових стиків із змінною шириною шва

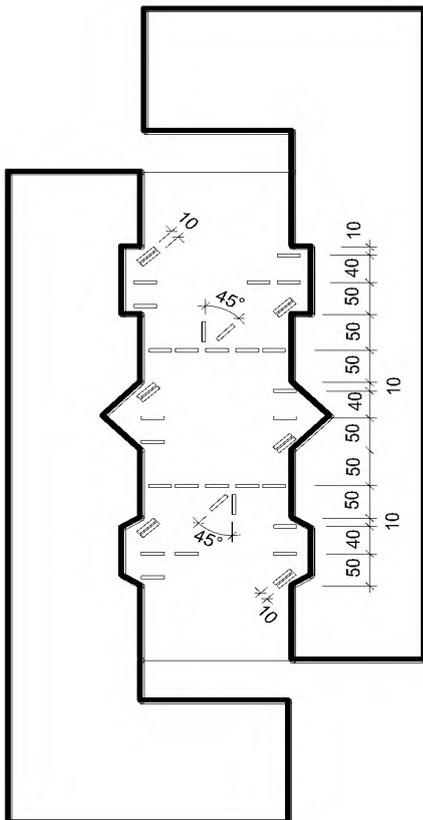


Рисунок 2.35 – Принципова схема розташування тензорезисторів на зразках 6-ої серії



Рисунок 2.36 – Зразок 6-ої серії у пресі

Конструкція дослідних стиків з фібробетонними трапецієподібними шпонками, їх геометричні розміри й армування наведені на рис. 2.37 і в табл. 2.8.

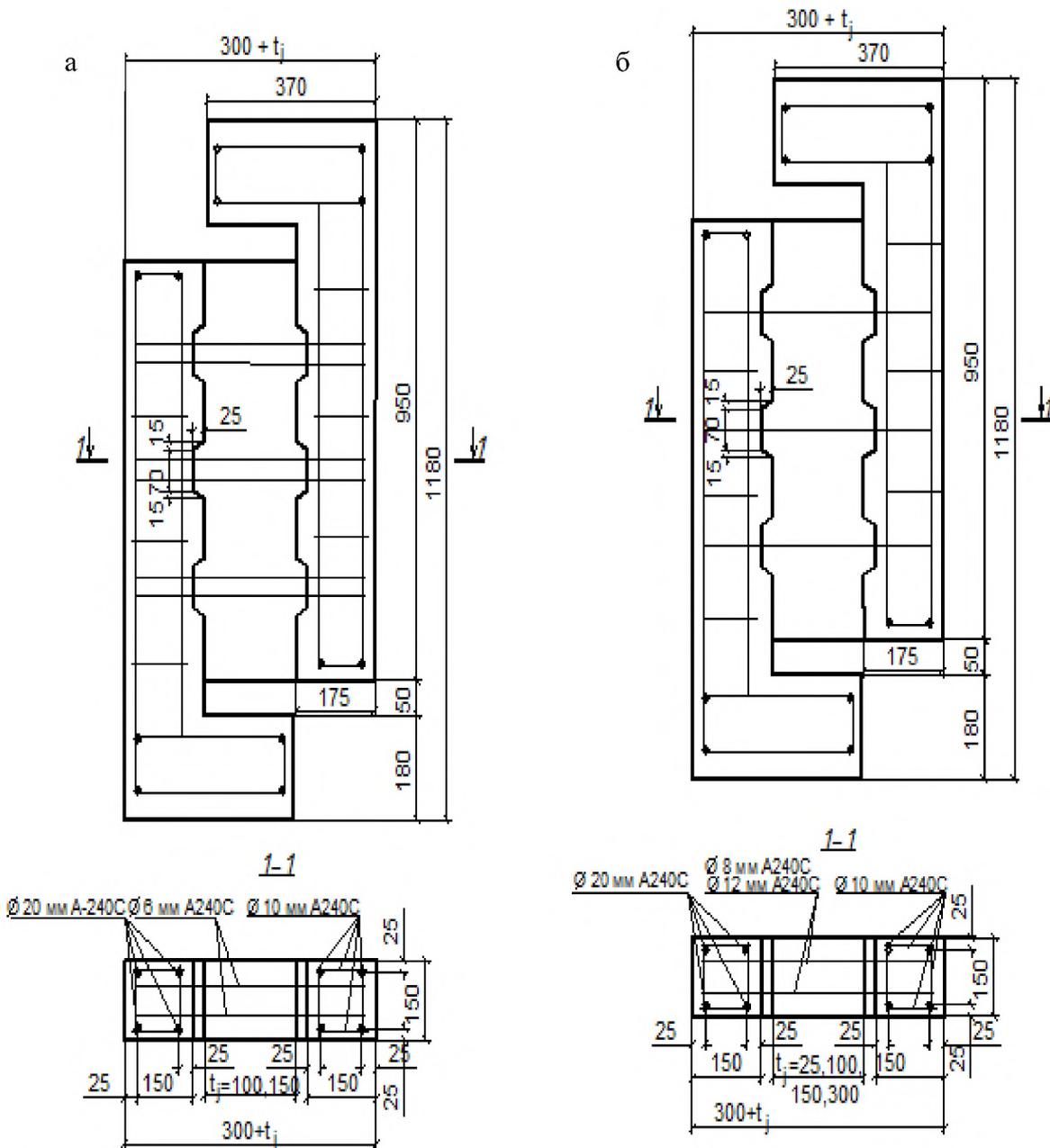


Рисунок 2.37 – Конструкція та схеми армування трьохшпонкових стиків із фібробетону: а – шпонка армована по середині висоти; б – армування у двох рівнях за висотою шпонки [21]

Розміщення тензорезисторів на арматурі та бетоні показано на рис. 2.38 і 2.39.

Таблиця 2.8 – Характеристики трьохшпонкових стиків із змінною шириною шва із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування	Площа поперечної арматури A_{sw} , мм ²
1	2	3	4	5	6
1	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2	45000	100	2Ø6	339
2	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2	48900	150		
3	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1	45750	100	2Ø8	303
4	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1	47250	150		
5	ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1	45660	25	2 Ø12	678
6	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1	45300	150		
7	ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1	45360	300		

Співвідношення розмірів шпонок l_k / h_k у всіх стиках становило 0,25.

Досліджувалися зразки як із арматурою, розташованою по середині висоти шпонки, так із рознесеною у два яруси.

Випробування стиків здійснювалося у пресі ПГ-125 (рис. 2.39). Навантаження прикладались ступенями [5], на кожному ступені проводиться огляд зразка, фіксувалися поява та розвиток тріщин, а також знімалися покази за ЦТМ-5.

Метою експериментальних дослідів **сьомої серії** [11] є вивчення роботи шпонкового з'єднання під час навантаження, оцінка нерівномірності розподілу напружень за його довжиною, вплив кількості шпонок і їх армування на міцність контактних швів.

Досліджувалися стикові з'єднання (рис. 2.40) з однією, трьома та п'ятьма шпонками без поперечної арматури й армовані. Базові геометричні параметри зразків однакові. Всього випробувано 6 зразків.



Рисунок 2.38 – Каркас трьохшпонкового зразка із змінною шириною шва в опалубці (а) та зразок перед бетонуванням центральної частини (б)

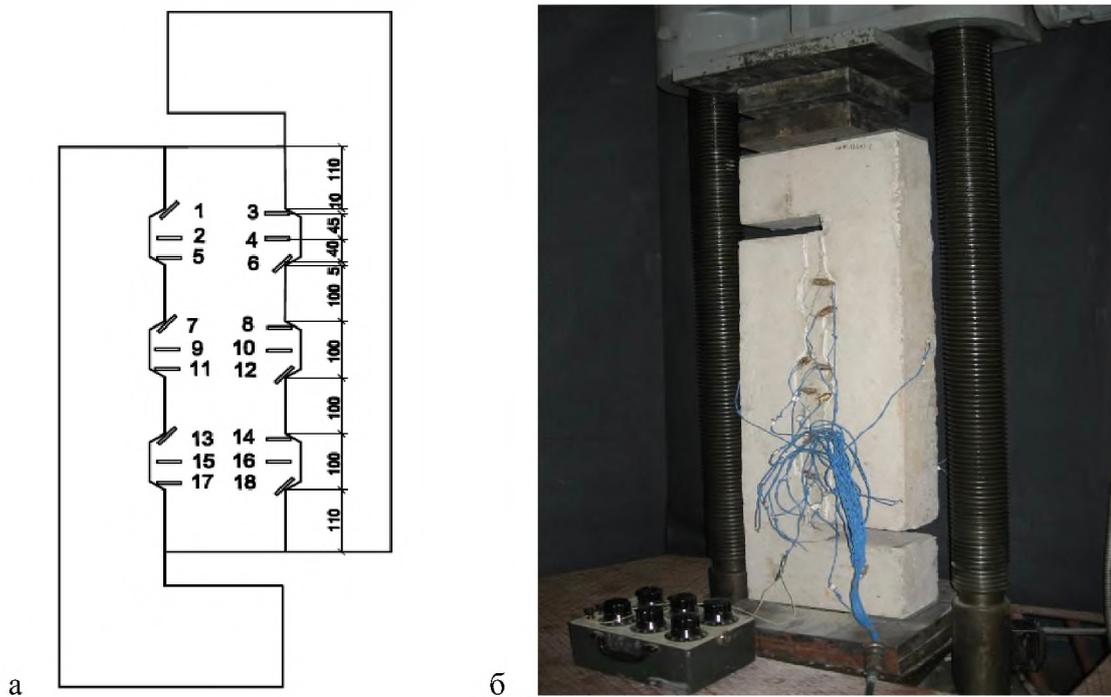


Рисунок 2.39 – Розміщення тензодатчиків на бетоні (а) та фото у пресі (б) трьохшпонкового зразка із фібробетону

Каркаси армованих зразків представлені на рис. 2.41. В площині зрізу шпонки армувалися поперечними стержнями $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ A240C}$ ($\rho_{sw} = 0,67 \%$).

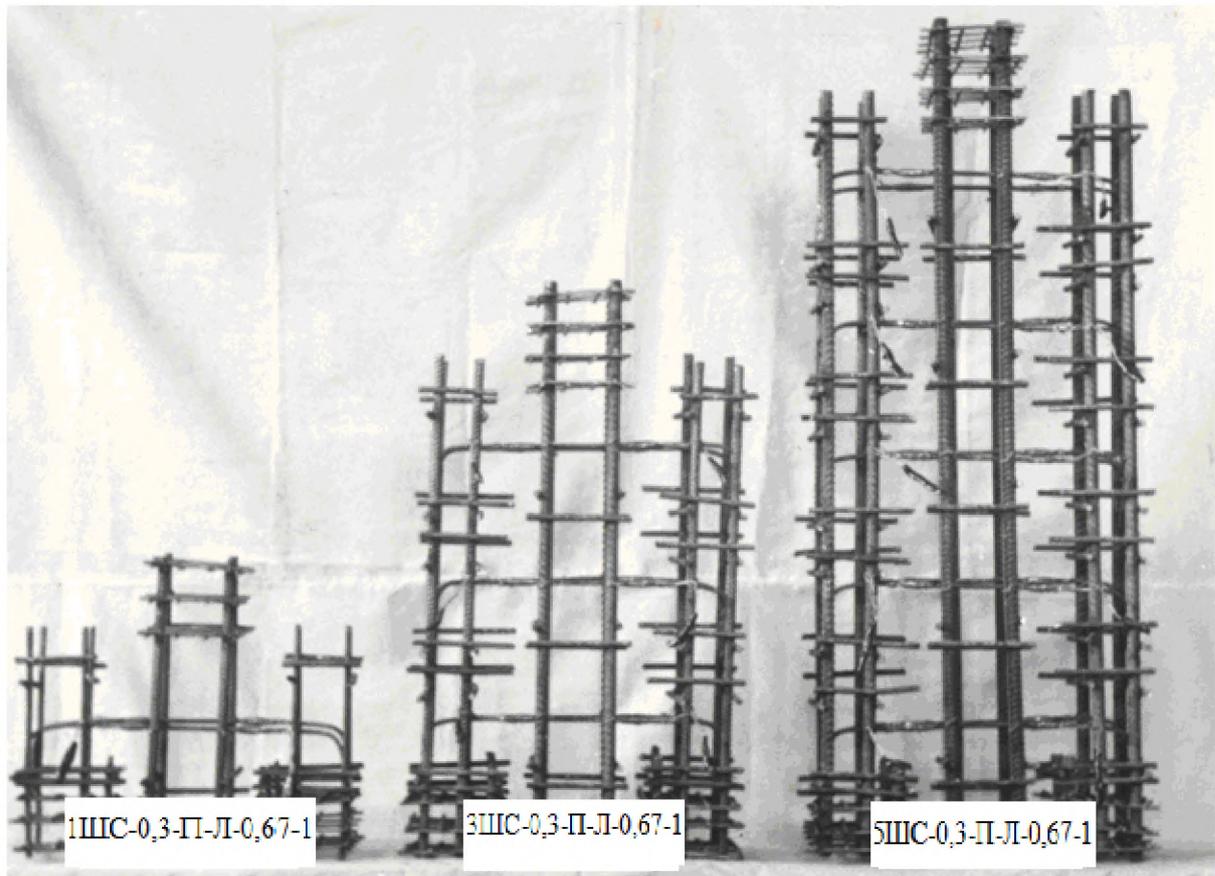


Рисунок 2.41 – Каркаси зразків 7-ої серії

Виготовлення зразків виконувалося в два етапи із керамзитобетона [3] двох різних класів. На першому етапі бетонувались дві бокові частини бетоном більш високого класу з метою запобігання можливості їх руйнування при випробуваннях. Перед другим етапом (бетонування центральної частини зразка бетоном нижчого класу) стикові поверхні змащувались солідолом для виключення зчеплення старого бетону з новим і сприйняття навантаження тільки шпонками.

Деформації бетону в зоні руйнування стику та деформації поперечної арматури вимірювалися тензодатчиками ПКБ [20] базою відповідно 20 мм і 5 мм, схема розміщення котрих представлена на рис. 2.40. В якості реєструвального приладу використовувався ЦТМ-5.

Під навантаженням замірявся взаємний зсув частин зразка індикаторами годинного типу (рис. 2.40).

Стикові з'єднання випробовувалися у пресі ПГ-125 (рис. 2.42). Навантаження здійснювалось ступенями, їх кількість коливалась від 10 до 15. При витримці під навантаженням на кожному рівні здійснювався огляд зразка, знімалися показники за ЦТМ-5 та індикаторами.

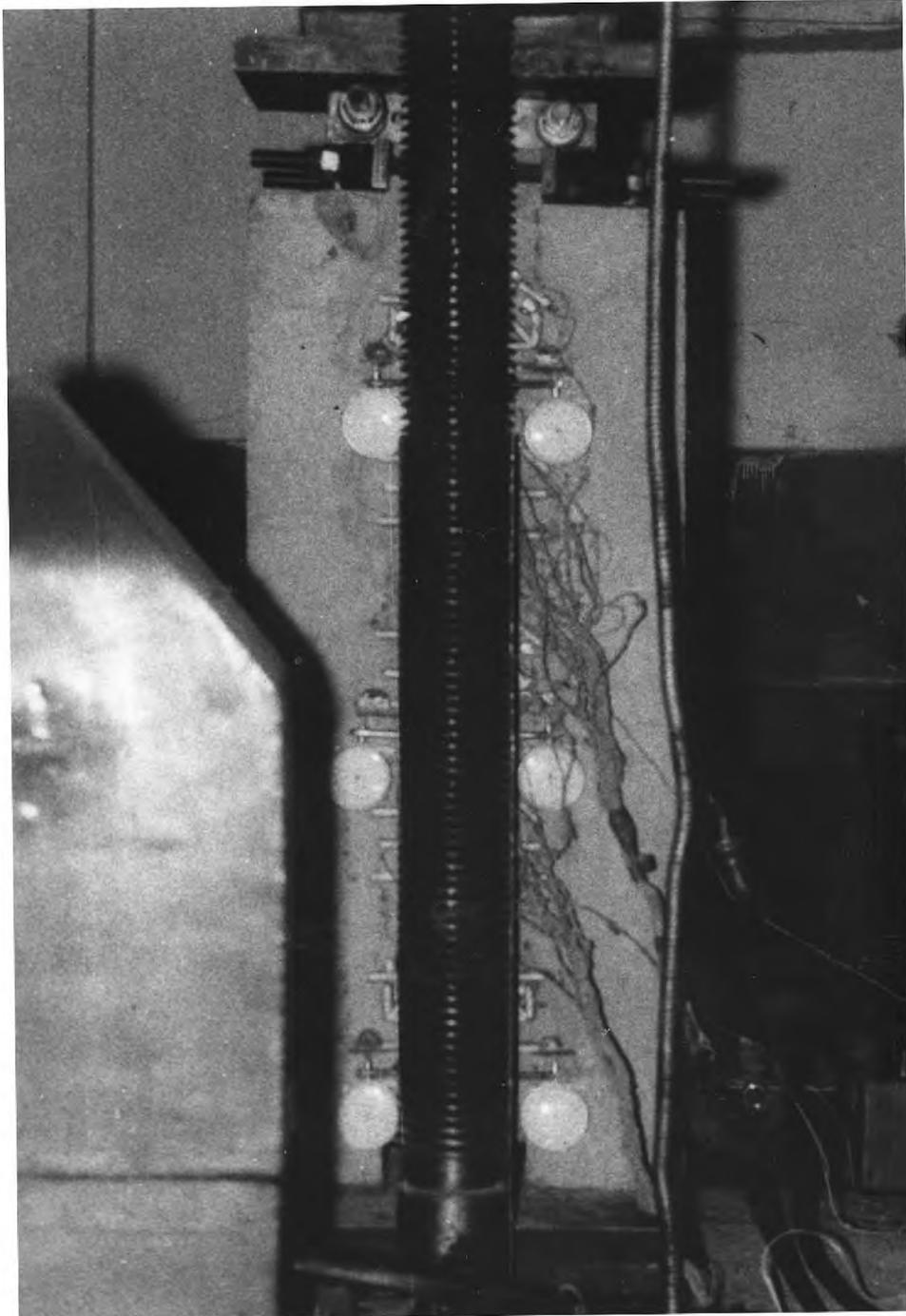


Рисунок 2.42 – Зразок 7-ої серії у пресі

2.4 Визначення міцносних характеристик бетону й арматури дослідних зразків

Разом із бетонуванням стиків із того ж самого замісу виготовлялись по три стандартні контрольні кубики та призми для визначення характеристик міцності бетону: кубики з ребром 150 мм та призми розмірами 150×150×600 мм для випробування на стиск, розмірами 100×100×800 мм для випробування на розтяг [1]. Для визначення призмової міцності бетону f_c [2] призми доводили до руйнування ступенево-зростаючим навантаженням на пресі ПГ-125 (рис. 2.43).

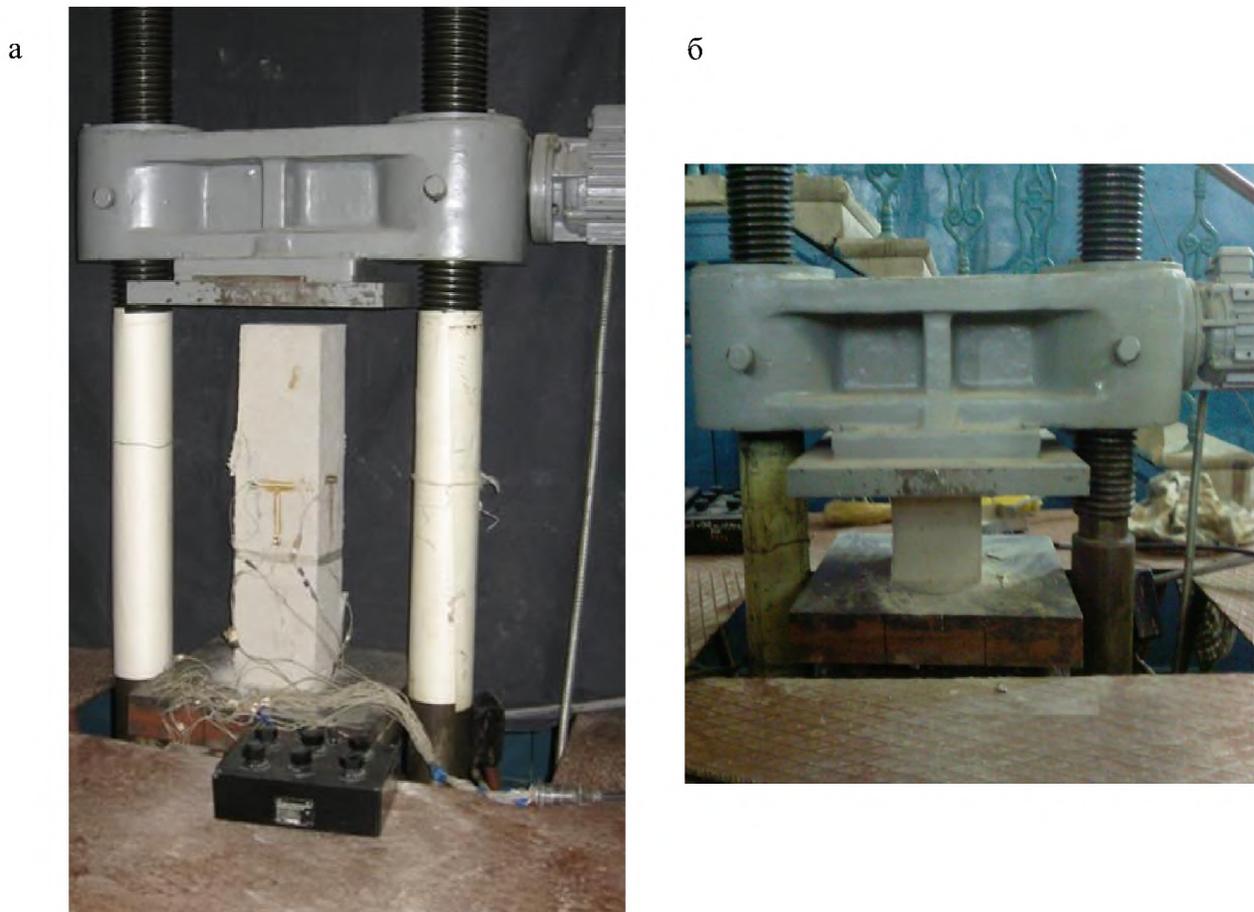


Рисунок 2.43 – Визначення міцнісних характеристик бетону на стиск:

а – випробування призм, б – випробування кубиків у пресі ПГ-125

Випробування призм на розтяг проводились на пресі УИМ-50 (рис. 2.44).



Рисунок 2.44 – Загальний вигляд установки під час випробування призми на розтяг

Для отримання міцнісних і деформативних характеристик арматури [19] використовували розривну машину РМ-500 (рис 2.45), за допомогою котрої було випробувано на розтяг по 3 зразки арматури класу А240С \varnothing 8, 10, 14, 16, 18 мм. (рис. 2.46).

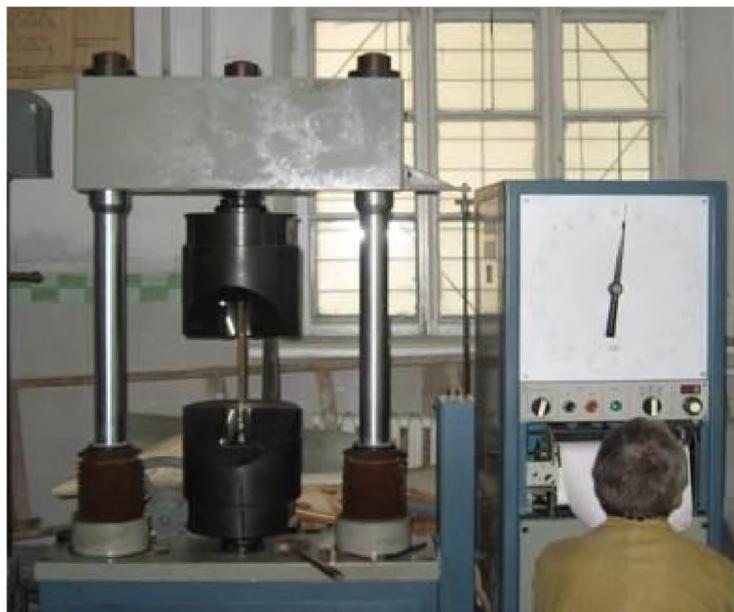


Рисунок 2.45 – Вигляд установки під час випробування арматурних стержнів



Рисунок 2.46 – Вигляд зразків арматурних стержнів: а – до випробування;
б – після випробування

2.5 Висновки за розділом

1. В межах експериментальної частини досліджень випробовувалися 5 типів та 7 серій дослідних зразків:

– хрестоподібні (рис. 2.47, а), котрі моделювали роботу окремої шпонки (на них вивчалися наступні параметри: співвідношення розмірів шпонок l_k / h_k ; рівень обтиснення σ / f_c ; кількість арматури ρ_{sw} та характер її розташування за висотою шпонки; вид і клас бетону);

– одношпонкові контактні стики (рис. 2.47, б) (параметрами розгляду тут виступали кут нахилу опорної поверхні до горизонталі ψ , тертя на опорних поверхнях, кількість і розташування арматури, вид та клас бетону);

– одношпонкові стики із змінною шириною шва (варіювалися ширина шва t_j , вид та клас бетону) (рис. 2.47, в);

– тришпонкові стики із змінною шириною шва (для них змінними факторами були: ширина шва, форма шпонкового профілю, кількість і розташування арматури в площині зрізу, вид та клас бетону) (рис. 2.47, г);

– контактні стики із змінною кількістю шпонок (1, 3, 5) були бетонними та залізобетонними (рис. 2.47, д).

2. Всього випробувано 118 зразків (69, 17, 7, 19 і 6 кожного типу відповідно). Фактори варіювання при цьому змінювалися в широких межах:

$$- l_k / h_k = 0,1 - 1;$$

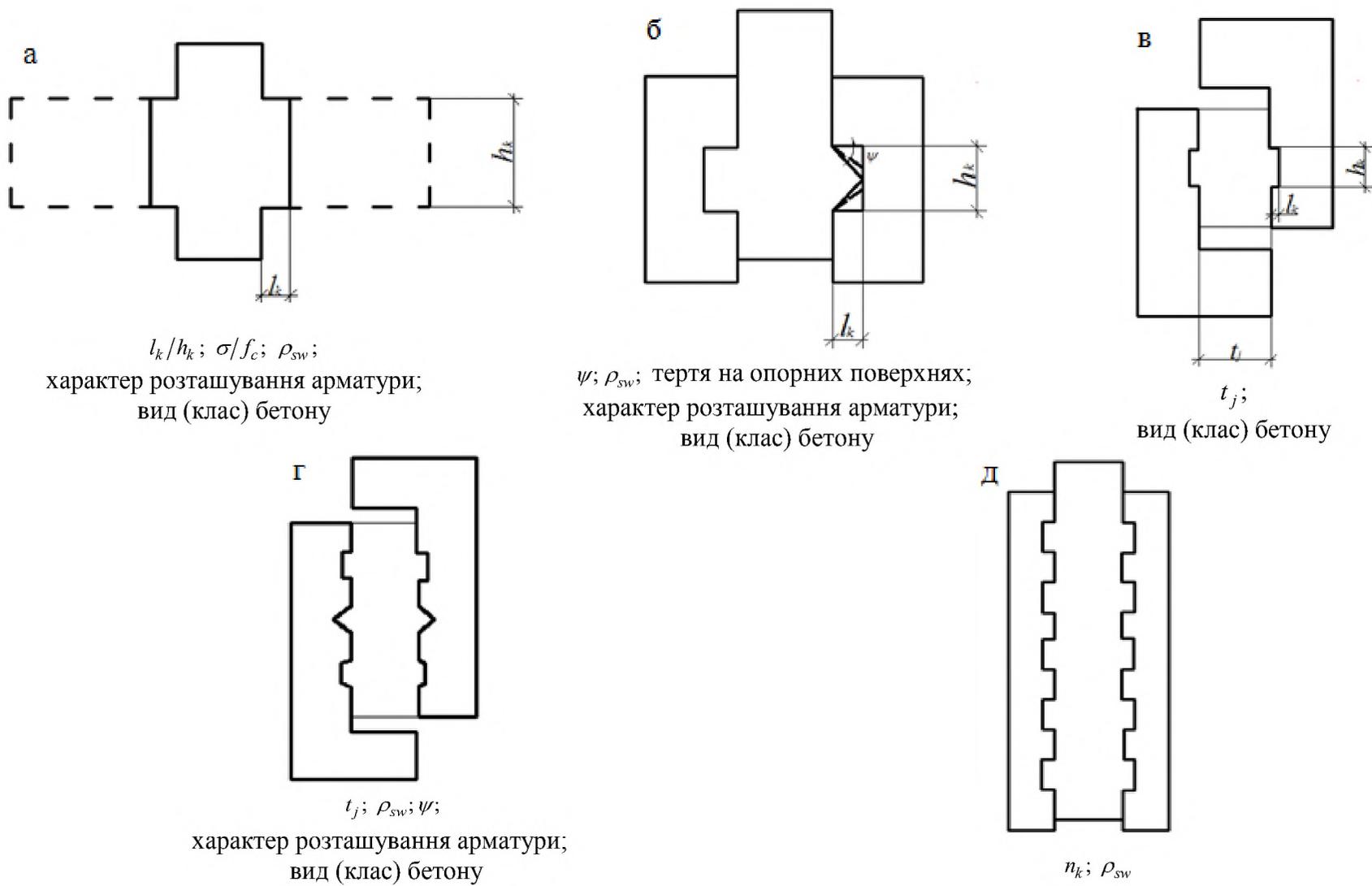


Рисунок 2.47 – Типи дослідних зразків

- $\sigma/f_c = 0 - 0,47$;
- $\psi = 0 - 45^0$;
- вид бетону (важкий $f_c = 22,5 - 56,9$ МПа, керамзитобетон $f_c = 10 - 23,5$ МПа, фібробетон);
- $\rho_{sw} = 0 - 3\%$;
- арматура розміщена в один і два рівня;
- на опорних поверхнях наявне та відсутнє тертя;
- кількість шпонок у стику (1 – 5);
- ширина шва $t_j = 25 - 300$ мм.

3. Кількість і схеми розташування використаних приладів, на нашу думку, дозволяють з'ясувати деформований стан бетону й арматури в зоні руйнування та отримати достовірні дані про міцність шпонкових з'єднань залежно від визначальних факторів.

Список використаних літературних джерел

1. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: ДСТУ Б В.2.7.214:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. – (Державний стандарт України).
2. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 16 с. – (Державний стандарт України).
3. Бетони легкі. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-18-95. – К.: Держкоммістобудування України, 1995. – 42 с. – (Державний стандарт України).
4. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. ДСТУ Б В.2.7-215:2009. – К.: ДП НДІБК, 2009. – 30 с. – (Державний стандарт України).
5. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В.2.6.-7-95. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 45 с. – (Державний стандарт України).
6. Довженко О.О. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / О.О.Довженко, Л.В.Карабаш // Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції “Сучасні наукові дослідження – 2006. Том 45. – Дніпропетровськ: Наука і освіта. – С. 6 – 9.
7. Довженко О.О./ Методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних в залізобетонних елементів/ О.О. Довженко, В.В.Погрібний, Ю.В.Чурса//Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/ Полтавський національний техн.. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Вип. 5 (35). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 72 – 82.

8. Довженко О.О. / Програма комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів/ О.О.Довженко, Чурса Ю.В.// Бетон і железобетон в Україні. – 2014. – № 2 (98). – С. 8 – 11.
9. Довженко О.О. / Програма проведення експериментальних досліджень багатошпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах // О.О.Довженко, І.А.Юрко, О.М.Шерстюк // Збірник магістерських робіт студентів будівельного факультету – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – С. 63 – 65.
10. Дрібні заповнювачі для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. ДСТУ Б В.2.7-32-95. – К.: ДП НДІБК, 1995. – 40 с. (Державний стандарт України).
11. Карабаш Л. В. Міцність прямокутних залізобетонних шпонок з урахуванням особливостей армування і обтиснення / дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / Л. В. Карабаш; ПНТУ. – Полтава, 2011. – 175 с.
12. Клей епоксидний універсальний. ТУ У 24.6-2331414750-001:2009. – К.: 2009. – 4 с.
13. Клеи фенолполивинилацетатные. Технические условия: ГОСТ 12172-74. – М.: ИПК из-во стандартов, 1974. – 12 с.
14. Методи випробування цементу. Частина 1. Визначення міцності. ДСТУ EN 196-1:2007 – К.: ДП СЕПРОЦЕМ, 2007. – 30 с. – (Державний стандарт України).
15. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-32-95 – К.: Держкоммістобудування, 1996. – 14 с. – (Державний стандарт України).
16. Погребной В. В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. на соискание степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / В.В. Погребной. – Полтава, 2000. – 236 с.
17. Прокат арматурный для залізобетонних конструкцій. ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с. – (Державний стандарт України).
18. Рожко В. Н. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / В. Н. Рожко; ПНТУ. – Полтава, 2008. – 182 с.
19. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжения: ГОСТ 12004–81. – М.: издательство стандартов, 1983. – 10 с.
20. Тензорезисторы. Общие технические условия: ГОСТ 21616–91. – М.: Издательство стандартов, 1991. – 12 с.
18. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46-96. – К.: Держкоммістобудування України, 1996. – 16 с. – (Державний стандарт України).
19. Цементи загальнобудівельного призначення. ДСТУ Б В.2.7-46:2010. – К.: СЕПРОЦЕМ, 2011. – 20 с. – (Державний стандарт України).
20. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт: Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-75-98. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 1999. – 14 с. – (Державний стандарт України).
21. Юрко І. А. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на синтетичних волокнах: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / І. А. Юрко; ПНТУ. – Полтава, 2012. – 189 с.

РОЗДІЛ 3

Результати експериментальних досліджень одношпонкових стиків

3.1 Міцність та деформований стан прямокутних бетонних шпонок

Згідно отриманих експериментальних даних [13], дослідний опір руйнуванню бетонних шпонок істотно залежить від співвідношення їх глибини до висоти l_k/h_k (рис. 3.1), яке і визначає характер руйнування. При збільшенні l_k/h_k від 0,1 до 0,6 $f_c^k = V_u / b_k h_k$ змінюється згідно табл. 3.1 (де V_u – граничне значення навантаження, b_k – товщина зразка).

Для зразків із $l_k/h_k = 0,1-0,2$ спостерігалось руйнування від зминання бетону під площадкою навантаження. Формування тріщини, котра окреслює поверхню руйнування, відбувалося при $0,9 V_u$. До того, при навантаженні $0,5 V_u$, приблизно виникала перша тріщина під кутом близько 15° до вертикалі, котра починалася біля верхнього кута з'єднання шпонки зі стовбуром і потім розповсюджувалася в середину стовбура. Руйнування супроводжувалося відколюванням частини елемента під площадкою завантаження вздовж похилої площини (іншими словами, реалізувався зріз за похилою площиною). Аналіз деформацій зразків із важкого та керамзитобетону показує їх значний розвиток при стиску, близько до ε_{c1} при руйнівному навантаженні.

Зразки при $l_k/h_k = 0,3-0,5$ руйнувалися за цілим бетонним перерізом поблизу площини зрізу. Тензорезистори, розміщені в стиснутій зоні шпонки (у нижньому куті з'єднання зі стовбуром) показували достатньо великі деформації $\varepsilon_c = (120-130) \times 10^{-5}$ (рис. 3.2), котрі можуть слугувати підтвердженням наявності локалізованих зон пластичності на поверхні руйнування. Так як їх розміри достатньо малі, а покази тензорезисторів базою 20 мм усереднили отримані величини деформацій, то ми одержали дещо занижені, порівняно із реальними, значення ε_c .

При $l_k/h_k = 0,6$ руйнування шпонок мало риси згинального характеру та відбувалося крихко за розтягнутою зоною. Як правило, дослідники не виділяють окремо таке руйнування.

Дані про значення граничного навантаження наведені в табл. 3.1 і рис. 3.1. Спочатку, із збільшенням l_k/h_k f_c^k/f_c зростає, а потім зменшується, отже, існує максимум на залежності $f_c^k - l_k/h_k$.

Таблиця 3.1 – Експериментальні дані для окремих бетонних шпонок

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону			$\frac{l_k}{h_k}$	Граничне навантаження на зразок V_u , кН	$\frac{f_c^k}{f_c}$
		$f_{c,cube}$, МПа	f_c , МПа	f_{ct} , МПа			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Ш-0,1-П-В	24,1	18,4	1,9	0,1	299	0,108
2	Ш-0,1-П-В				0,1	320	0,116
3	Ш-0,2-П-В				0,2	262	0,19
4	Ш-0,2-П-В				0,2	243	0,176
5	Ш-0,3-П-В				0,3	232	0,25
6	Ш-0,3-П-В				0,3	230	0,25
7	Ш-0,3-П-В				0,3	219	0,23
8	Ш-0,4-П-В				0,4	163	0,24
9	Ш-0,4-П-В				0,4	147	0,22
10	Ш-0,5-П-В				0,5	108	0,20
11	Ш-0,5-П-В				0,5	107	0,20
12	Ш-0,6-П-В				0,6	75	0,16
13	Ш-0,6-П-В				0,6	70	0,15
14	Ш-0,1-П-Л	25	22,5	1,8	0,1	405	0,12
15	Ш-0,2-П-Л				0,2	338	0,2
16	Ш-0,3-П-Л				0,3	181	0,18
17	Ш-0,4-П-Л				0,4	128	0,16
18	Ш-0,5-П-Л				0,5	90	0,13
19	Ш-0,6-П-Л				0,6	59	0,10

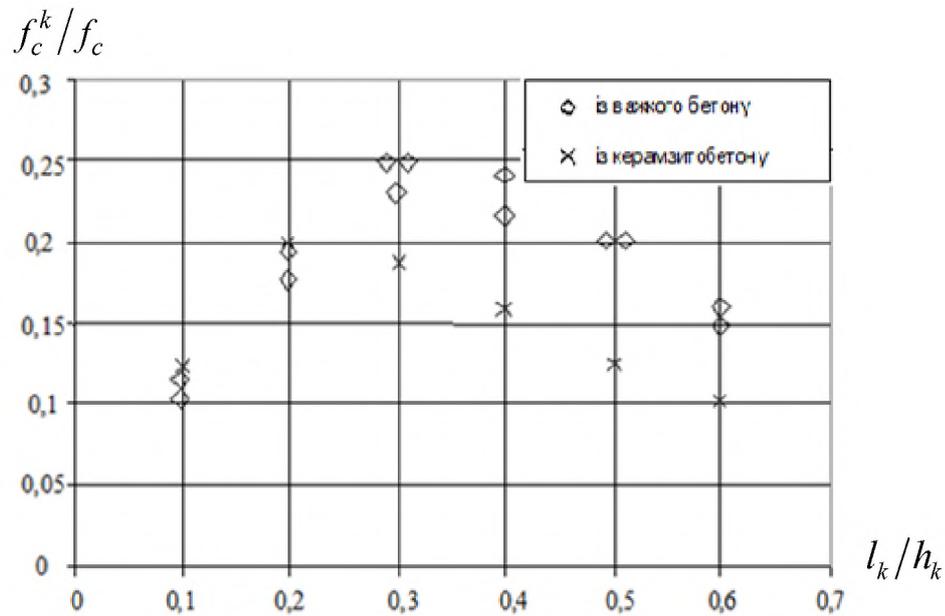


Рисунок 3.1 – Залежність опору руйнуванню бетонних шпонок від l_k / h_k

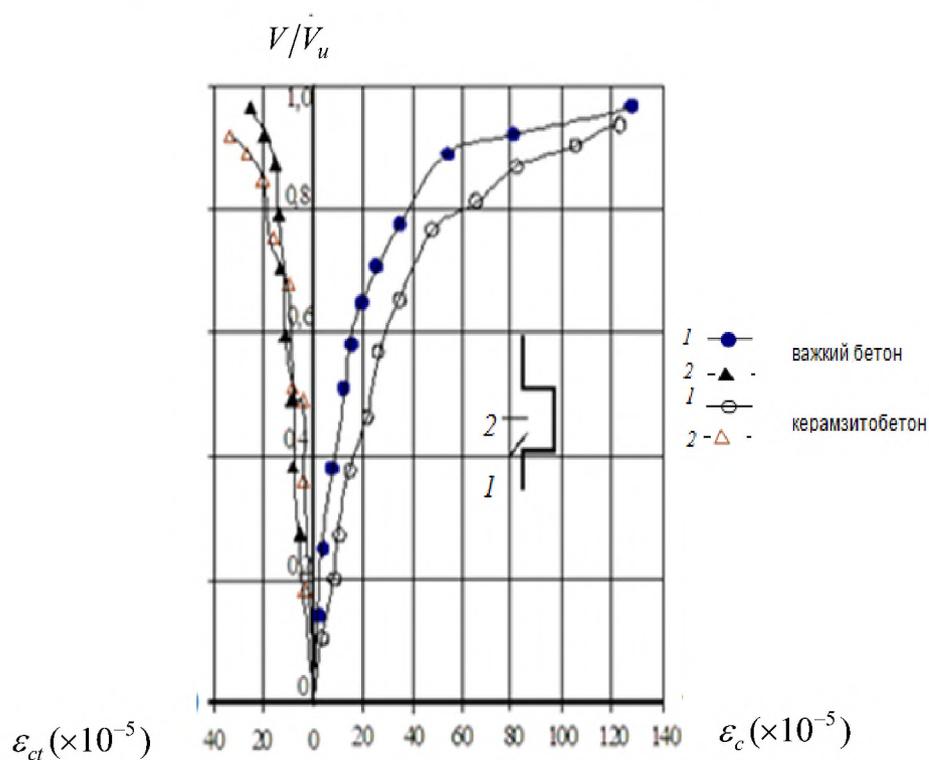


Рисунок 3.2 – Залежність « $V/V_u - \epsilon_c(\epsilon_{ct})$ » на поверхні руйнування шпонок при зрізі

Використання керамзитобетону в якості матеріалу для виготовлення шпонок не призвело до зміни характеру руйнування. Однак відносне значення навантаження при зминанні на 10% вище, а при зрізі на 35...55% нижче ніж для зразків із важкого бетону.

Фото дослідних зразків після випробування представлені на рис. 3.3 – 3.6.

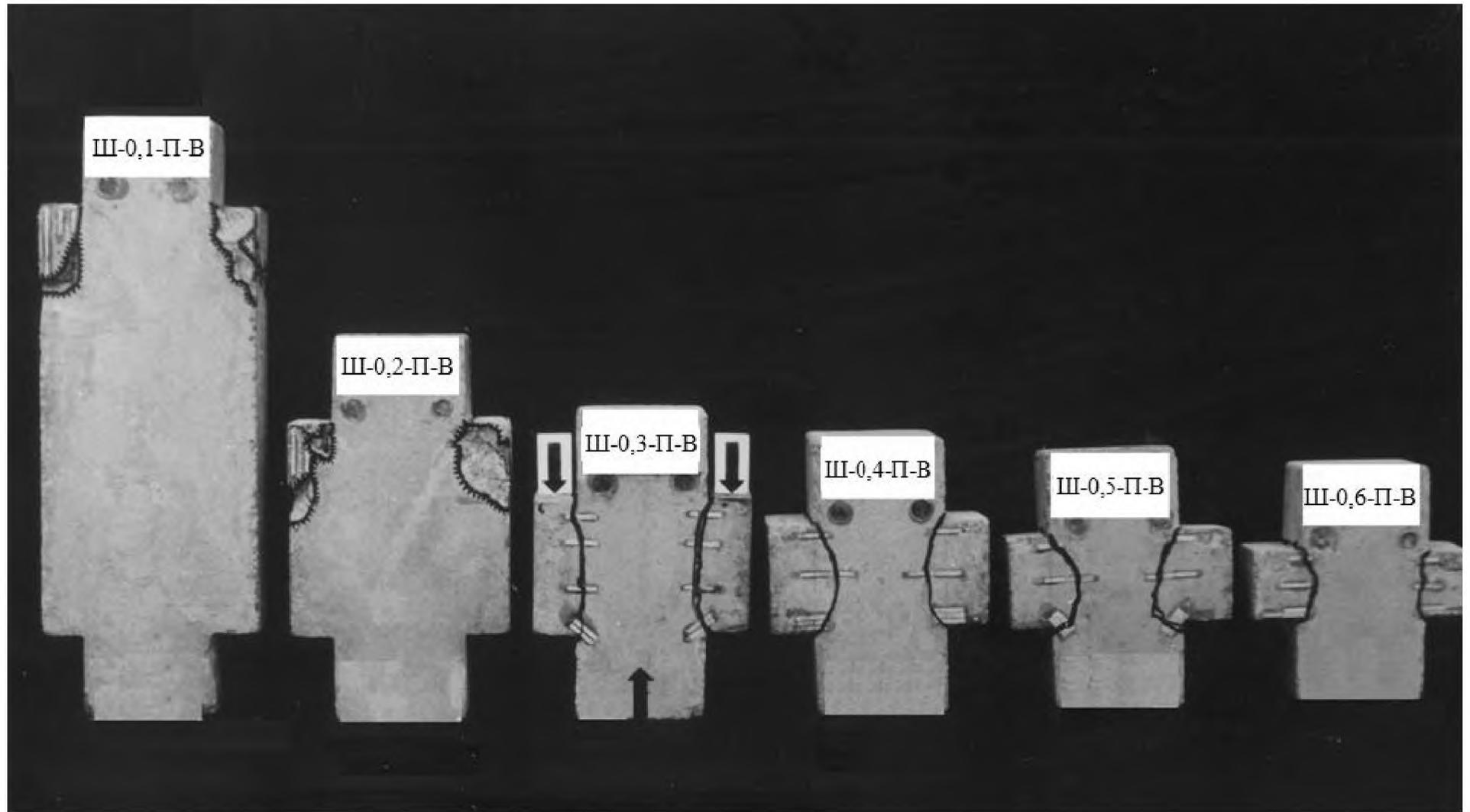


Рисунок 3.3 – Характер руйнування зразків-шпонок із важкого бетону при різних співвідношеннях l_k/h_k

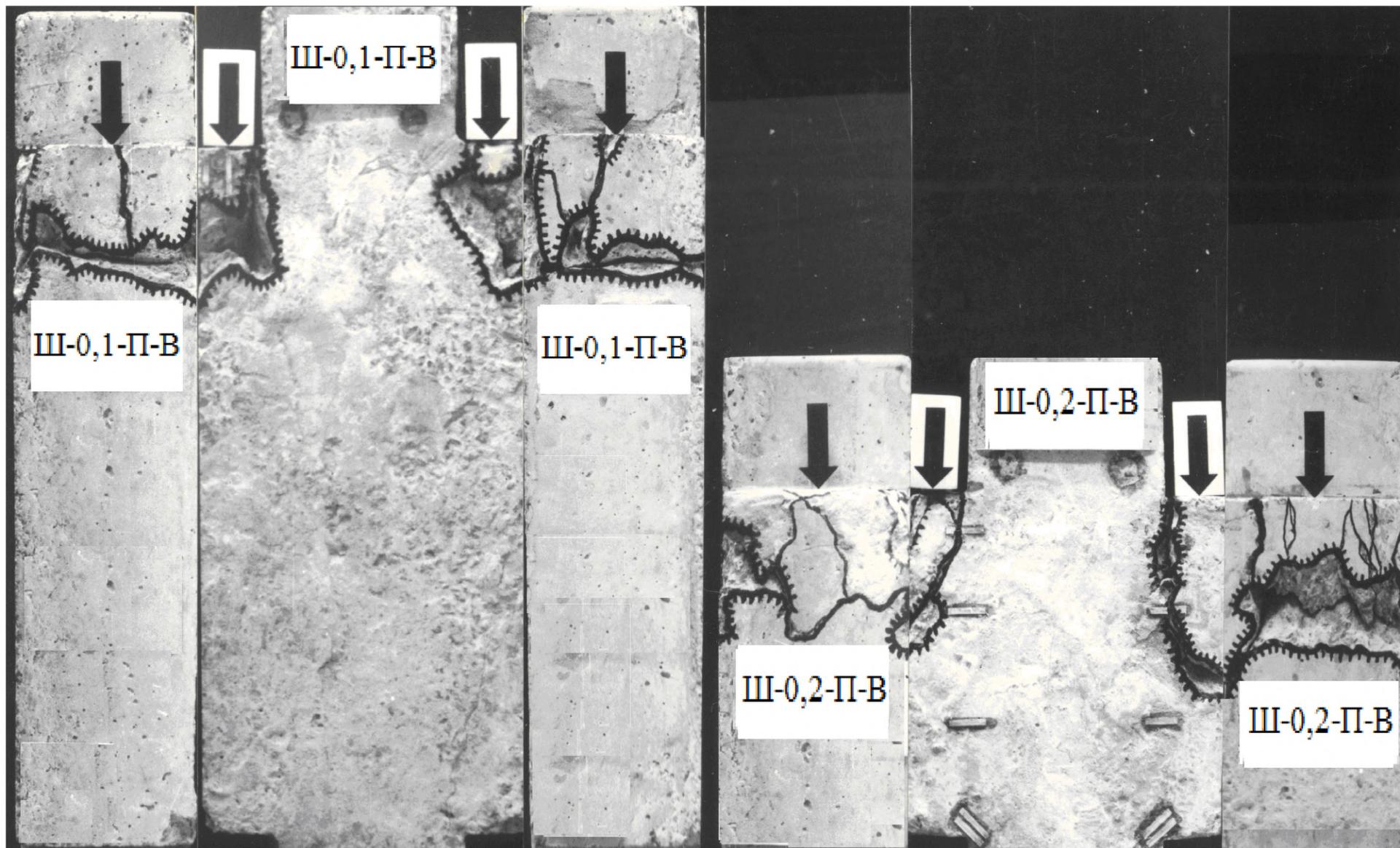


Рисунок 3.4 – Характер руйнування зразків-шпонок із важкого бетону при $l_k/h_k = 0,1; 0,2$

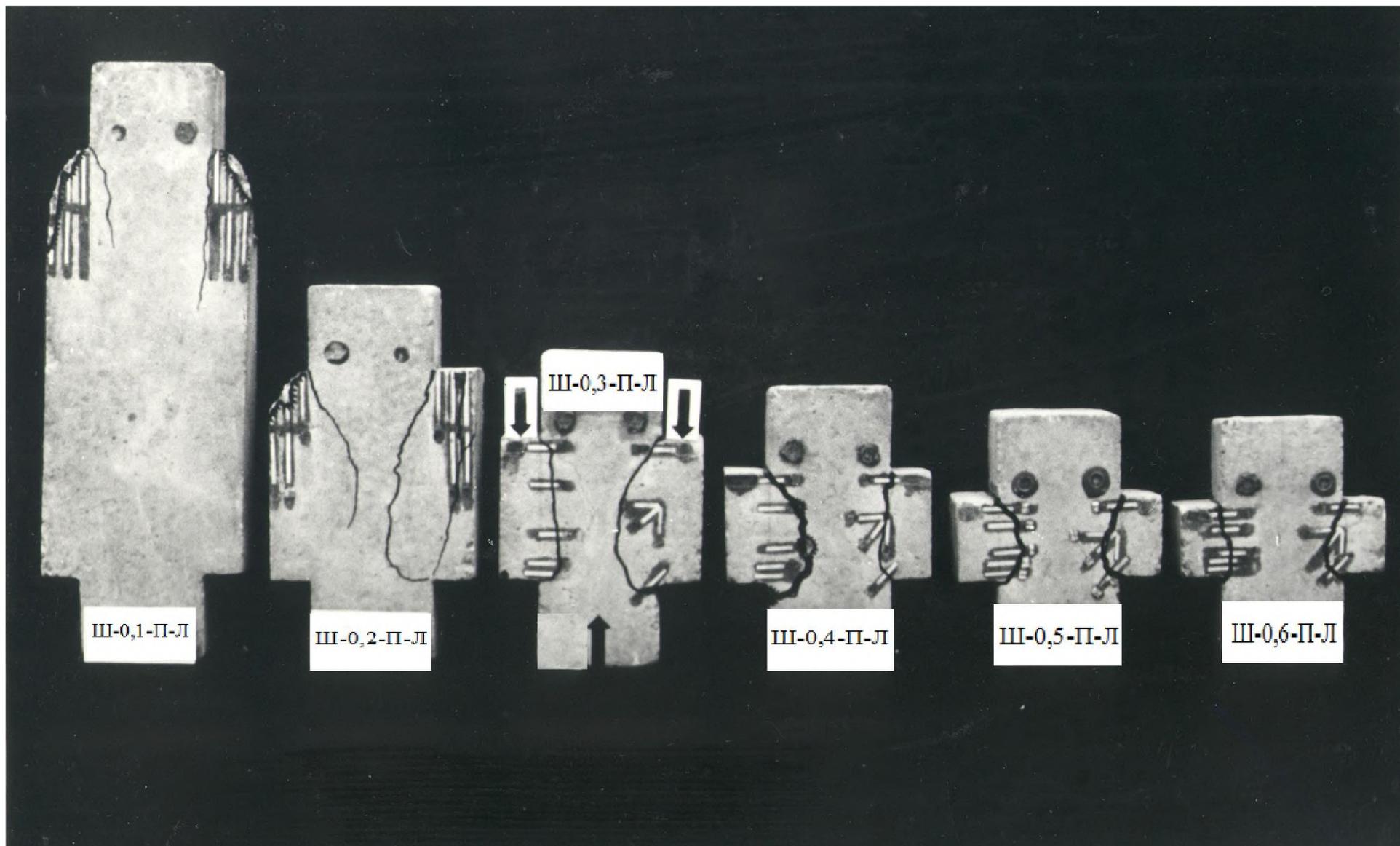


Рисунок 3.5 – Характер руйнування зразків-шпонок із керамзитобетону при різних співвідношеннях l_k/h_k

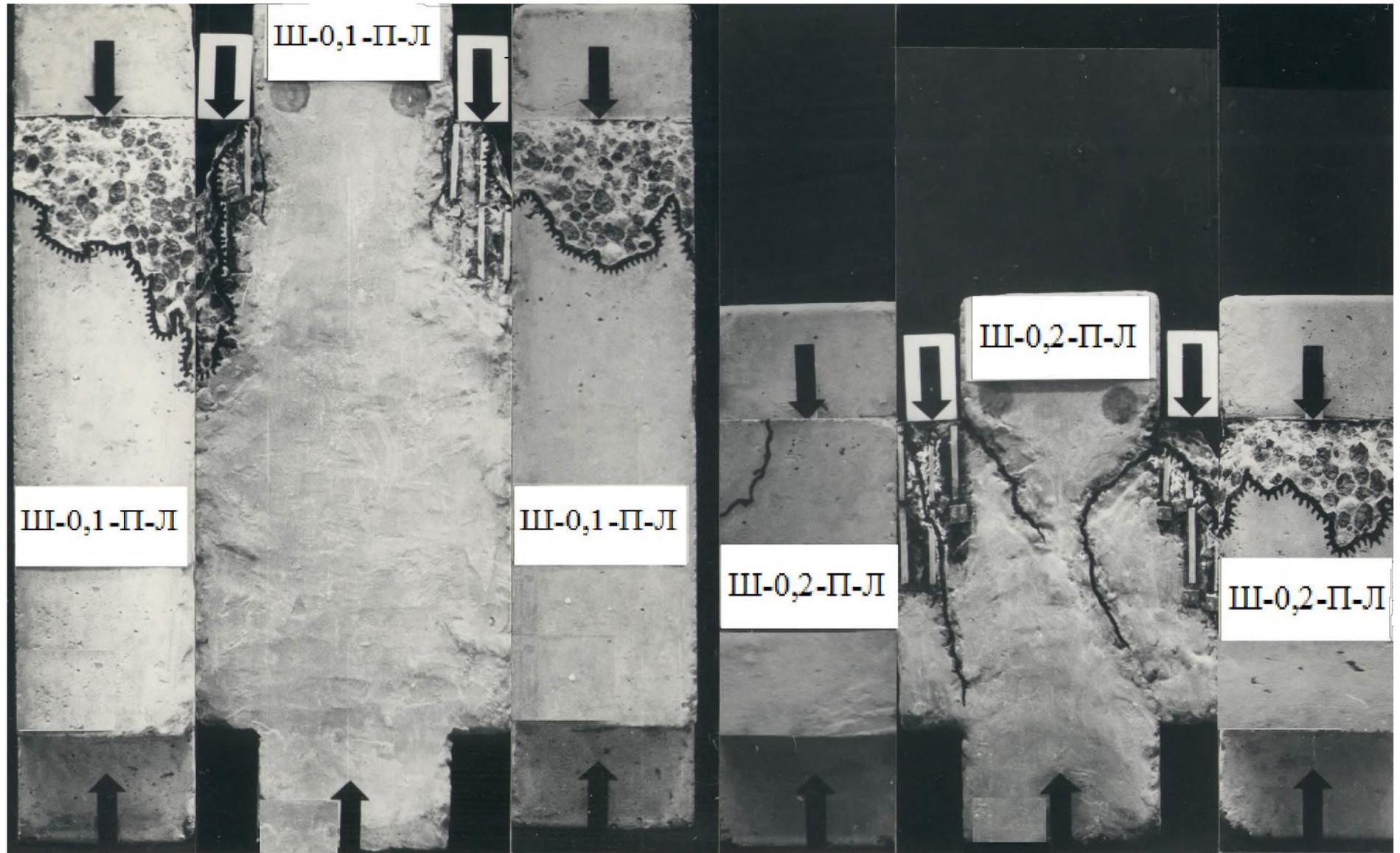


Рисунок 3.6 – Характер руйнування зразків-шпонок із керамзитобетону при $l_k/h_k = 0,1; 0,2$

3.2 Міцність та деформований стан обтиснутих прямокутних бетонних шпонок

3.2.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків

Усі дослідні зразки 2-ої серії [1, 6, 11] при $l_k/h_k = 0,3-1$ руйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 3.7 – 3.10).

Для полегшення порівняльного аналізу, на окремих рисунках, наведені зразки-шпонки після випробування при постійних значеннях l_k/h_k і різних ступенях обтиснення (рис. 3.7 і 3.8) та приблизно однаковому ступені обтиснення з різним співвідношенням розмірів l_k/h_k (рис. 3.9 і 3.10). Можна зробити висновок, що обтиснення принципово не змінює характер руйнування шпонок (вони руйнуються шляхом зрізу), але при цьому із зростанням σ розширюються межі його зрізової форми до $l_k/h_k = 1$ (порівняно з $l_k/h_k = 0,5$ для бетонних шпонок). Спостерігається суттєве підвищення значення руйнівного навантаження із зростанням величини обтиснення (рис. 3.11) та його зниження при збільшенні l_k/h_k (рис. 3.14).

Дані про значення граничного навантаження й опору руйнування дослідних зразків представлені в табл. 3.2.

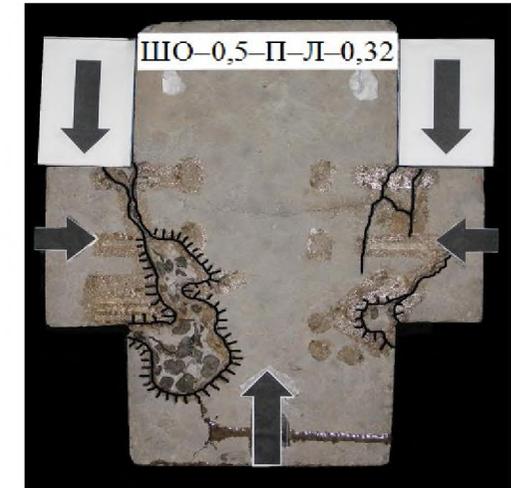
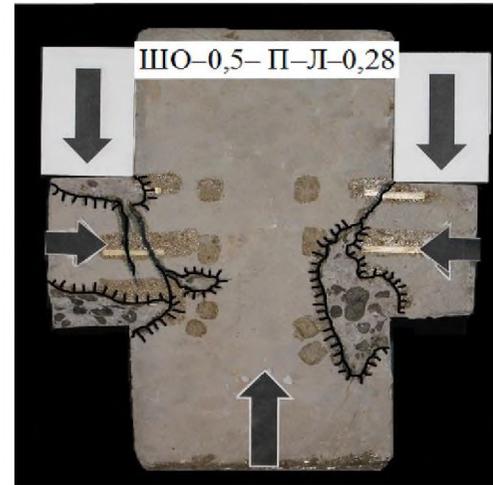
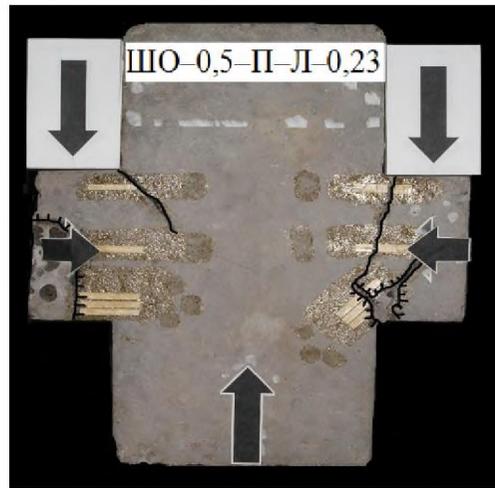
3.2.2 Деформації бетону дослідних зразків

Як видно із рис. 3.7 – 3.10 та графіків на рис. 3.13 – 3.23 поверхня руйнування бетону має стиснуту (біля вхідного кута шпонки) та розтягнуту зону, розміри котрих змінюються залежно від ступеня обтиснення (чим більше обтиснення – тим більша зона стиску).

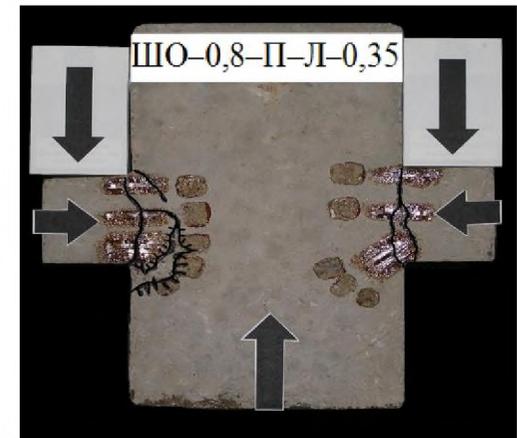
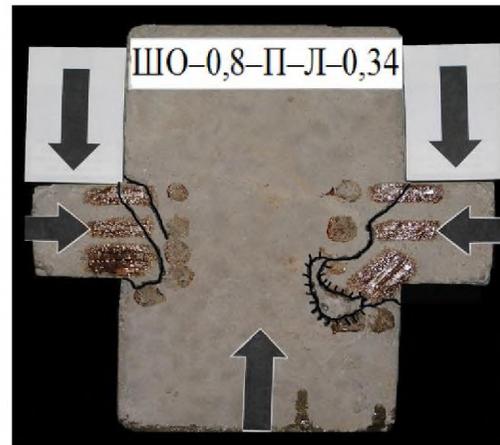
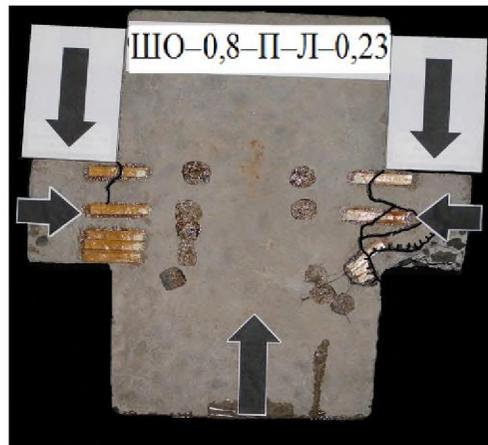
При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягали $(100 - 350) \times 10^{-5}$, причому максимальні їх величини спостерігаються у зразках з вищим ступенем обтиснення.

Таблиця 3.2 – Експериментальні дані для обтиснутих бетонних шпонок

№ з/п	Шифр зразків	$\frac{l_k}{h_k}$	Характеристики міцності бетону		Рівень обтиснення $\frac{\sigma}{f_c}$	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh,\sigma}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,\sigma}^k}{f_c}$
			f_c , МПа	f_{ct} , МПа				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ШО-0,5-П-Л-0,23	0,5	23,4	2,3	0,23	205	6,8	0,29
2	ШО-0,5-П-Л-0,28				0,28	240	8,0	0,34
3	ШО-0,5-П-Л-0,32				0,32	260	8,7	0,37
4	ШО-0,7-П-Л-0,23	0,7			0,23	145	6,7	0,29
5	ШО-0,7-П-Л-0,28				0,28	124	6,4	0,27
6	ШО-0,8-П-Л-0,23	0,8			0,23	100	5,9	0,25
7	ШО-0,8-П-Л-0,34				0,34	130	7,2	0,31
8	ШО-0,8-П-Л-0,35				0,35	140	7,2	0,31
9	ШО-1,0-П-Л-0,32	1,0			0,32	98	6,4	0,27
10	ШО-1,0-П-Л-0,33				0,33	105	7,0	0,3
11	ШО-0,3-П-В-0,04	0,3			0,04	235	5,2	0,23
12	ШО-0,4-П-В-0,09	0,4			0,09	280	7,47	0,33
13	ШО-0,4-П-В-0,14				0,14	325	8,66	0,38
14	ШО-0,5-П-В-0,18	0,5	22,5	2,25	0,18	265	8,83	0,39
15	ШО-0,5-П-В-0,32				0,32	325	10,8	0,48
16	ШО-0,6-П-В-0,09	0,6			0,09	150	5,95	0,26
17	ШО-0,6-П-В-0,18				0,18	225	9,27	0,41
18	ШО-0,6-П-В-0,32				0,32	265	10,3	0,46
19	ШО-0,7-П-В-0,21	0,7			0,21	136	6,3	0,28
20	ШО-0,7-П-В-0,34				0,34	156	7,6	0,34
21	ШО-0,8-П-В-0,42	0,8			0,42	132	7,2	0,32
22	ШО-0,9-П-В-0,2	0,9			0,2	104	5,7	0,25
23	ШО-0,9-П-В-0,28				0,28	108	6,1	0,27
24	ШО-0,9-П-В-0,4		0,4	125	6,9	0,31		
25	ШО-1,0-П-В-0,29	1,0	0,29	90	5,6	0,25		
26	ШО-1,0-П-В-0,3		0,3	92	5,5	0,24		
27	ШО-1,0-П-В-0,35		0,35	95	6,1	0,27		
28	ШО-1,0-П-В-0,41		0,41	105	6,7	0,3		
29	ШО-1,0-П-В-0,47		0,47	105	7,5	0,33		



а



б

Рисунок 3.7 – Характер руйнування зразків другої серії з керамзитобетону:

а – при $l_k/h_k = 0,5$ і $\sigma/f_c = 0,23 - 0,32$; б – при $l_k/h_k = 0,8$ і $\sigma/f_c = 0,23 - 0,35$

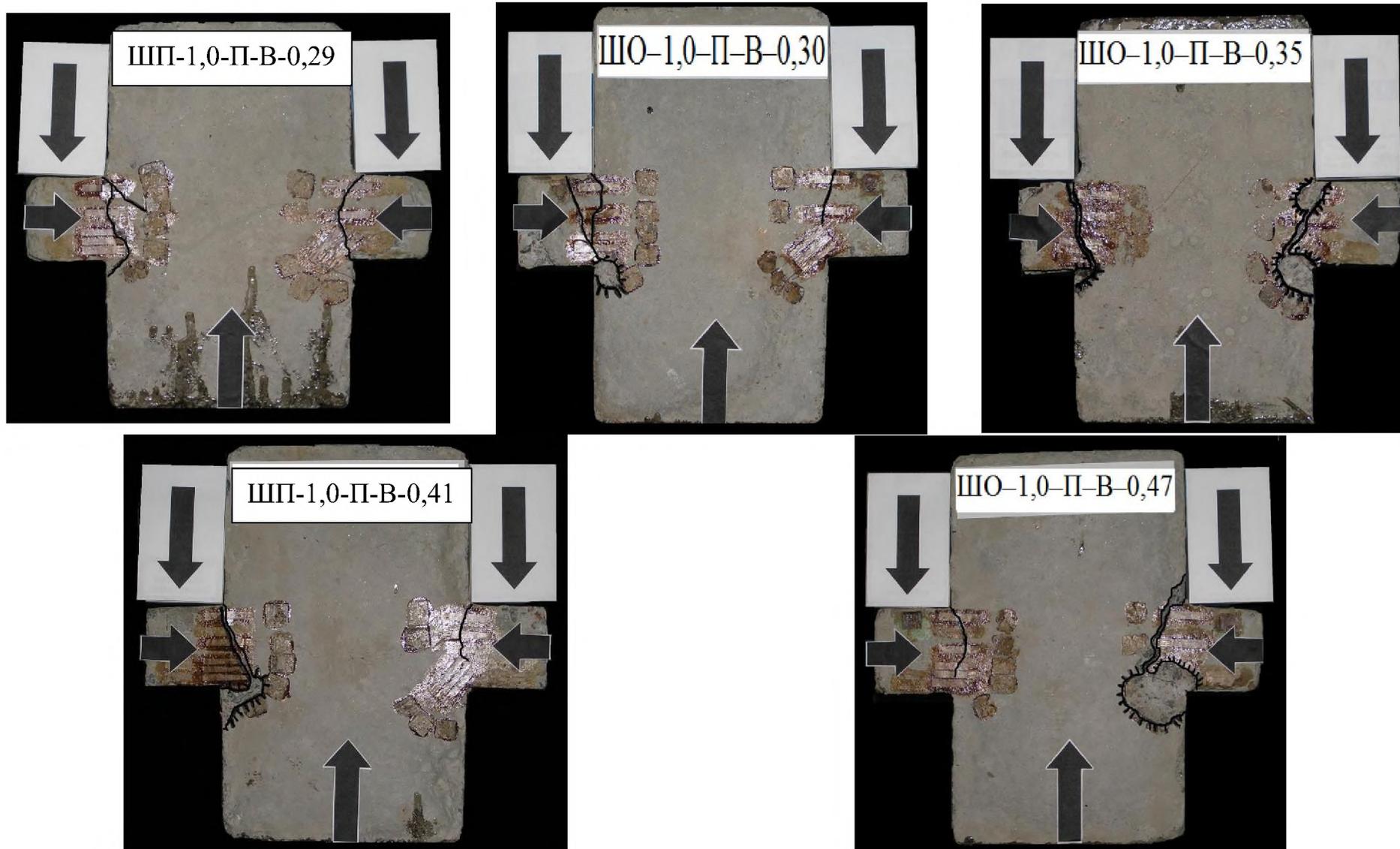
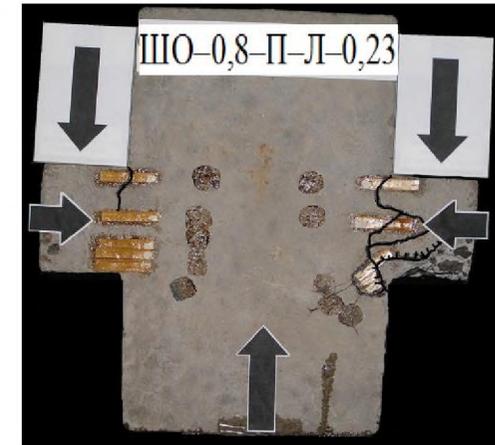
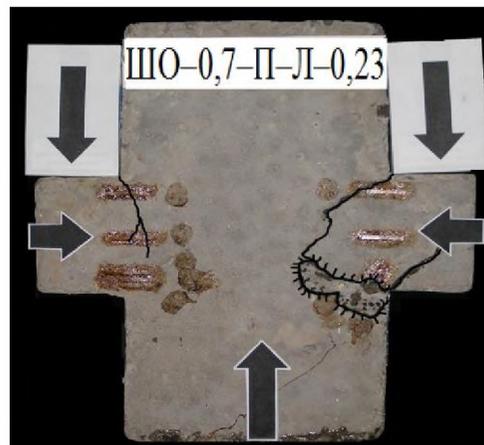
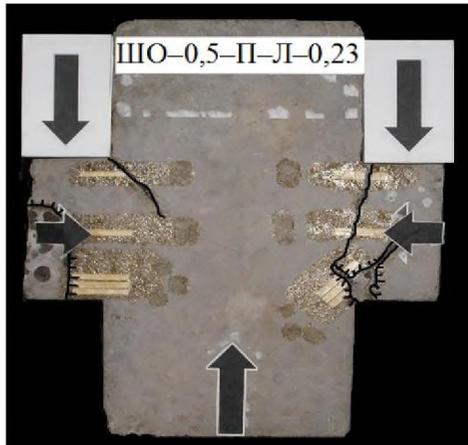
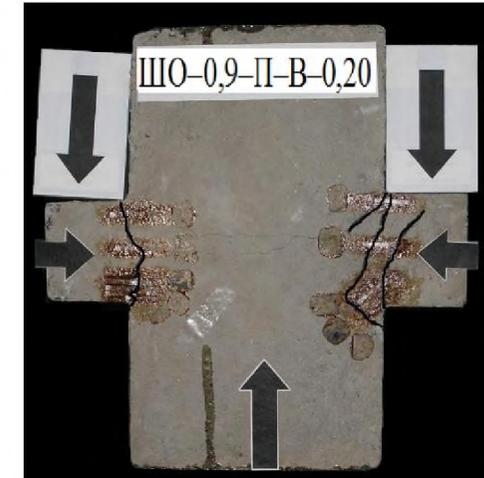
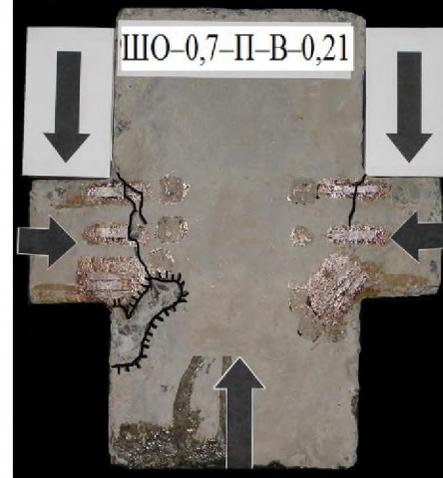
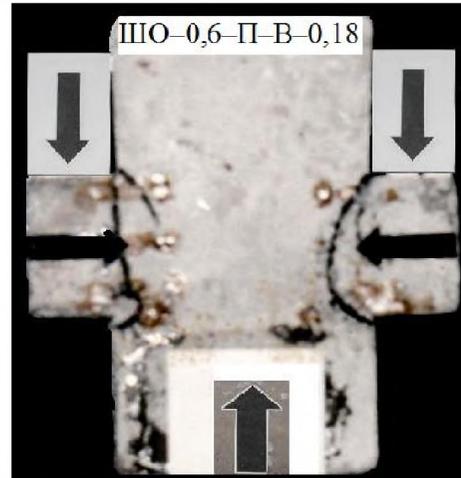
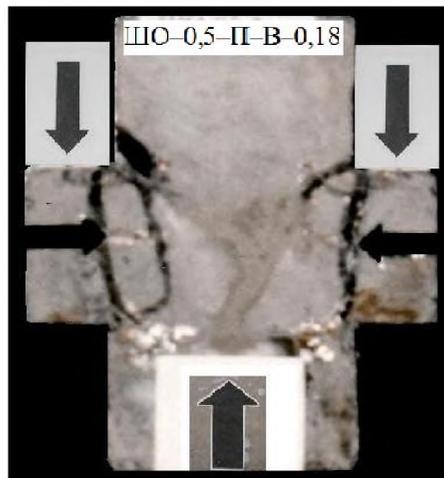


Рисунок 3.8 – Характер руйнування зразків другої серії з важкого бетону при $l_k/h_k = 1$ і $\sigma/f_c = 0,29 - 0,47$



а



б

Рисунок 3.9 – Характер руйнування зразків другої серії:

а – із керамзитобетону при $\sigma/f_c = 0,23$ і $l_k/h_k = 0,5 - 0,8$; б – із важкого бетону при $\sigma/f_c \approx 0,19$ і $l_k/h_k = 0,5 - 0,9$

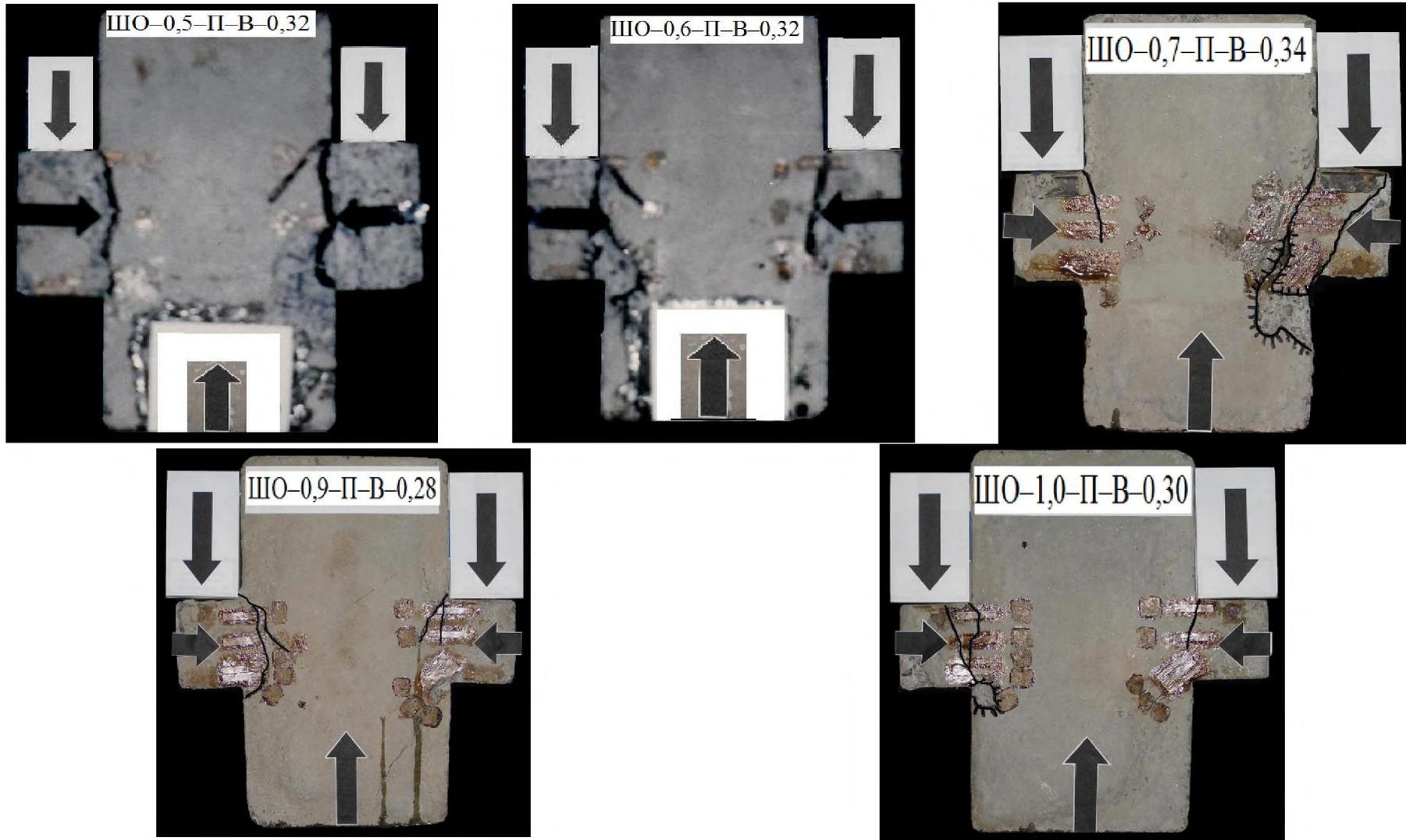


Рисунок 3.10 – Характер руйнування зразків другої серії з важкого бетону при $\sigma/f_c \approx 0,3$ і $l_k/h_k = 0,5-1$

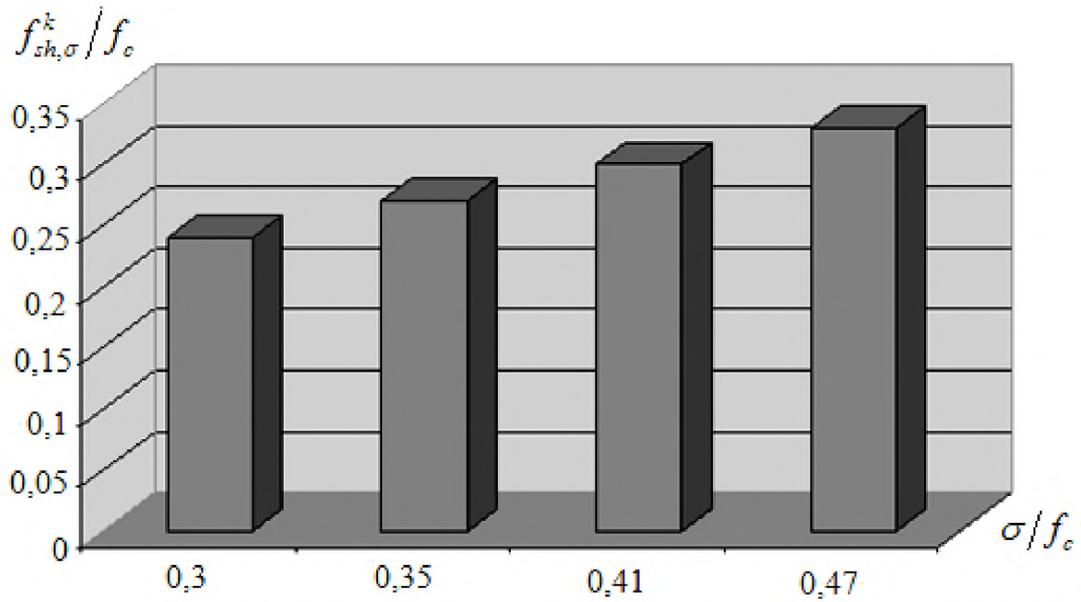


Рисунок 3.11 – Залежність опору бетонних шпонок руйнуванню від рівня обтиснення при $l_k/h_k = 1$

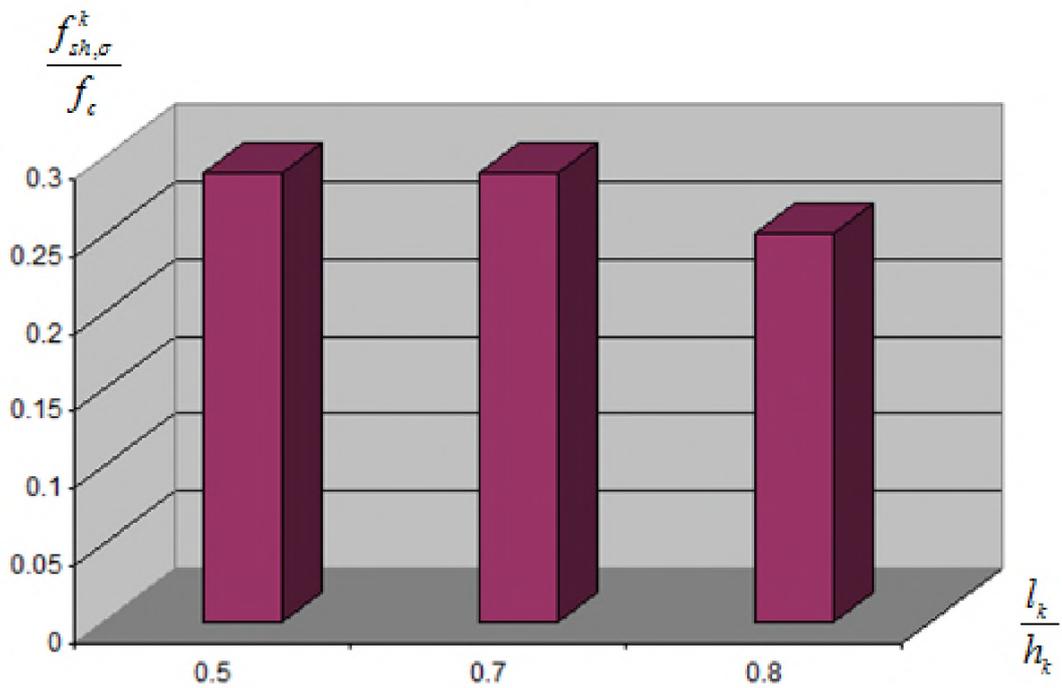


Рисунок 3.12 – Залежність опору бетонних шпонок руйнуванню від співвідношення розмірів l_k/h_k при $\sigma/f_c = 0,23$

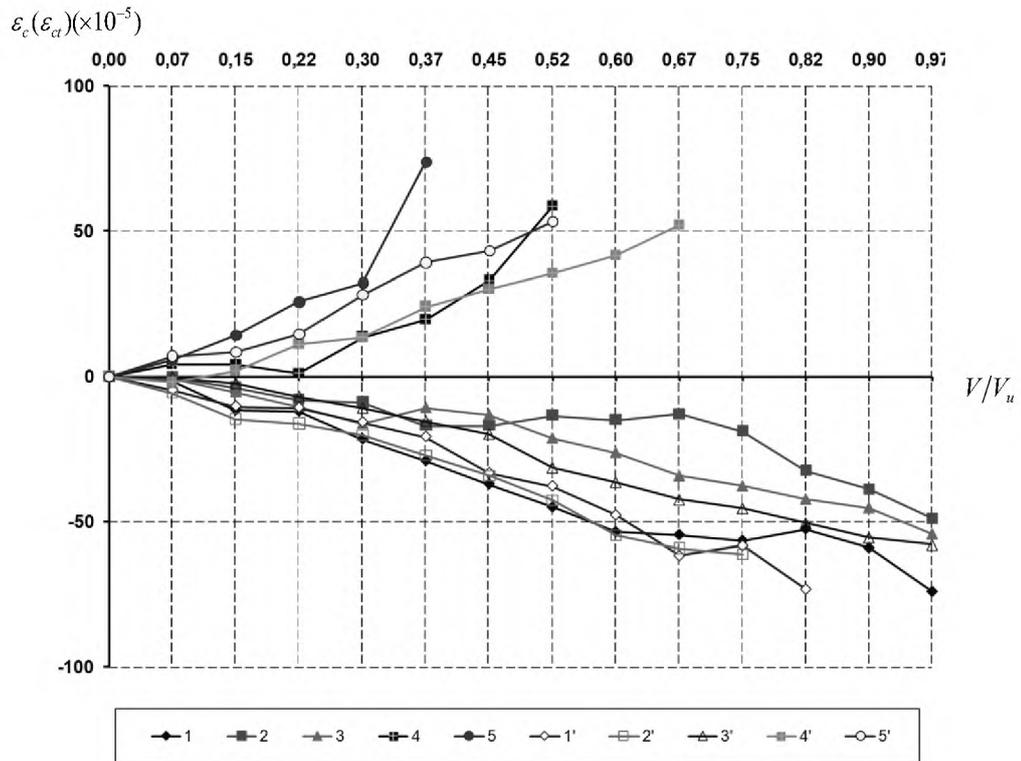


Рисунок 3.13 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки
ШО – 1,0 – П – В – 0,29 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,29$)

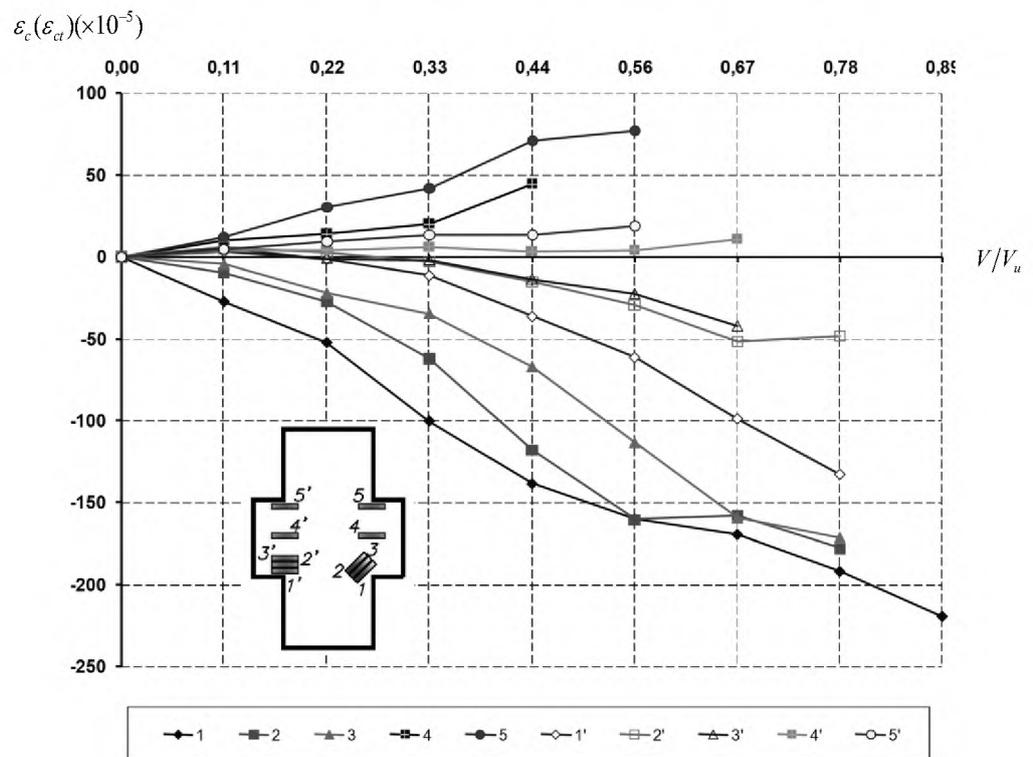


Рисунок 3.14 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки
ШО – 1,0 – П – В – 0,30 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,3$)

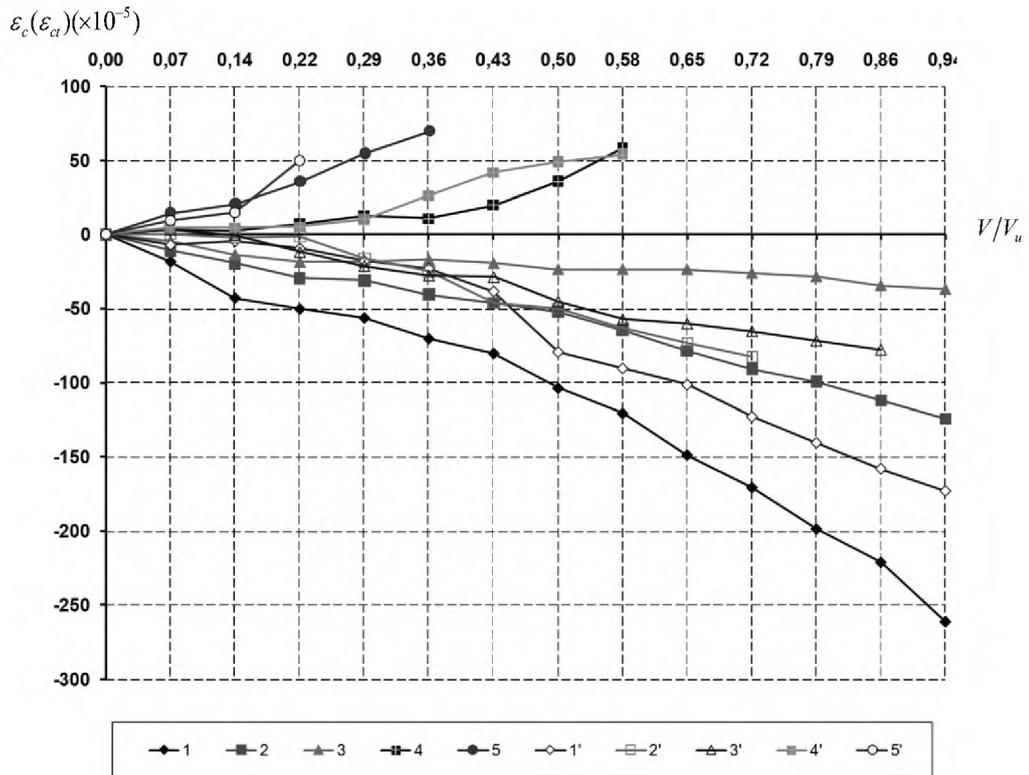


Рисунок 3.15 – Залежність „ $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ ” для зразка-шпонки
ШО – 1,0 – П – В – 0,35 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,35$)

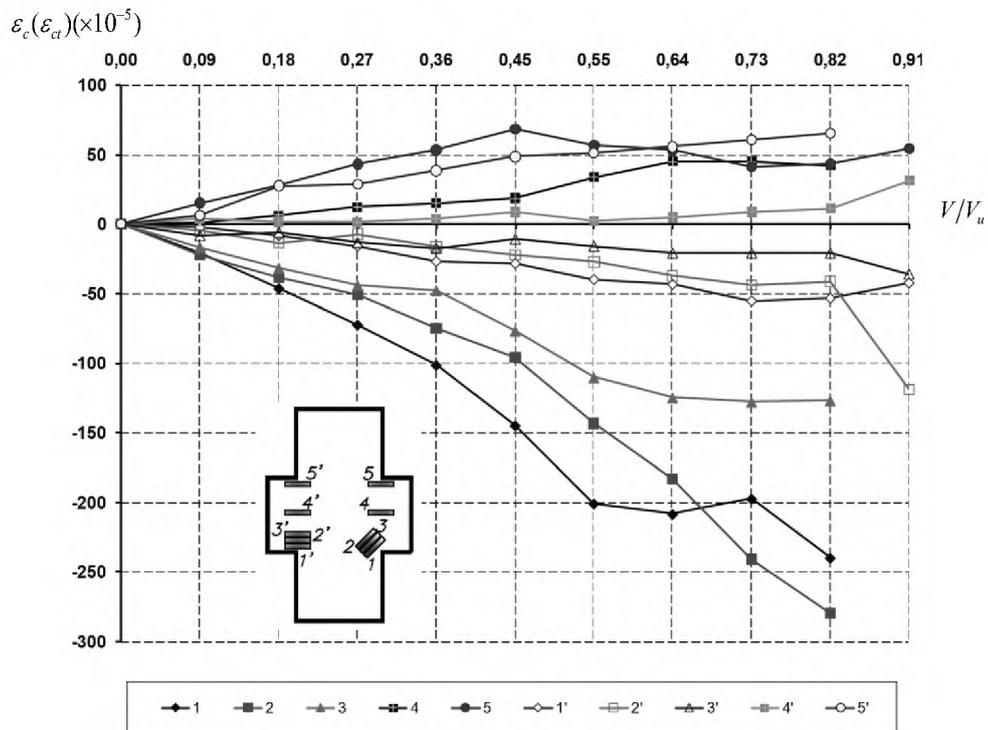


Рисунок 3.16 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки
ШО – 1,0 – П – В – 0,41 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,41$)

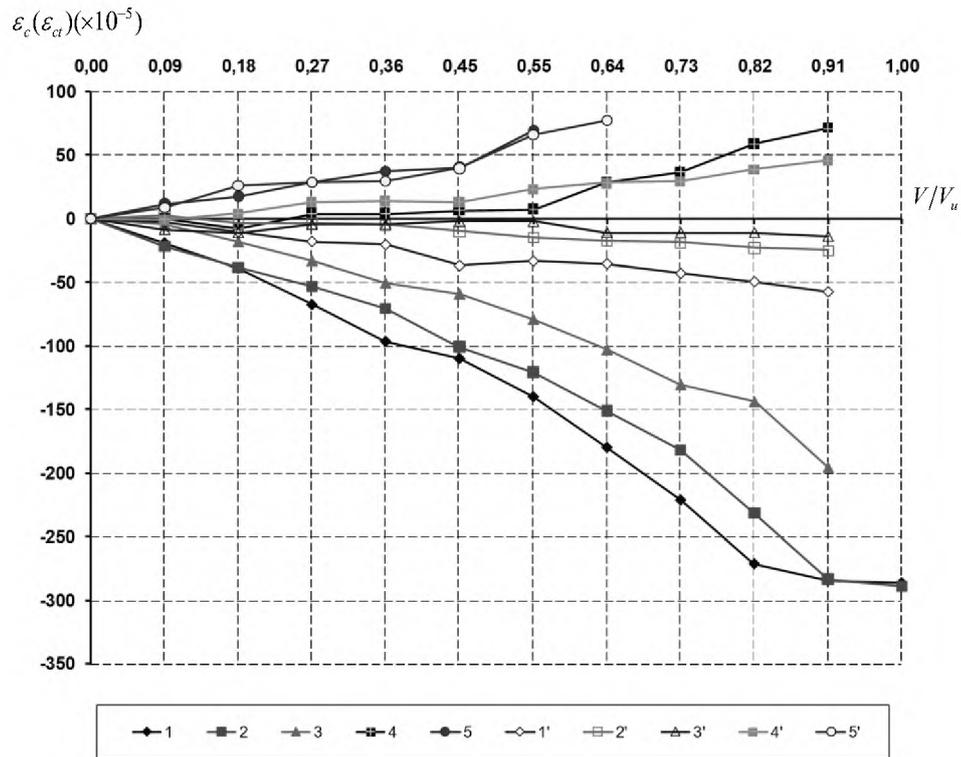


Рисунок 3.17 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО – 1,0 – П – В – 0,47 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,47$)

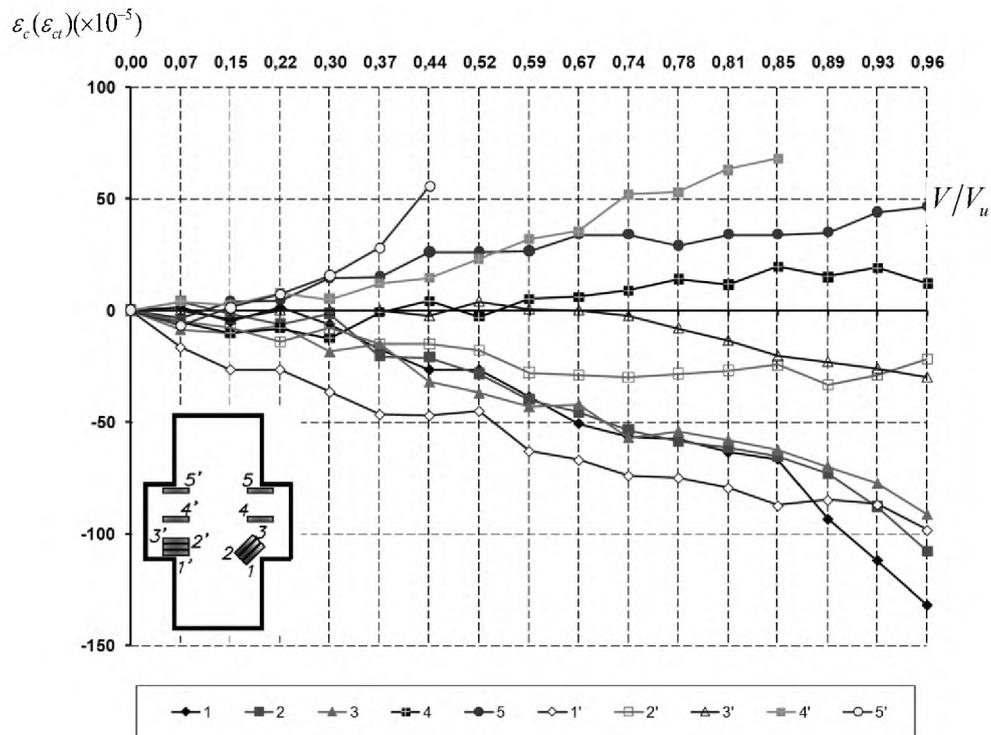


Рисунок 3.18 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО – 0,5 – П – Л – 0,23 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,23$)

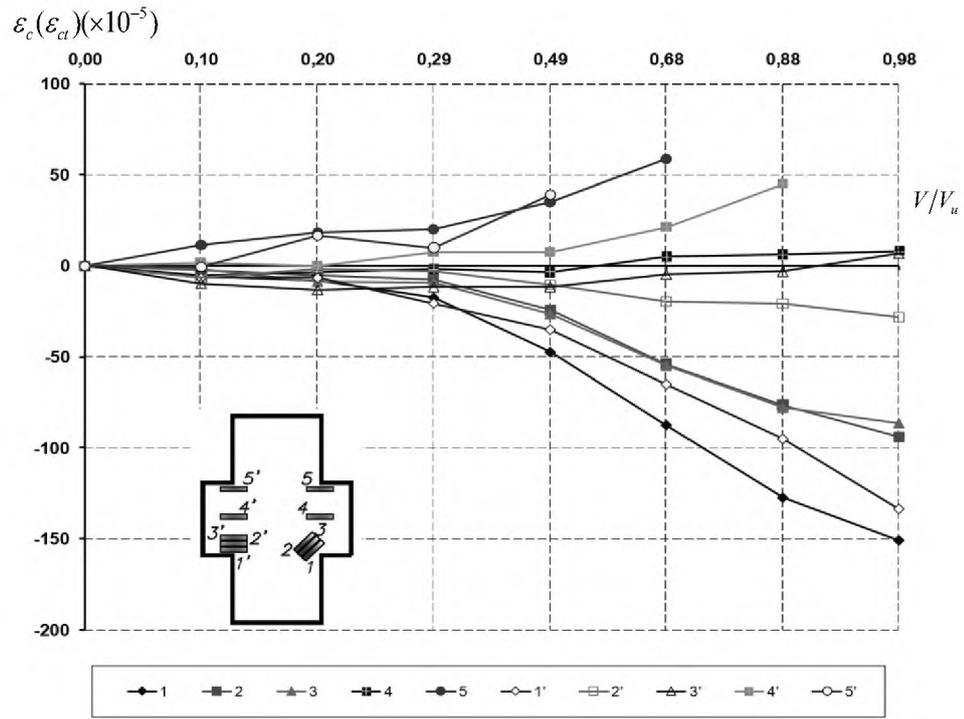


Рисунок 3.19 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО – 0,5 – П – Л – 0,28 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,28$)

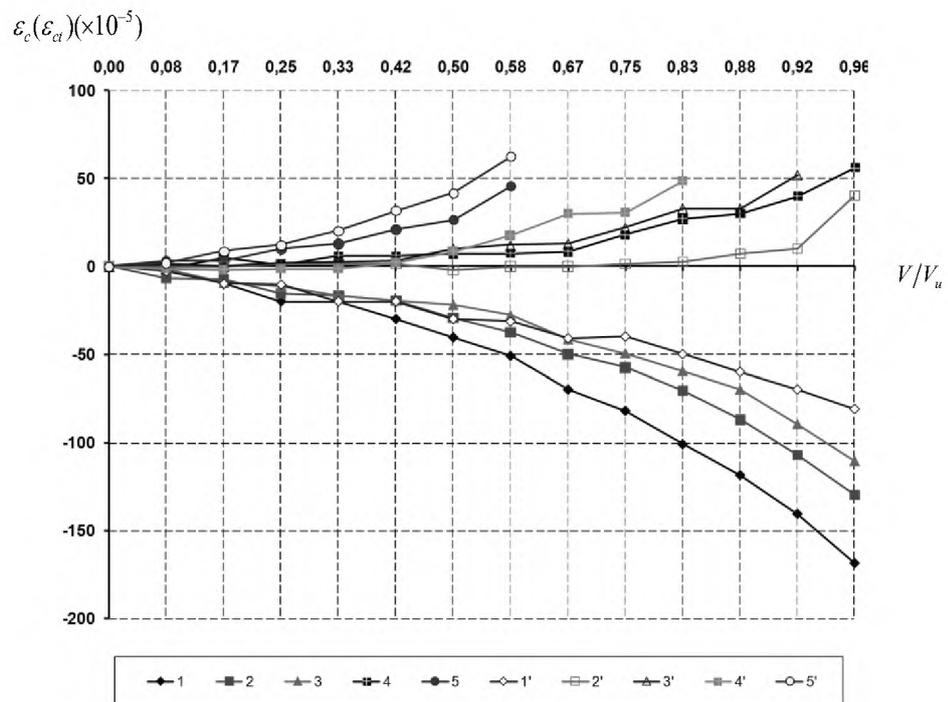


Рисунок 3.20 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО – 0,5 – П – Л – 0,32 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,32$)

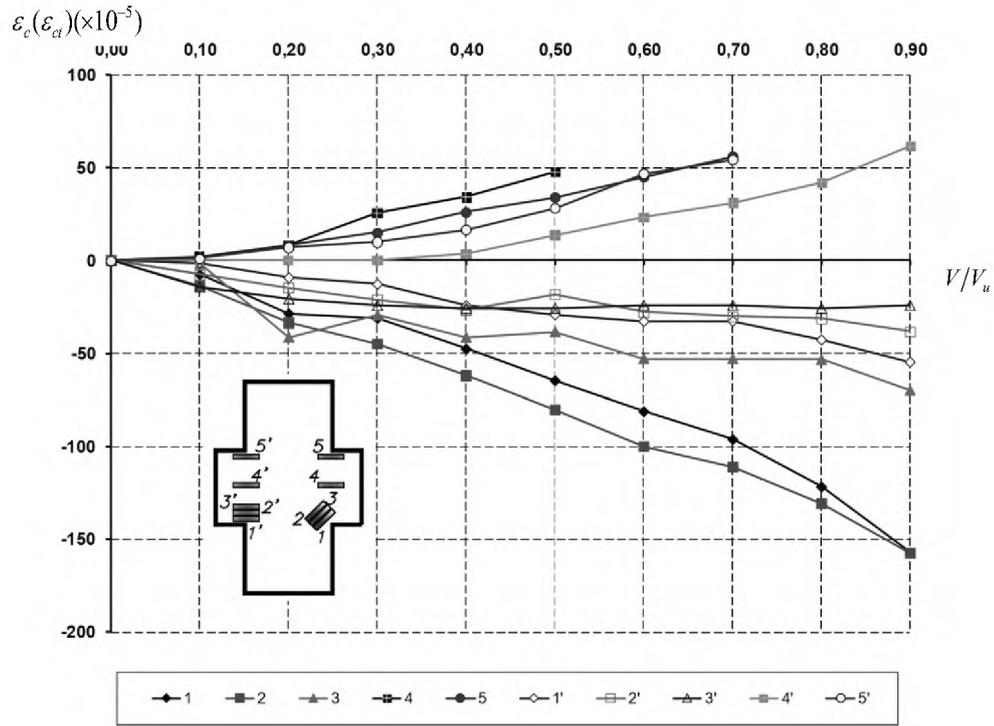


Рисунок 3.21 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{cl}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,8-П-Л-0,23 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,23$)

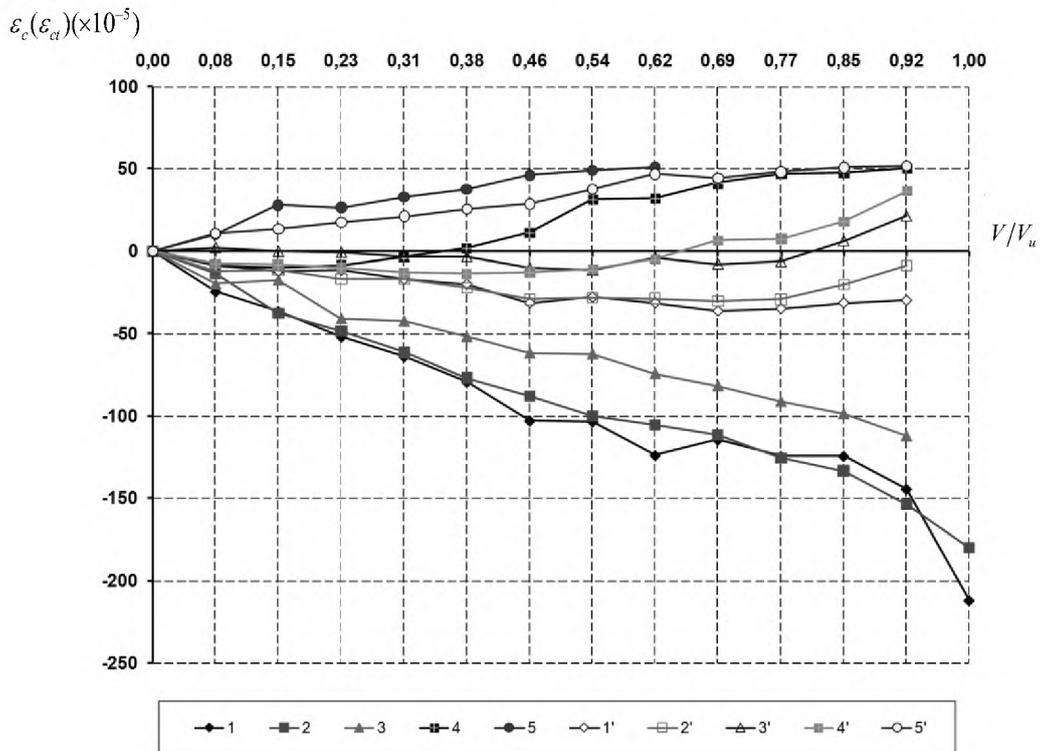


Рисунок 3.22 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{cl}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,8-П-Л-0,34 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,34$)

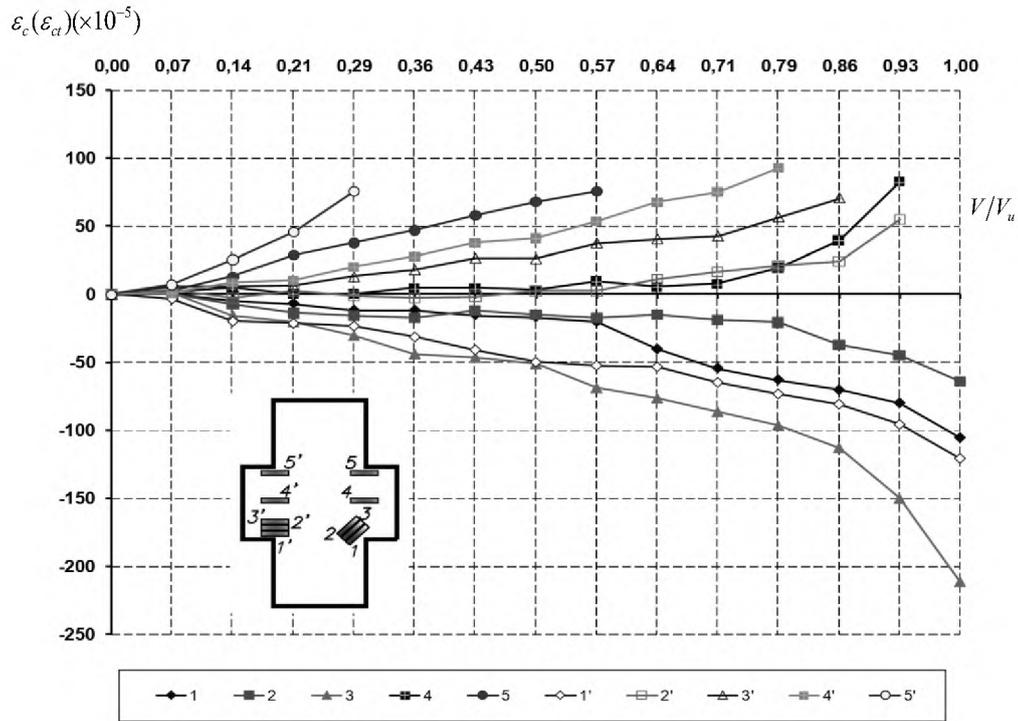


Рисунок 3.23 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки
ШО – 0,8 – П – Л – 0,35 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,35$)

3.3 Міцність та деформований стан прямокутних залізобетонних шпонок

3.3.1 Характер руйнування та граничне навантаження залізобетонних зразків

Всі дослідні зразки [3, 9, 11, 12] зруйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 3.24 і 3.25), та мали схожий характер тріщиноутворення. Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин зразків відносно центральної при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості. При рівні навантаження $(0,5-0,6)V_u$ утворювалися початкові, ледь помітні тріщини в розтягнутій зоні під кутом $10-20^\circ$ до вертикалі. Поверхня руйнування визначалася при рівні $(0,8-0,9)V_u$, вона окреслювалася за кривою, близькою до вертикалі. Подальше збільшення навантаження призводило до різкого прискорення взаємного зміщення частин зразка та до інтенсивного зростання деформацій арматурних в'язей.

Дані про граничне навантаження дослідних зразків наведені в табл. 3.3.

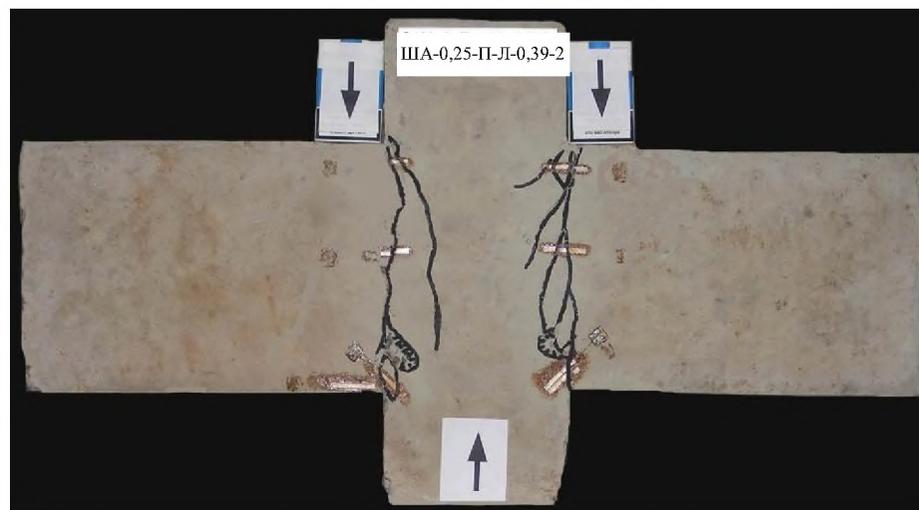
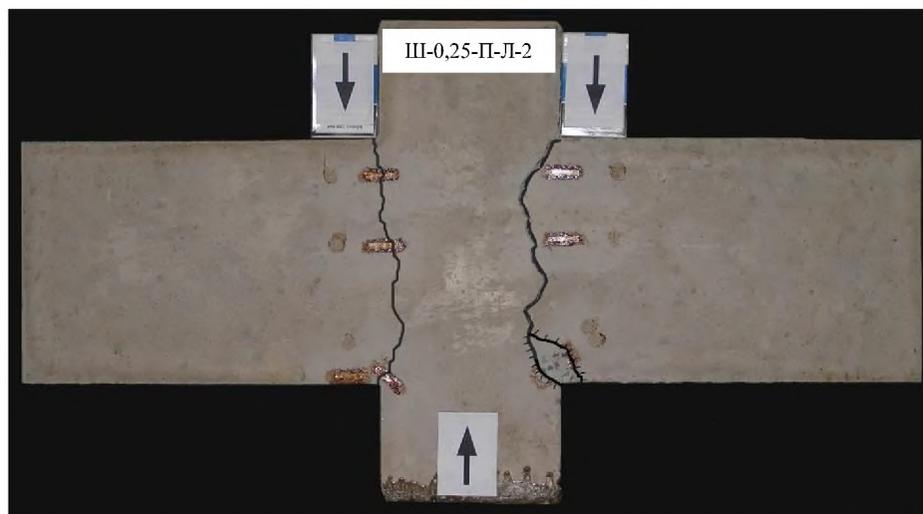
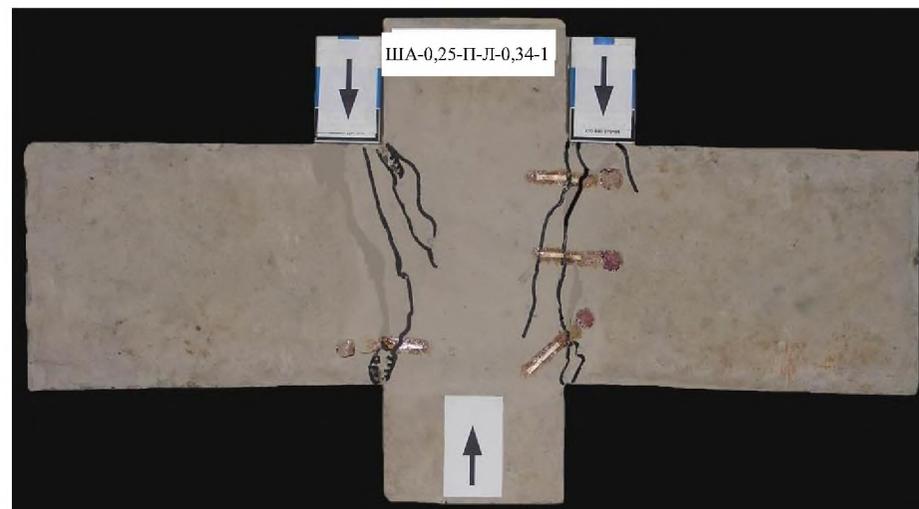
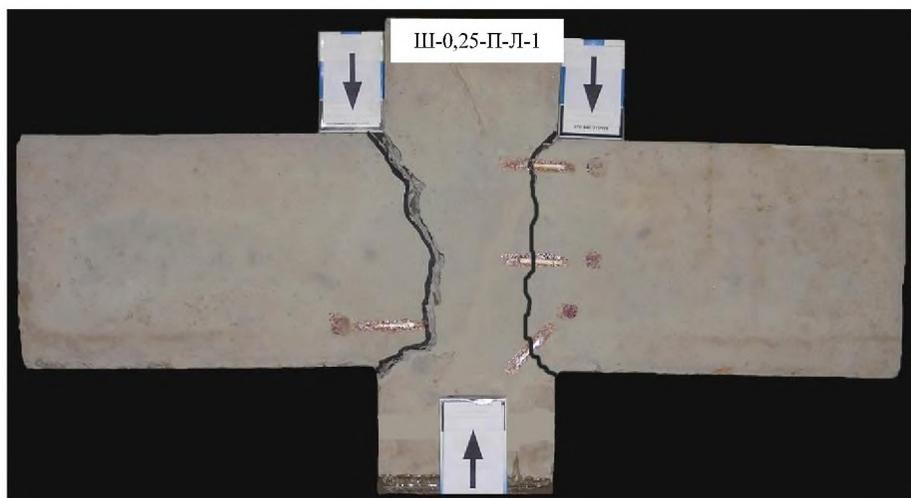


Рисунок 3.24 – Характер руйнування зразків третьої серії: Ш-0,25-П-Л-1; Ш-0,5-П-Л-2; ША-0,25-П-Л-0,34-1 та ША-0,25-П-Л-0,39-2

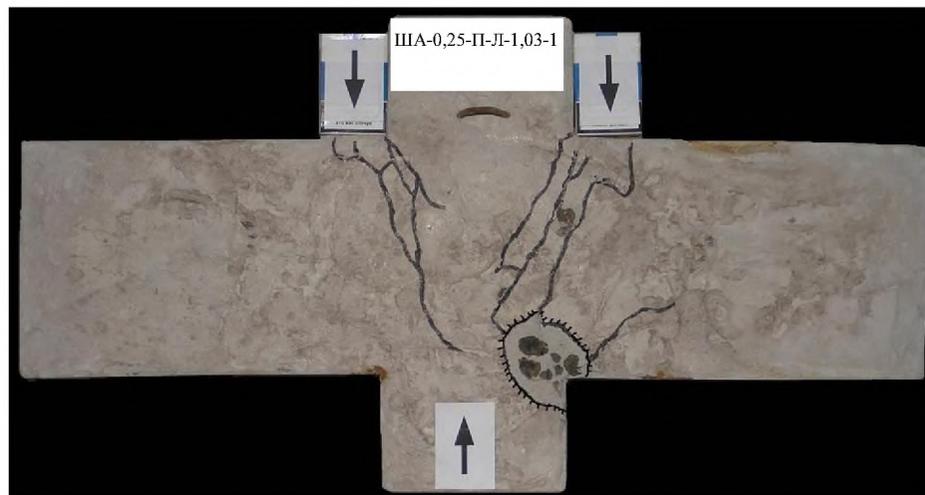
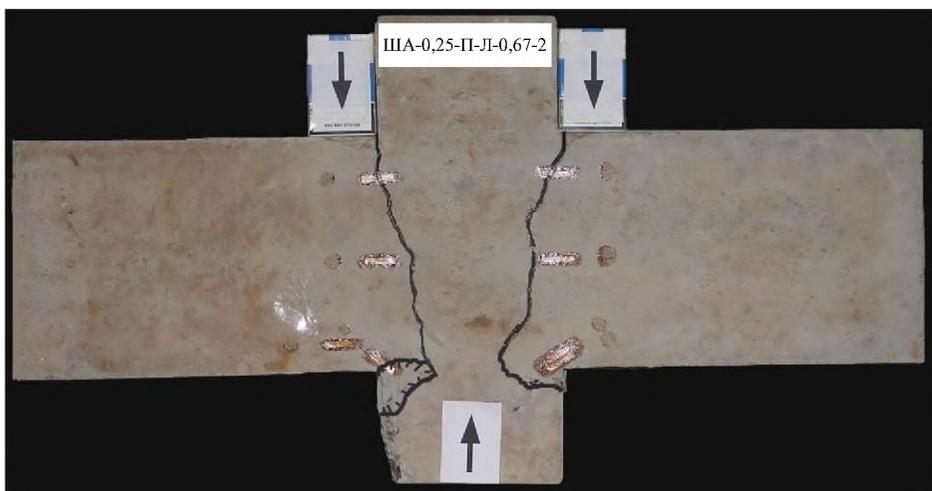
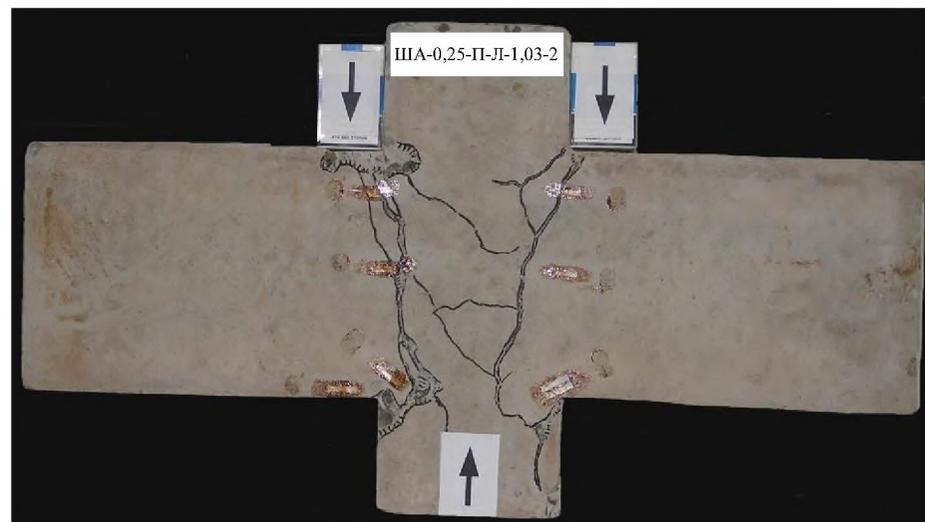
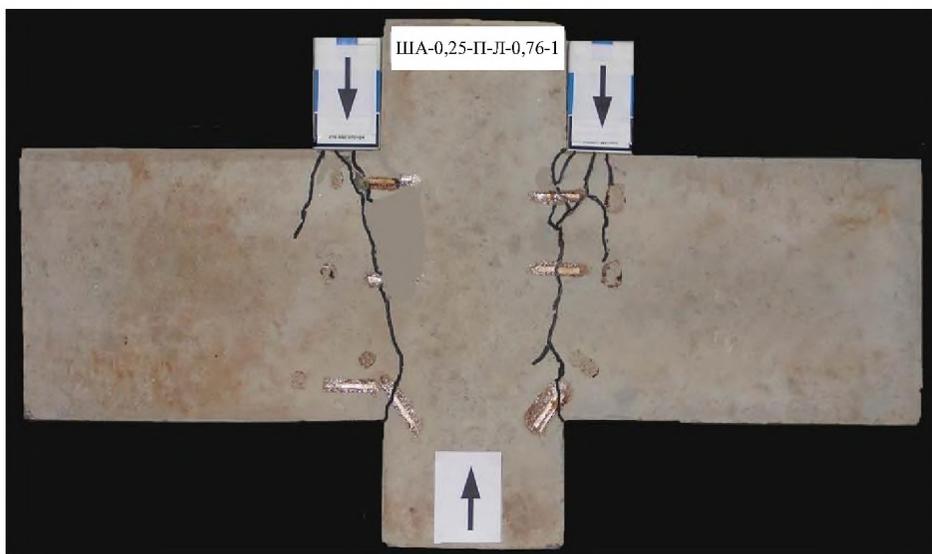


Рисунок 3.25 – Характер руйнування зразків третьої серії: ША–0,25–П–Л–0,76–1; ША–0,25–П–Л–0,67–2;
ША–0,25–П–Л–1,03–1 та ША–0,25–П–Л–1,03–2

Таблиця 3.3 – Результати експериментальних досліджень армованих

ШПОНОК

№ з/п	Шифр зразків	$\frac{l_k}{h_k}$	Характеристики міцності бетону		ρ_{sw} , %	Межа текучості арматури f_{yw} , МПа	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh,s}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
			f_c , МПа	f_{ct} , МПа					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Ш-0,25-П-Л-1	0,25	10	1,19	–	–	157	2,65	0,26
2	Ш-0,25-П-Л-2	0,25			–	–	151	2,51	0,25
3	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,25			0,34	260	158	2,63	0,26
4	ША-0,25-П-Л-0,39-2	0,25			0,39	280	220	3,56	0,36
5	ША-0,25-П-Л-0,76-1	0,25			0,76	250	258	4,16	0,42
6	ША-0,25-П-Л-0,67-2	0,25			0,67	260	262	4,34	0,43
7	ША-0,25-П-Л-1,03-1	0,25			1,03	240	310	5,08	0,51
8	ША-0,25-П-Л-1,03-2	0,25			1,03	255	320	5,31	0,53
9	ША-0,25-П-Л-1	0,25	23,54	1,51	–	–	252	4,11	0,17
10	ША-0,25-П-Л-2	0,25			–	–	245	3,92	0,17
11	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,25			0,34	260	260	4,09	0,17
12	ША-0,25-П-Л-0,39-2	0,25			0,39	280	320	5,30	0,23
13	ША-0,25-П-Л-0,76-1	0,25			0,76	250	400	6,56	0,28
14	ША-0,25-П-Л-0,67-2	0,25			0,67	260	431	6,75	0,29
15	ША-0,25-П-Л-1,03-1	0,25			1,03	240	429	6,66	0,28
16	ША-0,25-П-Л-1,03-2	0,25			1,03	255	470	7,37	0,31
17	ША-0,25-П-ВП-1	0,25	56,9	2,65	–	–	493	7,70	0,14
18	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	0,25			0,34	260	480	8,49	0,15
19	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	0,25			0,39	260	550	9,40	0,17
20	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	0,25			0,34	280	600	10,0	0,17
21	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	0,25			0,39	280	590	9,83	0,18

Із збільшенням відсотка армування в межах від 0,34 до 1,03 міцність зразків зростає приблизно вдвічі (порівняно із бетонними шпонками при $l_k/h_k = 0,5$ V_u для залізобетонної шпонки за $\rho_{sw} = 1,03\%$ збільшується в 3 рази, див. табл. 3.3 і рис. 3.26).

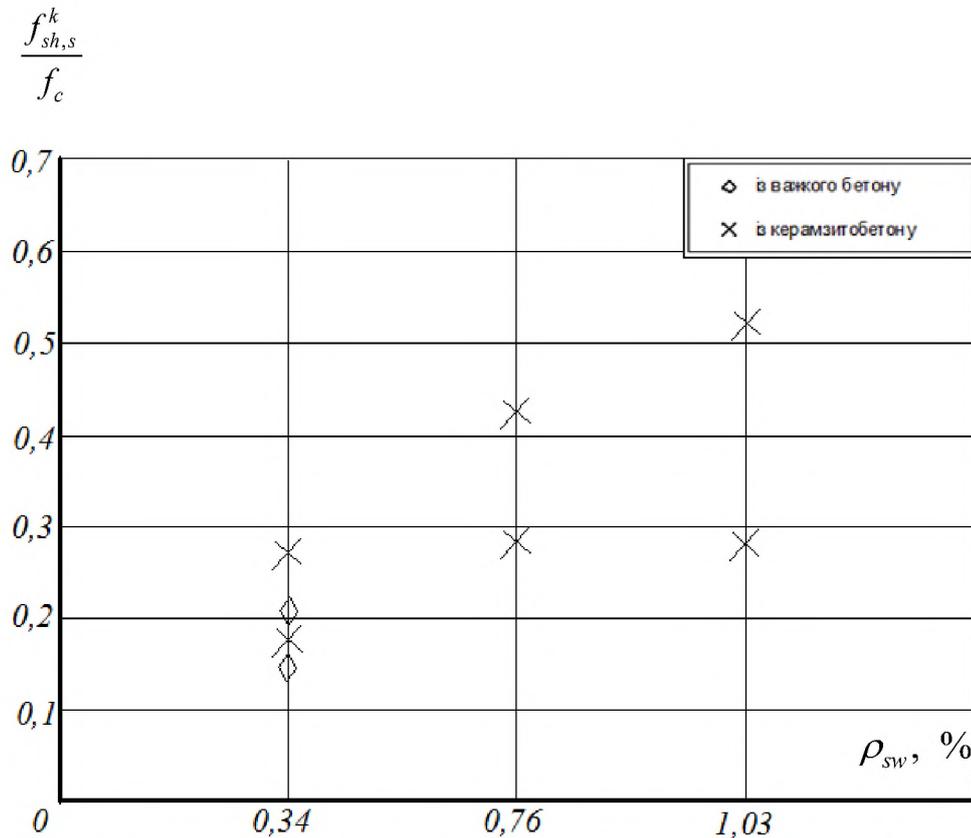


Рисунок 3.26 – Залежність міцності армованих шпонок із розміщенням арматури в один рівень від коефіцієнту армування

Граничне навантаження зразків із розташуванням арматури у два яруси за висотою перерізу шпонки виявилось більшим приблизно на 10%, порівняно із шпонками, в яких арматура розміщувалася посередині площини зрізу, однак характер руйнування всіх зразків принципово не відрізнявся.

3.3.2. Деформації бетону дослідних зразків

Характер розташування зон стиску та розтягу для залізобетонних шпонок аналогічний обтиснутим, на стадіях близьких до руйнування, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають значень $(100 - 300) \times 10^{-5}$ (як і для обтиснутих шпонок), причому більші значення деформацій, як правило, спостерігаються у зразках з 4-ма стержнями робочої арматури в площині зрізу (див. табл. 3.4). Отже рознесення арматури за висотою елемента призводить до збільшення пластичних деформацій бетону до 50% (рис. 3.27 – 3.34). Із зростанням коефіцієнта армування вони також зростають.

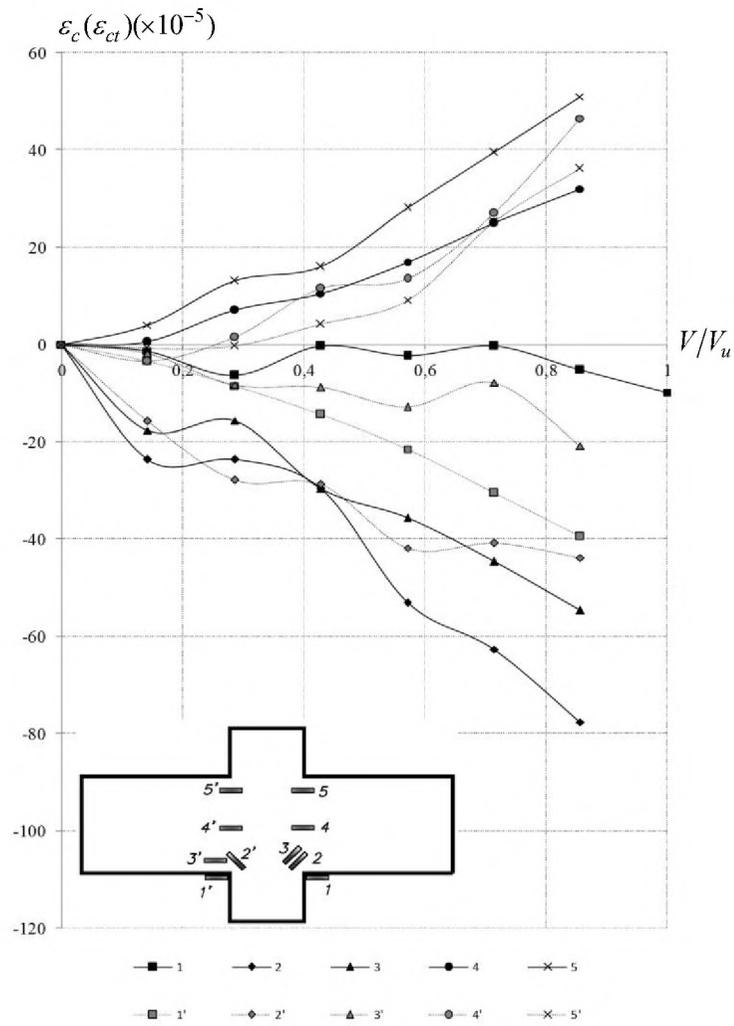


Рисунок 3.27 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ »
для зразка-шпонки Ш – 0,25 – П – Л – 1

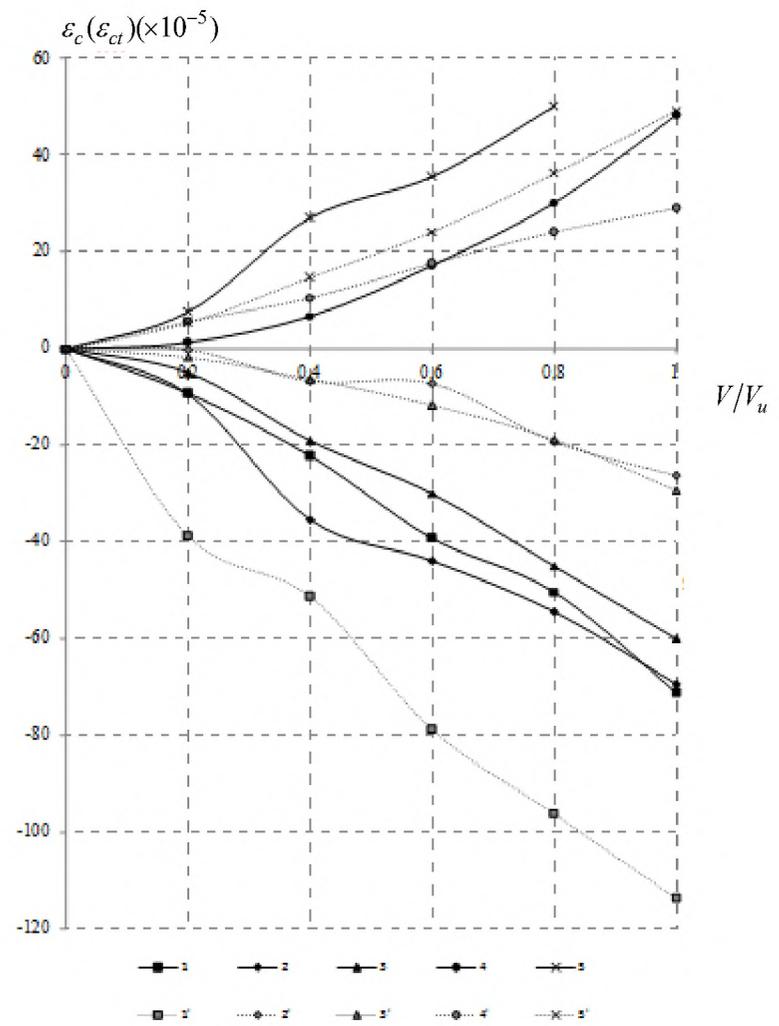


Рисунок 3.28 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ »
для зразка-шпонки Ш – 0,25 – П – ВП – 1

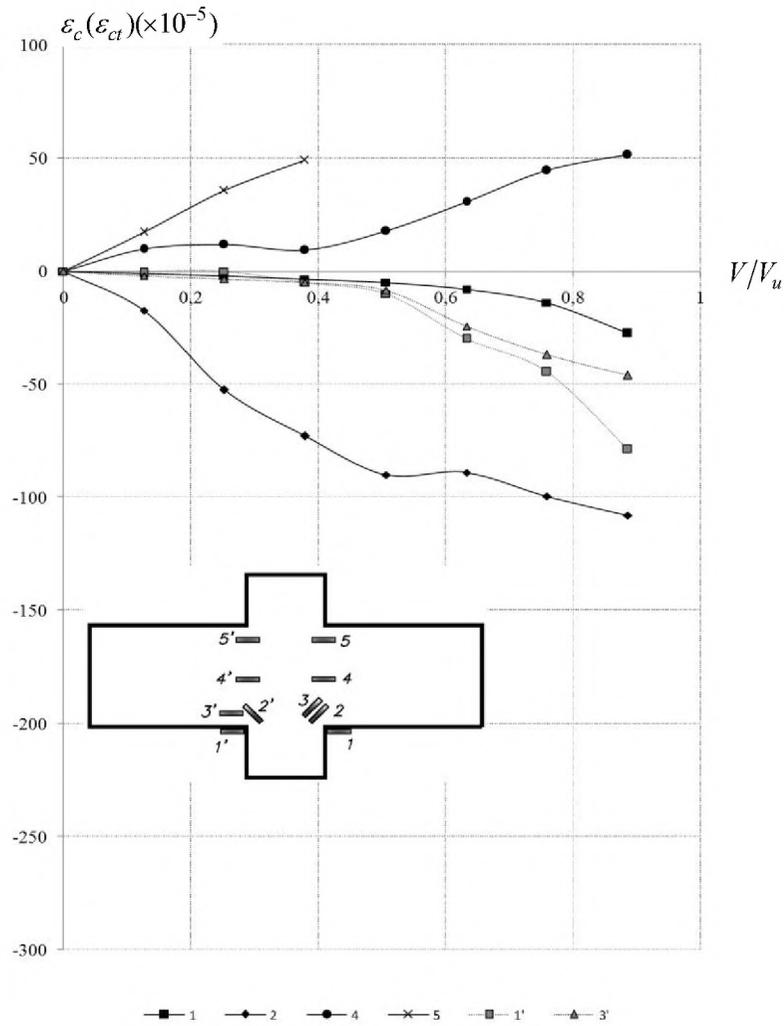


Рисунок 3.29 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 0,34 – 1 (2 \varnothing 8)

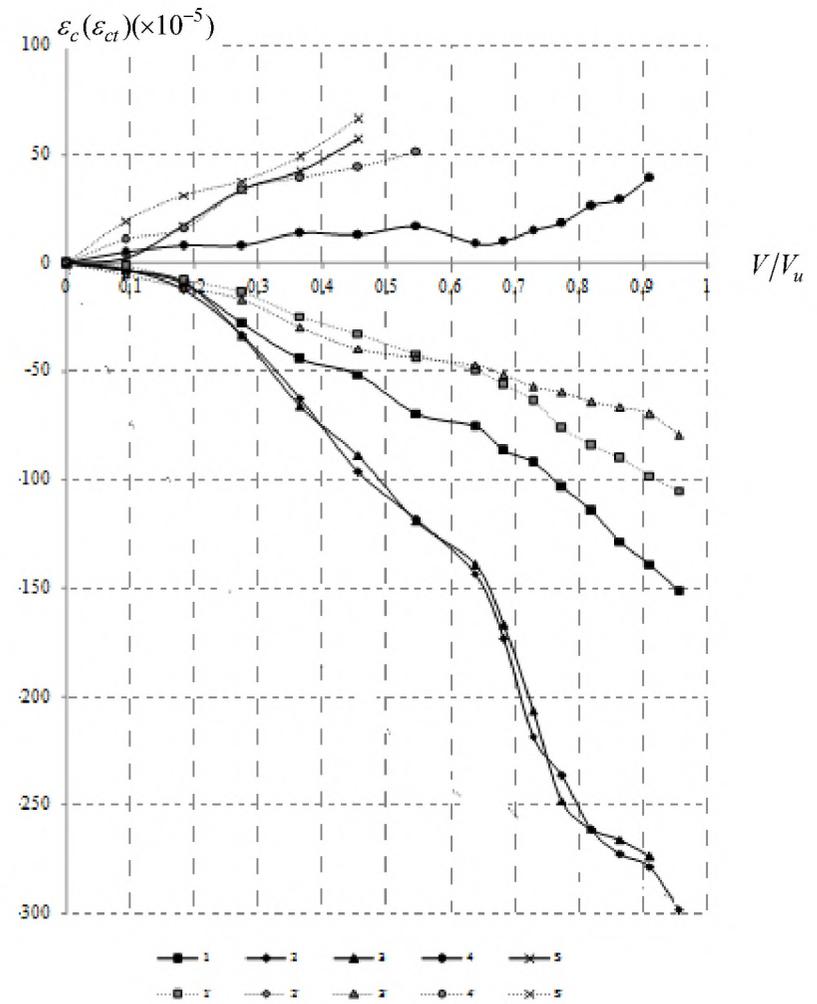


Рисунок 3.30 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 0,39 – 2 (4 \varnothing 6)

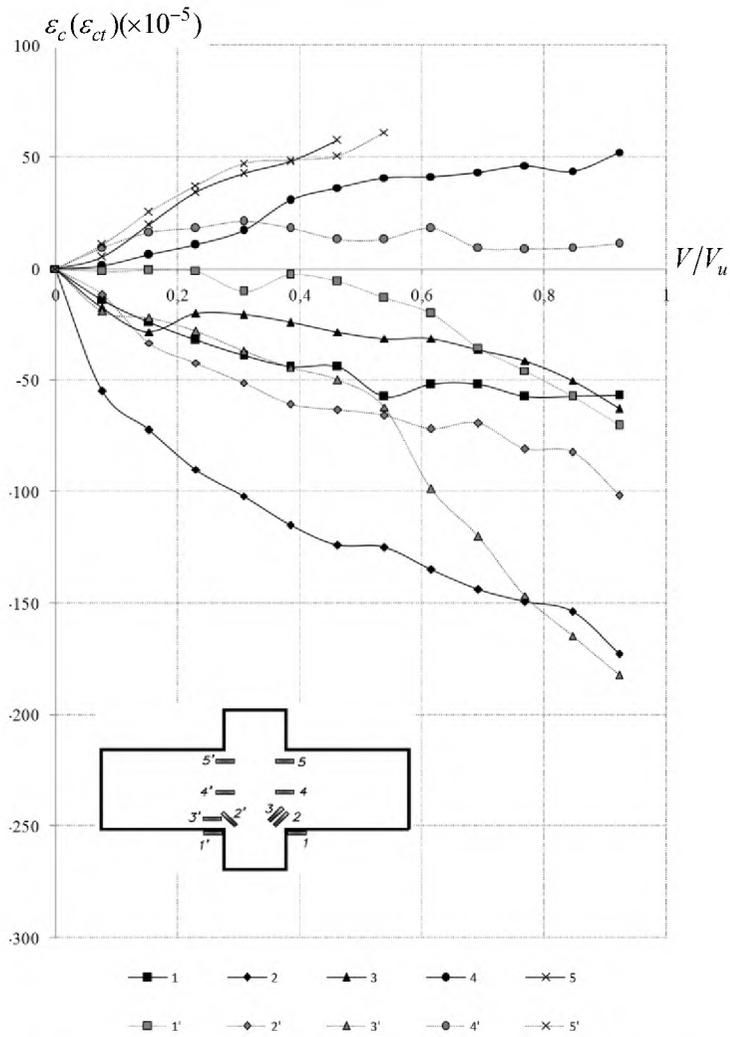


Рисунок 3.31 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША-0,25-П-Л-0,76-1 (2 Ø 12)

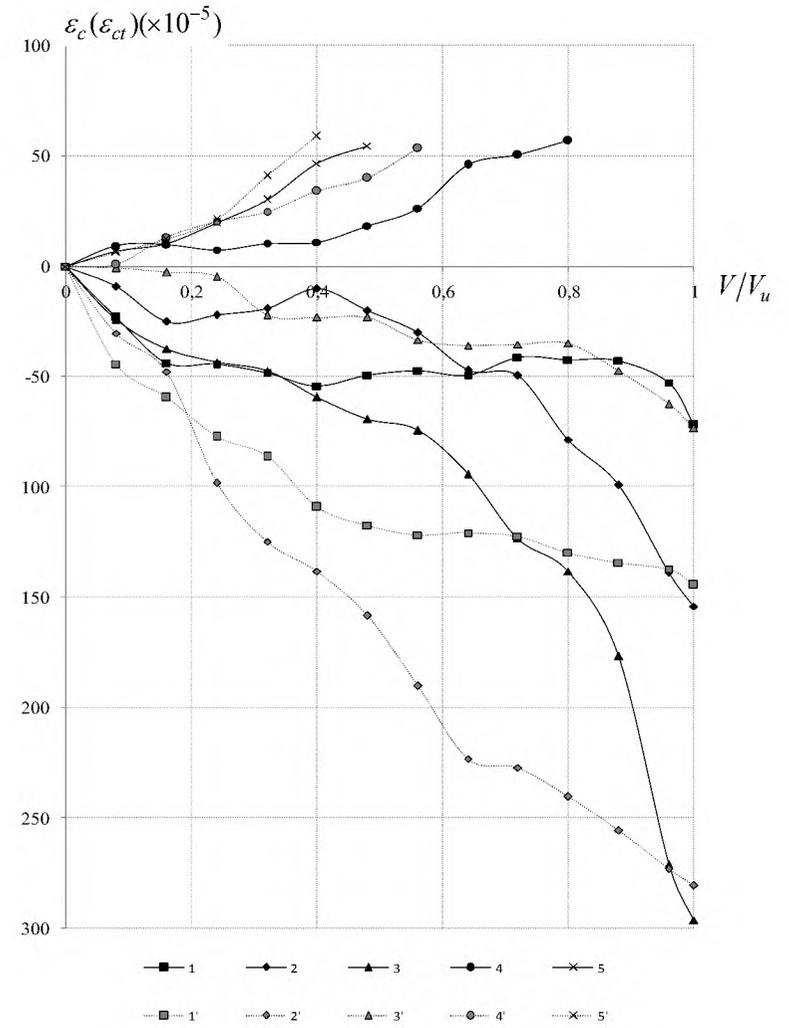


Рисунок 3.32 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША-0,25-П-Л-0,67-2 (4 Ø 8)

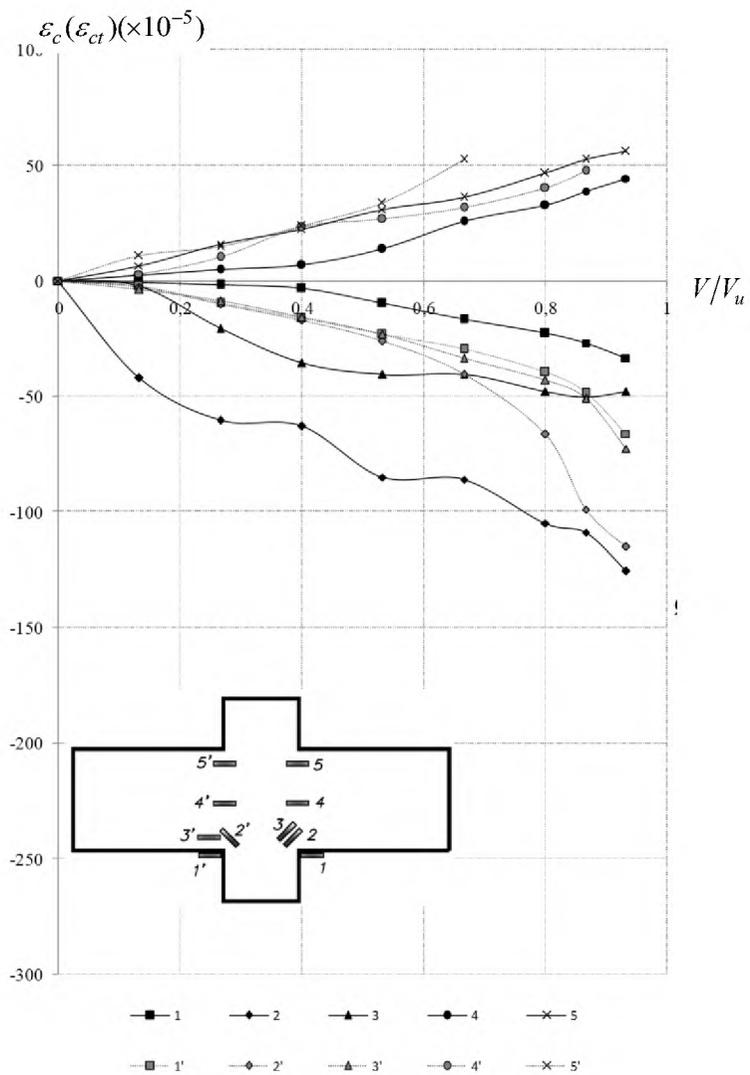


Рисунок 3.33 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 1,03 – 1 (2 \varnothing 14)

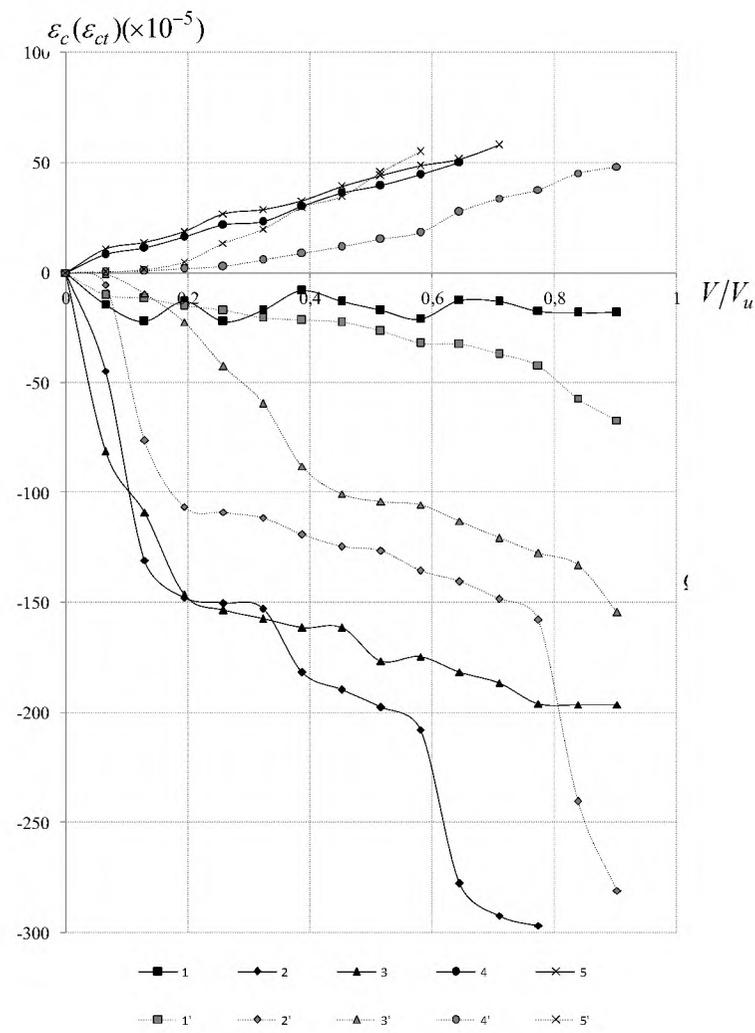


Рисунок 3.34 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 1,03 – 2 (4 \varnothing 10)

Таблиця 3.4 – Граничні деформації бетону стиснутої зони $\varepsilon_{cu} \times 10^5$

Шифр зразків	Номер тензодатчика, що розміщений в стиснутій зоні бетону					
	1	2	3	1'	2'	3'
1	2	3	4	5	6	7
ША-0,25-П-Л-0,34-1	27,5	108,0	-	79,0	-	46,0
ША-0,25-П-Л-0,39-2	151,3	298,3	273,5	105,0	293,8	79,5
ША-0,25-П-Л-0,76-1	57,0	173,0	62,8	70,3	101,8	182,2
ША-0,25-П-Л-0,67-2	71,8	154,2	296,3	144,3	280,8	73,3
ША-0,25-П-Л-1,03-1	33,3	125,5	48,2	66,2	115,0	72,7
ША-0,25-П-Л-1,03-2	18,3	296,8	196,5	67,2	281,0	154,5

3.3.3 Деформації арматури дослідних зразків

Напруження в арматурі, що перетинає площину зсуву, в стадії руйнування досягали межі текучості, отже армування до 1% можна вважати ефективним. Включення арматурних стержнів у роботу проходило при рівнях навантаження $(0,2-0,3)V_u$, тобто іще до появи перших тріщин, інтенсивне зростання деформацій спостерігалось після їх утворення. У зразках з чотирма стержнями, в арматурі, розміщеній у верхній (розтягнутій) частині шпонки, спостерігалися деформації більші ніж у стержнів, які знаходилися посередині або в нижній (стиснутій) частині дослідного зразка. У зразках, армованих двома стержнями поперечної арматури, значення відносних деформацій при руйнуванні були на 20 – 40 % меншими ніж у аналогічних зразків, армованих чотирма стержнями (рис. 3.35 – 3.43). Аналіз графіків (різниця деформацій за тензодатчиками, котрі розташовані з двох діаметрально протилежних за висотою сторін одного стержня) дозволяє зробити висновок про наявність нагельного ефекту в арматурі.

У зразках, з двохярусним розташуванням арматури, стержні верхнього ярусу включається в роботу на більш ранніх стадіях навантаження, ніж у аналогічних зразках армованих по середині перерізу.

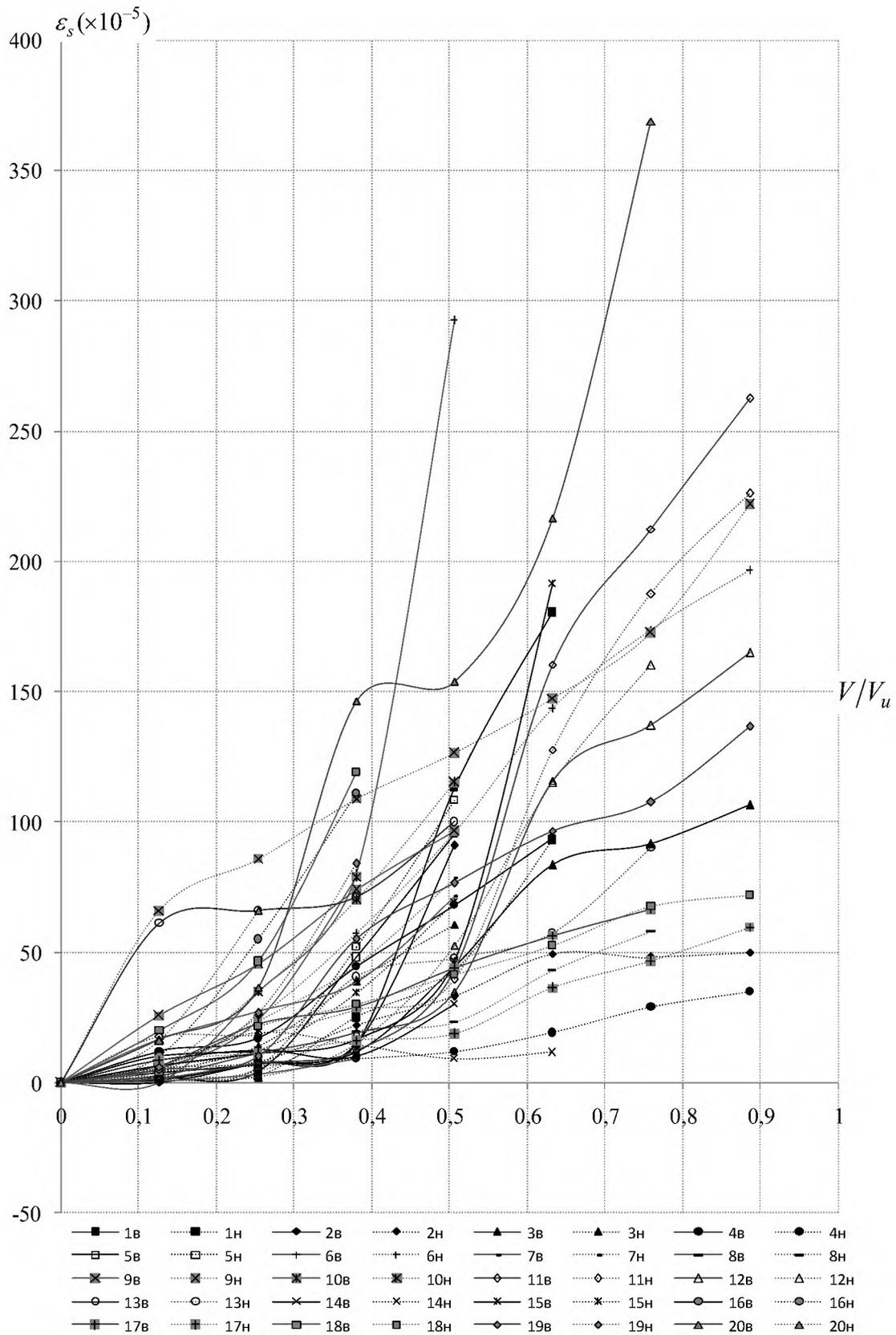


Рисунок 3.35 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 0,34 – 1 (2 \varnothing 8), що розташована посередині висоти (схеми розташування тензорезисторів див. рис. 2.17 і 2.18)

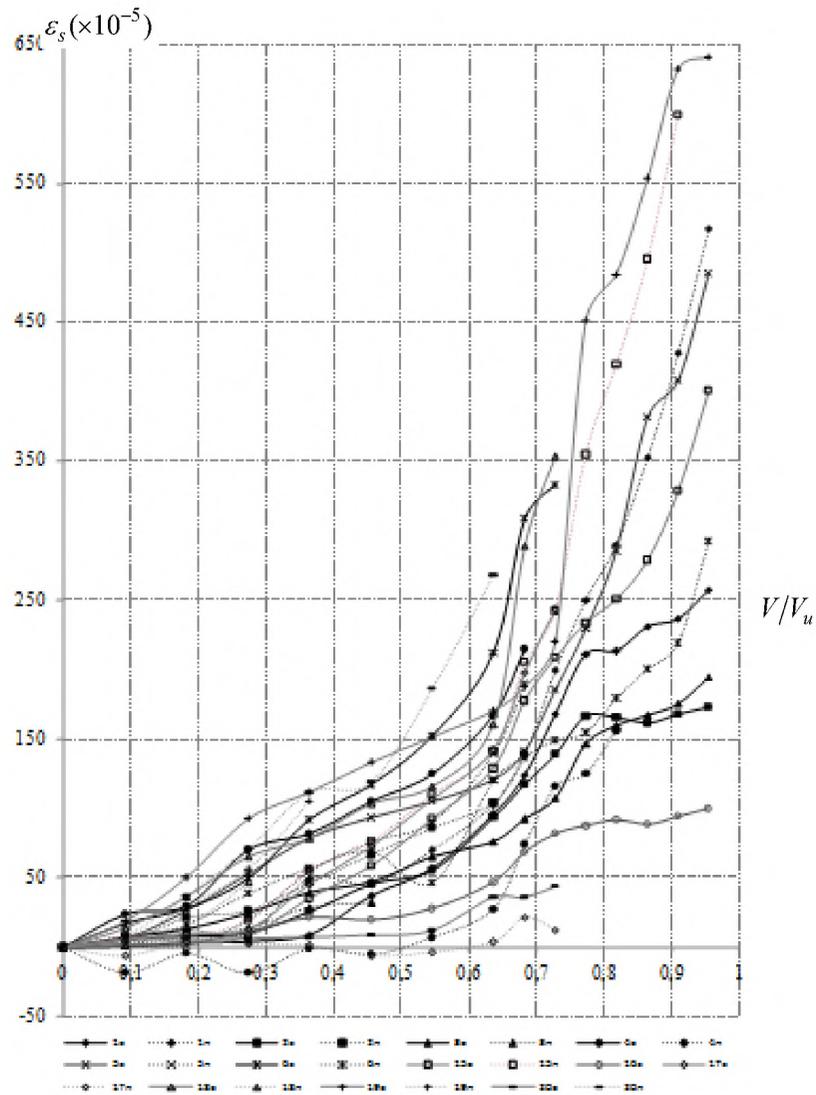


Рисунок 3.36 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
 для арматури верхнього ярусу зразка-шпонки
 ША – 0,25 – П – Л – 0,39 – 2 (4 \varnothing 6)

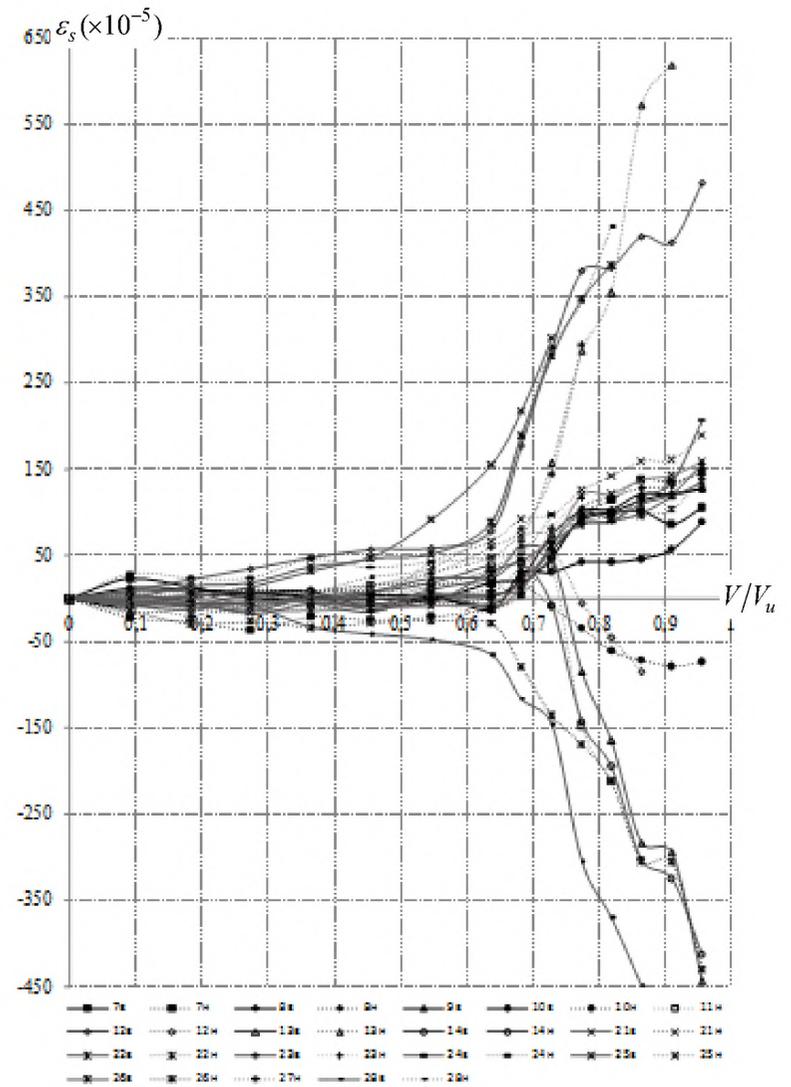


Рисунок 3.37 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
 для арматури нижнього ярусу зразка-шпонки
 ША – 0,25 – П – Л – 0,39 – 2 (4 \varnothing 6)

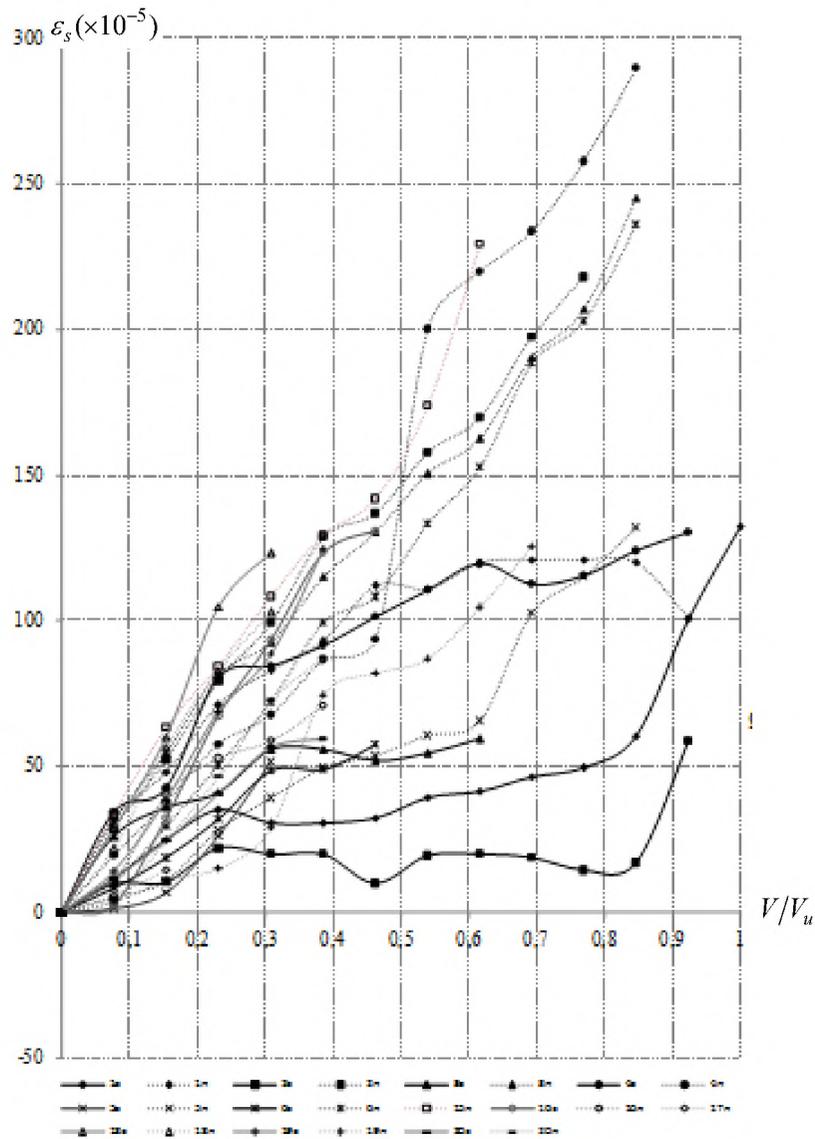


Рисунок 3.38 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
для арматури верхнього ярусу зразка-шпонки
ША – 0,25 – П – Л – 0,67 – 2 (4 Ø 8)

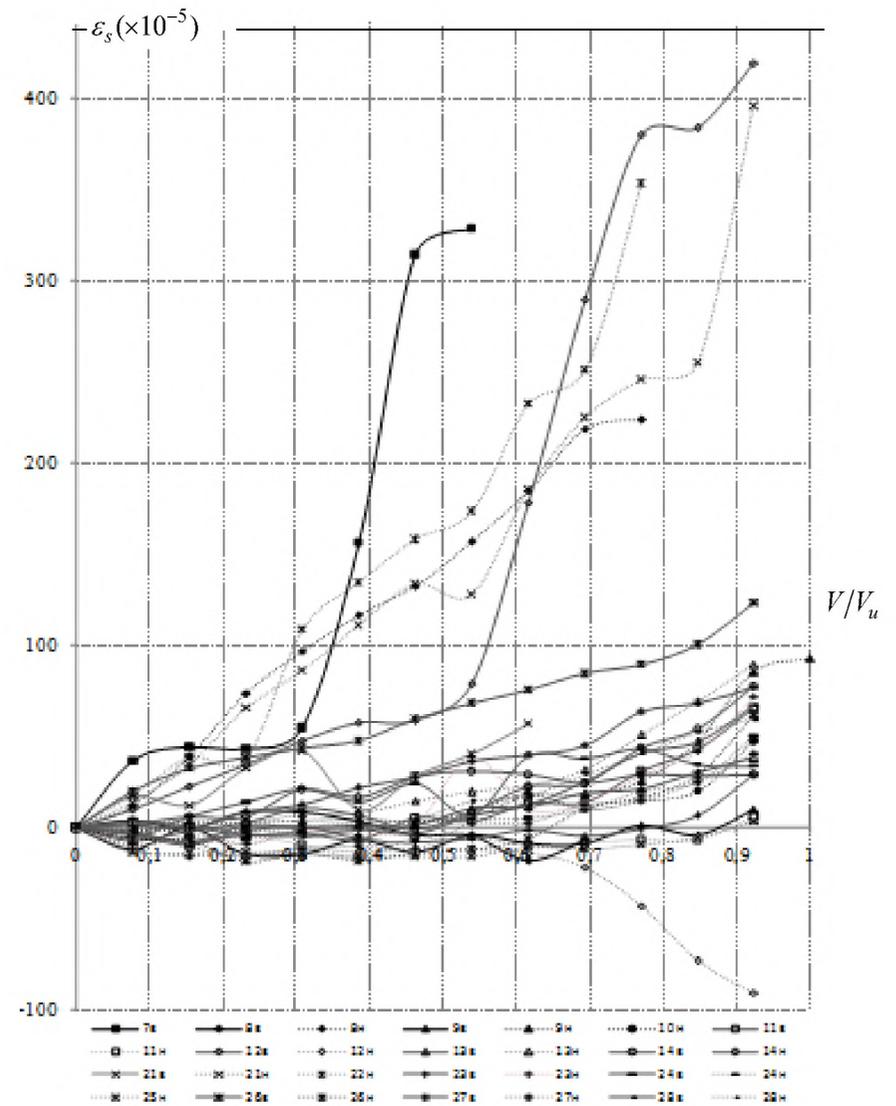


Рисунок 3.39 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
для арматури нижнього ярусу зразка-шпонки
ША – 0,25 – П – Л – 0,67 – 2 (4 Ø 8)

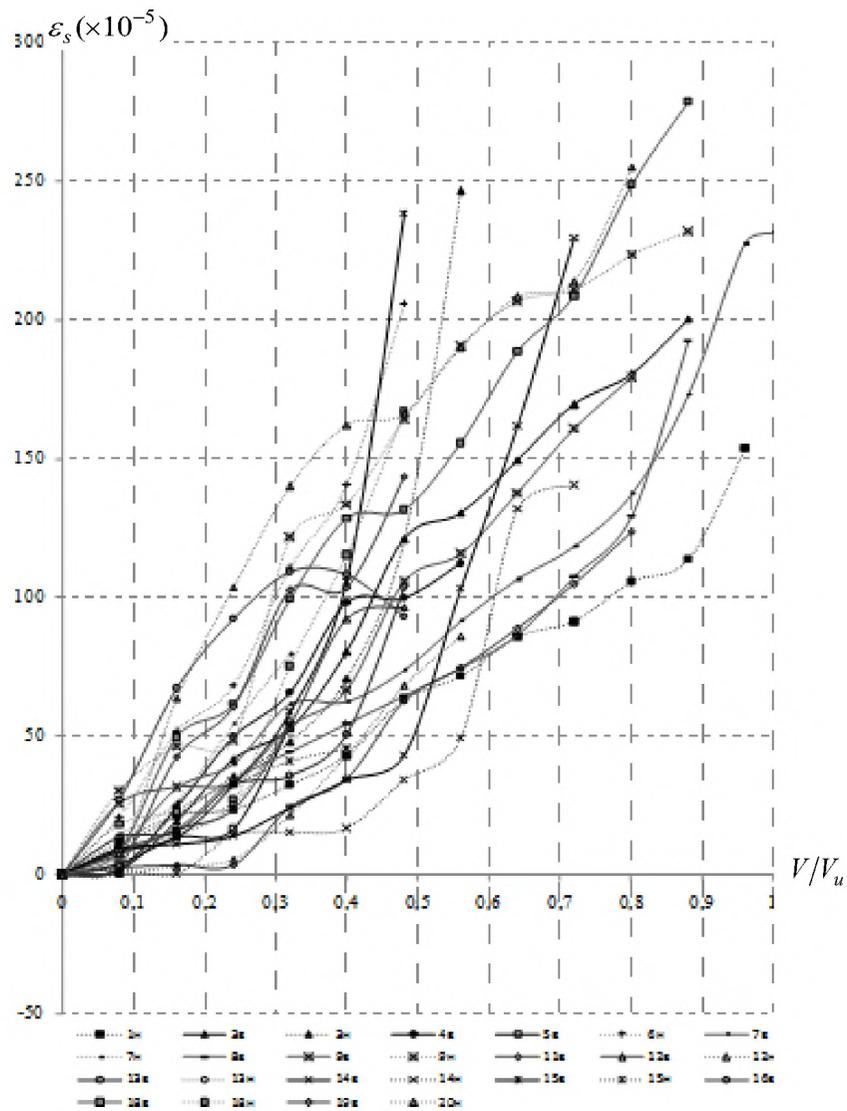


Рисунок 3.40 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
 для арматури, розташованої посередині висоти
 зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 0,76 – 1 (2 \varnothing 12)

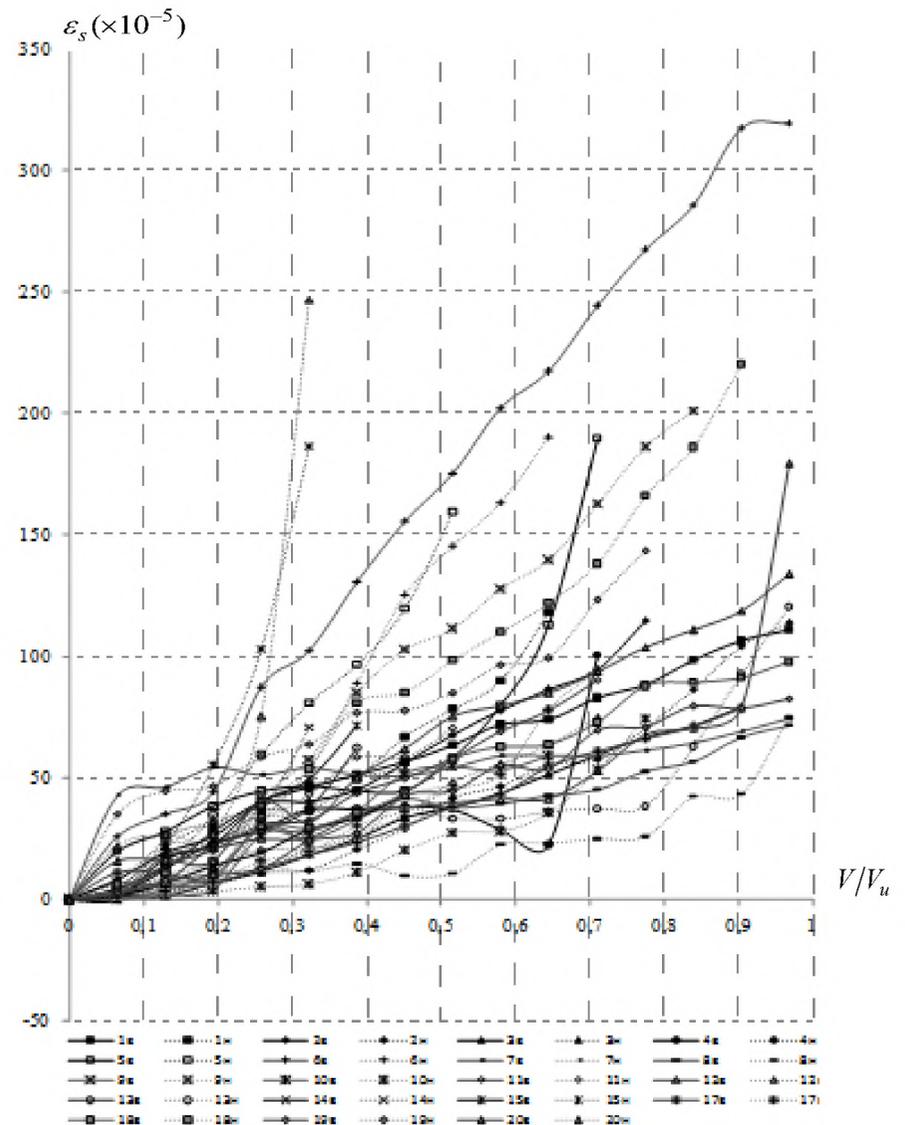


Рисунок 3.41 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
 для арматури, розташованої посередині висоти
 зразка-шпонки ША – 0,25 – П – Л – 1,03 – 1 (2 \varnothing 14)

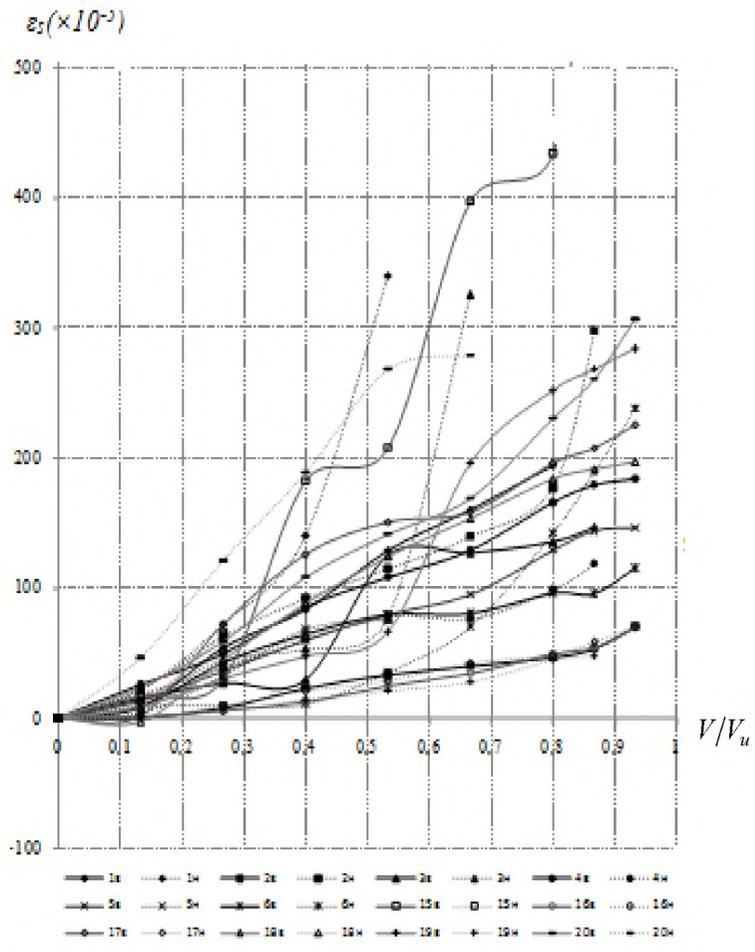


Рисунок 3.42 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
для арматури верхнього ярусу зразка-шпонки
ША – 0,25 – П – Л – 1,03 – 2 (4 \varnothing 10)

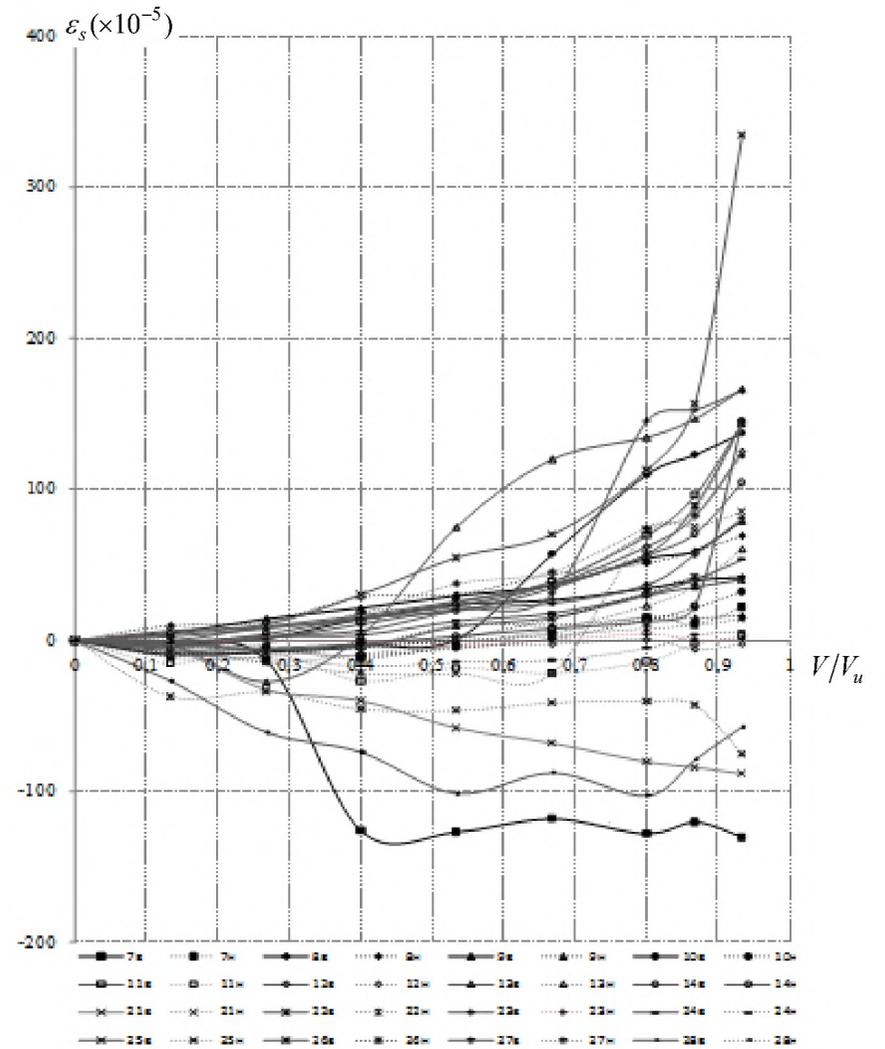


Рисунок 3.43 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ »
для арматури нижнього ярусу зразка-шпонки
ША – 0,25 – П – Л – 1,03 – 2 (4 \varnothing 10)

3.4 Міцність і деформований стан одношпонкових контактних стиків

3.4.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків

Всі дослідні зразки одношпонкових контактних швів із керамзитобетону [7, 8, 14] руйнувалися поблизу площини зрізу, що обумовлене прийнятим співвідношенням розмірів шпонки l_k / h_k (рис. 3.44). Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин зразків відносно центральної при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості (аналогічно окремим залізобетонним шпонкам). Дані про результати випробування одношпонкових стиків із керамзитобетону наведені в табл. 3.5.

Форма шпонкового профілю (саме цей параметр виступив предметом розгляду в даній серії) згідно до отриманих результатів є одним із визначальних факторів міцності стику. Як видно із дослідів найбільшу міцність мають шпонки із трикутними профілем, найменшу – з прямокутними (різниця $\approx 10\%$).

Зразки із змащеними в процесі виготовлення опорними поверхнями мали меншу міцність, порівняно із зразками з наявними силами тертя (рис. 3.45).

Результати експериментальних досліджень фібробетонних зразків із трапецієподібним профілем [5, 15] представлені в таблиці 3.6, а їх вид після руйнування зображено на рис. 3.46. Використання дисперсно армованого бетону у якості матеріалу для виготовлення зразків привело до зміни характеру тріщиноутворення та руйнування стиків. Перші тріщини утворилися при вищих рівнях навантаження порівняно зі стиками із керамзитобетону, руйнування було більш в'язким, розтягнутим у часі.

Зі збільшенням кількості арматури в межах $\rho_{sw} = 1,9 - 2,9\%$ міцність зразків збільшилася в 1,2 рази (рис. 3.47), при рознесенні арматури у два яруси – на 10% більша порівняно зі зразком, у котрому стержні розміщені по середині (що співпадає з даними, отриманими із випробувань окремих залізобетонних шпонок).

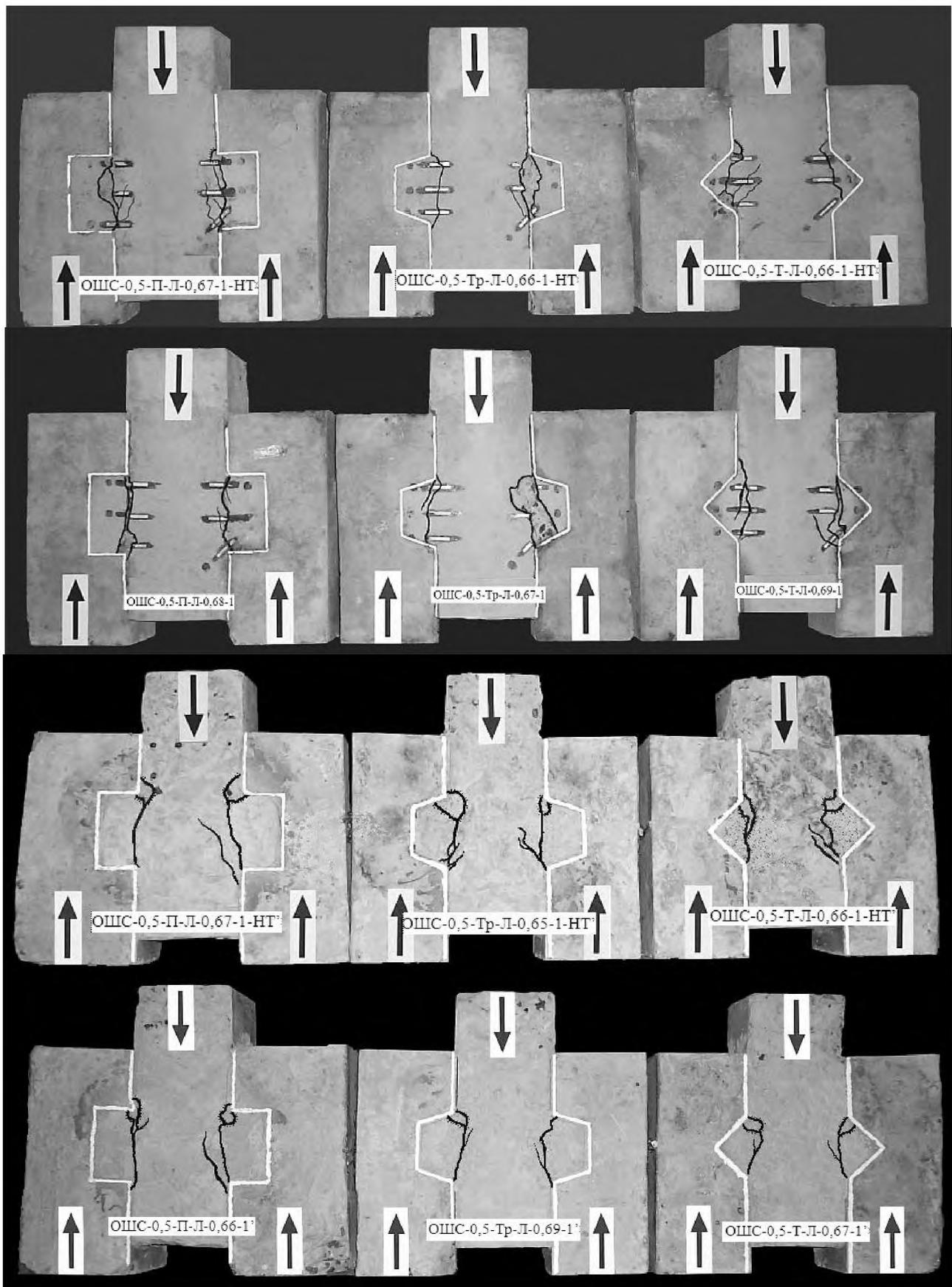


Рисунок 3.44 – Характер руйнування контактних стиків із керамзитобетону з різною формою шпонкового профілю

Таблиця 3.5 – Експериментальні дані для зразків одношпонкових контактних стиків із керамзитобетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	$\rho_{sw}, \%$	$f_{yw},$ МПа	$V_u,$ кН	$f_{sh,s}^k,$ МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		$f_c,$ МПа	$f_{ct},$ МПа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,67	240	165	5,46	0,325
2	ОШС-0,5-П-Л-0,68-1			0,5	0,68		140	4,72	0,281
3	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,67		140	4,67	0,297
4	ОШС-0,5-П-Л-0,66-1'			0,5	0,66		135	4,38	0,279
5	ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,66		170	5,59	0,333
6	ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1			0,5	0,67		150	5,0	0,298
7	ОШС-0,5-Тр-Л-0,65-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,65		165	5,32	0,339
8	ОШС-0,5-Тр-Л-0,69-1'			0,5	0,69		135	4,6	0,293
9	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,66		185	6,0	0,357
10	ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1			0,5	0,69		170	5,7	0,339
11	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,66		165	5,65	0,360
12	ОШС-0,5-Т-Л-0,67-1'			0,5	0,67		150	5,0	0,318

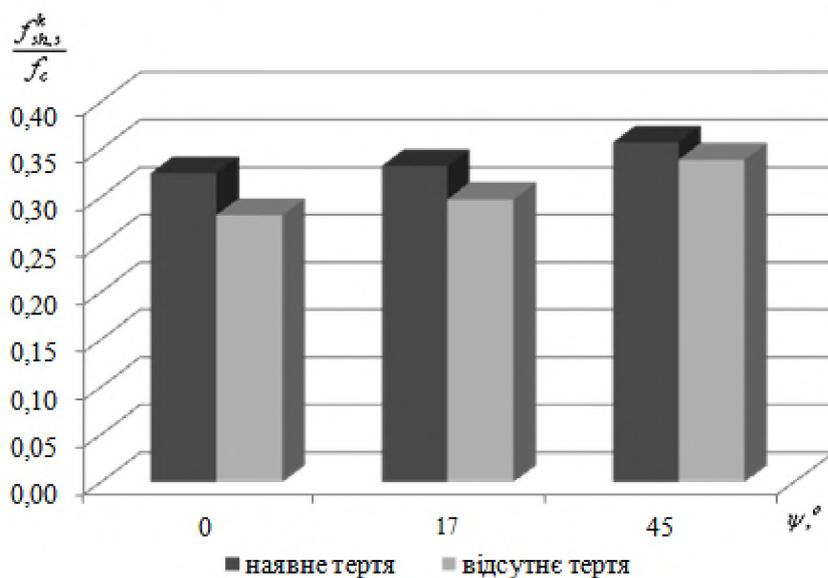
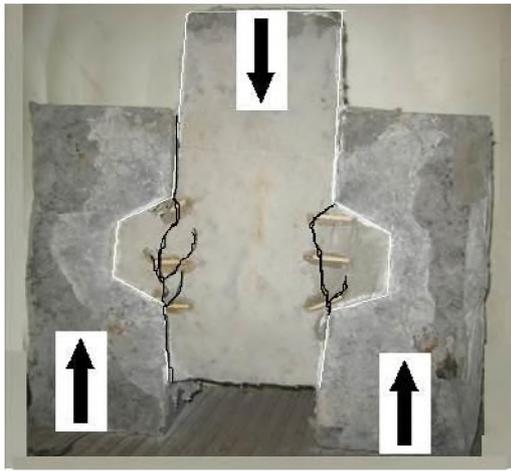
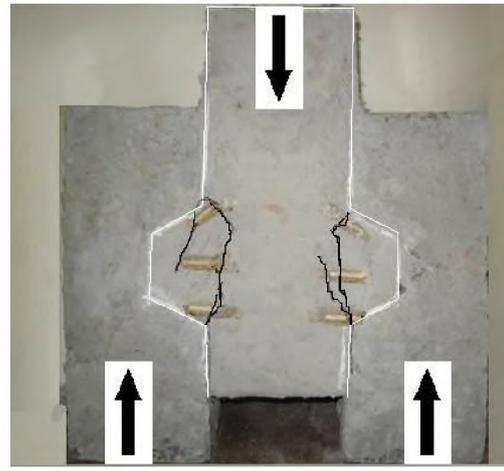


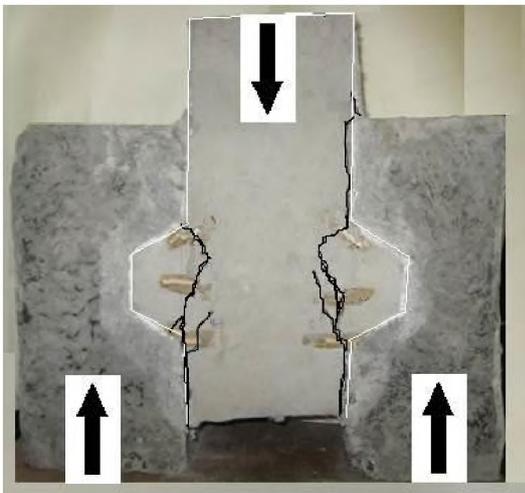
Рисунок 3.45 – Залежність міцності з'єднань від кута нахилу опорних поверхонь



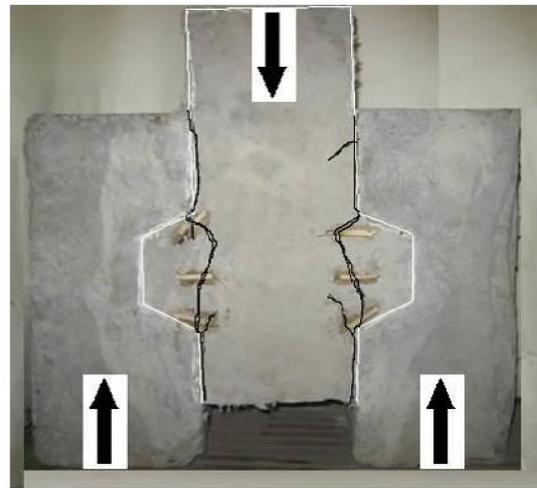
а



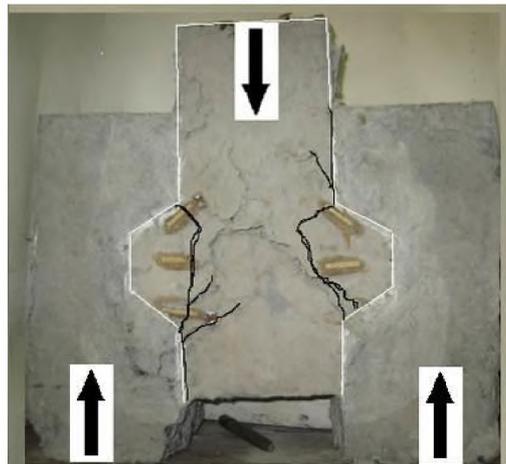
б



в



г



д

Рисунок 3.46 – Характер руйнування одношпонкових фібробетонних стиків з трапецієподібними шпонками: а – ОШС-0,5-Тр-Ф; б – ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2; в – ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1; г – ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1; д – ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

Таблиця 3.6 – Експериментальні дані для фіробетонних контактних стиків з трапецієподібними шпонками

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	ρ_{sw} , %	f_{yw} , МПа	V_u , кН	$f_{sh,s}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ОШС-0,5-Тр-Ф	14,0	2,0	0,5	–	–	88	2,51	0,179
2	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2	12,0	1,48		1,99	230	138	4,37	0,364
3	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1	12,0	1,48		1,81	210	164	4,14	0,345
4	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1	14,0	2,0		2,28	220	173	4,93	0,352
5	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1	14,0	2,0		2,89	236	199	5,64	0,403

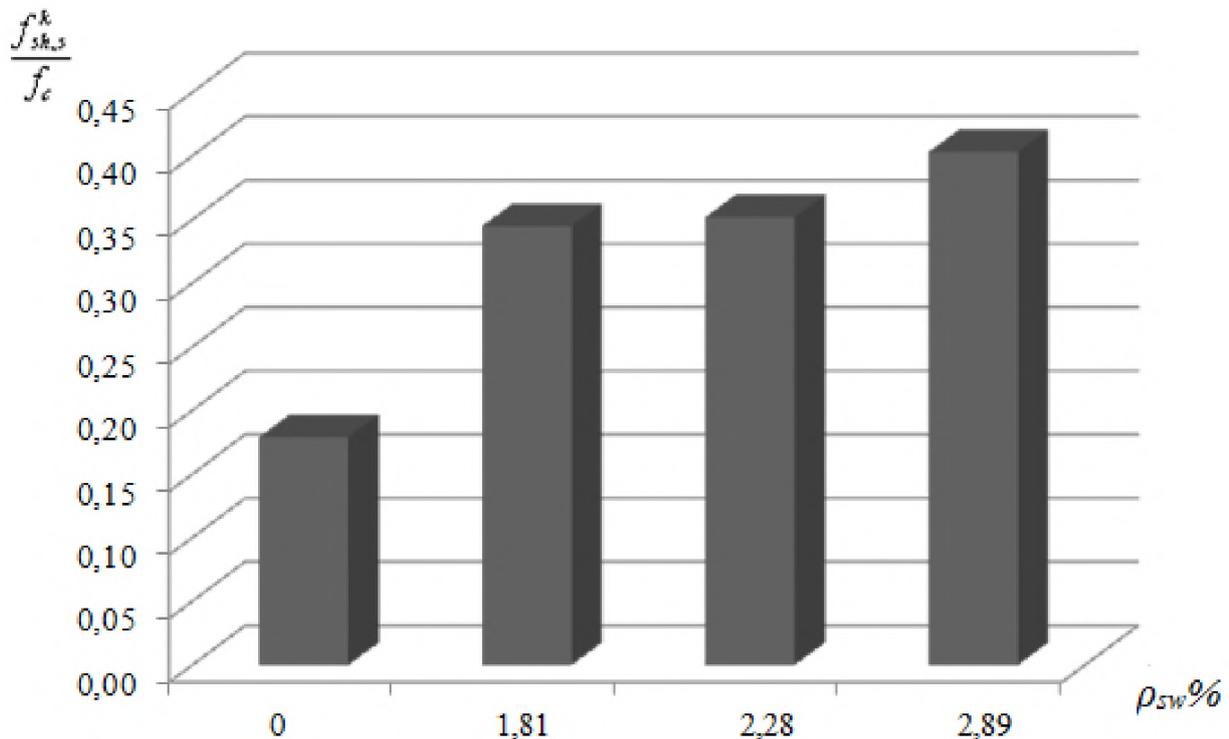


Рисунок 3.47 – Залежність міцності стиків від відсотку армування

3.4.2 Деформації бетону дослідних зразків

Наведені залежності « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону дослідних зразків у зонах стиску та розтягу на рис. 3.48 – 3.51 свідчать про відсутність відмінностей у розвитку та характері розподілу деформацій для зразків з різним профілем шпонки, а також для елементів із наявним та відсутнім тертям на опорних поверхнях.

Максимальні значення деформацій розтягу для фібробетону досягають 70×10^{-5} . При зростанні ρ_{sw} пластичні деформації бетону в стиснутій зоні збільшуються. Так, максимальні стискаючі деформації 260×10^{-5} зафіксовані для зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1. Для стиків з однаковим відсотком армування тензодатчики показали на 23 % більші деформації стиску в бетоні при рознесенні арматури у два яруси.

3.4.3 Деформації арматури дослідних зразків

На рис. 3.52 і 3.53 наведені залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури дослідних зразків із керамзитобетону.

Включення арматурних стержнів у роботу для зразків з трапецієподібними та трикутними шпонками відбувалося при рівні $0,3 V_u$, тобто раніше, ніж для зразків з прямокутними шпонками. Напруження в арматурі зразків із змащеними опорними поверхнями перевищують напруження в арматурі зразків з наявними силами тертя.

На рис. 3.54 – 3.55 представлені графіки залежностей « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури дослідних зразків із фібробетону. Їх аналіз дозволяє зробити висновок, що при ρ_{sw} до 3 % на момент руйнування арматура досягла межі текучості, отже, можна розширити межі ефективного армування шпонок.

Для зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2 (рис. 3.54) з арматурою $\varnothing 10$, рознесеною за висотою стику, різниця показів тензодатчиків, розташованих з діаметрально протилежних сторін на одному стержні, становила близько 40×10^{-5} .

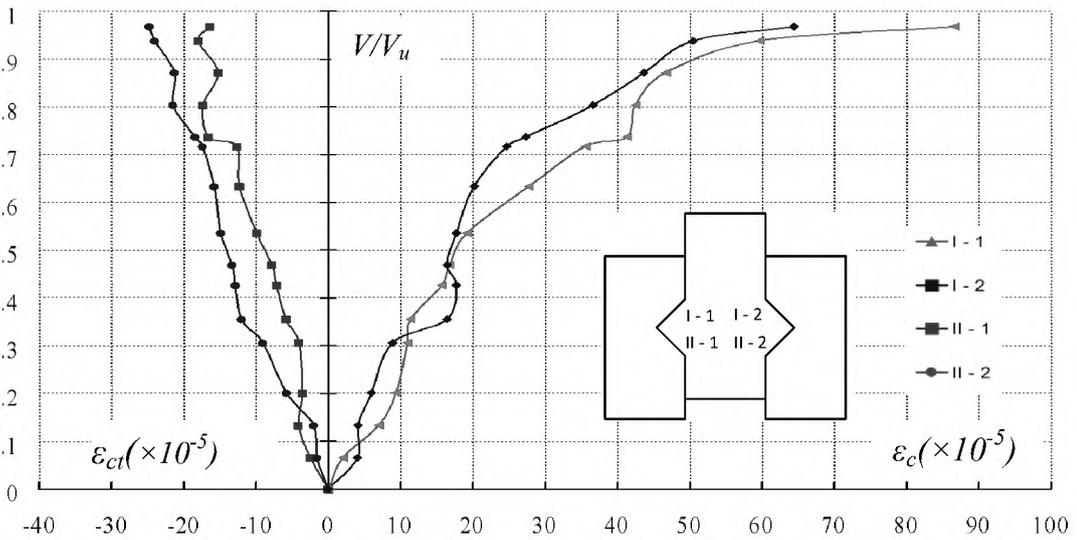
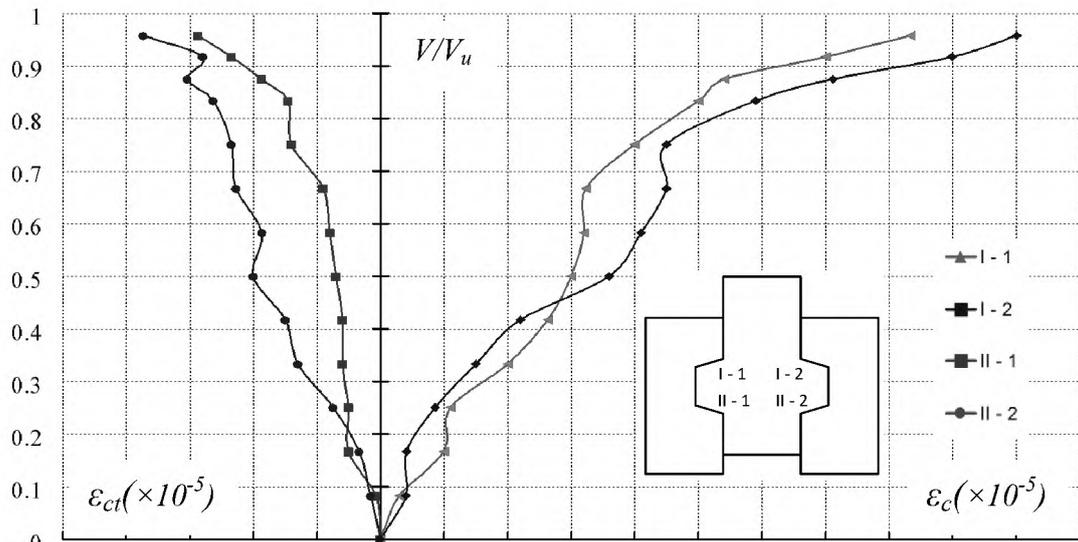
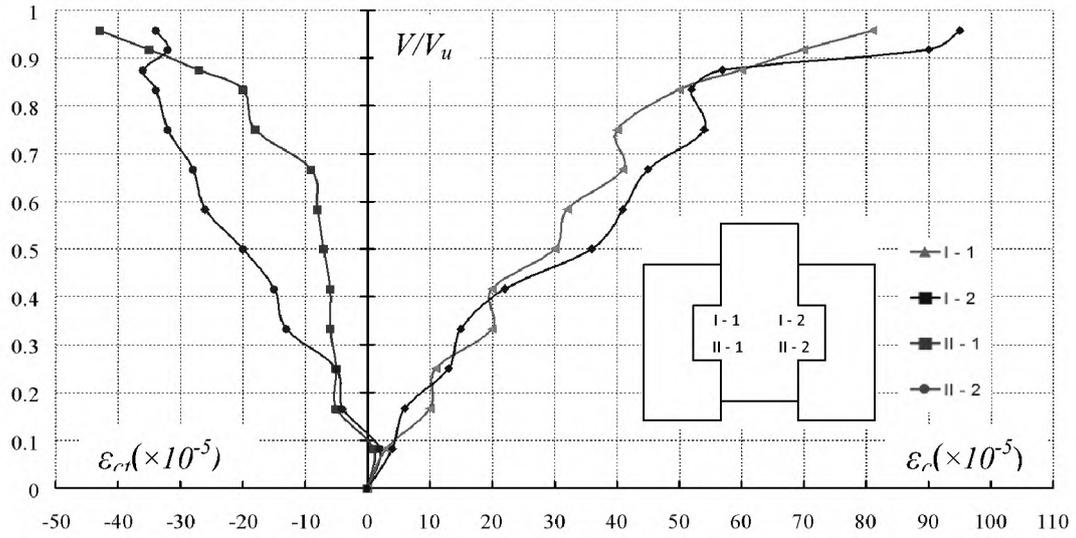


Рисунок 3.48 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ, ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ, ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ в зонах I і II

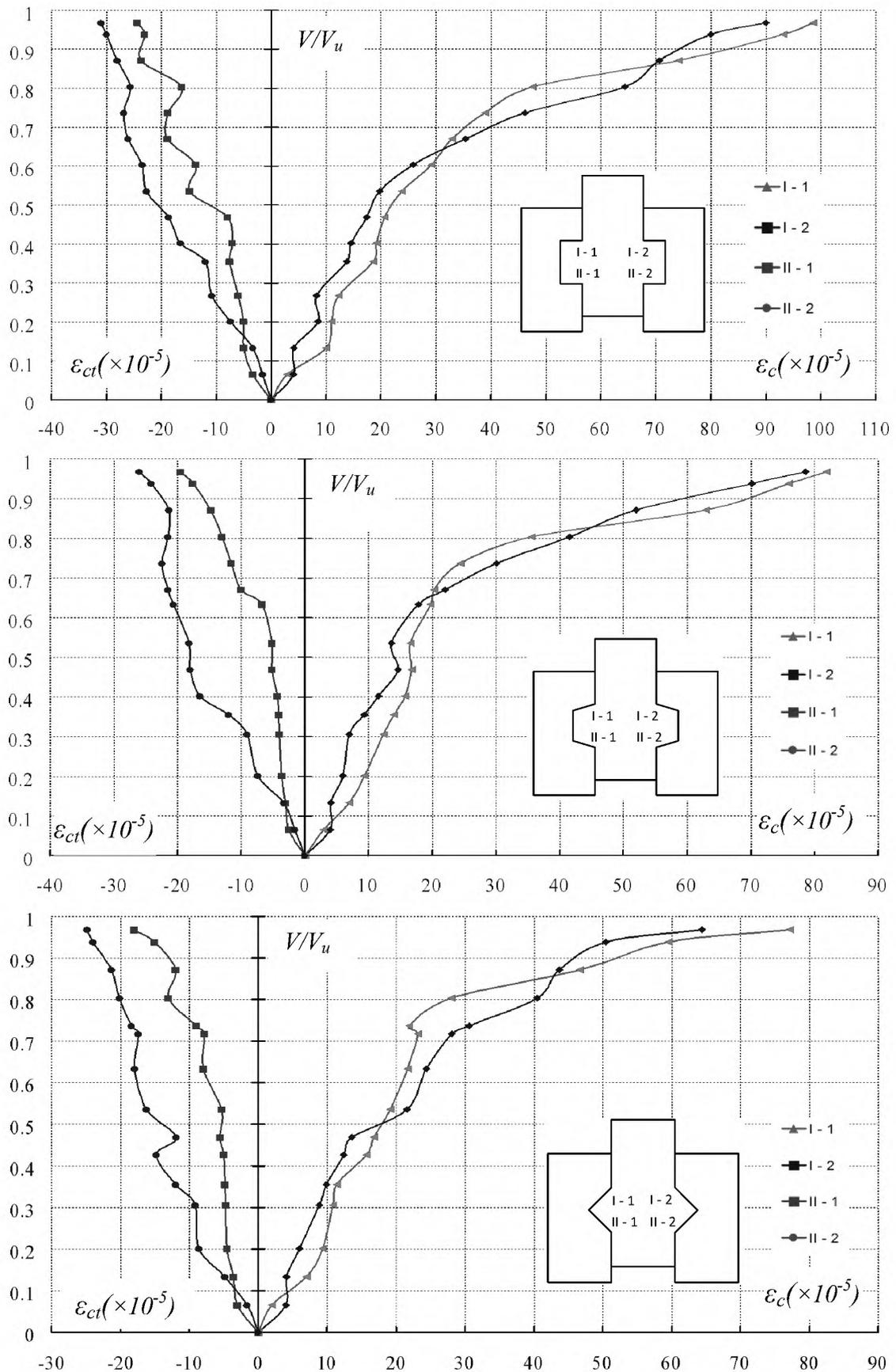


Рисунок 3.49 – Графіки залежності « $V/V_u - \epsilon_c (\epsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,68-1, ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1, ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1

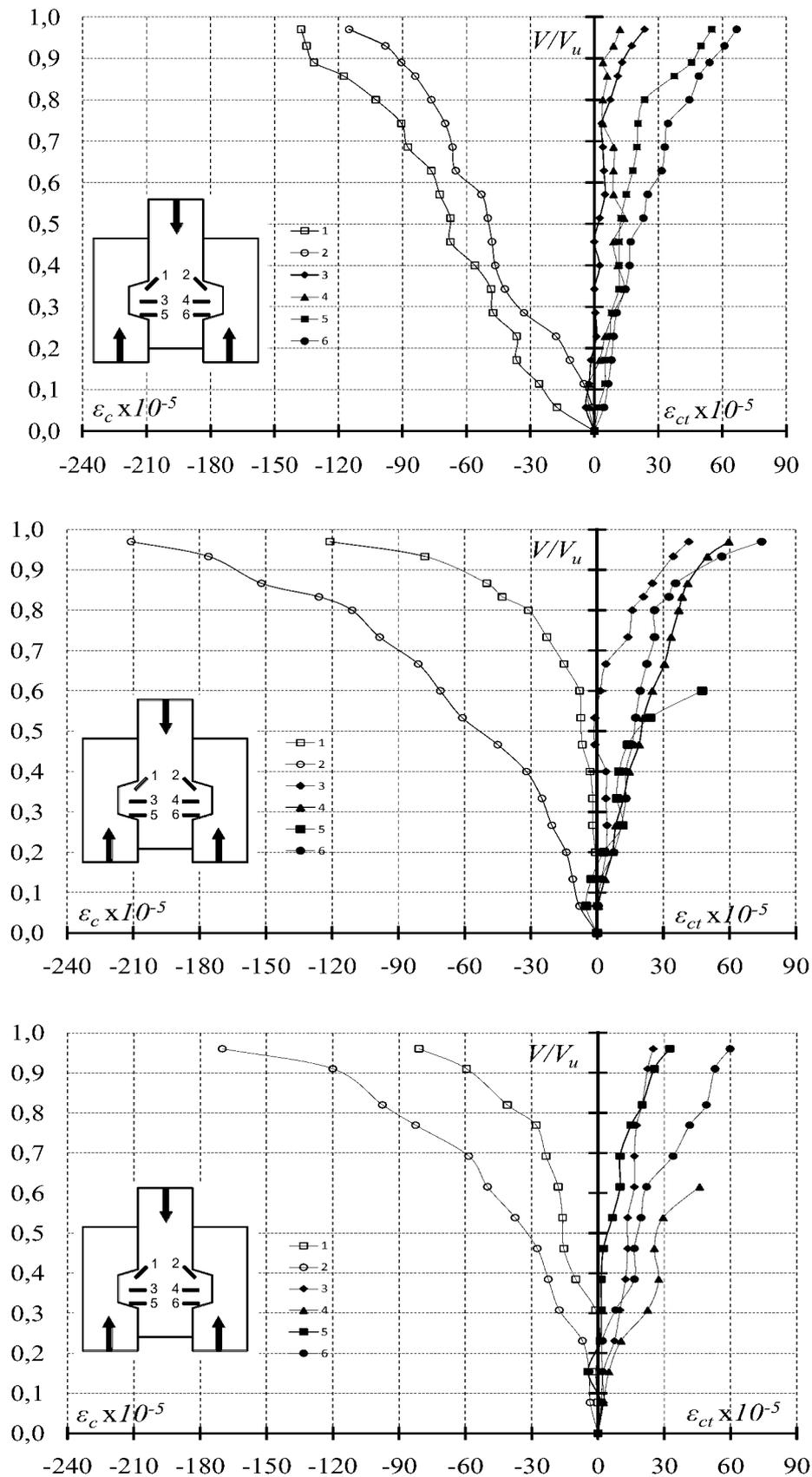


Рисунок 3.50 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків
ОШС-0,5-Тр-Ф, ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2; ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1

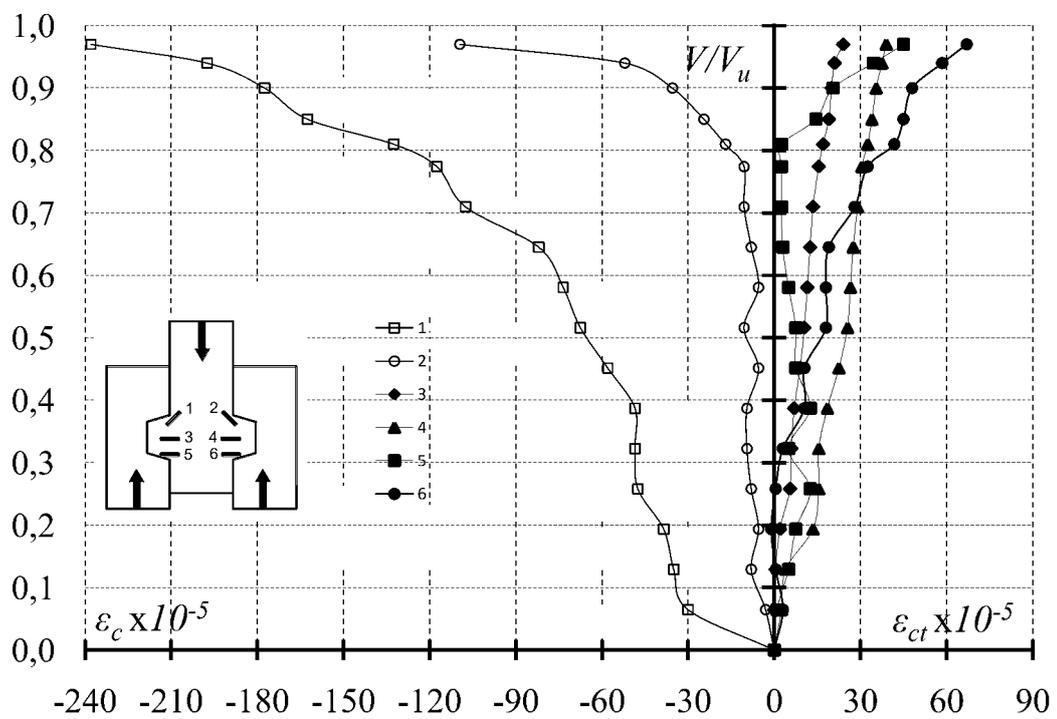
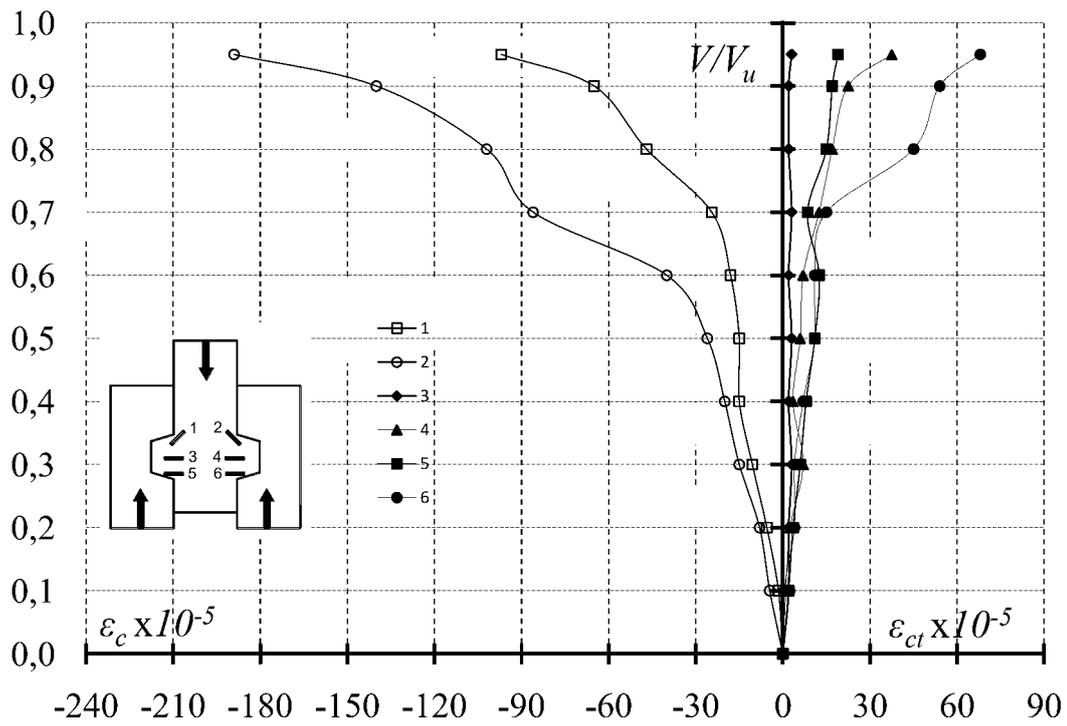


Рисунок 3.51 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків
ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

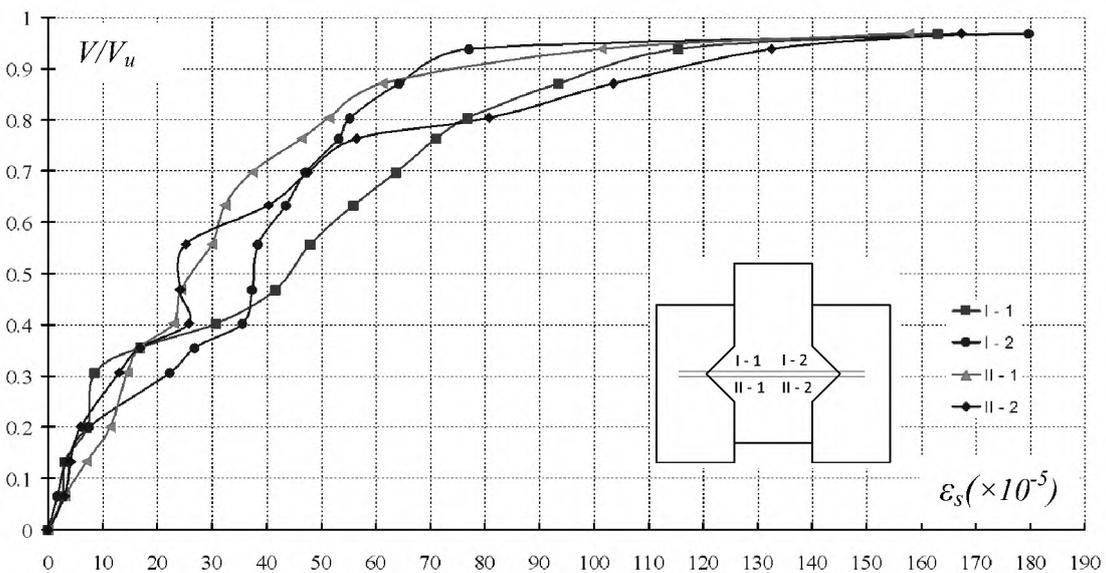
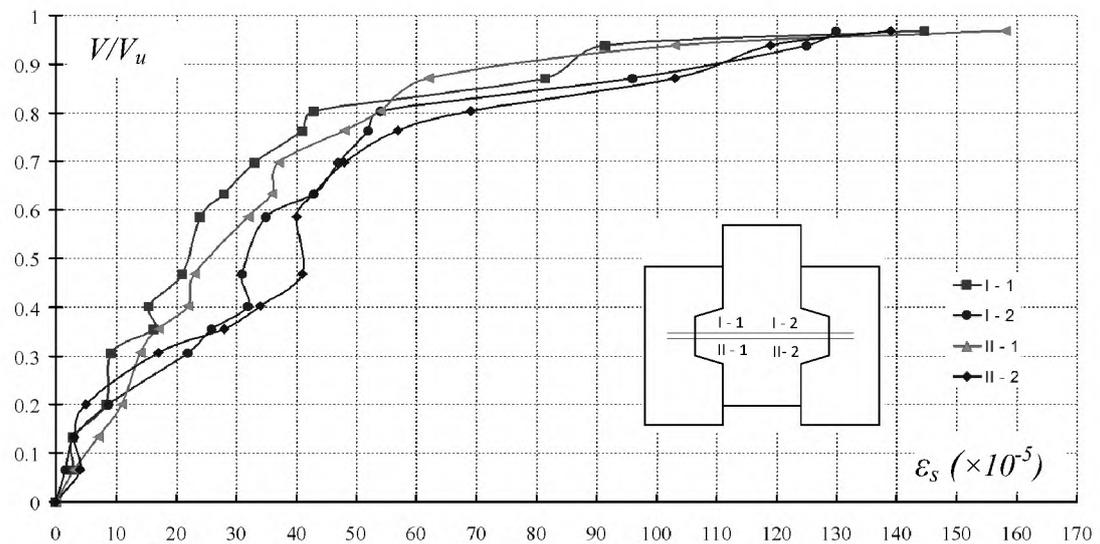
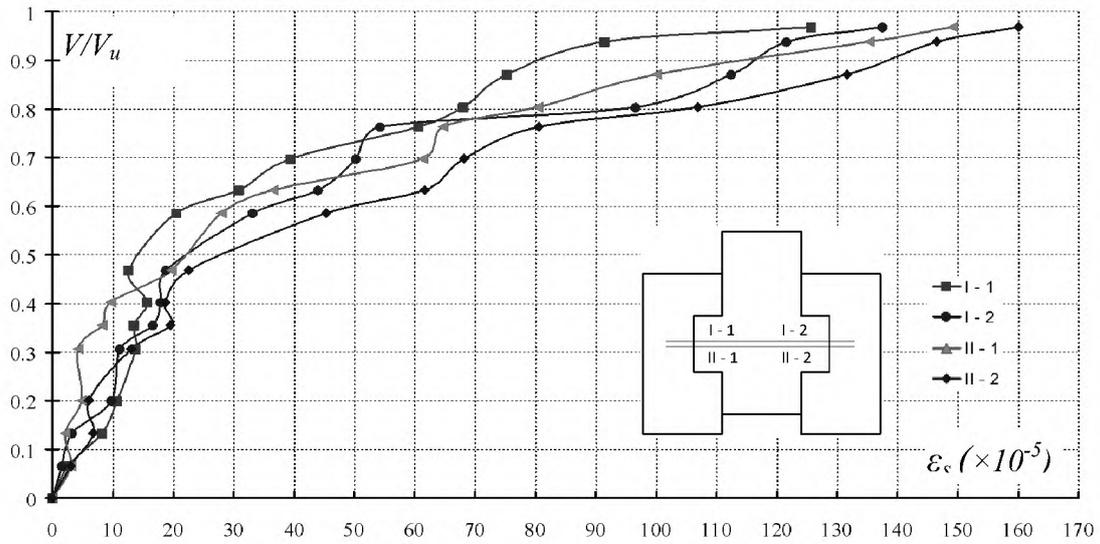


Рисунок 3.52 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ, ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ, ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ

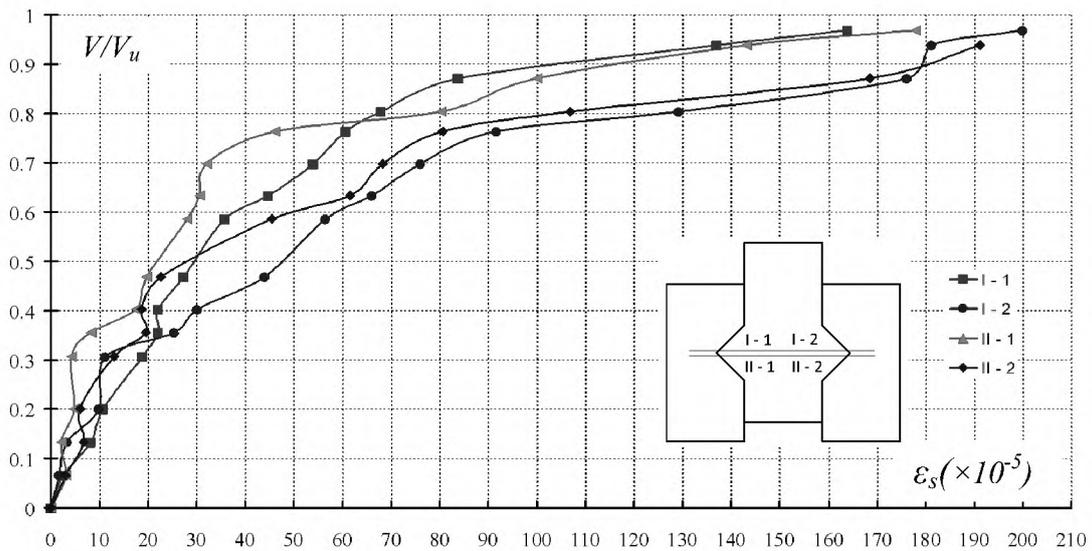
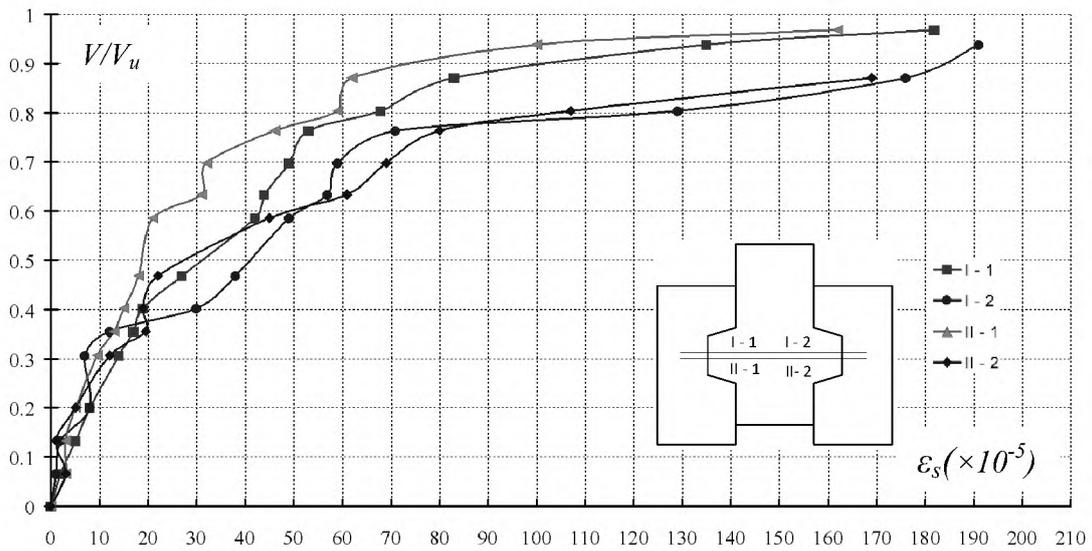
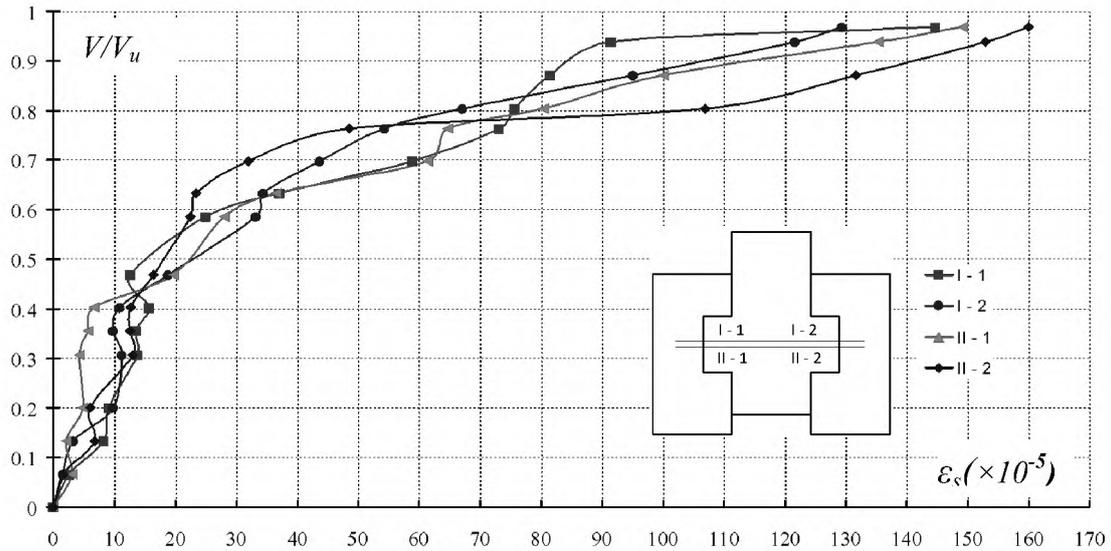


Рисунок 3.53 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,68-1, ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1, ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1

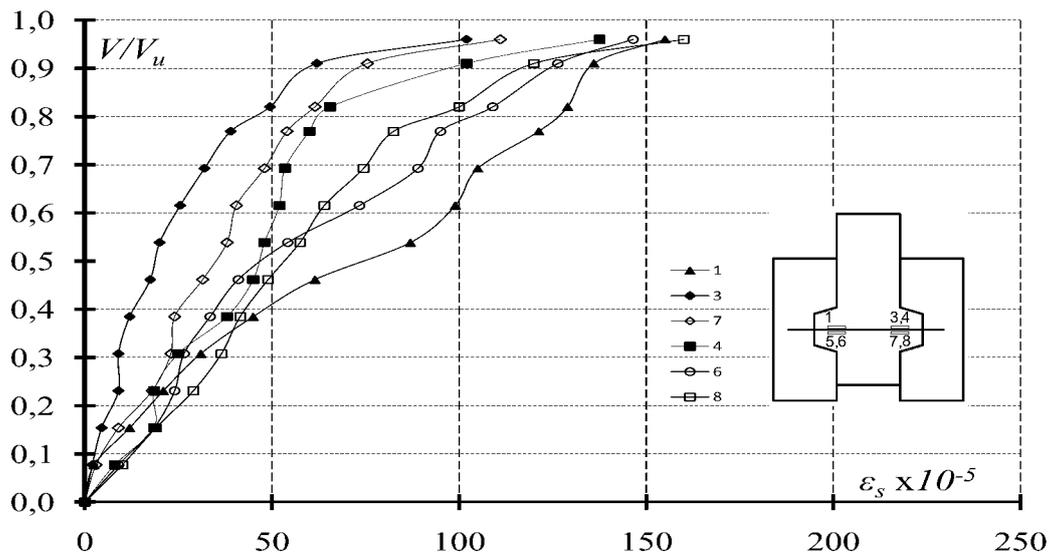
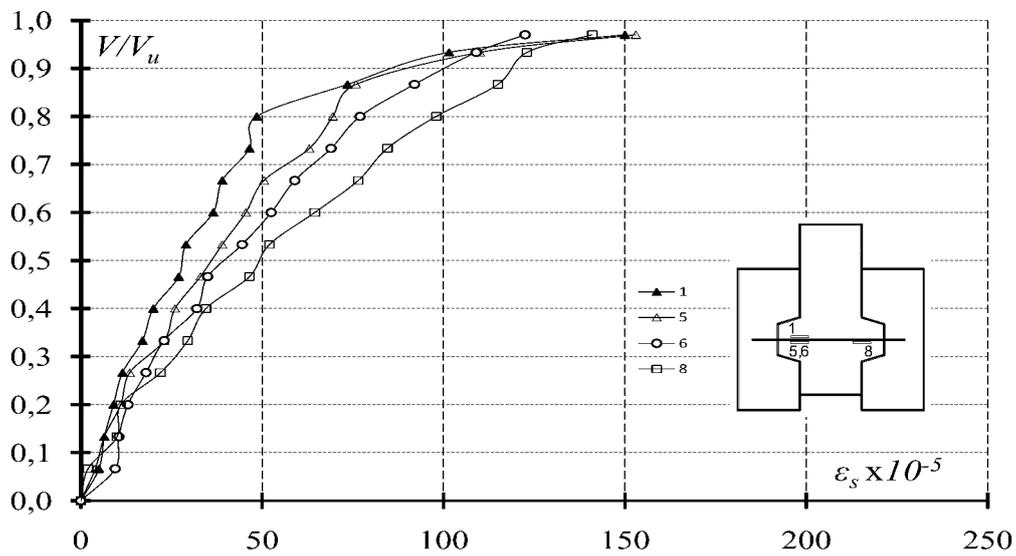
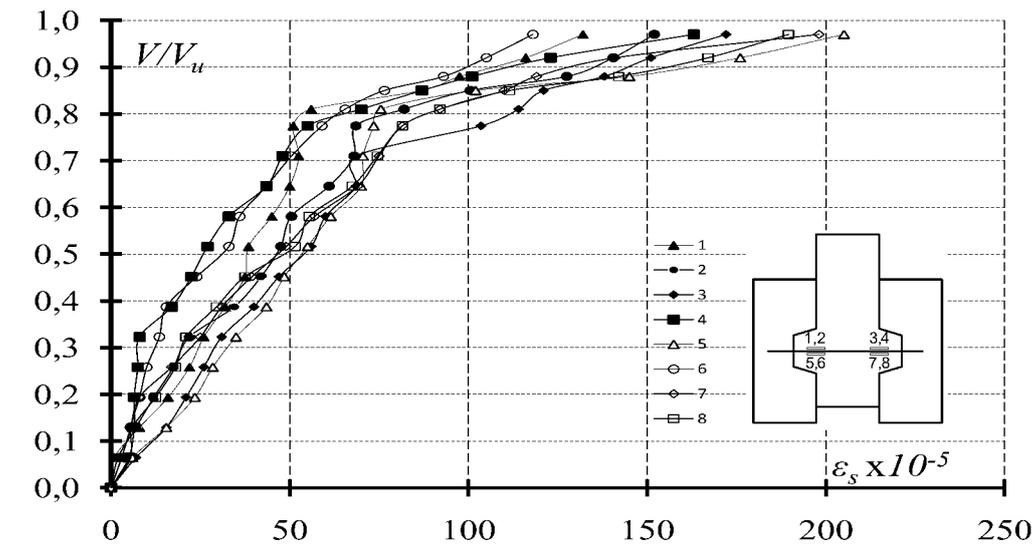


Рисунок 3.54 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

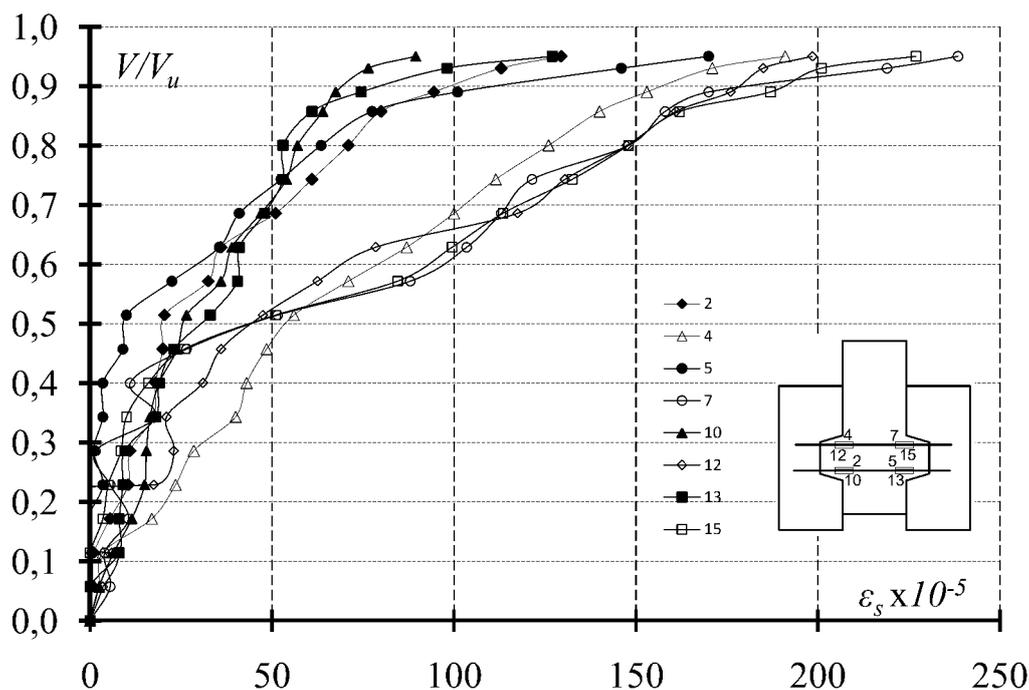


Рисунок 3.55 – Графіки залежності « $V/V_u - \epsilon_s$ » для арматури одношпонкових зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2

3.5. Міцність і деформований стан одношпонкових зразків із змінною шириною шва

3.5.1. Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків

Всі одношпонкові стики серії [14] зруйнувалися за швом шляхом зрізу за похилим перерізом. При рівні навантаження $(0,7-0,8) V_u$ в бетоні шпонок утворювалася ледь помітна тріщина під кутом приблизно 45° . Із збільшенням навантаження вона розповсюджувалася в тіло стику та руйнування керамзитобетонних стиків відбувалося зовні крихко (лавиноподібно) шляхом зміщення однієї частини зразка відносно іншої. Із збільшенням товщини шва міцність зразків зменшується. При $t_j = 50, 100$ мм похилі тріщини з'єднували кути протилежних шпонок, при $t_j = 150$ і 200 мм вони розпочиналися із кута однієї із шпонок і розповсюджувалися у міжшпонковий простір.

Характер руйнування зразків із керамзитобетону представлено на рис. 3.56.

Дані про опір бетону й арматури та значення граничного навантаження одношпонкових стиків наведені в табл. 3.7. Із збільшенням ширини шва з 50 до 200 мм міцність стику зменшується до 40 % (рис. 3.57).

Результати експериментальних досліджень фібробетонних одношпонкових стиків [15] представлені в табл. 3.8.

У дослідях спостерігалось три випадки руйнування: при $t_j = 25$ мм – зріз шпонки за вертикальними перерізом (ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69); при ширині шва $t_j = 100$ мм (ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67) – зсув за похилою площиною у межах шпонки; при $t_j = 200$ мм – утворення косої тріщини в межах усього стику для ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67 (рис. 3.58).

Підтверджено зменшення міцності стиків до 40 % із зростанням t_j , отримане на керамзитобетонних зразках.

Таблиця 3.7 – Експериментальні дані для керамзитобетонних одношпонкових зразків

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	f_{yw} , МПа	ρ_{sw} , %	V_u , кН	$f_{sh,s}^{jk}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^{jk}}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11
1	ОШС-50-0,25-П-Л-0,67	6,44	0,78	0,25	240	0,67	28	1,85	0,287
2	ОШС-100-0,25-П-Л-0,64					0,64	30	1,9	0,295
3	ОШС-150-0,25-П-Л-0,65					0,65	26	1,68	0,261
4	ОШС-200-0,25-П-Л-0,66					0,66	20	1,31	0,203

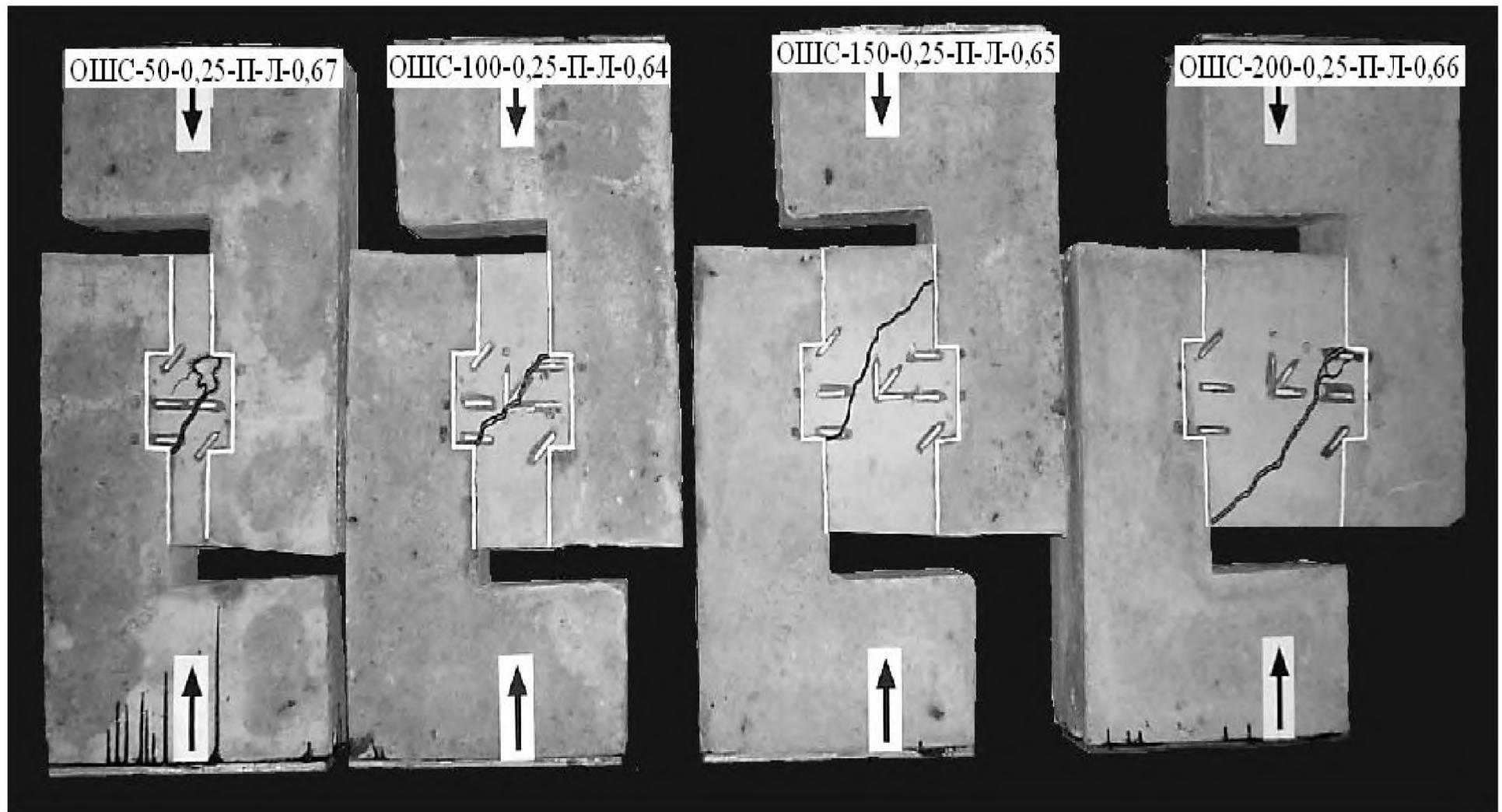


Рисунок 3.56 – Характер руйнування одношпонкових керамзитобетонних зразків із змінною шириною шва

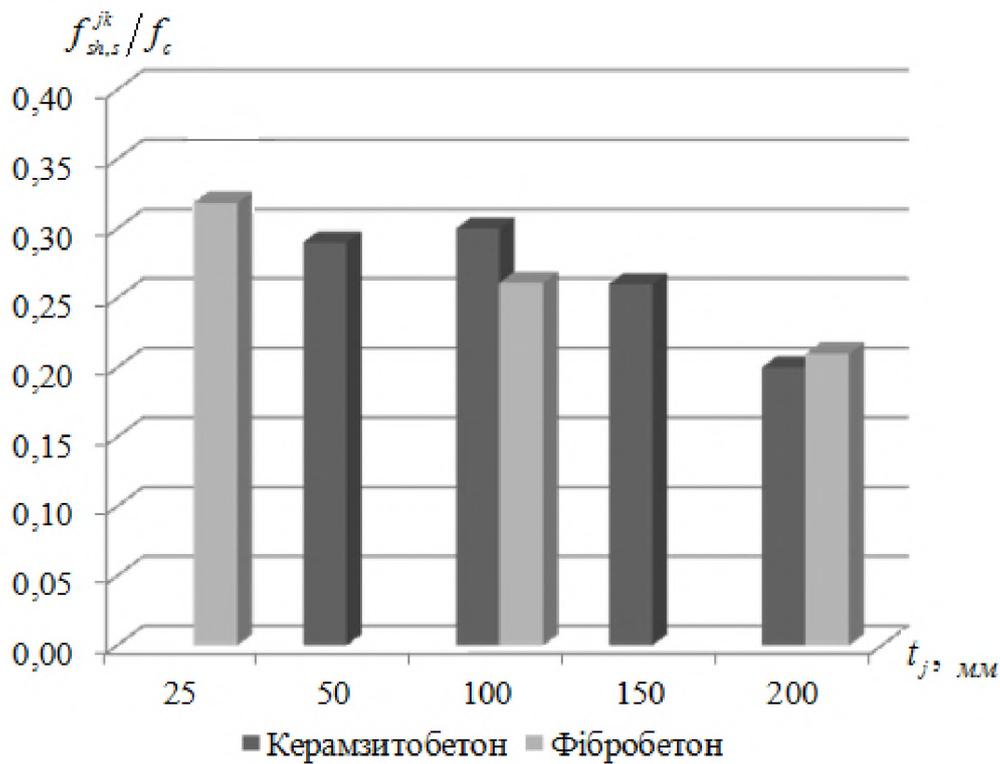


Рисунок 3.57 – Міцність одношпонкових з'єднань залежно від ширини шва

Таблиця 3.8 – Експериментальні дані одношпонкових стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	f_{yw} , МПа	ρ_{sw} %	V_{w2} кН	$f_{sh,s}^k$ МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69	12,0	1,48	0,5	260	0,6 9	53	3,62	0,36
2	ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67					0,6 7	47	3,13	0,261
3	ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67					0,6 7	38	2,53	0,210

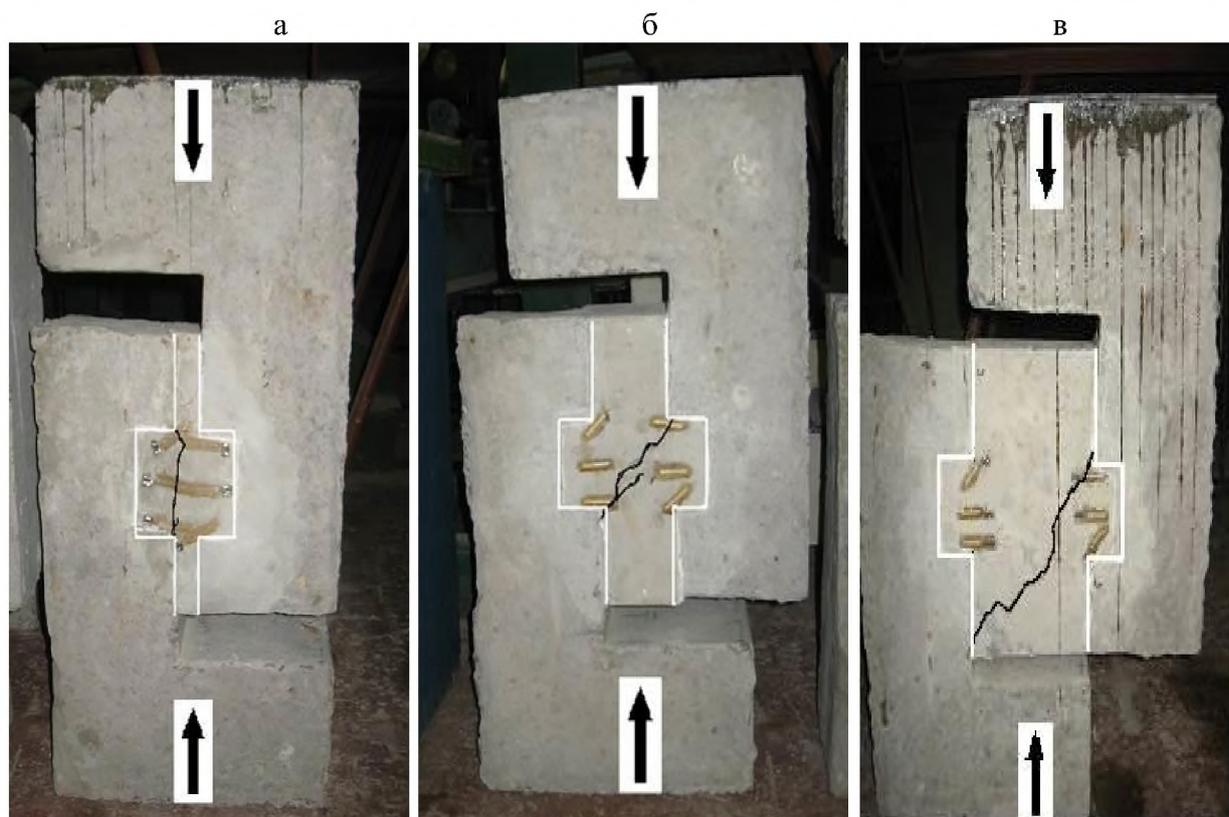


Рисунок 3.58 – Схеми руйнування зразків: а – ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69,
б – ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67, в – ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67

3.5.2 Деформації бетону дослідних зразків

Деформації бетону в зонах розтягу та стиску керамзитобетонних шпонок представлені на рис. 3.59 і 3.60. При навантаженні, що передусе руйнівному, ε_c досягають 90×10^{-5} (ρ_{sw} для дослідних зразків становив 0,67 %).

Підвищене значення f_{ct} зумовило збільшення максимальних деформацій розтягу в фібробетонних стиках до 70×10^{-5} (рис. 3.61). Тензодатчики, розташовані в стиснутій зоні бетону, при рівні навантаження $0,9V_u$ показали значення $(90 - 175) \times 10^{-5}$, тобто фібробетон проявляє підвищені пластичні властивості порівняно із керамзитобетоном.

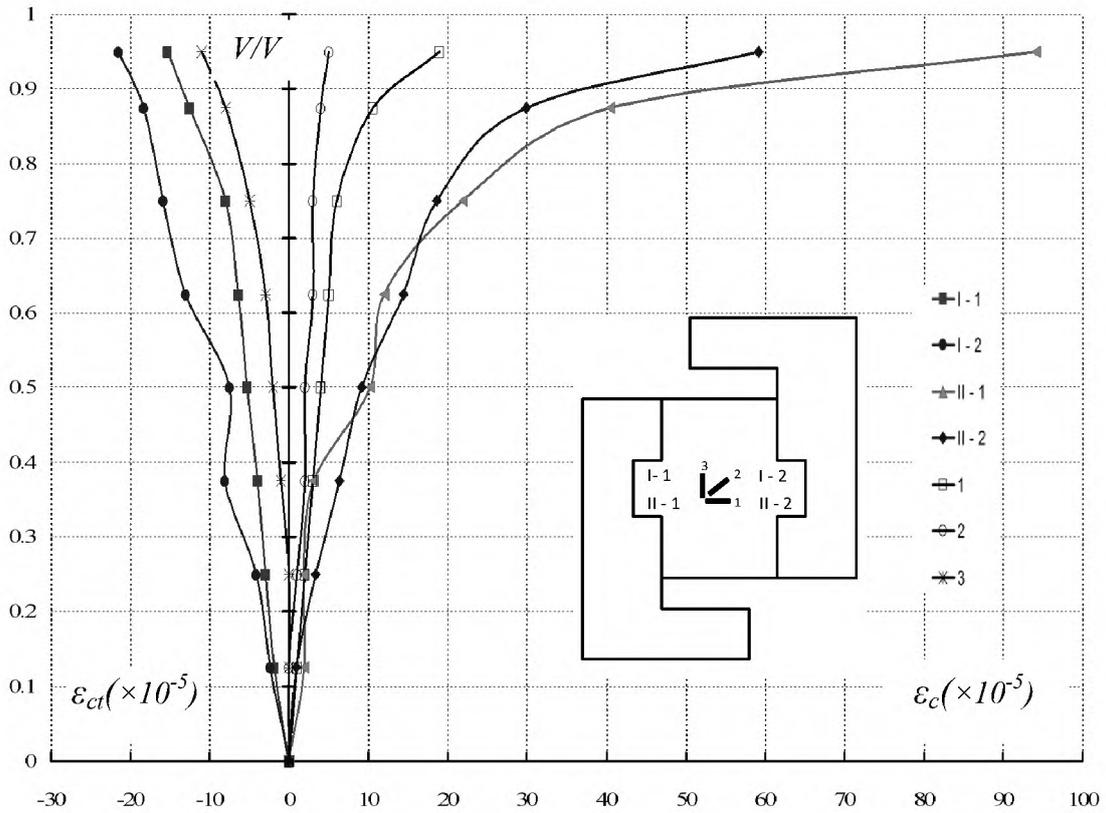
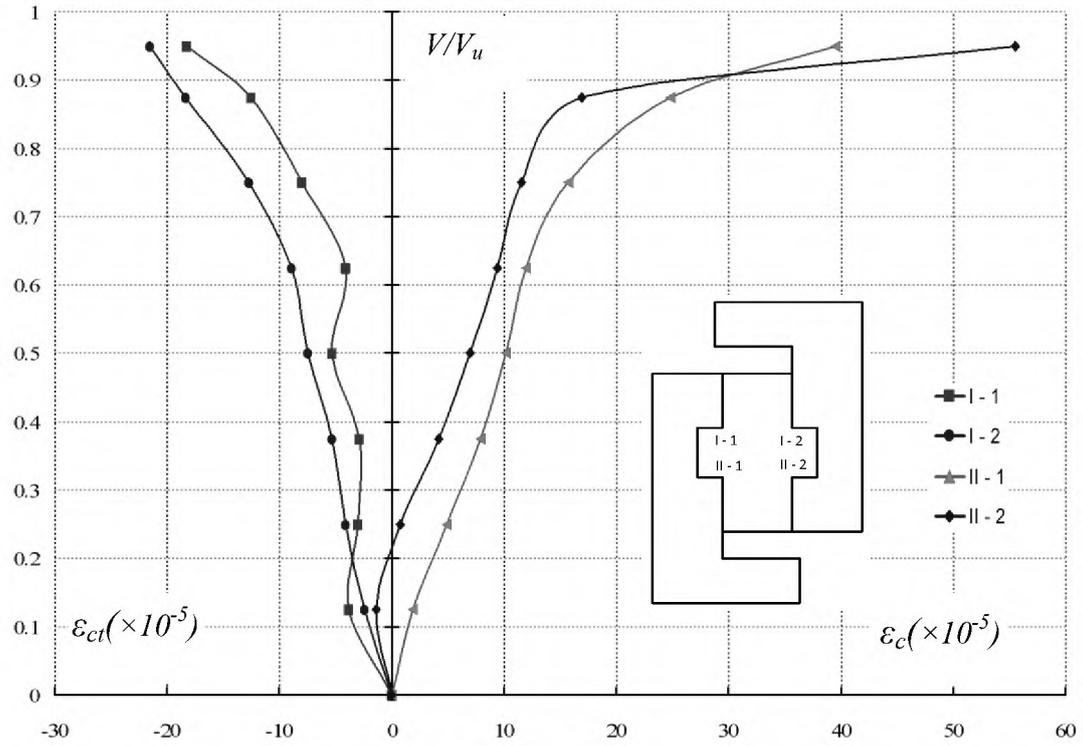


Рисунок 3.59 – Графіки залежності « $V/V_u - \epsilon_c (\epsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків ОШС-50-0,25-П-Л-0,67 і ОШС-100-0,25-П-Л-0,64 в зонах I і II

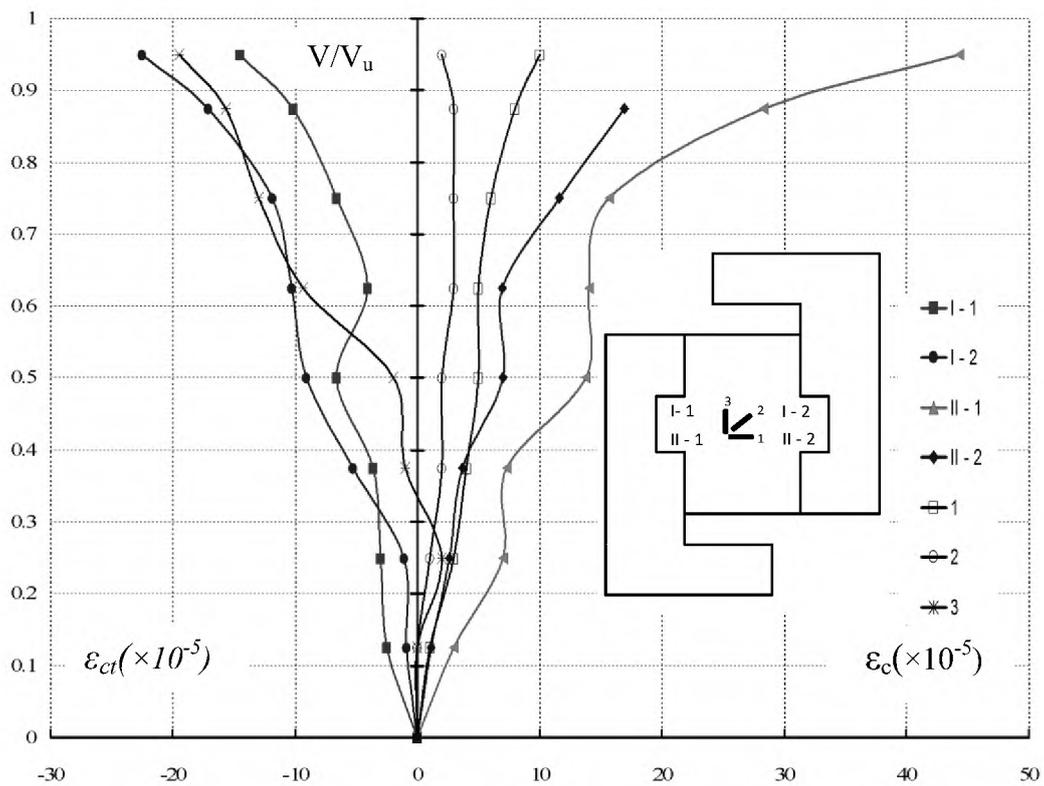
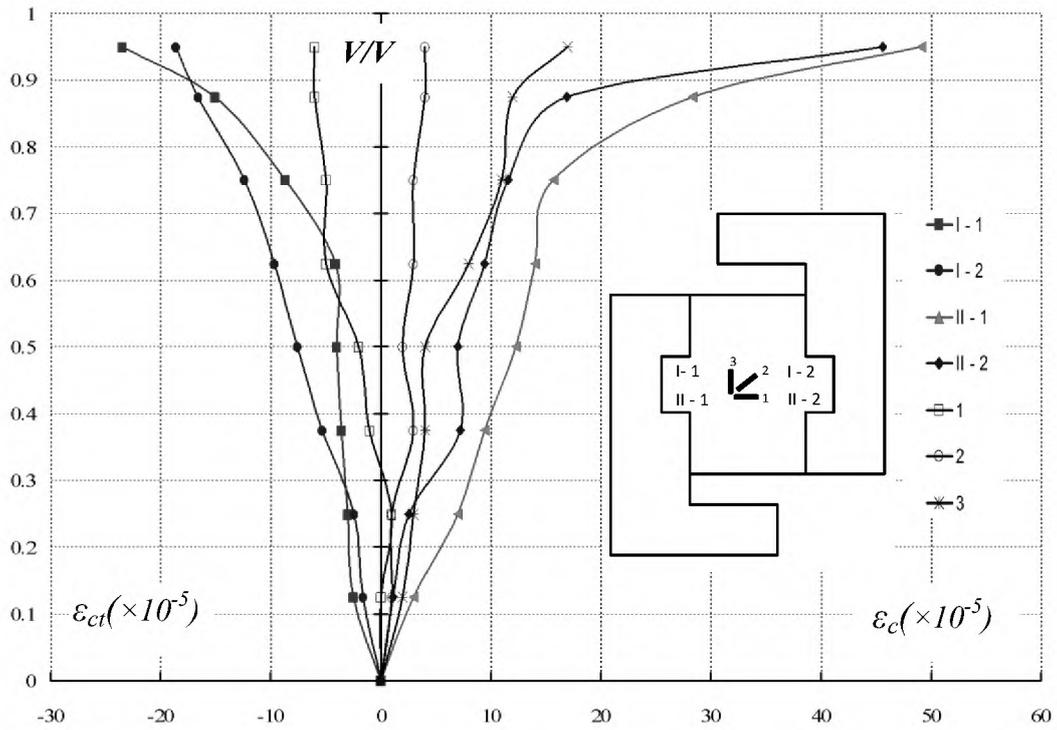


Рисунок 3.60 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону одношпонкових зразків ОШС-150-0,25-П-Л-0,65 і ОШС-200-0,25-П-Л-0,66 в зонах I і II

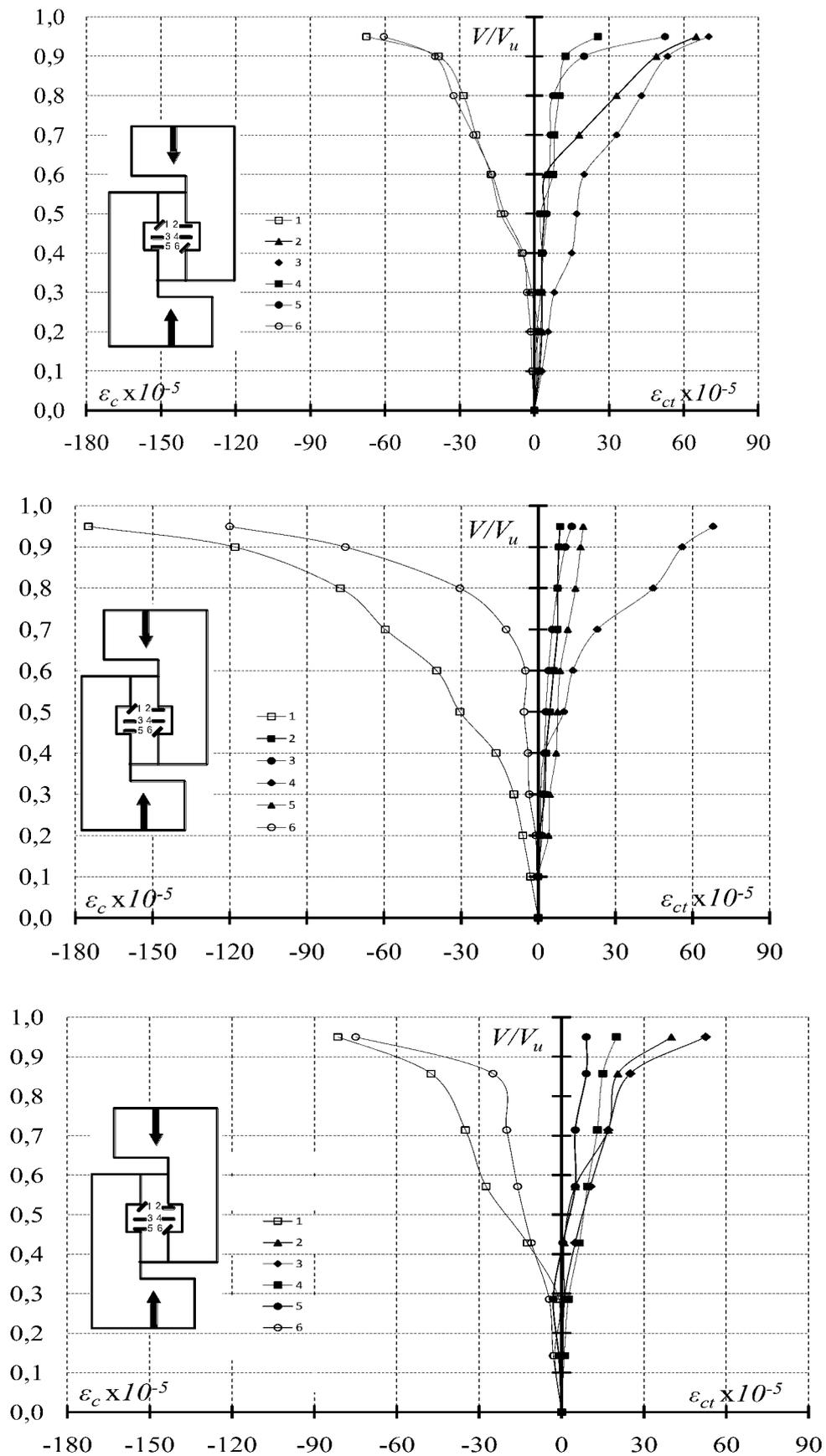


Рисунок 3.61 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону зразків

ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69, ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67, ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67

3.5.3 Деформації арматури дослідних зразків

На рис. 3.62 – 3.63 наведені залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків.

При рівнях навантаження (0,4 – 0,6) V_u деформації арматури почали інтенсивно зростати, однак в момент утворення магістральної тріщини вони склали лише $(70 - 100) \times 10^{-5}$, це пояснюється розташуванням тензорезисторів в площині зрізу шпонки (тобто вони не потрапили в зону руйнування).

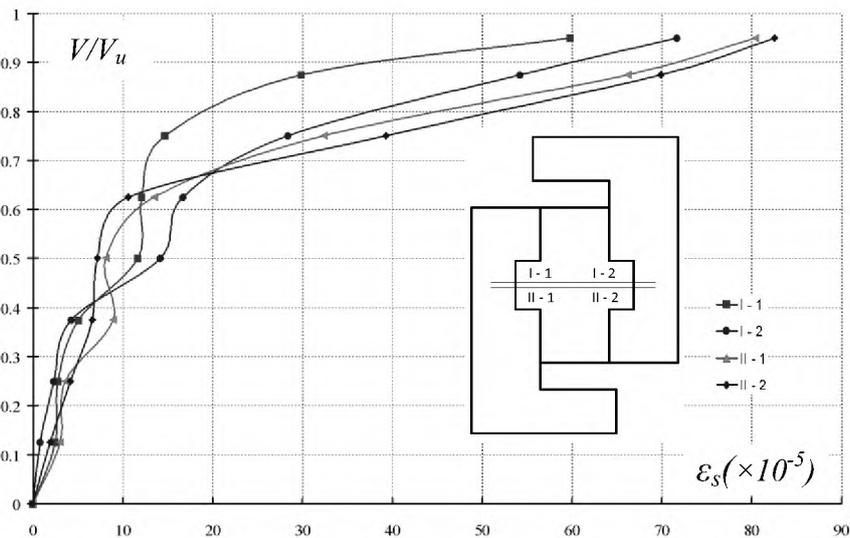
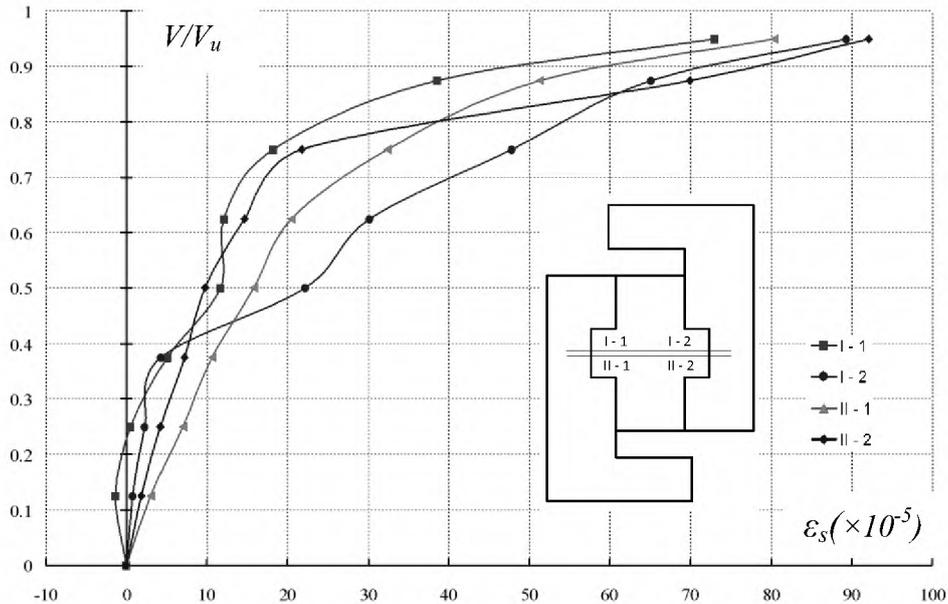


Рисунок 3.62 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для одношпонкових зразків ОШС-50-0,25-П-Л-0,67 і ОШС-100-0,25-П-Л-0,64 в зонах I і II

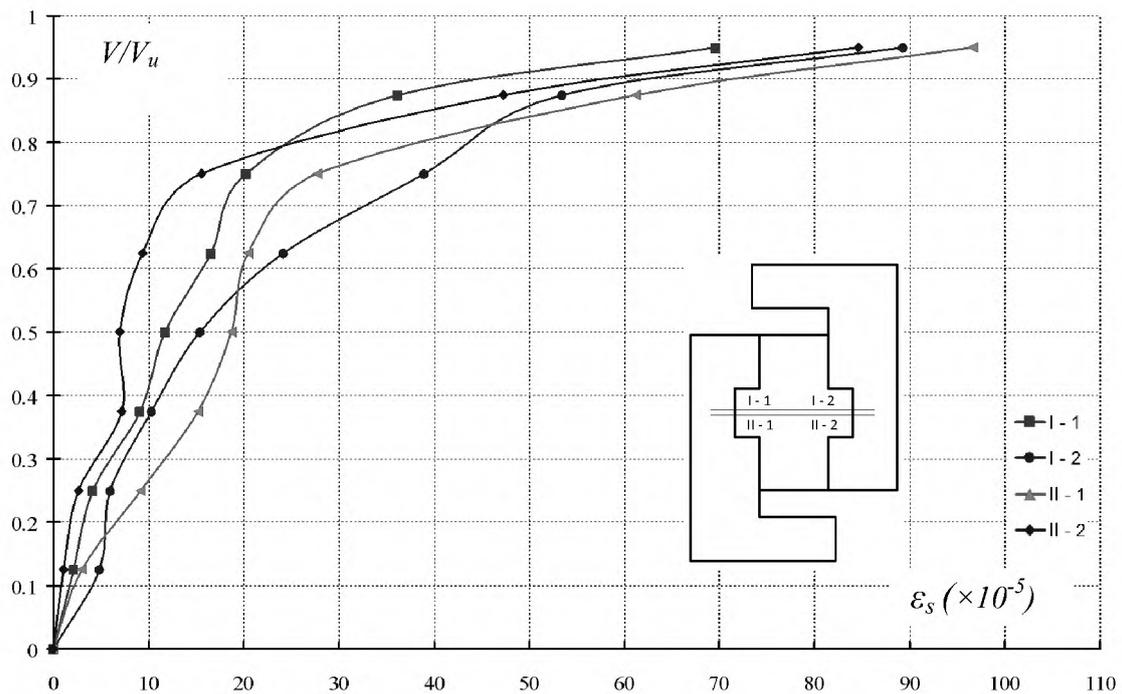
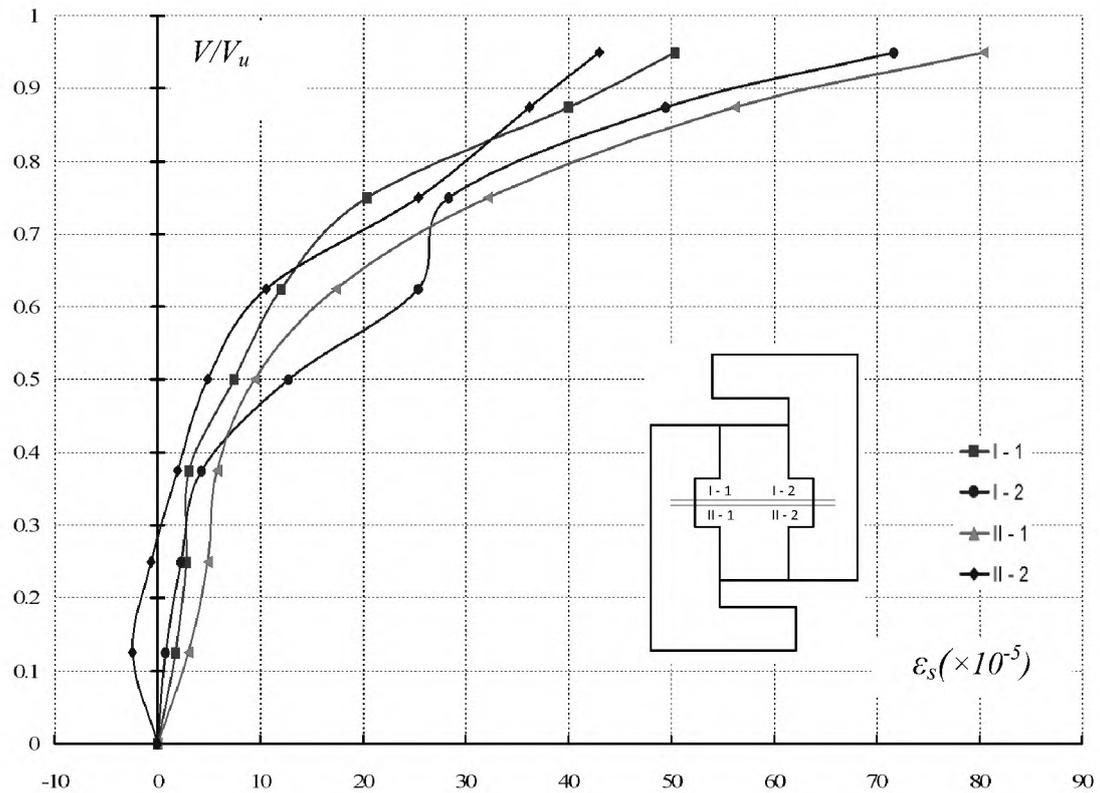


Рисунок 3.63 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для одношпонкового зразка ОШС-150-0,25-П-Л-0,67 і ОШС-200-0,25-П-Л-0,66 в зонах I і II

На рис. 3.64 представлені залежностей « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури фібробетонних зразків, котра на момент руйнування досягла межі текучості.

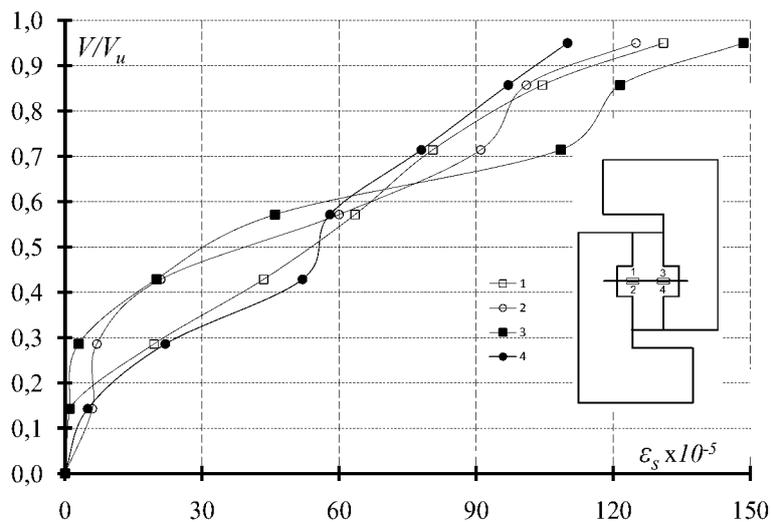
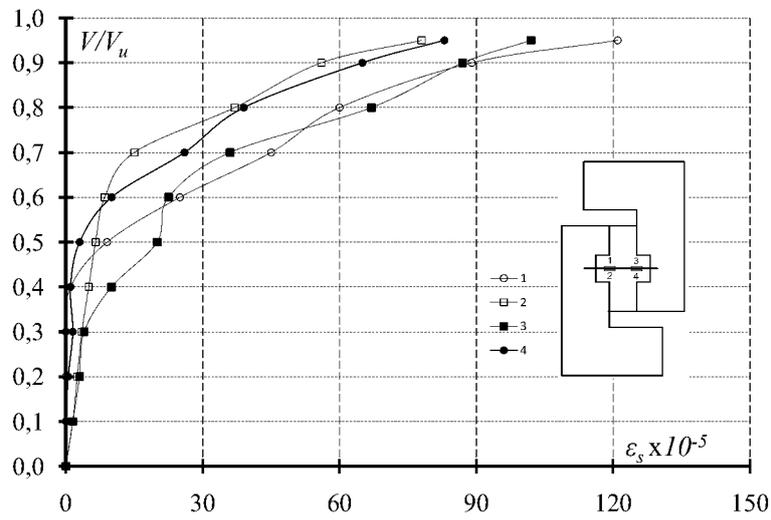
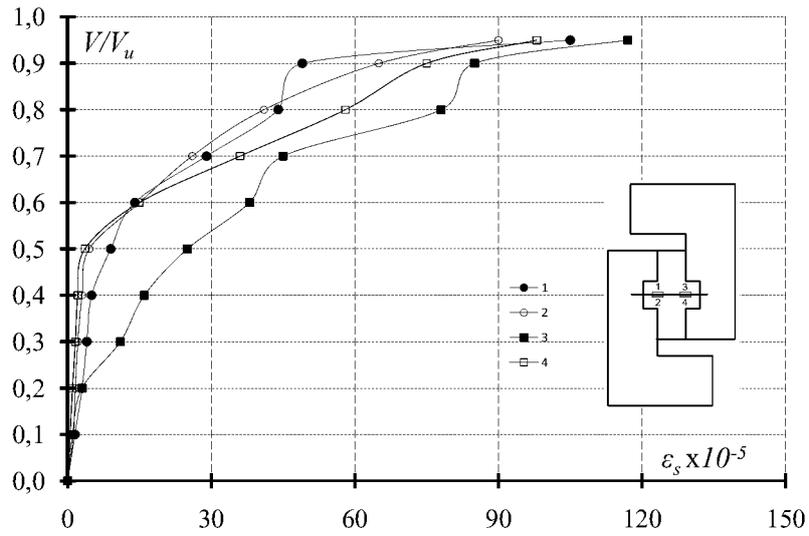


Рисунок – 3.64. Графіки « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків
 ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69, ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67, ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67

3.6 Висновки за розділом [4, 10]

1. У дослідах із окремими прямокутними бетонними шпонками, залежно від l_k/h_k , спостерігається руйнування:

– від зминання під площадкою завантаження ($l_k/h_k \leq 0,2$), котре супроводжується зрізом за нахилоною площиною;

– від зрізу за цілим бетонним перерізом ($0,2 < l_k/h_k \leq 0,5$);

– від відриву за вертикальним перерізом ($l_k/h_k > 0,5$).

2. Найбільший опір руйнуванню бетонної прямокутної керамзитобетонної шпонки відповідає співвідношенню $l_k/h_k \approx 0,2$, а для шпонки из важкого бетону $l_k/h_k \approx 0,3$.

3. Обтиснення бетонних шпонок суттєво підвищує значення руйнівного навантаження (при зростанні σ/f_c від 0 до 0,32 $\frac{f_{sh,\sigma}^k}{f_c}$ для $l_k/h_k = 0,5$ збільшується до 3-х разів), однак принципово не змінює характер руйнування (всі дослідні зразки зруйнувалися від зрізу).

4. Обтиснення розширює межі зрізової форми руйнування до $l_k/h_k = 1$ (порівняно із 0,5 для бетонних шпонок).

5. Армування впливає на міцність шпонок аналогічно обтисненню. Із збільшенням ρ_{sw} від 0 до 3 %, $\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$ зростає в 3 рази.

6. Рознесення арматури у два яруси за висотою шпонки призводить до збільшення руйнівного навантаження до 10 %.

7. При зрізі шпонок на поверхні руйнування наявні стиснуті і розтягнуті ділянки. Обтиснення й армування приводить до збільшення розмірів зон стиску.

8. У стиснутих областях на поверхні руйнування за результатами обробки даних тензорезисторів спостерігається локалізація пластичних деформацій. Обтиснення й армування збільшує їх значення, котрі досягають 350×10^{-5} .

9. Рознесення арматури за висотою елемента призводить до збільшення пластичних деформацій стиснутої зони бетону до 50 %.

10. Включення арматурних стержнів залізобетонних шпонок у роботу відбувалося при початкових рівнях навантаження, тобто іще до появи перших тріщин за $(0,5 - 0,6)V_u$, однак інтенсивне зростання ε_s спостерігалось уже після утворення останніх. У зразках із чотирма стержнями (двоюрусне розташування), в арматурі розміщеній у розтягнутій зоні шпонки, спостерігалися деформації більші, ніж у стержнів, які розміщені по середині її висоти (однорусне розташування арматури) або біля стиснутої грані дослідного зразка. У зразках, армованих двома стержнями поперечної арматури (однорусне розташування), абсолютні значення відносних деформацій при руйнуванні були на 20 – 40 % меншими, ніж у аналогічних зразків, армованих чотирма стержнями.

11. Аналіз результатів обробки показів тензодатчиків дозволяє зробити висновок про наявність нагельного ефекту, котрий виникає в арматурі нижнього ярусу. Уся арматура дослідних зразків досягала межі текучості у стадії руйнування, тобто армування в межах $\rho_{sw} \leq 1,5$ є ефективним.

12. Форма шпонкового профілю обумовлює величину граничного навантаження шпонок. Найбільшу міцність (до 10 %) при $l_k/h_k = 0,5$ мають трикутні шпонки (порівняно з прямокутними).

13. Використання дисперсно армованого бетону в якості матеріалу для улаштування стиків, призводить до збільшення їх тріщиностійкості і міцності, зміни характеру руйнування із зовні крихкого до квазіпластичного.

14. Ширина шва впливає на міцність з'єднання, із її збільшенням від 50 до 250 мм, опір руйнуванню зменшується (до 15 % для трапецієподібного профілю і 40 % для прямокутного).

15. Спостерігається три варіанти руйнування одношпонкового стику залежно від t_j : зріз за вертикальним перерізом (руйнування за шпонкою); зріз за похилим перерізом у межах шпонки та утворення похилої тріщини в межах висоти всього стику (руйнування за швом).

Список використаних літературних джерел

1. Довженко О.О. Експериментальні дослідження міцності обтиснутих легкобетонних шпонок при зрізі / О.О.Довженко, В.Н.Рожко, О.Ф.Віблій // Сучасне будівництво: конструкції, технології, перспективи: Матеріали Міжнародної студентської наукової конференції (Полтава, 20 – 21 травня 2004 року). – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – С. 95 – 98.
2. Довженко О.О. Експериментальні дослідження міцності шпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, І.А. Юрко, К.О. Фаліна // Тези 63-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (10 – 19 травня 2011 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Т.2. – С. 36 –37.
3. Довженко О.О. Застосування високоміцних бетонів у стикових з'єднаннях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, О.О. Куриленко // Бетон и железобетон в Украине, 2011. – С. 2 – 4.
4. Довженко О.А. Комплексные экспериментальные исследования шпоночных соединений бетонных и железобетонных элементов/ О.А.Довженко, В.В.Погребной, Ю.В.Чурса// Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: Материалы международной научно-практической конференции г. Пермь, 25-27 апреля 2013, том 3. Модернизация, эксплуатация, строительство и реконструкция автомобильных дорог, мостов, тоннелей, аэродромов, трубопроводов, а также зданий и сооружений дорожной инфраструктуры. – Пермь: Из-во ПНИПУ, 2013. – С. 163 – 173.
5. Довженко О.О. Міцність одношпонкових стиків трапецієподібної форми із фібробетону на поліпропіленових волокнах із урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 225 – 232.
6. Довженко О.О. Міцність обтиснутих бетонних шпонок при зрізі / О.О. Довженко, В.В.Погрібний, В.Н.Рожко// Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2004. – Вып. 55. – С. 290 – 297.
7. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань з урахуванням різної форми шпонкового профілю / О.О. Довженко, В.Н.Рожко, Т.Ю. Качан // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2007. – Вып. 76. – С. 113–123.
8. Довженко О.О. Міцність шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.Н.Рожко // Тези 60-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (16 – 18 квітня 2008 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – С. 57 – 60.
9. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, Л.В.Карабаш, П.Б. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов: научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2007.– Вып. 76. – С. 16 – 22.
10. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: характер тріщиноутворення, міцність бетонних і залізобетонних шпонок/ О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Ю.В.Чурса// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип. 25. – Рівне: УДУВГП, 2013. – С. 276 – 286.
11. Карабаш Л. В. Міцність прямокутних залізобетонних шпонок з урахуванням особливостей армування і обтиснення / дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / Л. В. Карабаш; ПНТУ. – Полтава, 2011. – 175 с.
12. Митрофанов В.П. Прочность железобетонных шпонок с различным расположением арматуры / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, О.А. Голов, Л.В. Карабаш, С.И. Арцев // Вісник Одеської державної академії – будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. №34. – С. 436 – 444.
13. Погрібний В.В. Напружено-деформований стан і граничне навантаження шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій / В.В. Погрібний, О.О. Довженко //

Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2002. – Вып. 39. – С. 23 – 28.

14. Рожко В. Н. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / В.Н. Рожко; ПНТУ. – Полтава, 2008. – 182 с.

15. Юрко І. А. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на синтетичних волокнах: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / І. А. Юрко; ПНТУ. – Полтава, 2012. – 189 с.

РОЗДІЛ 4

Результати експериментальних досліджень багатошпонкових з'єднань

4.1 Міцність та деформований стан трьохшпонкових зразків із змінною шириною шва

4.1.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків

Усі дослідні зразки [7 – 9, 11] мали схожий характер поведінки на перших ступенях навантаження. При рівнях $(0,6 – 0,7) V_u$ у зоні розтягу в основі найбільш напружених крайніх шпонок (нижня в лівому контактному стику та верхня в правому, див. рис. 4.2 – 4.4) з'являлися тріщини, направлені в тіло шва приблизно під кутом 45° . Далі утворювалася близька до вертикалі тріщина у крайній шпонці (верхній справа або нижній зліва), тобто зрізалася першою найбільш завантажена шпонка.

При рівнях навантаження $(0,8 – 0,9) V_u$ для керамзитобетонних стиків визначалася одна із двох можливих схем руйнування: або утворювалися вертикальні тріщини в середніх шпонках та похилі за швом у межах останньої шпонки (зразки з шириною шва 50 і 100 мм), або похилі тріщини в тілі стику з розділенням на два блоки (зразки з шириною шва 150 та 200 мм), при цьому шпонки стику не руйнувалися (рис. 4.2 – 4.4).

При трикутних шпонках і ширині шва $t_j = 200$ мм після утворення вертикальної тріщини в першій шпонці спостерігалася руйнування шляхом роздроблення бетону стиснутого підкосу в межах інших двох шпонок (ЗШС-200-0,25-Т-Л-0,68-1).

Відносна міцність стиків $f_{sh,s}^{3j,k} / f_c$ виявилася найбільшою для зразків з трикутними шпонками, найменшою – з прямокутними (табл. 4.1), що підтвердило результати, отримані в п. 3.4.1. Із збільшенням ширини шва міцність стиків знижується (рис. 4.1). При зміні t_j від 50 до 200 мм відбулося зменшення значення руйнівного навантаження для прямокутних шпонок на 40 %, трапецієподібних на 15 %, трикутних – 26 %, тобто з цієї точки зору перевагу слід віддавати трапецієподібним стикам.

Таблиця 4.1 – Експериментальні дані для трьохшпонкових зразків із керамзитобетону

Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	f_{yw} , МПа	ρ_{sw} , %	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh,s}^{3j,k}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
	f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
3ШС-50-0,25-П-Л-0,66-1	12,9	1,6	0,25	240	0,66	165	3,59	0,28
3ШС-100-0,25-П-Л-0,64-1			0,25		0,64	160	3,38	0,26
3ШС-150-0,25-П-Л-0,66-1			0,25		0,66	140	3,07	0,24
3ШС-200-0,25-П-Л-0,60-1			0,25		0,60	125	2,48	0,19
3ШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1	12,9	1,6	0,25		0,64	170	3,61	0,28
3ШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1			0,25		0,63	170	3,54	0,27
3ШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1			0,25		0,62	160	3,29	0,26
3ШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1			0,25		0,64	150	3,16	0,24
3ШС-50-0,5-Т-Л-0,64-1	10,45	1,2	0,5		0,64	160	3,4	0,33
3ШС-100-0,5-Т-Л-0,69-1			0,5		0,69	140	3,2	0,31
3ШС-150-0,5-Т-Л-0,67-1			0,5		0,67	130	2,9	0,28
3ШС-200-0,5-Т-Л-0,68-1			0,5		0,68	120	2,7	0,26

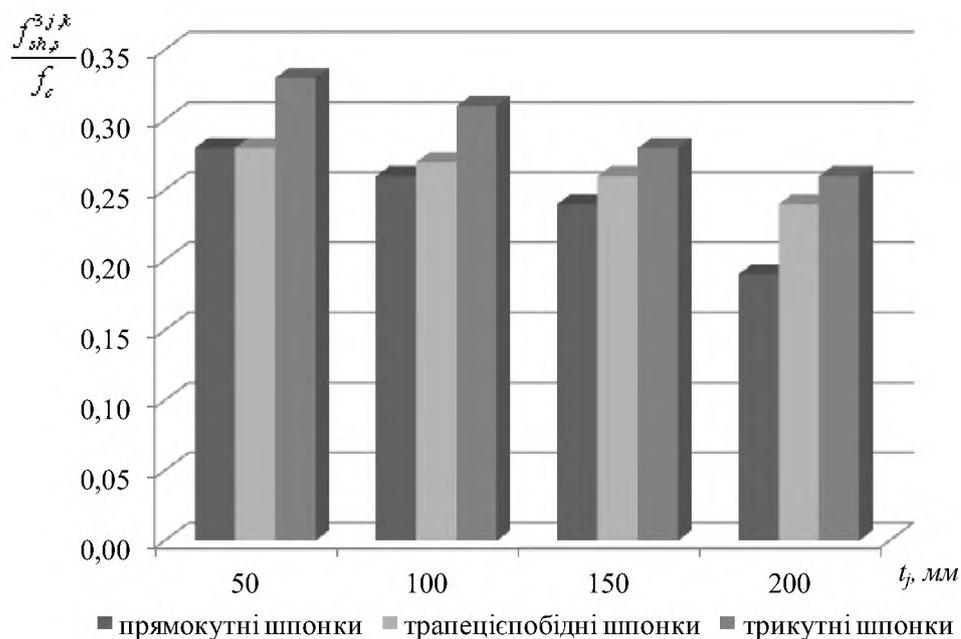


Рисунок 4.1 – Міцність трьохшпонкових стиків із керамзитобетону залежно від ширини шва [6]

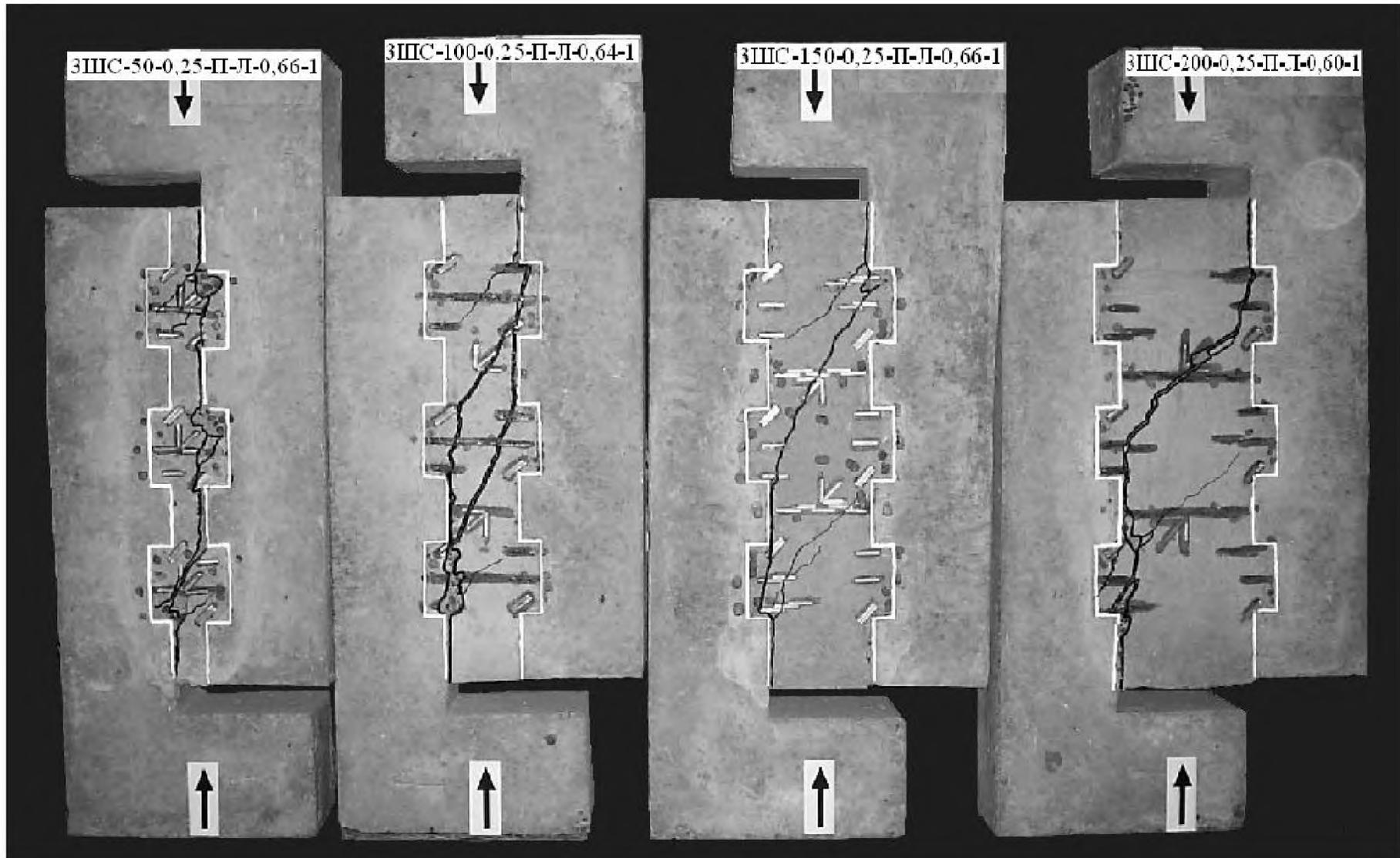


Рисунок 4.2 – Характер руйнування трьохшпонкових зразків з прямокутними шпонками із керамзитобетону

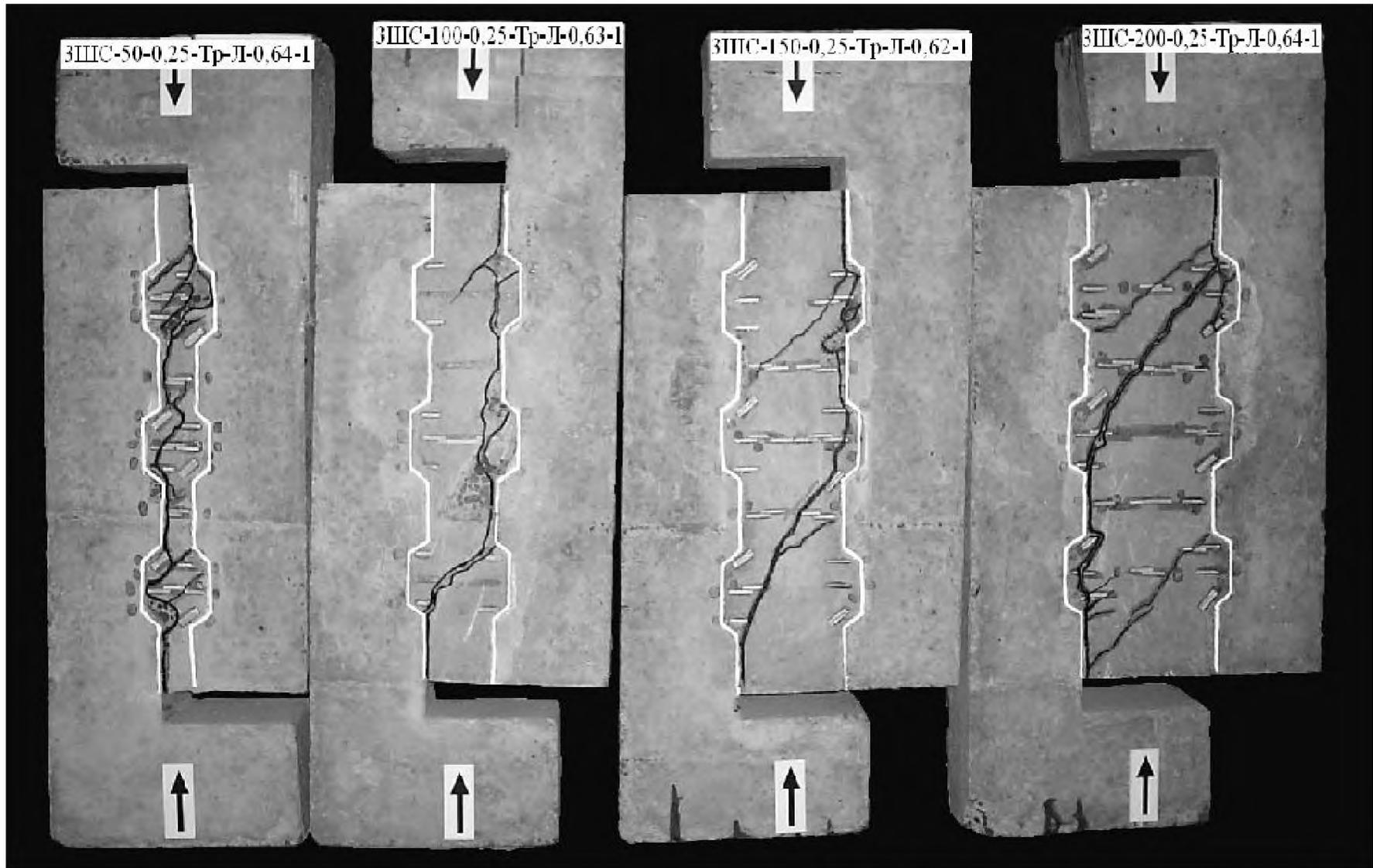


Рисунок 4.3 – Характер руйнування трьохшпонкових зразків з трапецієподібними шпонками із керамзитобетон

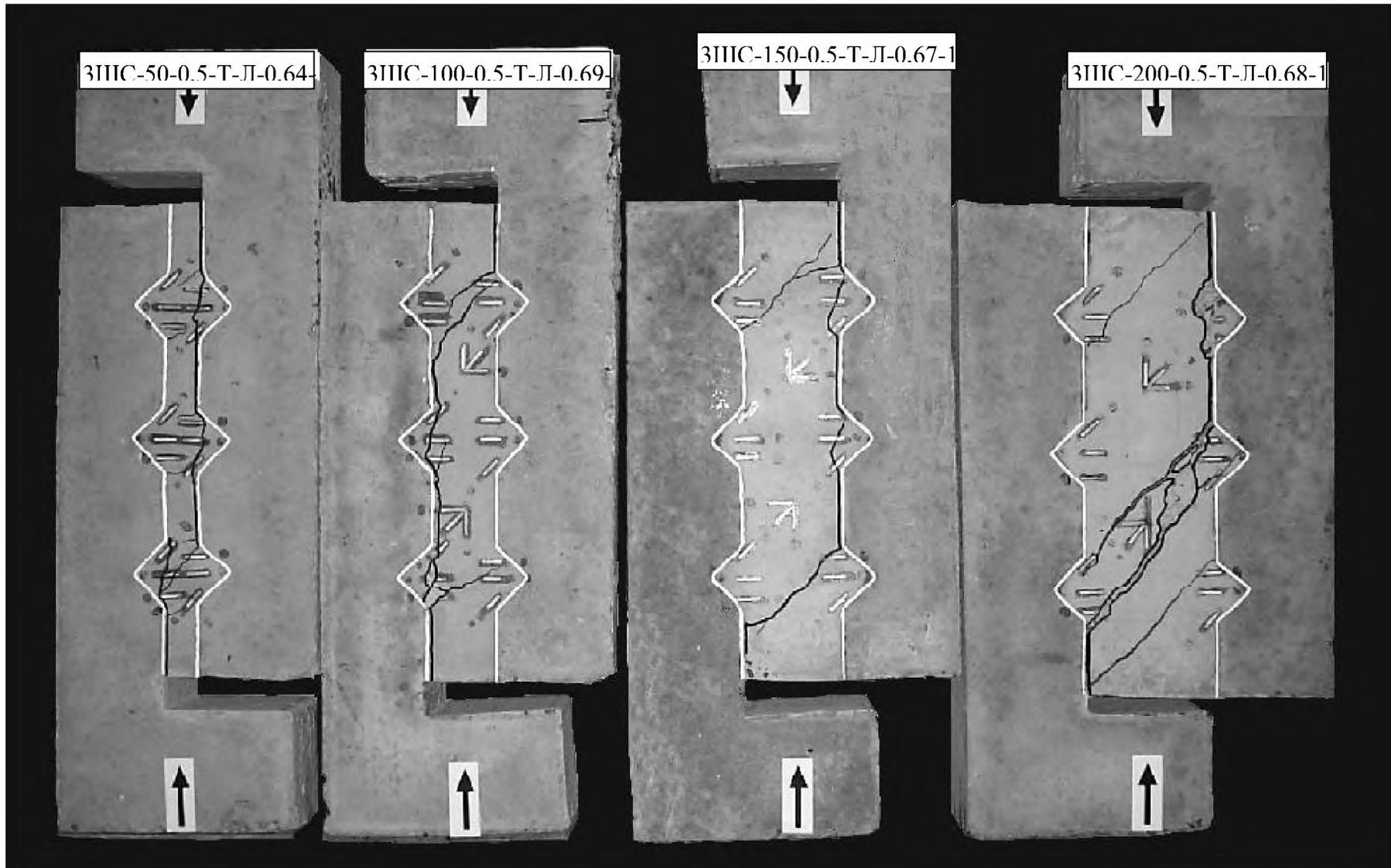


Рисунок 4.4 – Характер руйнування трьохшпонкових зразків з трикутними шпонками із керамзитобетону

Дані про міцнісні характеристики бетону й арматури та граничне навантаження зразків із фібробетону наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Експериментальні дані, отримані при випробуванні трьохшпонкових стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	f_{yw} , МПа	ρ_{sw} , %	V_u , кН	$f_{sh,s}^{3j,k}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^{3j,k}}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2	9,7	1,36	0,25	240	0,75	153	3,40	0,35
2	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2					0,69	142	2,91	0,30
3	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1					0,66	146	3,20	0,33
4	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1					0,64	133	2,81	0,29
5	ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1					1,48	199	4,37	0,45
6	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1					1,49	176	3,88	0,40
7	ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1					1,49	163	3,59	0,37

Характер тріщиноутворення трьохшпонкових стиків із фібробетону відрізнявся від того, що спостерігався при випробуванні зразків із керамзитобетону. Перші ледь помітні тріщини утворювалися при навантаженнях більших до 25 %, ніж у стиках із керамзитобетону. Таке явище можна пояснити підвищеною тріщиностійкістю фібробетону. При збільшенні навантаження, як і у керамзитобетонних зразках, окреслювалася головна тріщина. При руйнуванні ширина її розкриття в найбільш завантажених шпонках досягала 2 – 4 мм.

Зовні руйнування стиків із фібробетону було менш крихким, більш повільним, без сколювань і відривів шматків бетону [1, 3].

У зразках з шириною шва 100 та 150 мм руйнування проходило шляхом зрізу в межах двох сусідніх шпонок та утворенням похилої площини в межах останньої (рис. 4.5). Руйнування ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 також відбулося за цією схемою, хоча очікувалося, що зразок зруйнується шляхом зрізу усіх 3-х шпонок (виходячи із схеми руйнування одношпонкових стиків). Це може бути пояснено специфікою роботи багатошпонкових стиків.

У зразках ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 та ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1 зрізалися дві крайні шпонки, а похила тріщина утворювалася в межах середньої (рис. 4.5, є, ж).

При зазначеній t_j реалізовувалася також третя схема, коли зрізалася одна шпонка й утворювалася похила тріщина в межах 2-х інших (рис. 4.6, б).

Руйнування ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1 відбулося з утворенням похилої площини в межах усього шва (рис. 4.6, г). Отже, ширина стику визначає характер руйнування і, як наслідок, суттєво впливає на граничне навантаження, котре зменшується зі збільшенням t_j : при зміні ширини шва з 25 мм до 300 мм, за всіх інших однакових параметрах, міцність стиків зменшилася на 18 % (рис. 4.7).

У ході досліджень впливу кількості й особливостей армування на характер тріщиноутворення стиків не виявлено. Однак, шпонкові з'єднання з рознесеною за висотою шпонки арматурою сприймають навантаження дещо більші ніж аналогічні зразки з її розташуванням по середині шпонки (рис. 4.8).

Для стиків із шириною $t_j = 150$ мм та двома стержнями поперечної арматури, розміщеної по середині висоти шпонки, збільшення відсотка армування з 0,64 до 1,49 підвищує V_u від 133 кН до 176 кН (на 24 %), а для з'єднань з рознесеною арматурою, при $\rho_{sw} = 0,69$, $V_u = 142$ кН, що на 7 % більше порівняно зі стиком, у якому арматура знаходиться по середині висоти шпонки [2, 4].

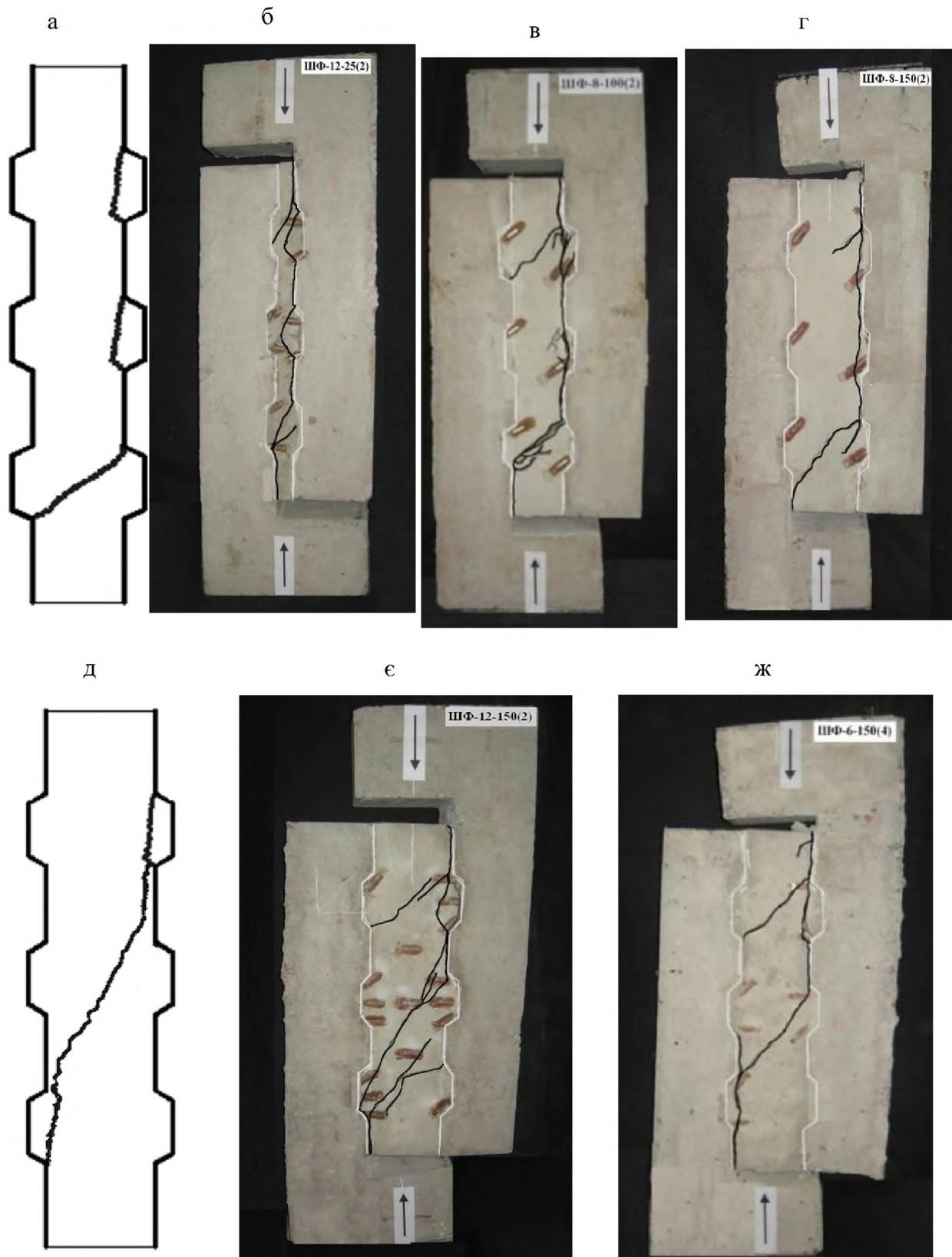


Рисунок 4.5 – Схеми руйнування зразків: а, д – можливі; б, в, г, е, ж – фактичні відповідно для зразків ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1, ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2

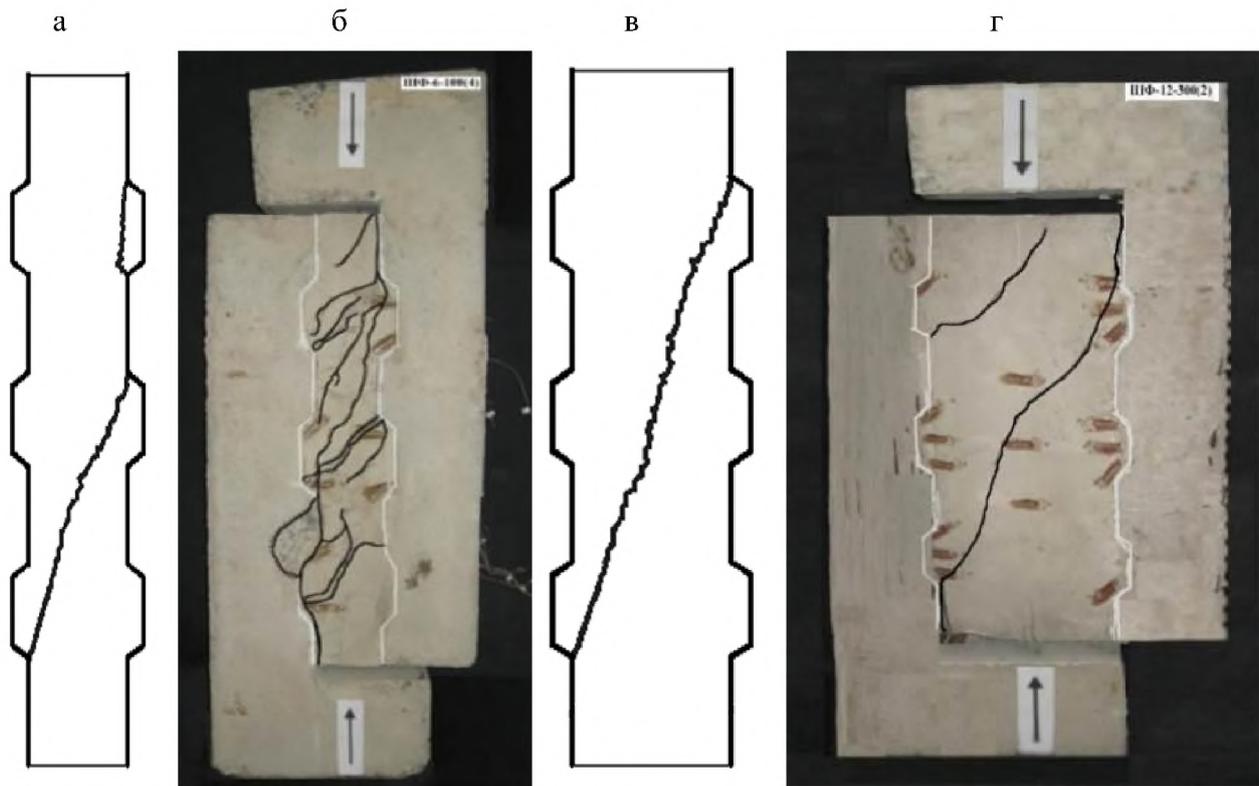


Рисунок 4.6 – Схеми руйнування зразків: а, в – можлива; б, г – фактичні відповідно для зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2, ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1

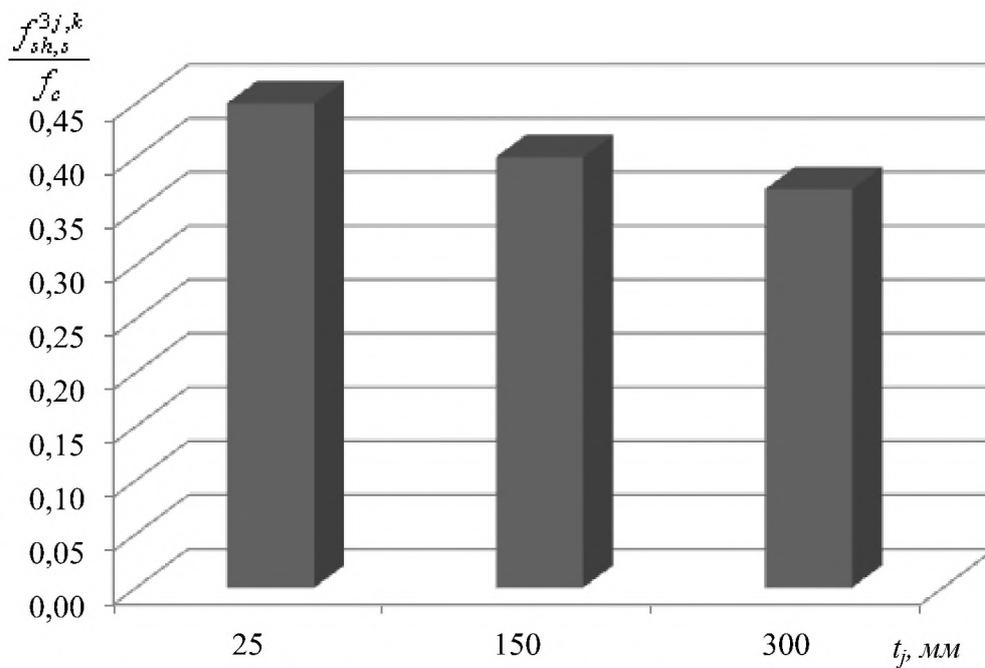


Рисунок 4.7 – Залежність міцності стиків від його ширини

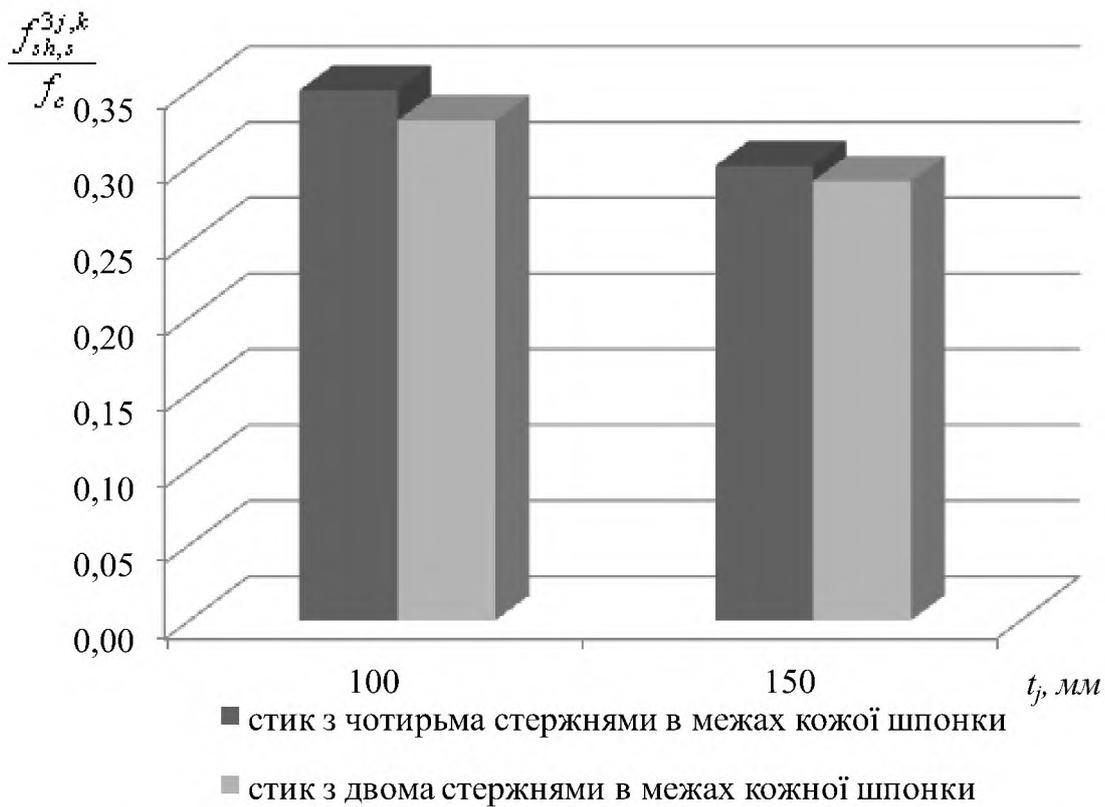


Рисунок 4.8 – Залежність міцності стиків з різним характером армування (двоярусне та одноярусне розташування арматури при однаковому ρ_{sw}) від ширина шва

4.1.2 Деформації бетону дослідних зразків

Залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для керамзитобетону дослідних зразків представлені на рис. 4.9 – 4.12 [11].

При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення в основі шпонок (тензорезистори розташовані біля вхідних кутів шпонок зі зміщенням у тіло шва в область руйнування та орієнтовані під кутом 45° нормально до поверхні руйнування) досягають значень $(100 - 200) \times 10^{-5}$, причому спостерігається нерівномірність розвитку цих деформацій за довжиною стику, котра більш характерна для з'єднань із меншою товщиною стику t_j . Для всіх шпонок залежність « $V/V_u - \varepsilon_c$ » викривлюється при навантаженнях, близьких до руйнівних, що свідчить про наявність пластичних деформацій цієї зони.

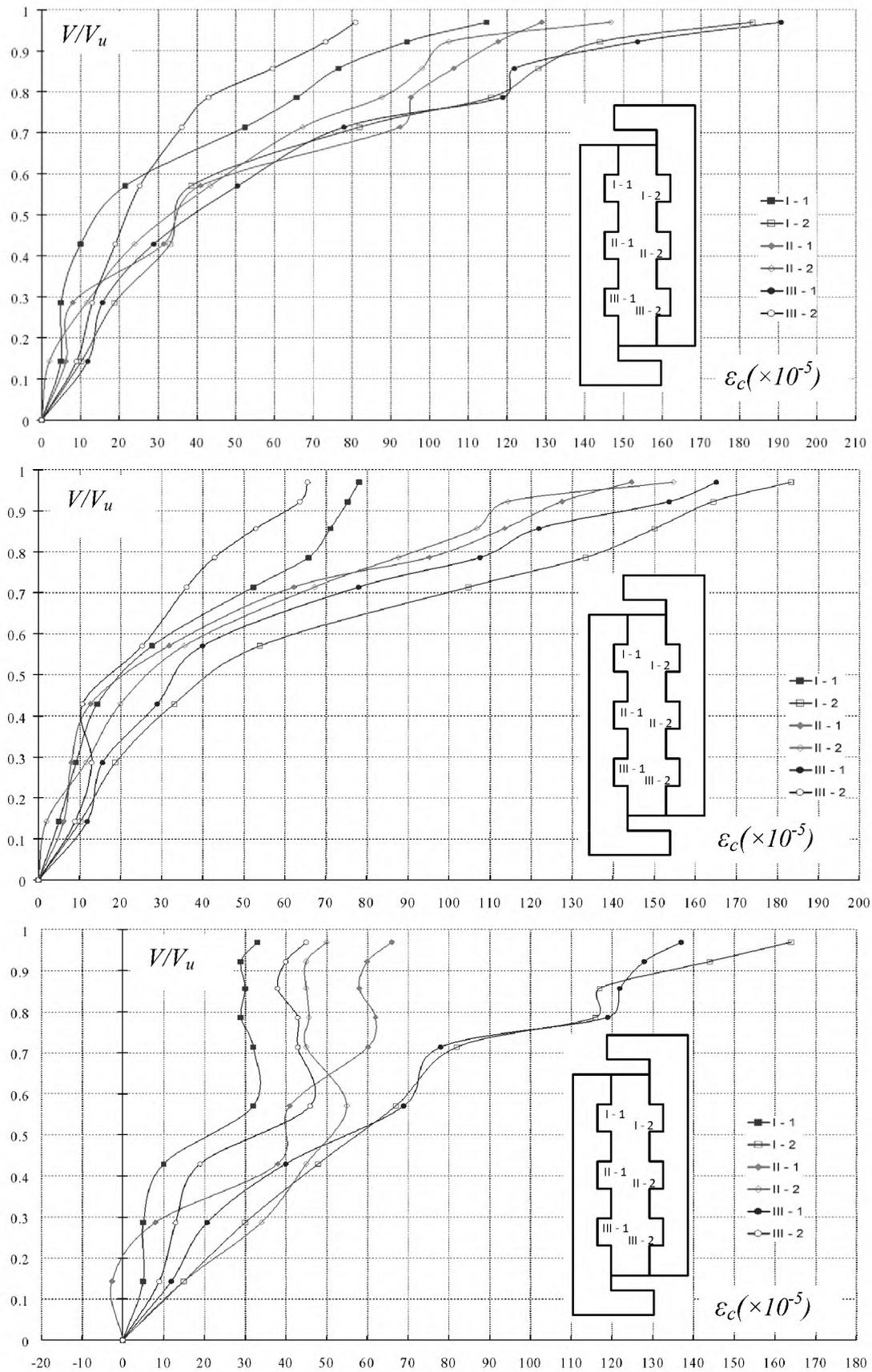


Рисунок 4.9 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону зразків

ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1, ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1, ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1

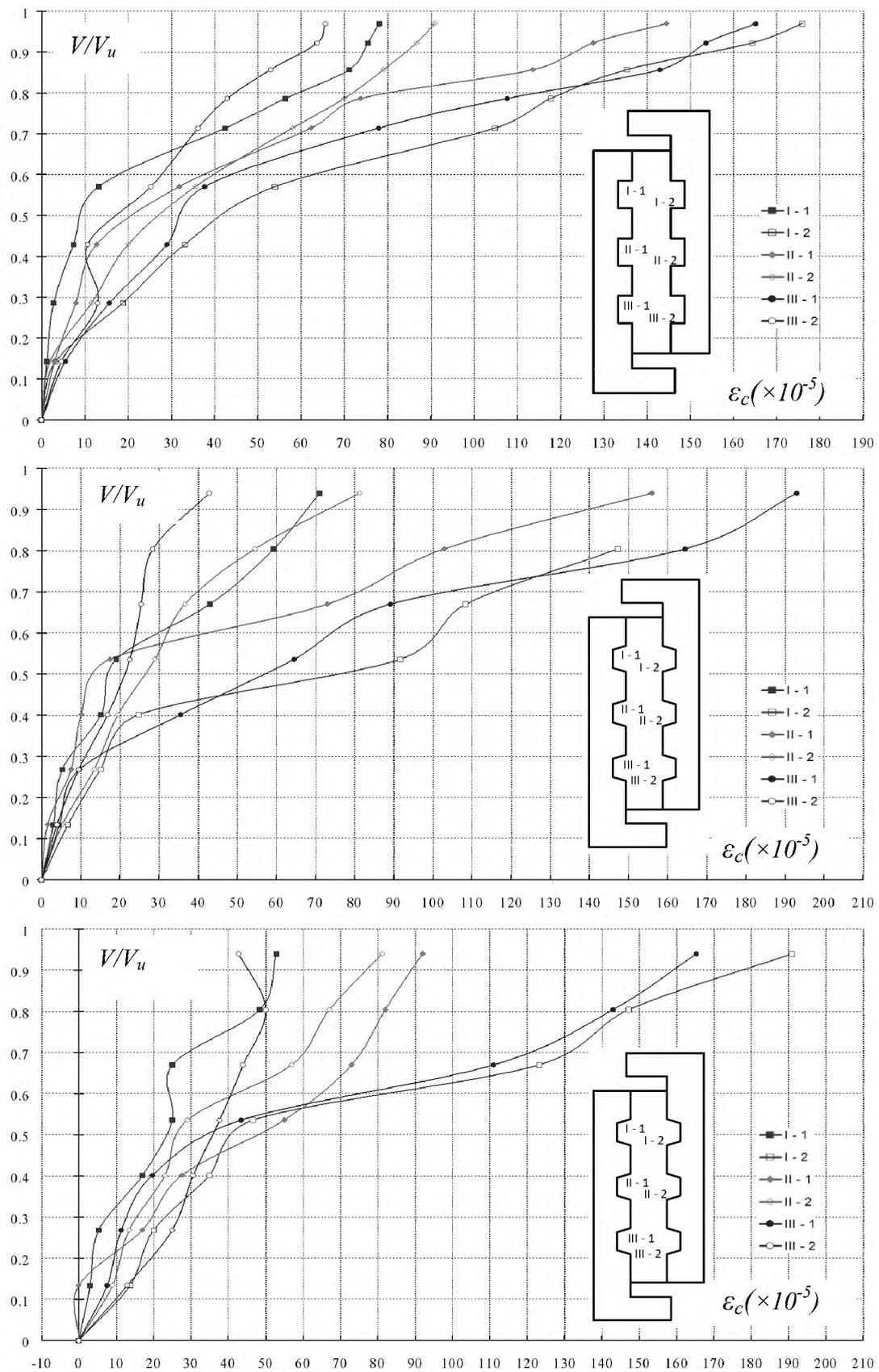


Рисунок 4.10 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону зразків
 ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1, ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1,
 ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1

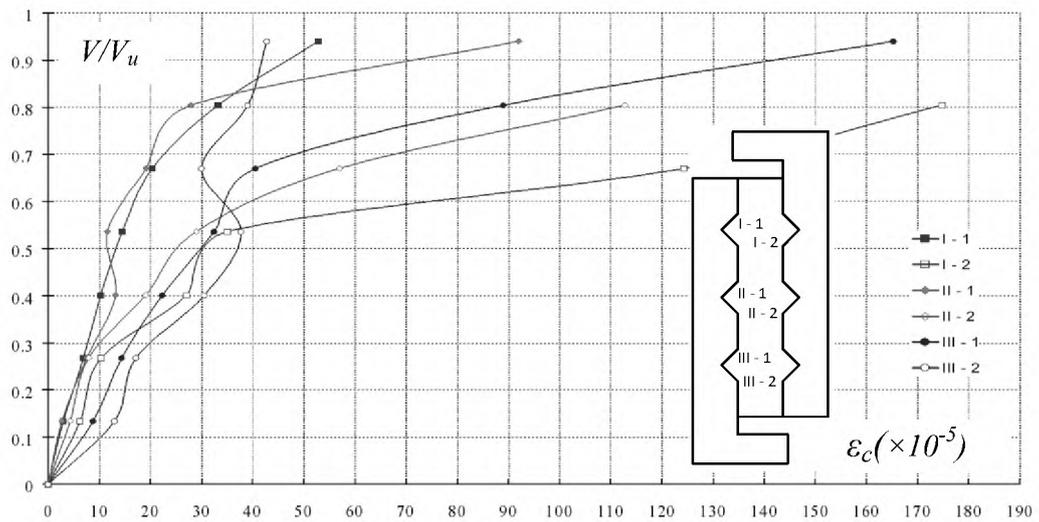
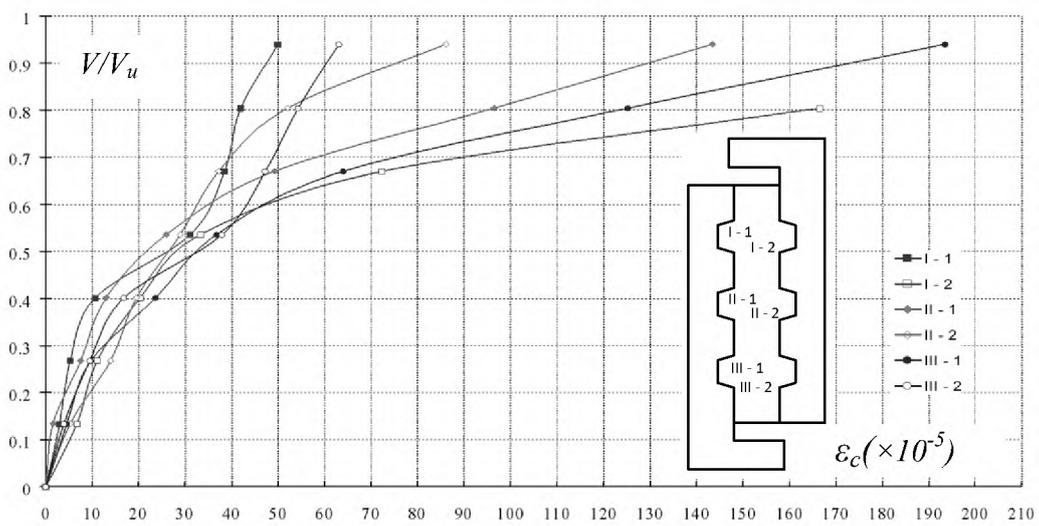
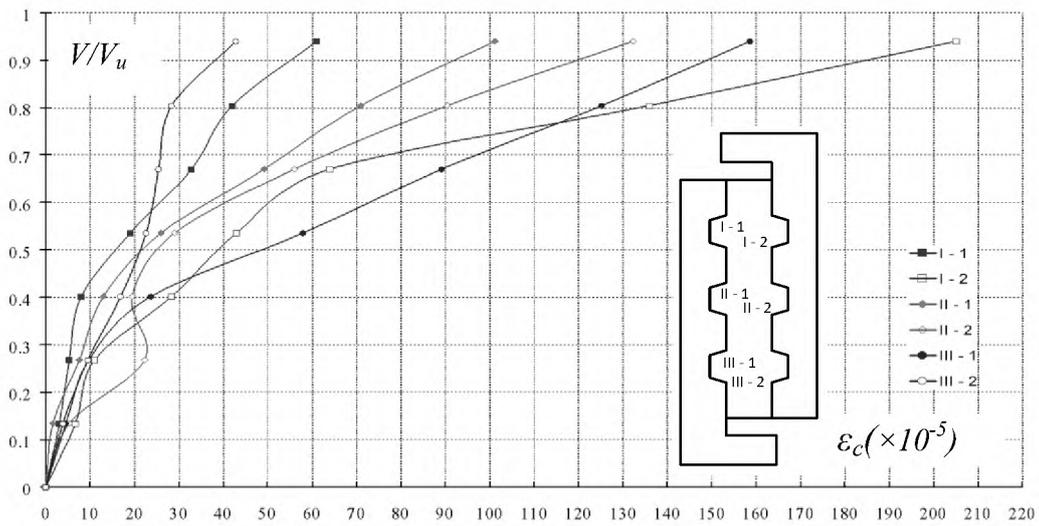


Рисунок 4.11 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону зразків

ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1, ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1,

ЗШС-50-0,25-Т-Л-0,64-1

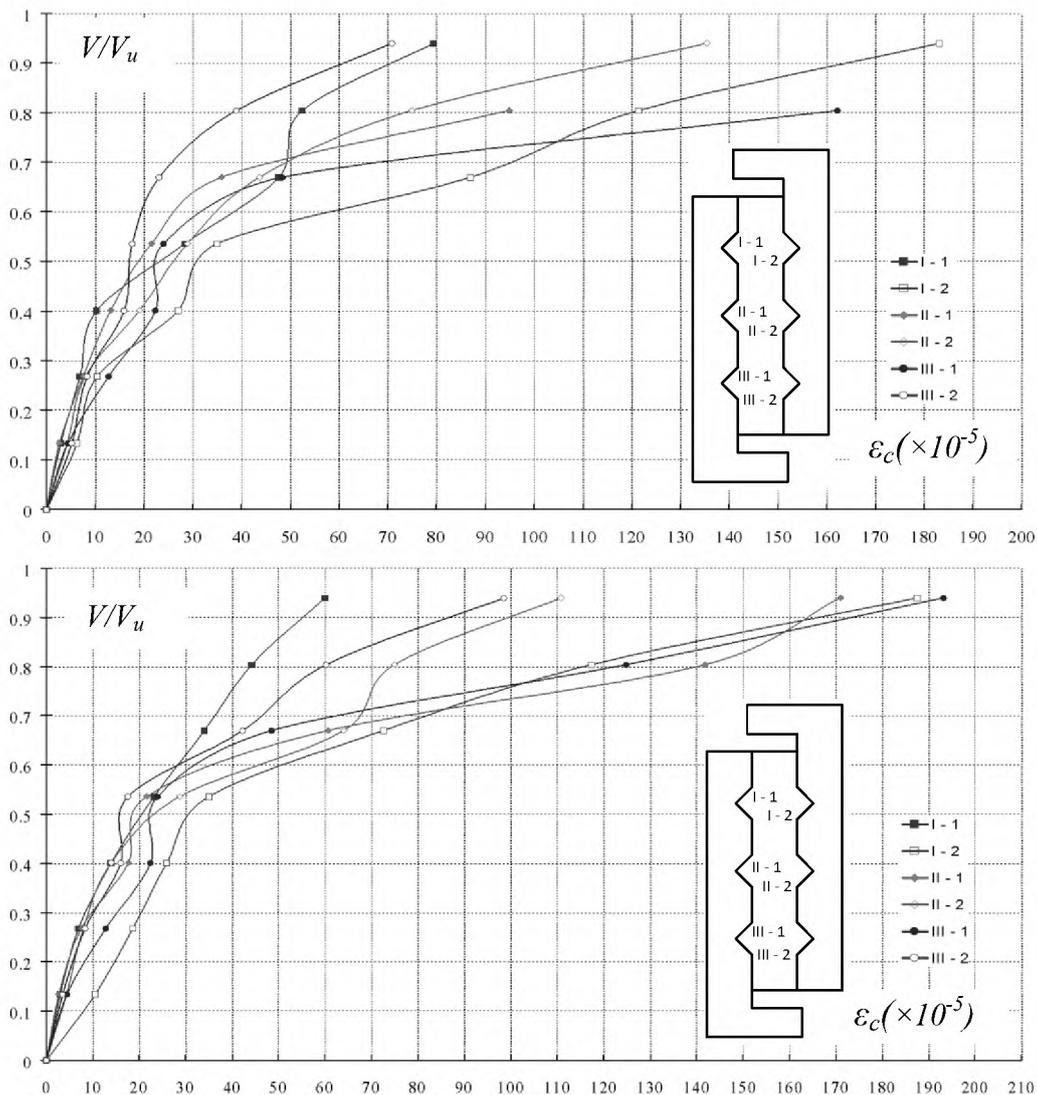


Рисунок 4.12 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону зразків
 ЗШС-100-0,25-Т-Л-0,69-1, ЗШС-150-0,25-Т-Л-0,67-1,
 ЗШС-200-0,25-Т-Л-0,68-1

На рис. 4.13 – 4.15 надані графіки відносних деформацій фібробетону від рівня навантаження « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для стиків ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1, ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 у зонах розтягу та стиску [12]. Максимальні деформації стиску в найбільш завантажених шпонках досягають значень $(110 - 170) \times 10^{-5}$. Максимальні ε_c у ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1 менші порівняно з ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1, це пояснюється тим, що при збільшенні ρ_{sv} підвищується обтиснення шпонок у напрямку перпендикулярному площині зрізу.

Порівнюючи стики ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 та ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, які мають однаковий коефіцієнт, але різний характер армування, слід відмітити, що як при стиску так і при розтязі деформації бетону у зразка з рознесеною за висотою арматурою більші (рис. 3.78, 3.79), це свідчить про зростання пластичних деформацій у зразках з двоярусним розташуванням стержнів. Залежності « $V/V_u - \epsilon_c (\epsilon_{ct})$ » для зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2 та ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1 мають аналогічний характер (рис. 4.15).

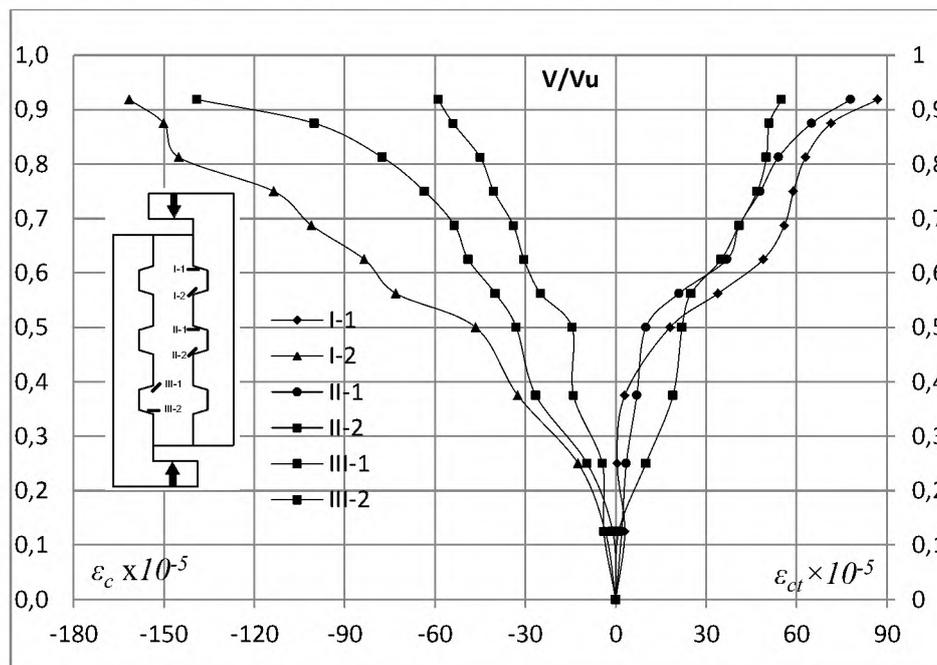


Рисунок 4.13 – Графіки « $V/V_u - \epsilon_c (\epsilon_{ct})$ » для бетону зразка ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2

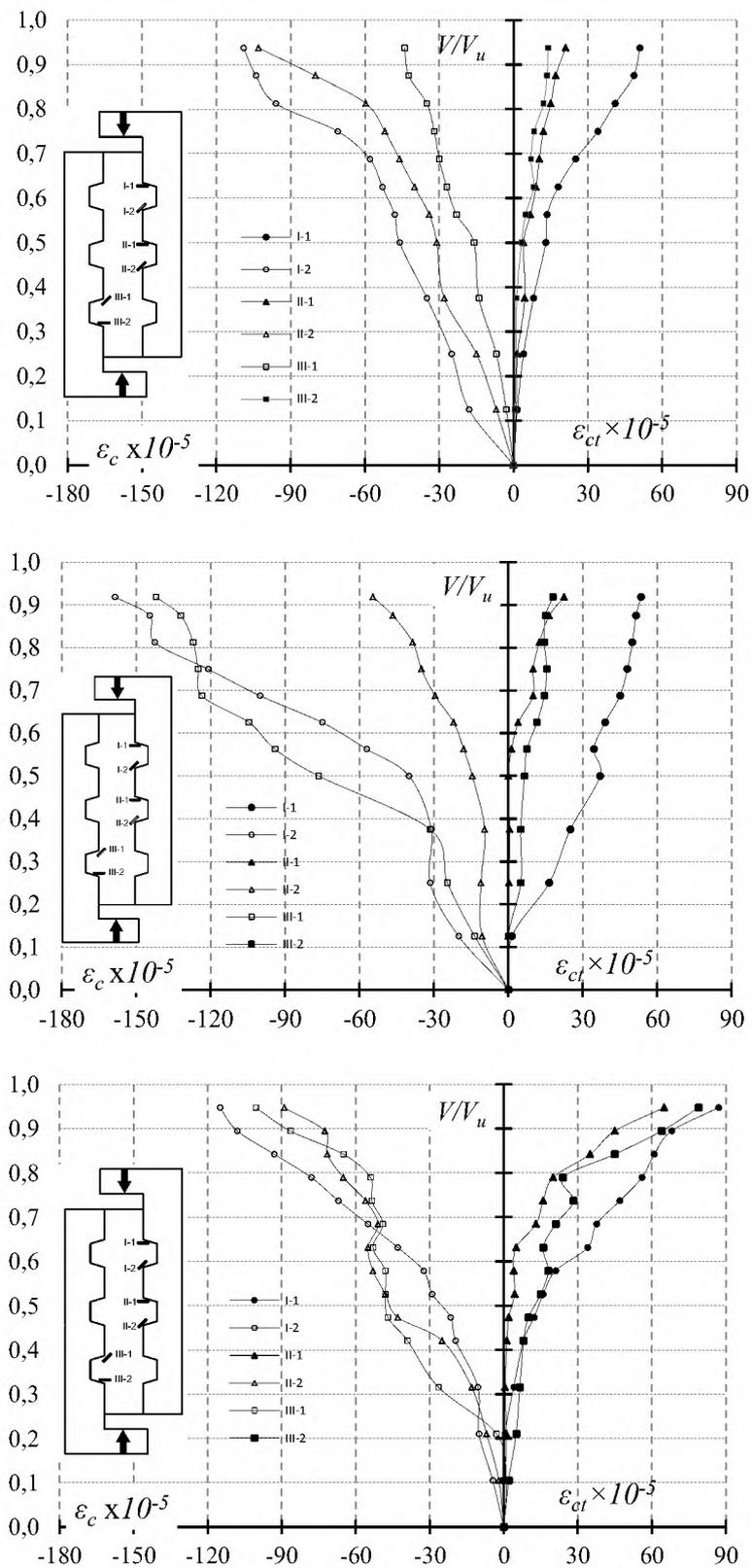


Рисунок 4.14 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону зразків
 3ШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, 3ШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1,
 3ШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1

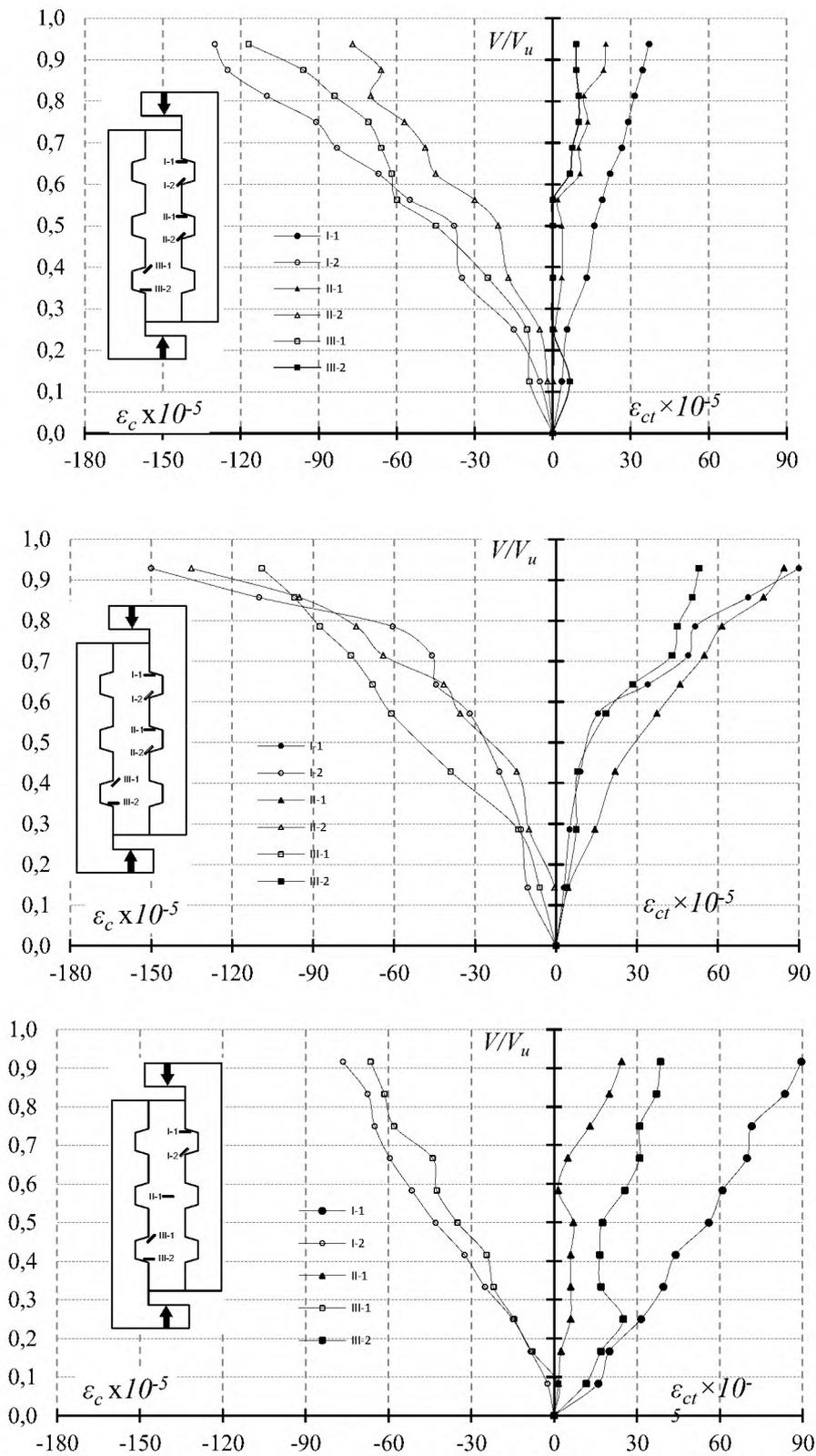


Рисунок 4.15 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону зразків
 3ШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2, 3ШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1,
 3ШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1

Дещо менші деформації стиску зафіксовані тензодатчиками у зразку ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1 (рис. 4.15). Цей факт пояснюється тим, що руйнівні тріщини не проходять безпосередньо в зонах розташування датчиків.

Підвищене значення f_{ct} призвело до збільшення деформацій розтягу фібробетонних стиків ε_{ct} . Вони досягали величин 90×10^{-5} , що перевищує значення для стиків із керамзитобетону.

4.1.3 Деформації арматури дослідних зразків

Залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури керамзитобетонних зразків представлені на рис. 4.16 – 4.19.

Спостерігається нерівномірність деформацій поперечної арматури за довжиною стику. Напруження в арматурі у зоні перетину вертикальною тріщиною в стадії руйнування досягають межі текучості. Найбільше значення деформації спостерігається в шпонках, що зазнали руйнування шляхом зрізу.

Залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1 і ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1 представлені на рис. 4.20. В обох стиках на момент руйнування арматура досягає межі текучості та працює нерівномірно за довжиною стику. Значення деформацій, отримані за тензорезисторами, що розташовані на одному арматурному стержні, але з двох діаметрально протилежних сторін, відрізняються, що можна вважати підтвердженням наявності нагельного ефекту.

У зразкові ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2 (рис. 4.21) значення деформацій для арматури, розташованої у верхній та нижній за висотою частині шпонки, значно відрізняються. Так, наприклад, у найбільш навантаженій верхній шпонці правого стику в розтягнутій арматурі верхнього ряду вони досягли значень 350×10^{-5} , а в арматурі нижнього ряду – 190×10^{-5} .

Аналогічна картина спостерігається і на стадії руйнування зразка ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 з рознесеною поперечною арматурою за висотою шпонки.

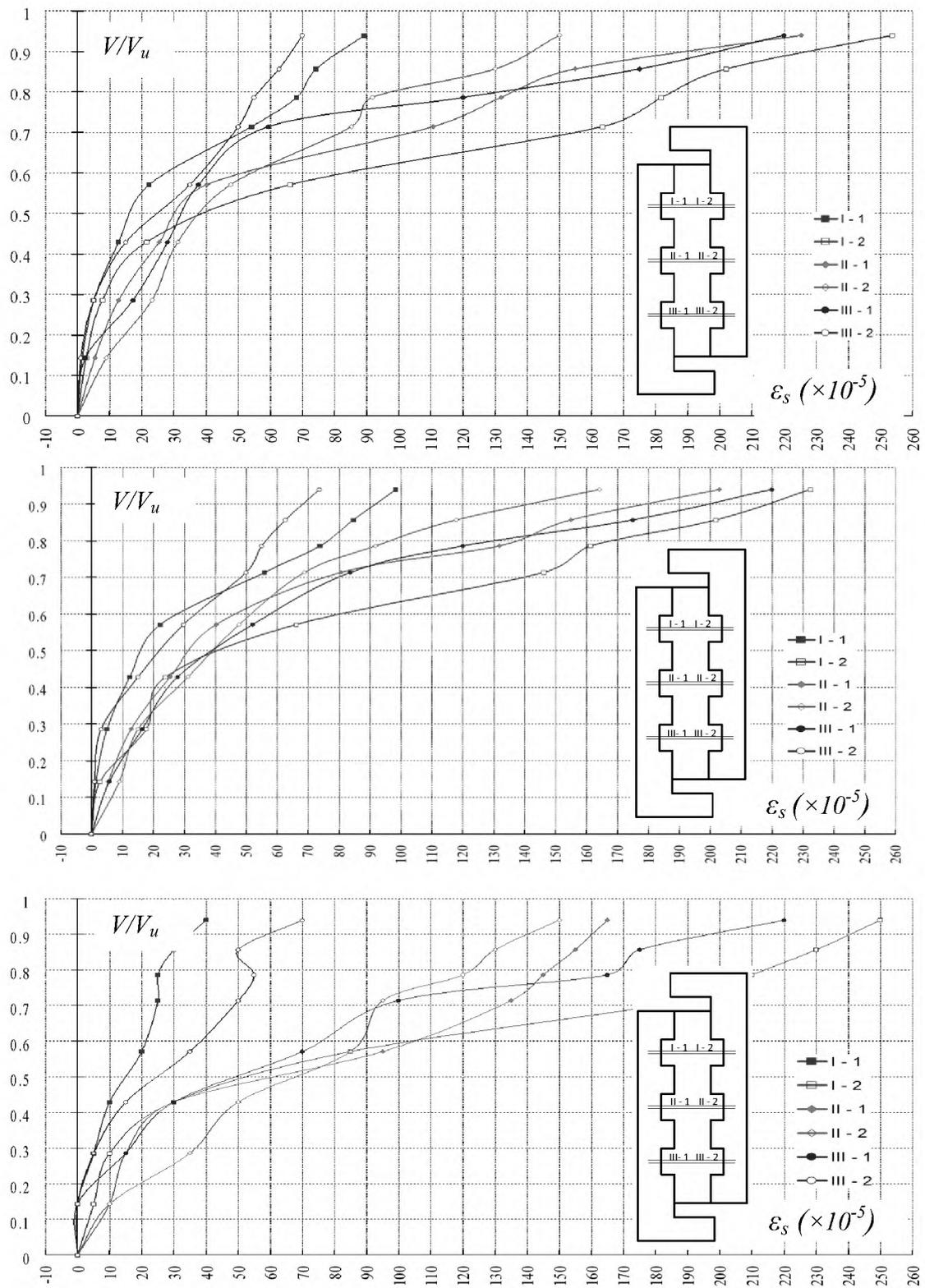


Рисунок 4.16 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури
 зразків ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1, ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1,
 ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1

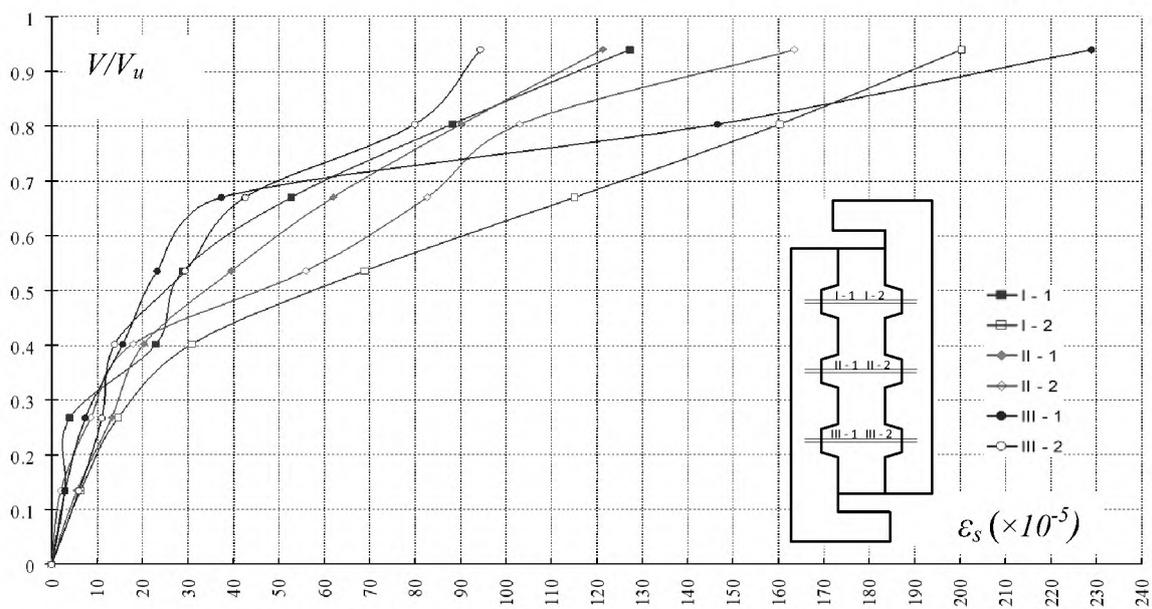
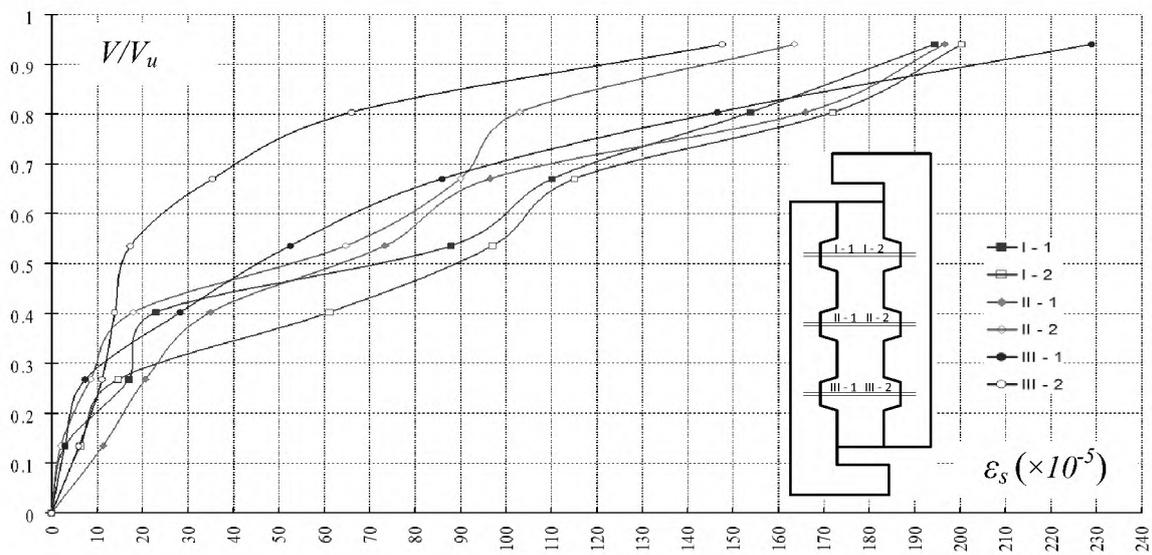
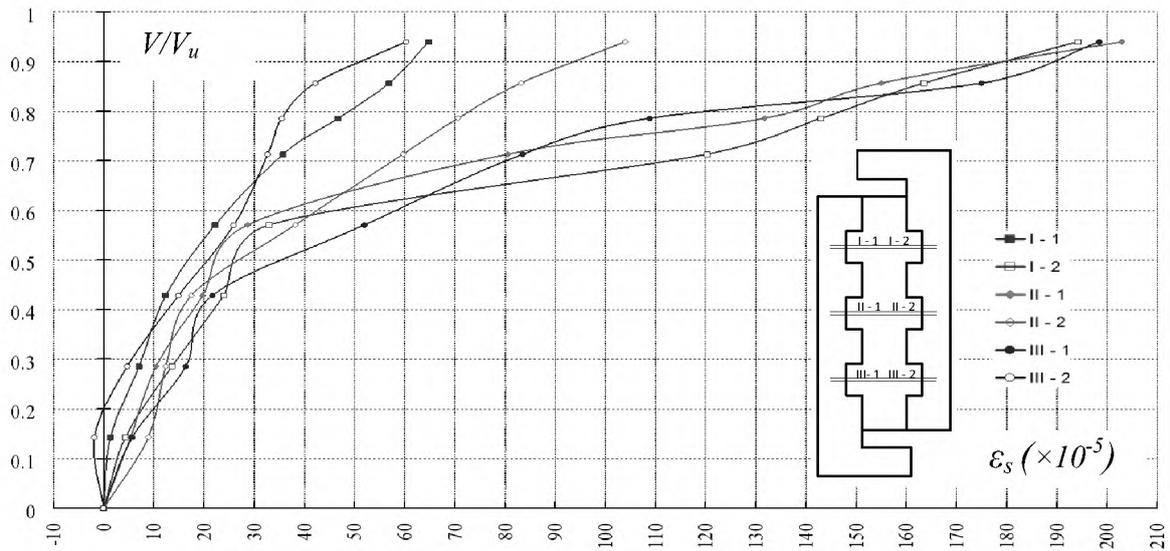


Рисунок 4.17 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1, ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1, ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1

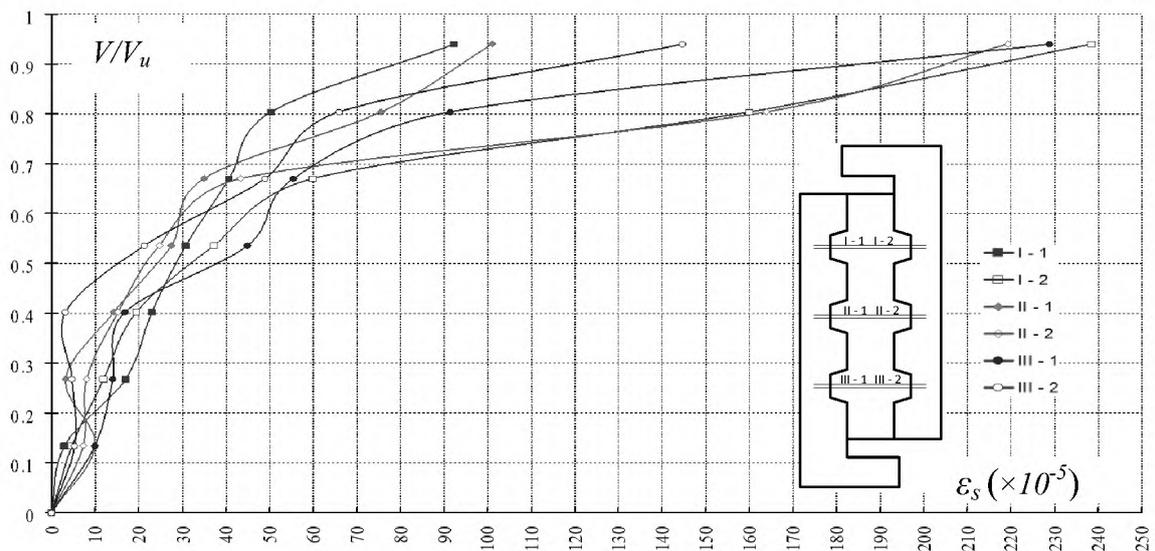
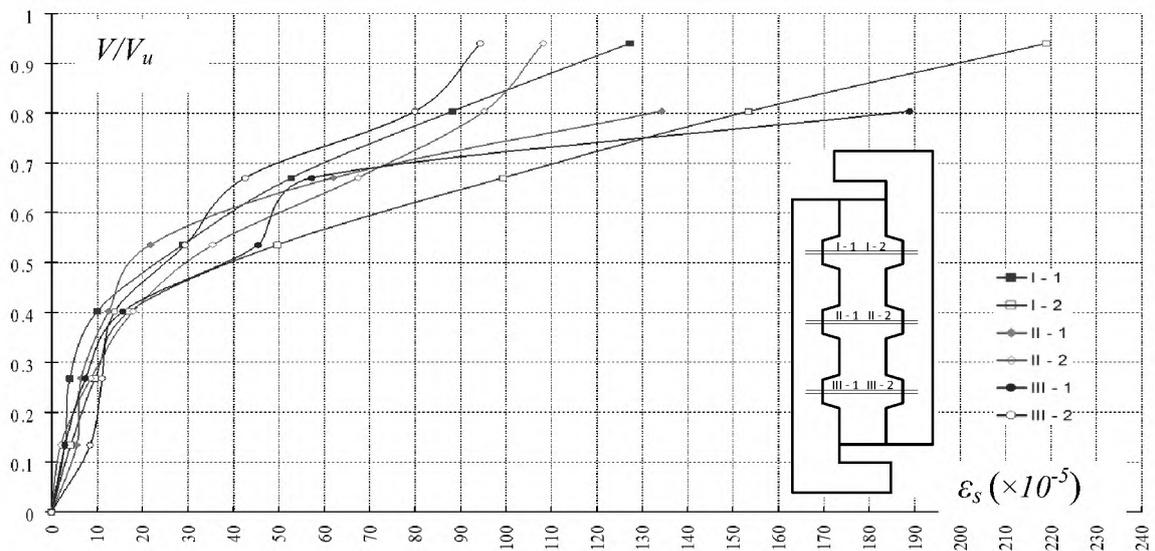
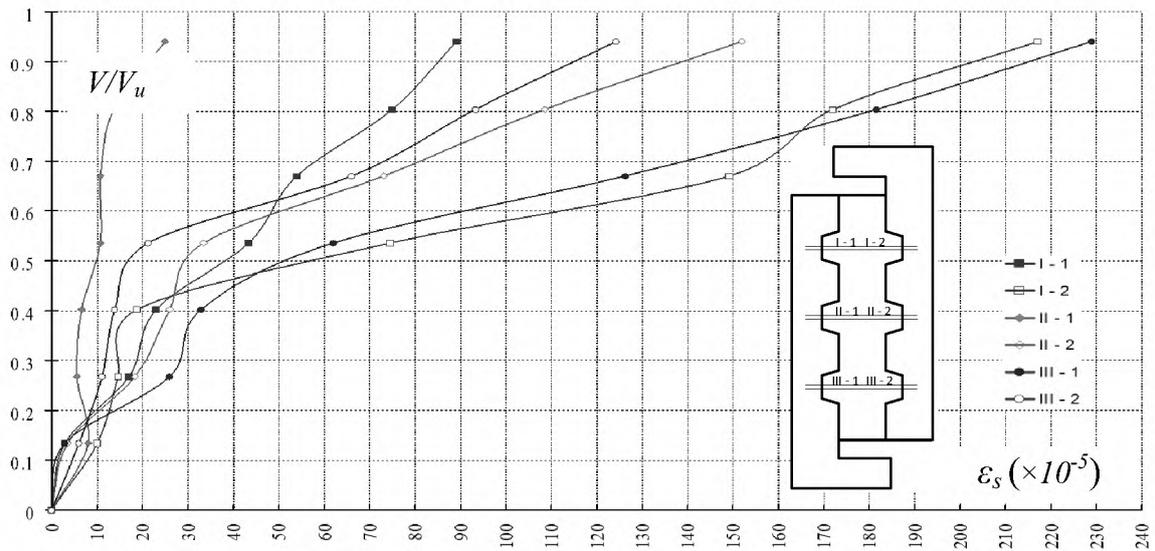


Рисунок 4.18 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків
 3ШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1, 3ШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1,
 3ШС-50-0,25-Т-Л-0,64-1

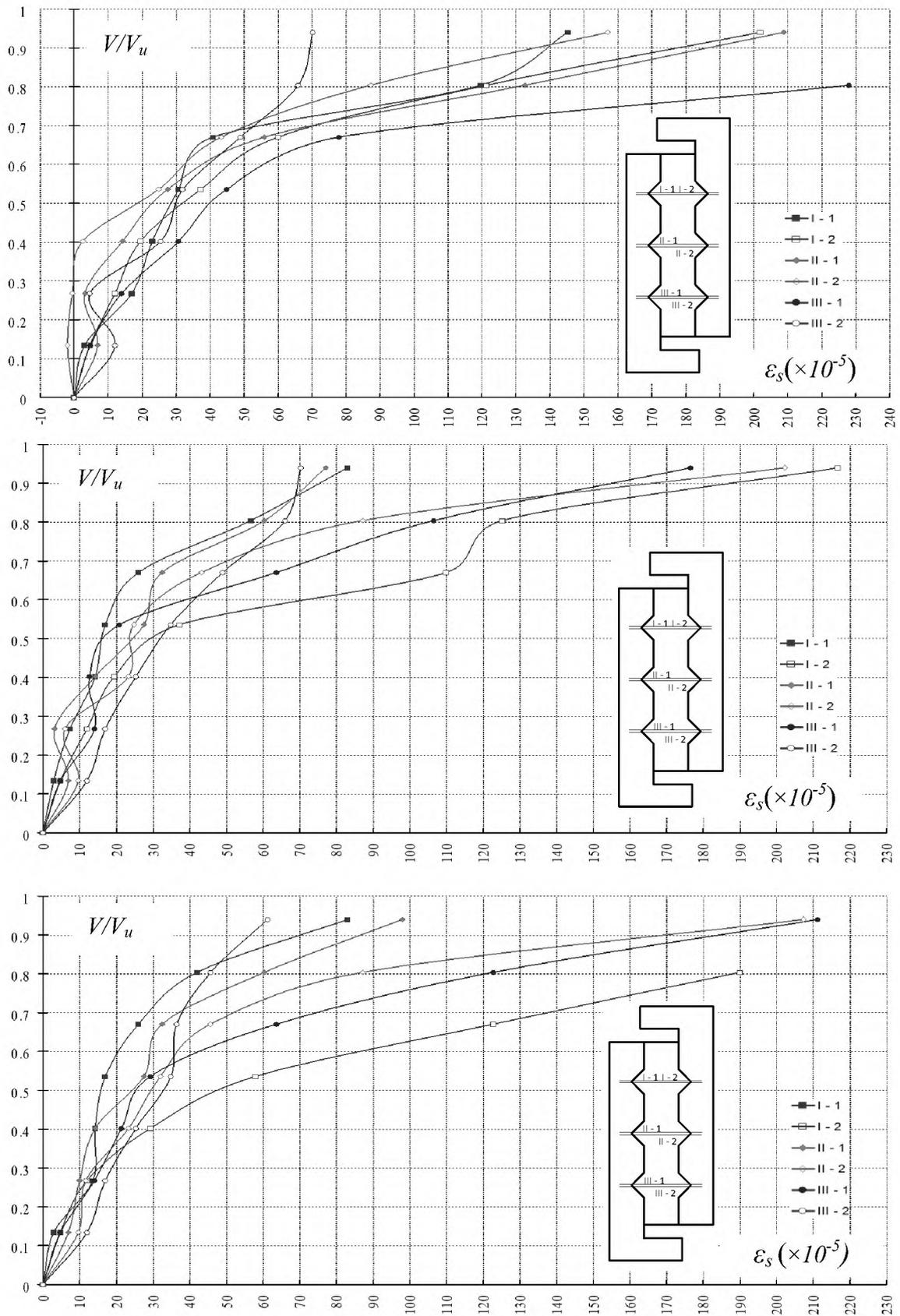


Рисунок 4.19 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_y$ » для арматури зразків 3ШС-100-0,25-Т-Л-0,69-1, 3ШС-150-0,25-Т-Л-0,67-1, 3ШС-200-0,25-Т-Л-0,68-1

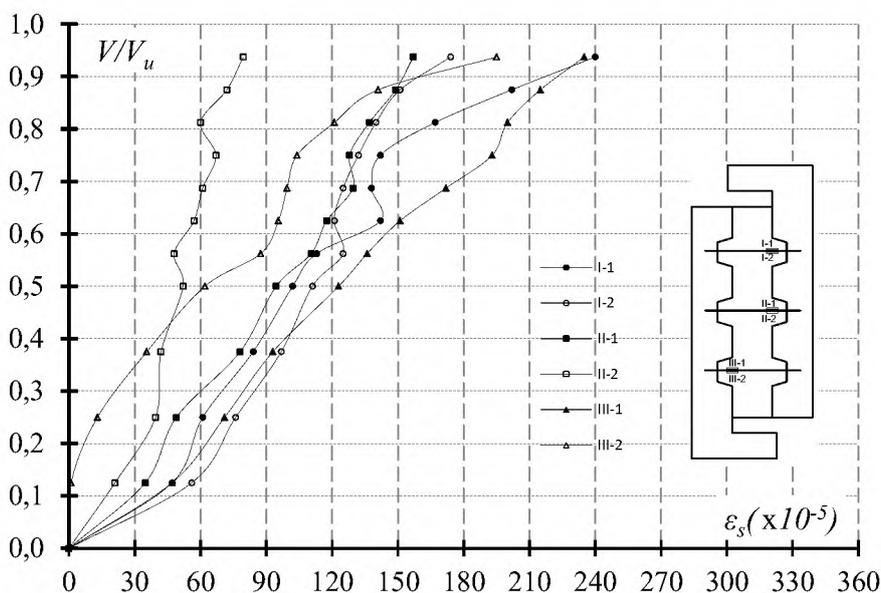
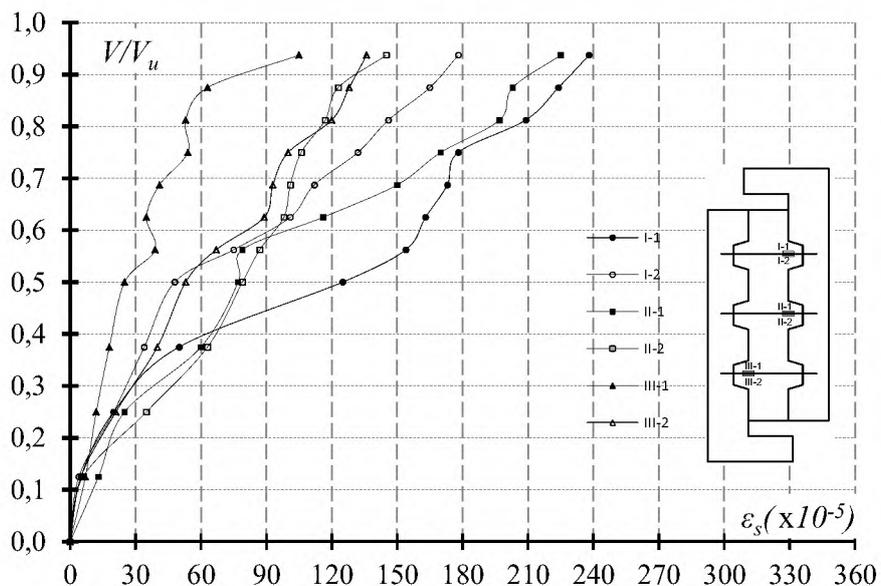


Рисунок 4.20 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1

При руйнуванні ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 „за шпонкою” покази на арматурі, котра знаходяться в розтягнутій зоні, становлять понад 250×10^{-5} , а на стержні, розташованому в стиснутій зоні, вони менші ($\approx 150 \times 10^{-5}$), дані тензодатчиків з двох протилежних сторін відрізняються на $(50 - 150) \times 10^{-5}$, що свідчить про «нагельний ефект».

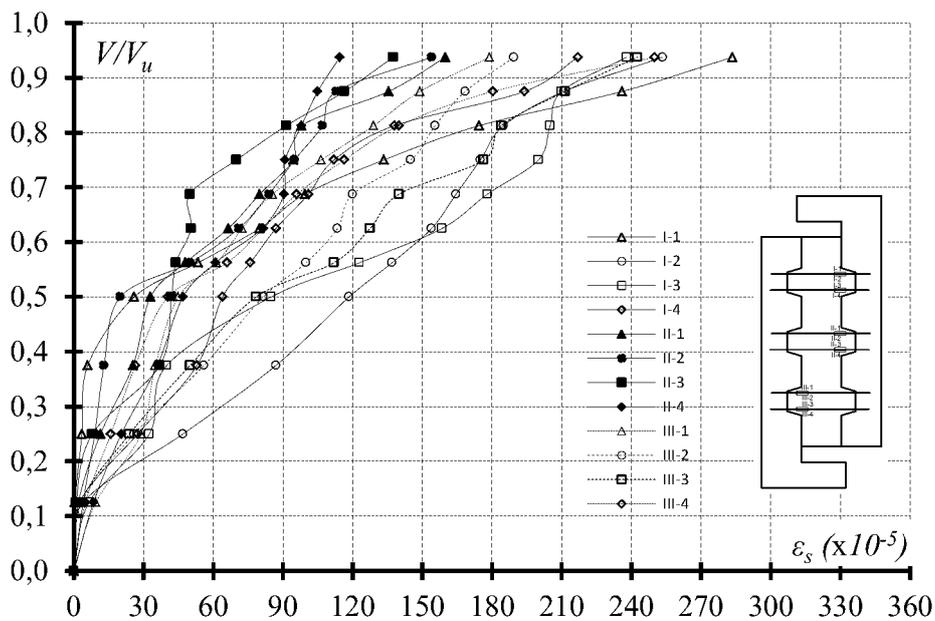
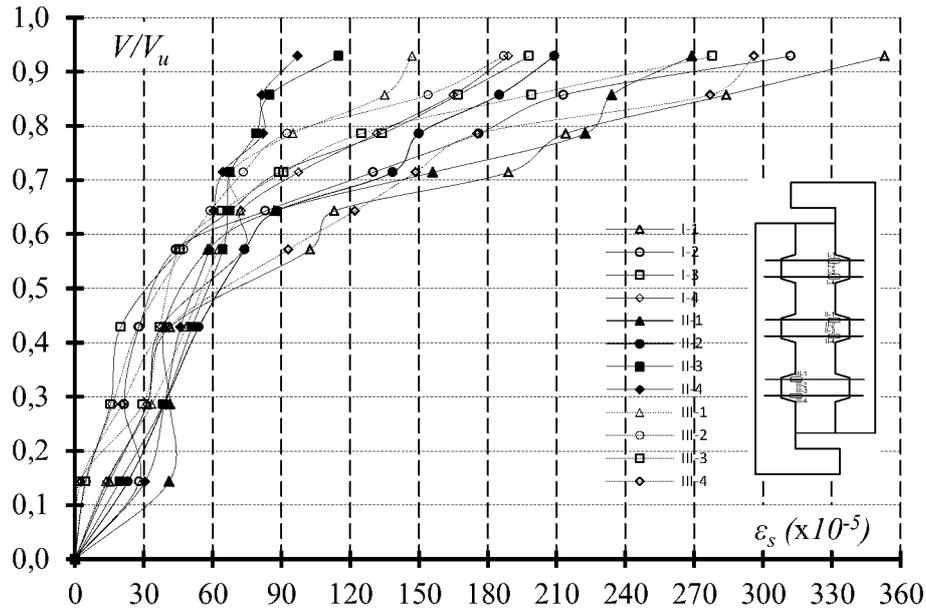


Рисунок 4.21 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2

Для арматури зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 та ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1 графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » представлені на рис. 4.22. Деформації арматури зразка ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1 значно менші порівняно з іншими стиками. Це обумовлене тим, що датчики опору не потрапили безпосередньо в зону руйнування [12].

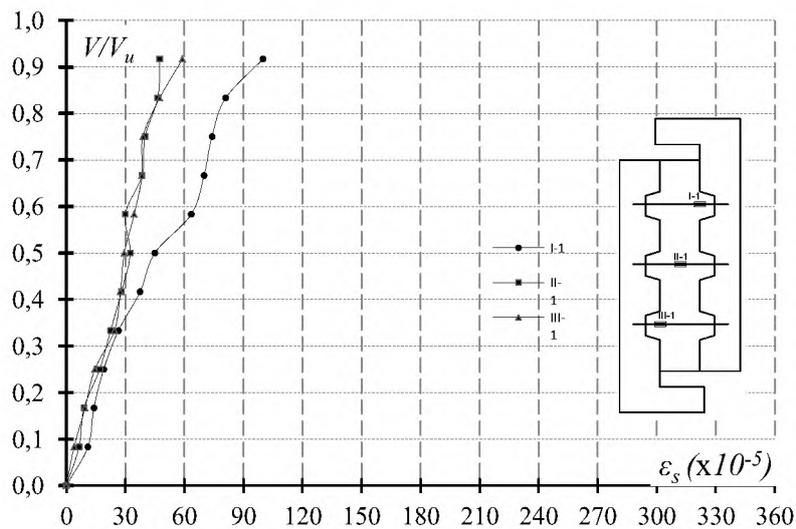
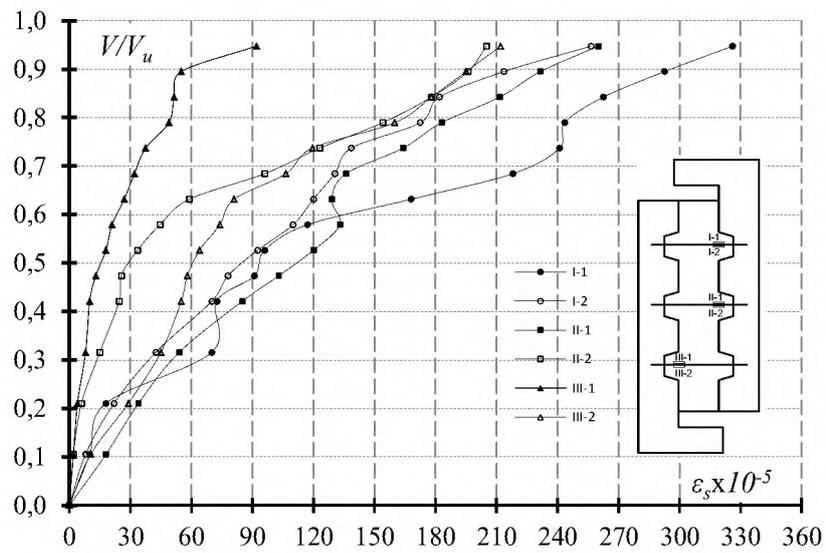
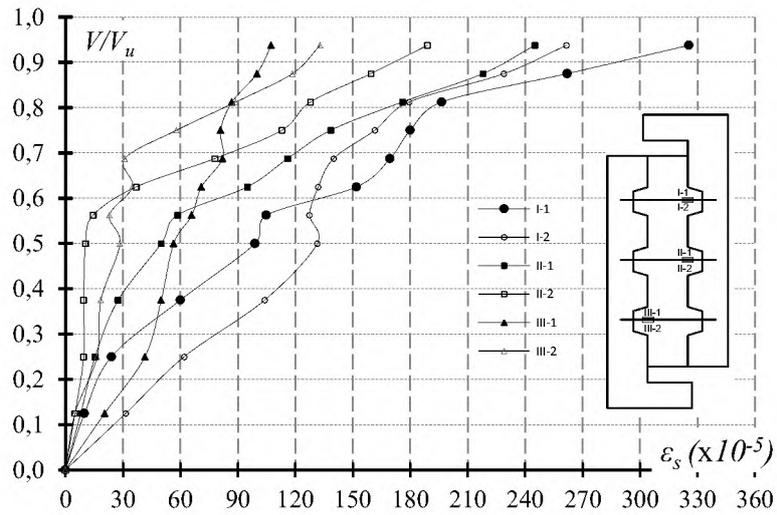


Рисунок 4.22 – Графіки « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразків
 3ШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, 3ШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1,
 3ШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1

4.2 Міцність та деформований стан багатшпонкових контактних стиків із різною кількістю шпонок

4.2.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків

Всі дослідні зразки зруйнувалися шляхом зрізу. Перші тріщини виникли при рівні навантаження $V/V_u \approx 0,5$ в найбільш напружених шпонках у зоні розтягу та розповсюджувалися від їх вхідного кута у тіло центральної частини під кутом приблизно 30° . Зазнавши незначного розвитку вони призупинялися, в бетоні основи шпонок накопичувалися непружна деформація [9].

При навантаженні, що дорівнює приблизно $0,7V_u$ в нижніх найбільш завантажених шпонках трьох- і п'ятишпонкових зразків з'явилися тріщини поблизу площини зрізу. Ширина розкриття при подальшому їх розвитку досягала $w=0,7$ мм. На рівнях навантаження $(0,8-0,95)V_u$ утворювалися тріщини в середніх і верхніх за довжиною стику шпонках з меншою шириною розкриття, ніж у нижніх. Армовані зразки руйнувалися при більшому значенні навантаження, ніж неармовані. Напруження в арматурі більш напружених шпонок досягли межі текучості. Зразки після випробування представлені на рис. 4.23, 4.24. Дані про характеристики міцності бетону та граничне навантаження багатшпонкових стиків наведені в табл. 4.3.

4.2.2 Деформації бетону дослідних зразків

На рис. 4.25 зображені залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону одношпонкових зразків у зонах розтягу і стиску. При навантаженні, близькому до руйнівного, деформації стиску бетону в зоні 1 досягали величини $(110 - 130) \times 10^{-5}$ (аналогічно окремим бетонним шпонкам).

Для трьохшпонкового стику (зразок ЗШС-0,3-П-Л) спостерігалася нерівномірність розвитку деформацій бетону в зонах 1 (рис. 4.26) окремих шпонок за довжиною з'єднання. В більш напруженій нижній шпонці розвиток деформацій відбувається інтенсивніше, ніж у верхній, менш напруженій.

**Таблиця 4.3 – Експериментальні дані для багатошпонкових стиків
із різною кількістю шпонок**

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону			$\frac{l_k}{h_k}$	ρ_{sw} , %	Граничне навантаження V_{us} , кН	f_{sh}^{jkn} , МПа	$\frac{f_{sh}^{jkn}}{f_c}$
		$f_{c,cube}$, МПа	f_c , МПа	f_{ct} , МПа					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1ШС-0,3-П-Л	25	22,5	1,8	1/3	–	92	3,4	0,15
2	3ШС-0,3-П-Л				1/3	–	212	2,62	0,12
3	5ШС-0,3-П-Л				1/3	–	265	1,96	0,09
4	1Ш-0,3-П-Л-0,67-1	25	22,5	1,8	1/3	0,67	137	5,07	0,23
5	3Ш-0,3-П-Л-0,67-1				1/3	0,67	305	3,77	0,17
6	5Ш-0,3-П-Л-0,67-1				1/3	0,67	370	2,74	0,12

При цьому спостерігається і значна відмінність в абсолютних величинах деформацій при навантаженні близькому до руйнівного. Така ж картина, тільки більш виражена, мала місце для деформацій бетону в зоні 3 (рис. 4.26, а). При навантаженні, близькому до граничного, відмічений наступний розподіл деформацій за шпонками стику: 1 шпонка – 171×10^{-5} ; 2 – 125×10^{-5} і 3 – 112×10^{-5} (деформації крайніх шпонок відрізняються приблизно на 30 %).

Аналогічні результати зафіксовані для зразку 3ШС-0,3-П-В-0,67-1 (рис. 4.26, б).

При збільшенні кількості шпонок до п'яти величина деформацій бетону в зоні 1 досягала значення 170×10^{-5} в найбільш напружених нижніх шпонках для неармованого зразка і 250×10^{-5} для армованих. В зоні 1 верхніх найменш напружених шпонок зафіксовані значення деформації бетону 2,5 – 3 рази менше. Це свідчить про перерозподіл напружень у межах багатошпонкового стику під навантаженням.

Вказана нерівномірність деформацій бетону за довжиною ситку на стадії руйнування зменшується.

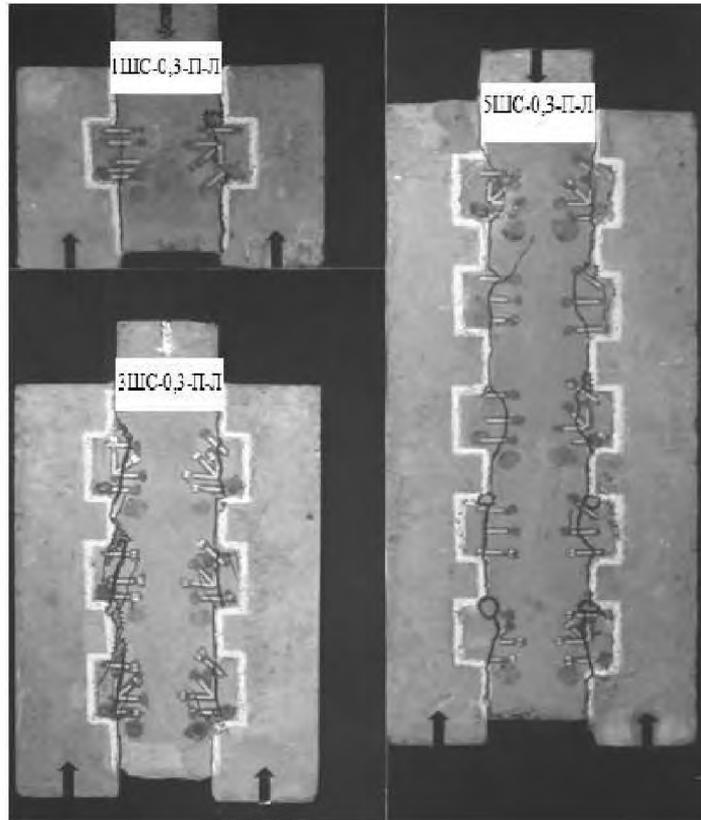


Рисунок 4.23 – Бетонні шпонкові стики після випробування

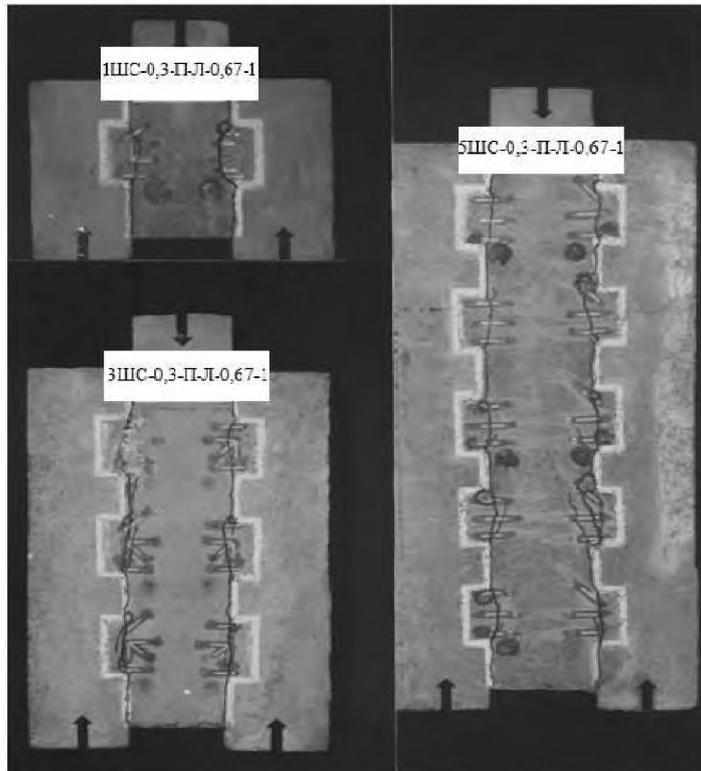
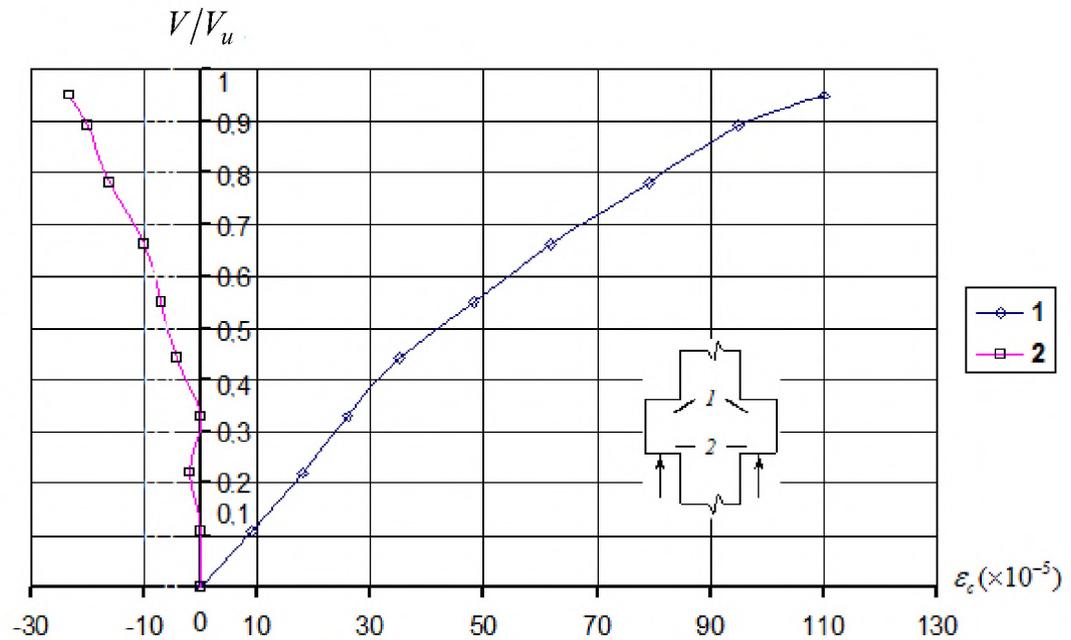


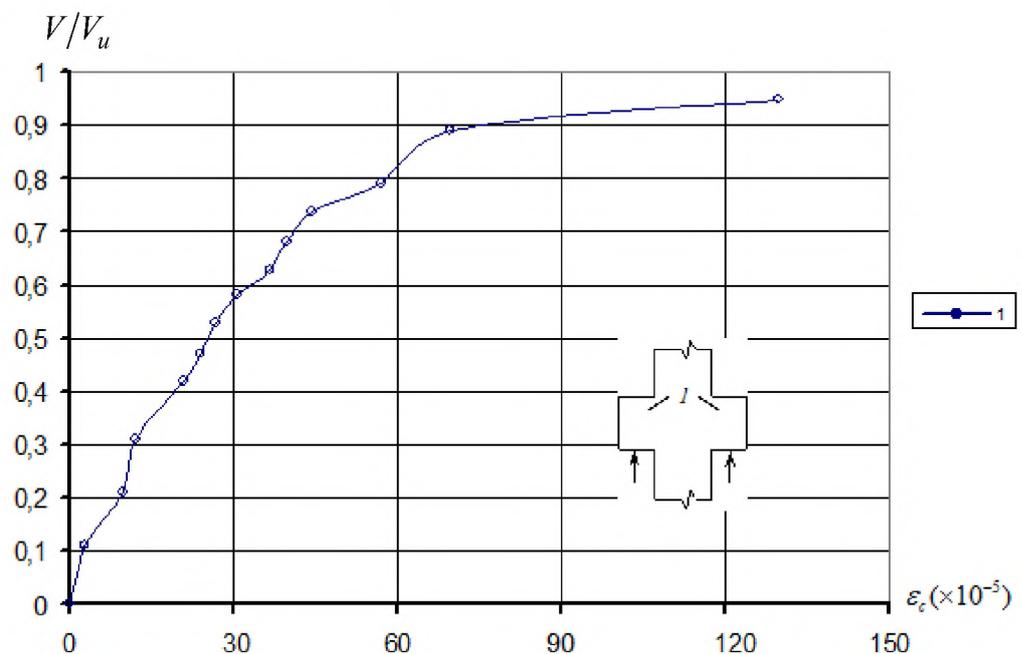
Рисунок 4.24 – Залізобетонні шпонкові стики після випробування

Залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону п'ятишпонкових бетонних і армованих зразків наведена на рис. 4.27

Розподіл деформацій бетону в зоні 3 за довжиною стику в зразку ЗШС-0,3-П-В-0,67-1 показано на рис. 4.28.



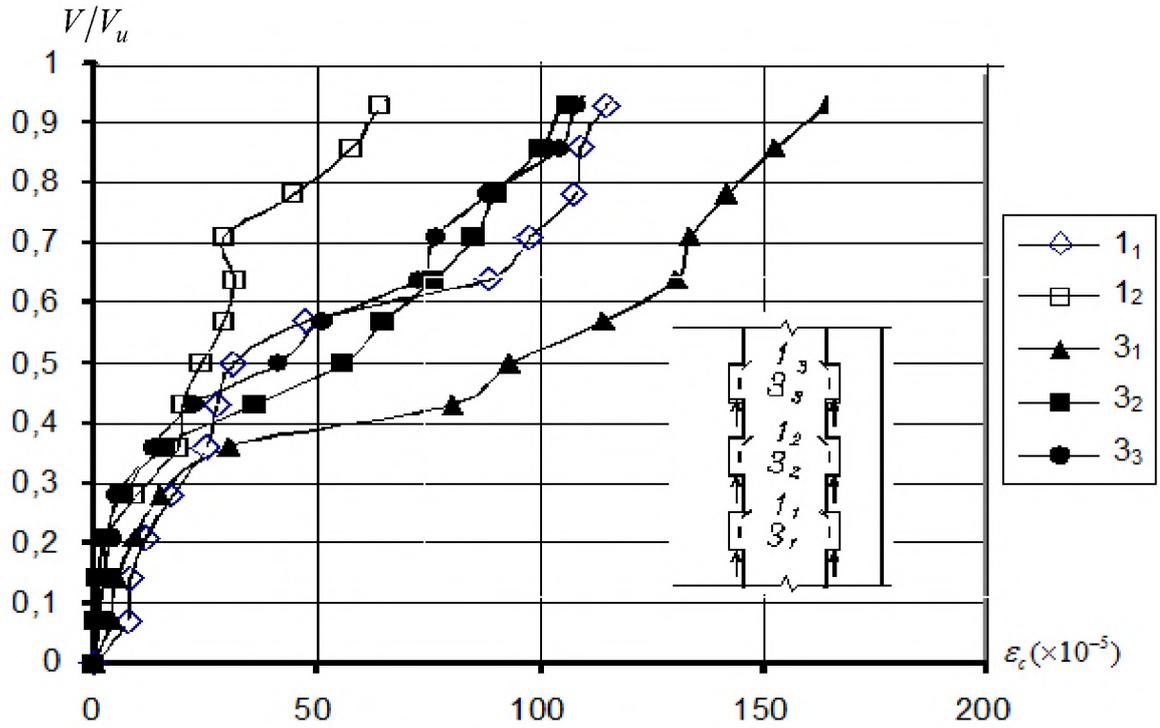
а



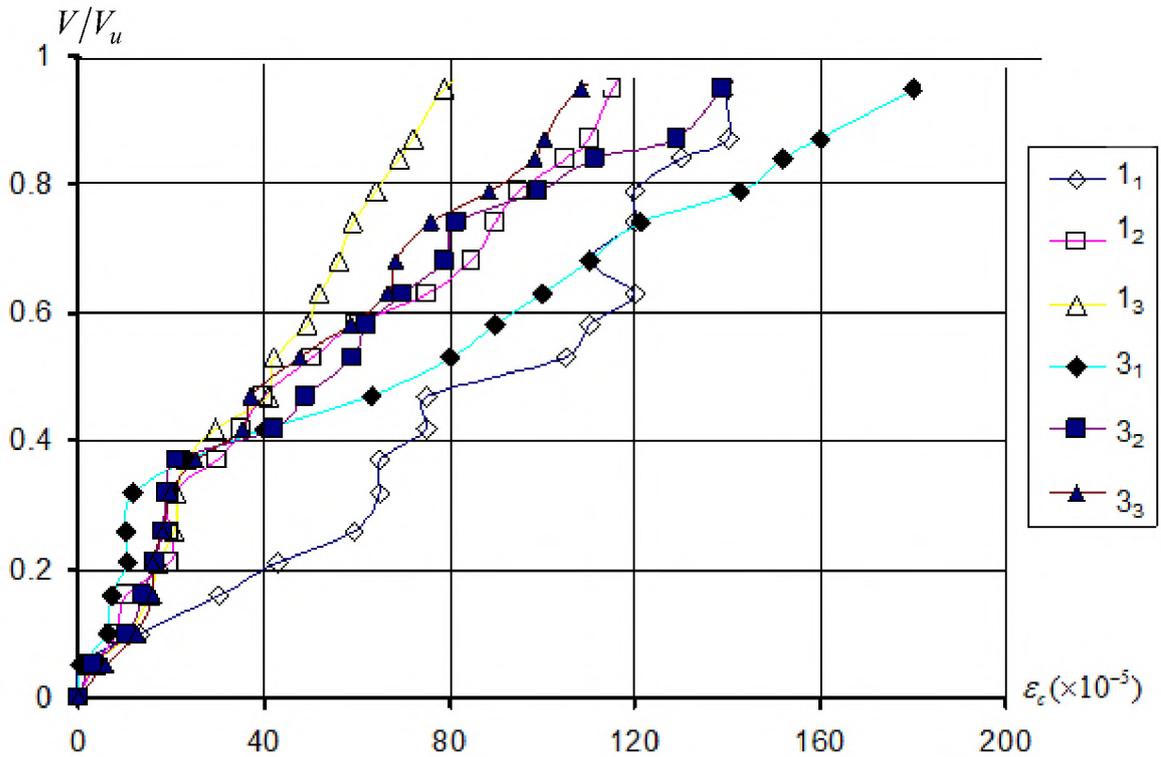
б

Рисунок 4.25 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону одношпонкових стиків в зоні 1 і 2 для зразка:

а – 1ШС-0,3-П-Л; б – 1ШС-0,3-П-В-0,67-1

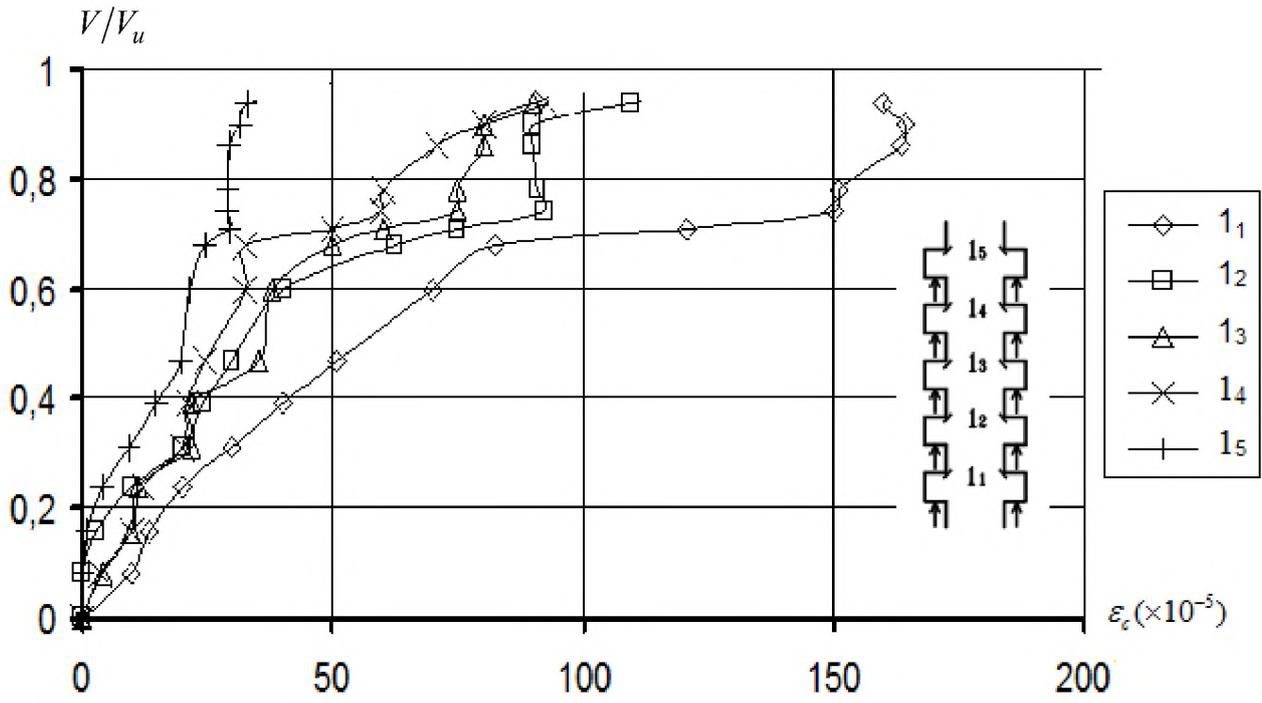


a

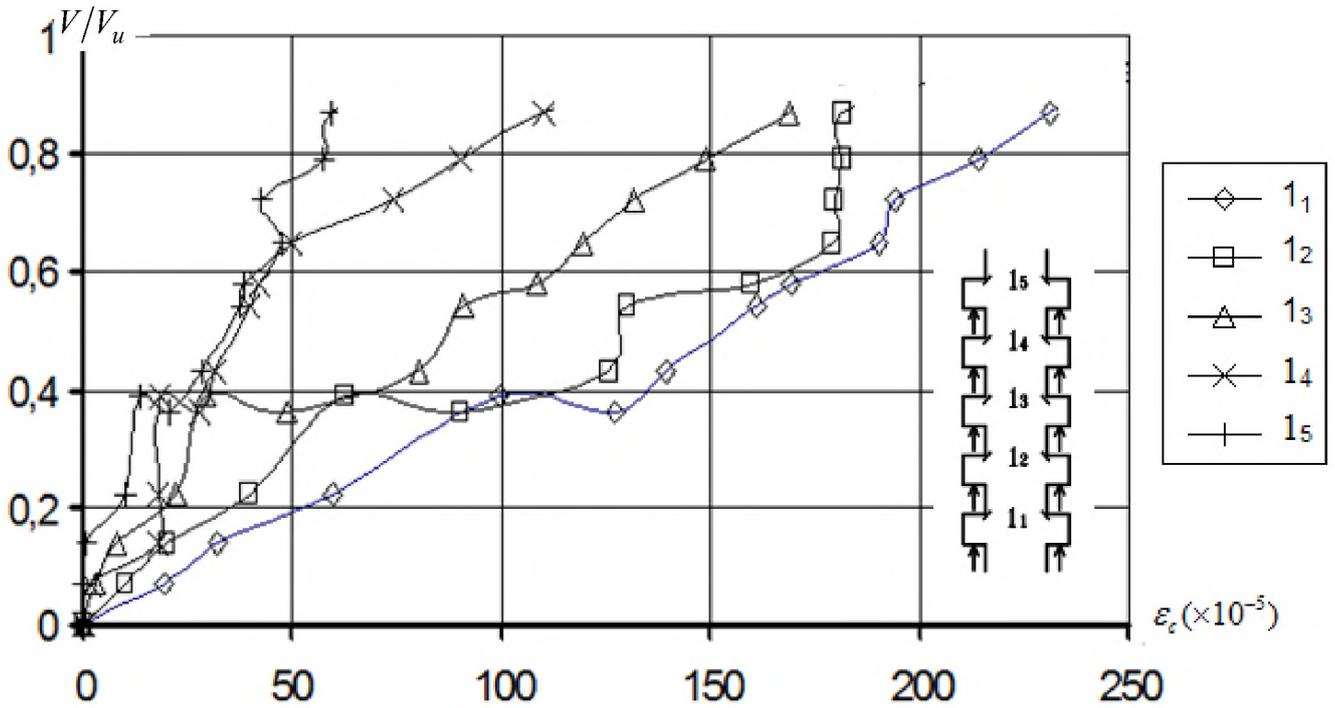


б

Рисунок 4.26 – Графіки залежності « $V/V_u - \epsilon_c$ » для бетону зразка:
 а – ЗШС-0,3-П-Л; б – ЗШС-0,3-П-В-0,67-1 в зонах 1 і 3



a



б

Рисунок 4.27 – Графіки залежності « $V/V_u - \epsilon_c$ » для бетону п'ятишпонкових стиків в зоні 1 для зразків: а – 5ШС-0,3-П-Л;
б – 5ШС-0,3-П-В-0,67-1

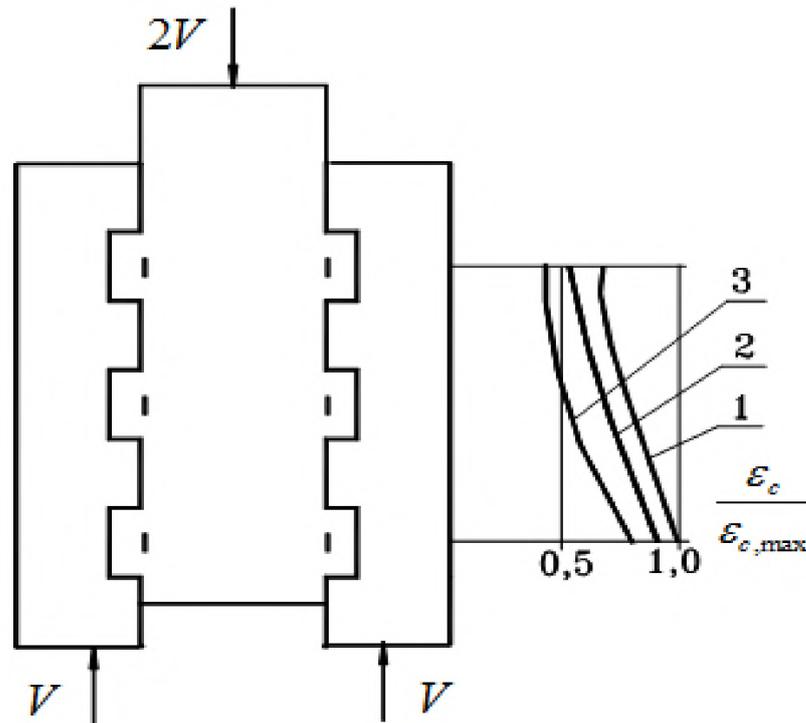


Рисунок 4.28 – Розподіл деформації бетону за довжиною стику в зразку 3ШС-0,3-П-В-0,67-1: 1 – $V/V_u = 1$; 2 – $V/V_u = 0,87$; 3 – $V/V_u = 0,79$

4.2.3 Деформації арматури дослідних зразків

Деформації арматури представлені на рис. 4.29 – 4.31.

В 3-ох та 5-ти шпонкових стиках спостерігається нерівномірність роботи арматури за довжиною стику (аналогічно як і для бетону).

Напруження в арматурі одношпонкового стику, 2-х більш напружених шпонок у трьохшпонковому стику і 3-х шпонок у п'ятишпонковому стику в стадії руйнування досягають межі текучості.

Характер тріщиноутворення армованих елементів був аналогічний характеру руйнування бетонних стиків. При цьому навантаження тріщиноутворення було суттєво вищим міцності бетонних з'єднань. Це вказує на те, що арматура вступає в роботу до появи тріщин, які перетинають шпонку за всією висотою поблизу площини зрізу та деформується разом з бетоном.

Перші тріщини виникли при $V/V_u = 0,5$ у найбільш напружених шпонках у зоні розтягу та розповсюджувалися під кутом $\approx 30^\circ$ в центральну частину

зразка. Зазнавши незначного розвитку вони стабілізувалися, при цьому створювалися умови накопичення непружних деформацій в зоні зрізу.

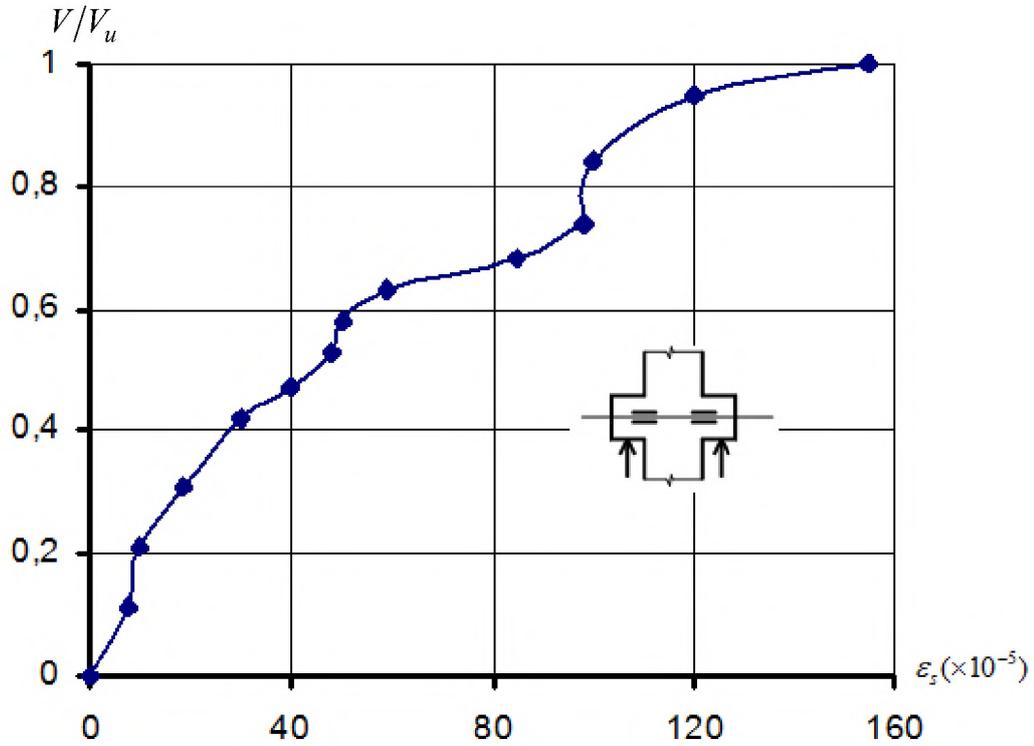


Рисунок 4.29 – Графік залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для зразка 1ШС-0,3-П-Л-0,67-1

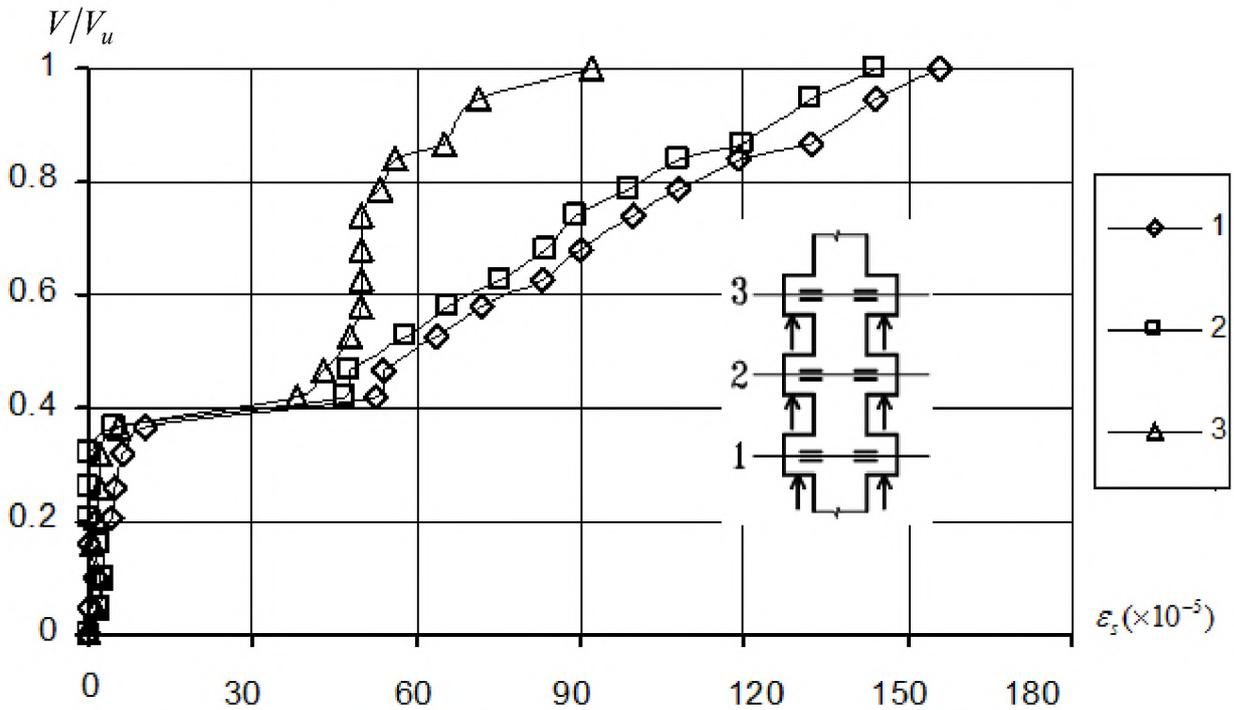


Рисунок 4.30 – Графік залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » за довжиною стику для зразка 3ШС-0,3-П-Л-0,67-1

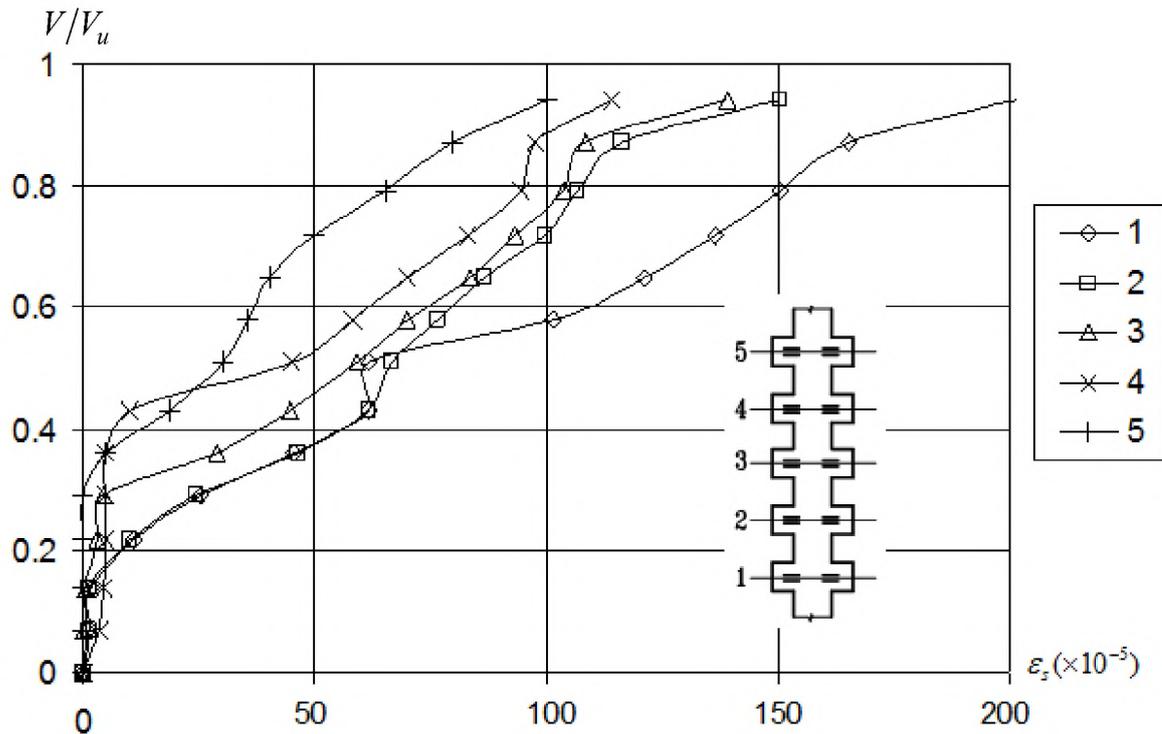


Рисунок 4.31 – Графік залежності « $V/V_u - \epsilon_s$ » за довжиною стику для зразка 5ШС-0,3-П-Л-0,67-1

Після появи в армованому стику тріщин, які перетинають усі шпонки, поперечна арматура заважає зміщенню бокових частин відносно центральної та зазнає приріст деформації розтягу. Значних відмінностей у величинах деформацій верхньої і нижньої фібр арматури багатошпонкових з'єднань при моментній схемі навантаження не зафіксовано.

4.3 Висновки за розділом

1. Для трьохшпонкових стиків із змінною шириною шва в експериментах реалізовувалися наступні форми руйнування:

а) при $t_j = 25, 100, 150$ мм:

– зріз двох сусідніх (або крайніх), найбільш завантажених шпонок та утворення похилої тріщини в межах останньої;

– зріз однієї шпонки та розповсюдження похилої руйнівної площини в межах двох інших;

б) при $t_j = 300$ мм:

– руйнування за швом.

2. Підтверджено вплив на міцність трьохшпонкових з'єднань ширини шва, виявлений при випробуванні одношпонкових стиків (найбільший вплив спостерігається для прямокутного профілю, найменший для трикутного).

3. Спостерігається нерівномірність розподілення напружень за довжиною стику, котра збільшується при зменшенні ширини шпонкового з'єднання.

4. Міцність п'ятишпонкового контактного стику більше одношпонкового до 3 разів, тобто залежність величини V_u від кількості шпонок не є лінійною.

5. Експериментально доведено, що міцність шпонкового з'єднання визначається наступними факторами: характеристиками міцності бетону f_c та f_{ct} , геометричними розмірами шпонок і їх співвідношенням l_k/h_k , формою шпонкового профілю (кутом нахилу опорних поверхонь), армуванням (кількістю та характером розташування арматури за висотою шпонок), кількістю шпонок, шириною і довжиною шва, граничними умовами на опорних поверхнях.

Список використаних літературних джерел

1. Довженко О.О. Експериментальні дослідження багатошпонкових стиків із фібробетону з поліпропіленовими волокнами / О.О. Довженко, В.Н. Рожко, І.А. Юрко // Будівельні конструкції. Сучасні технології бетону: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – К.: НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 481 – 487.

2. Довженко О.А. Комплексные экспериментальные исследования шпоночных соединений бетонных и железобетонных элементов / О.А. Довженко, В.В. Погребной, Ю.В. Чурса // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: Материалы международной научно-практической конференции г. Пермь, 25-27 апреля 2013, том 3. Модернизация, эксплуатация, строительство и реконструкция автомобильных дорог, мостов, тоннелей, аэродромов, трубопроводов, а также зданий и сооружений дорожной инфраструктуры. – Пермь: Из-во ПНИПУ, 2013. – С. 163 – 173.

3. Довженко О.О. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, І.А. Юрко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 46. – Одеса: ОДАБА, 2012. – С. 64 – 73.

4. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності трьохшпонкових стиків з урахуванням ширини шва та армування / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – Київ: НДІБК, 2010. – Вип. 73. – С. 541–547.

5. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень трьохшпокових стиків із фібробетону / О.О. Довженко, І.А. Юрко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 187–193.

6. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпокових з'єднань: вплив ширини шва та кількості шпонок на міцність стиків/О.О.Довженко, В.В.Погрібний, Ю.В.Чурса, Г.А.Кошман// Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)/ ДНДІБК. – Вип. 78. – К.: НДІБК, 2013. – С. 370 – 379.

7. Довженко О.А. Экспериментальное изучение влияния ширины шва и формы шпоночного профиля на прочность стыков / О.А. Довженко, В.В. Погребной, В.Н. Рожко // Тезисы докладов 63-й научно-технической конференции. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2006. – С. 21–22.

8. Довженко О.А. Экспериментальные исследования многошпоночных стыков / О.А. Довженко, В.В. Погребной, В.Н. Рожко // Совершенствование расчетов прочности элементов бетонных, железобетонных и каменных конструкций: Сборник научных трудов, посвященный 70-летию со дня рождения В.П.Митрофанова. – Полтава: Полт.НТУ, 2007. – С. 93 – 100.

9. Погрібний В. В. Експериментальні дослідження багатошпокових стиків / В. В. Погрібний, О. О. Довженко, В. Н. Рожко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 271 – 275.

10. Погрібний В.В. Напружено-деформований стан і граничне навантаження шпокових з'єднань залізобетонних конструкцій / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2002. – Вип. 39. – С. 23 – 28.

11. Рожко В. Н. Міцність шпокових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / В. Н. Рожко; ПНТУ. – Полтава, 2008. – 182 с.

12. Юрко І. А. Міцність шпокових стиків із фібробетону на синтетичних волокнах: дис. на здобуття ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції» / І. А. Юрко; ПНТУ. – Полтава, 2012. – 189 с.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ, РЕКОМЕНДАЦІЇ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ СТИКІВ

Шпонкові з'єднання бетонних і залізобетонних елементів можна класифікувати за:

- *характером руйнування* (змінання, зріз, відрив при згинанні), котрий визначається співвідношенням глибини шпонки l_k до її висоти h_k ;
- *формою поперечного перерізу* (квадратна, прямокутна витягнута в ширину або висоту, кругла (в стиках монолітних ригелів із круглопустотними плитами збірно-монолітних конструктивних систем багатоповерхових будівель) або овальна (при застосуванні плит типу Тенсиланд);
- *формою шпонкового профілю* (прямокутний, трапецієподібний, трикутний);
- *наявністю обтиснення й армування* (бетонні, обтиснуті й армовані стики);
- *характером розташування арматури за висотою шпонки* (в один рівень – по середині висоти шпонки, в два рівня за висотою із симетричним та несиметричним армуванням);
- *видом та класом бетону* (перспективним можна вважати застосування дисперсно армованого бетону із підвищеним опором розтягу);
- *кількістю шпонок у стику*;
- *наявністю та шириною шва* (розрізняють контактні стики, коли два елемента стикуються безпосередньо, та із певною шириною шва, коли між двома елементами наявний вкладиш певної ширини).

Виконані комплексні експериментальні дослідження дозволили вивчити можливі форми руйнування як одношпонкових («за шпонкою» та «за швом») так і багатошпонкових («за шпонками», «за швом» і їх комбінації) стиків, а також фактори, котрі обумовлюють і визначають міцність з'єднань.

Встановлено, що найбільша міцність бетонних шпонок досягається при співвідношенні $l_k/h_k = 0,25$.

Із збільшенням кута нахилу опорної поверхні шпонки до горизонталі ψ міцність стику зростає, однак враховуючи особливості технології виготовлення залізобетонних елементів та забезпечення надійності сприйняття зусиль зрізу, ψ обмежується 45° .

Обтиснення й армування суттєво підвищують міцність з'єднання, розширюють межі зрізової форми руйнування стиків до $l_k/h_k = 1$; ефективними можна вважати рівні обтиснення σ/f_c до 0,4 й армування в межах ρ_{sw} до 1,5%.

Розміщення арматури в два рівня за висотою шпонки покращує умови роботи стику і підвищує пластичні властивості бетону.

За результатами обробки даних тензорезисторів у стиснутих областях на поверхні руйнування виявлена локалізація пластичних деформацій.

Обтиснення й армування збільшує значення деформацій бетону, котрі досягають 350×10^{-5} .

Рознесення арматури за висотою елемента призводить до підвищення пластичних властивостей бетону.

Використання дисперсно армованого бетону в якості матеріалу для улаштування стиків, призводить до збільшення їх тріщиностійкості і міцності, зміни характеру руйнування із зовні крихкого до квазіпластичного.

Виявлена нерівномірність розподілу дотичних напружень за довжиною стику, котра збільшується із зменшенням ширини шва, доведена можливість врахування більше ніж 3-ох шпонок при роботі багатошпонкових з'єднань, у цьому напрямку необхідні додаткові експериментальні дослідження.

Досліджені можливі форми руйнування стиків, котрі визначаються співвідношенням їх геометричних розмірів, і обумовлюють міцність стику.

Отже результати експериментальних досліджень можуть слугувати основою для прийняття розрахункових схем, котрі будуть покладені в основу

створення загальної методики розрахунку міцності стиків, а також дозволять перевірити її точність.

За результатами комплексних експериментальних досліджень рекомендується:

- одношпонкові стики проектувати бетонними прямокутного та трапецієподібного профілю з кутом нахилу опорної грані ψ до 35° , обмежуючи відношення розмірів шпонки $0,2 \leq l_k / h_k \leq 0,5$ та залізобетонними або обтиснутими з $\psi \leq 45^\circ$;

- багатошпонкові з'єднання виконувати залізобетонними (обтиснутими) трикутного профілю з кутом $\psi = 45^\circ$.

В Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка розроблено варіаційний метод в теорії ідеальної пластичності бетону для розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів [2 – 5], перспективний в якості основи методики розрахунку шпонкових з'єднань. Він базується на наступних положеннях:

– для бетону в стадії руйнування прийнята передумова про ідеальну пластичність. Якісним критерієм можливості її використання при розрахунках міцності можна вважати імовірність існування (протягом хоча б миті) умови міцності у всій області граничного стану, що повністю перетинає тіло, та розвиток якої необхідний для перетворення його в кінематичний механізм [6]. Таким чином, зовні крихкий характер руйнування не є перешкодою для застосування теорії пластичності;

– приймається умова міцності (пластичності) бетону Баландіна-Генієва [1]

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \quad (1)$$

де $m = f_{cd} - f_{ctd}$; $T_{sh}^2 = \frac{f_{cd} f_{ctd}}{3}$; T – інтенсивність дотичних напружень; σ – середнє напруження;

– швидкість об'ємної деформації ξ не дорівнює нулю внаслідок дилатації (збільшення об'єму) бетону, що враховується розрахунковою моделлю; зв'язок між швидкостями деформацій ξ_{ij} і напруженнями σ_{ij} впливає з асоційованого закону плинності

$$\xi_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}. \quad (2)$$

– використовується схема жорстко-пластичного тіла за умови локалізації пластичних деформацій у тонких шарах на поверхні руйнування;

– розглядаються непереармовані залізобетонні конструкції й елементи, котрі мають таку інтенсивність армування, що в стадії руйнування бетону досягається граничний стан арматури.

За відсутності інерційних і масових сил функціонал варіаційного методу виглядає як

$$J = \int_{S_l} W_{cl} dS - \int f_i^* V_i dS - \int f_i V_i^* dS, \quad (3)$$

де W_{cl} – питома потужність пластичного деформування бетону; f_i^* , V_i^* – сили та швидкості, що задаються відповідно на ділянках S_f і S_V поверхні тіла $S = S_f \cup S_V$.

Найпростішим є розв'язок задачі міцності у розривних функціях швидкостей на основі кінематично можливих схем руйнування при $J = 0$ шляхом пошуку безумовного мінімуму потужності пластичного деформування.

Список використаних літературних джерел

1. Гениев Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
2. Довженко О.А. Прочность бетонных и железобетонных элементов при местном приложении сжимающей нагрузки: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Полтава, 1993. – 20 с.
3. Довженко О.О. До питання визначення межі зсувної форми руйнування бетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Вісник Одеської державної академії – будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. № 47. – С. 406 – 417.
4. Качан Т.Ю. Розрахунок міцності суцільних та склесних залізобетонних (бетонних) елементів на зріз варіаційним методом: Автореф. дис. канд. техн. наук. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 23 с.

5. Митрофанов В. П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В. П. Митрофанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – № 6. – С. 23 – 28.

6. Митрофанов В.П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону / В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Вісник Одеської державної академії – будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2002. – Вип. № 7. – С. 118 – 124.

ЗМІСТ

ВСТУП	3
РОЗДІЛ 1 Стан питання міцності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів	5
1.1 Приклади застосування шпонкових стиків	5
1.2 Експериментальні дослідження шпонкових стиків	8
1.2.1 Характер руйнування та фактори, котрі впливають на міцність шпонкових стиків	8
1.2.2 Міцність окремих шпонок	13
1.3 Методи розрахунку шпонкових з'єднань	21
1.4 Висновки за розділом	28
Список використаних літературних джерел	29
РОЗДІЛ 2 Методика проведення експериментальних досліджень	34
2.1 Дослідження окремих шпонок	34
2.2 Дослідження одношпонкових стиків	51
2.3 Дослідження багатошпонкових стиків	61
2.4 Визначення міцносних характеристик бетону й арматури дослідних зразків	70
2.5 Висновки за розділом	72
Список використаних літературних джерел	74
РОЗДІЛ 3 Результати експериментальних досліджень одношпонкових стиків	76
РОЗДІЛ 3 Результати експериментальних досліджень одношпонкових стиків	76
3.1 Міцність та деформований стан прямокутних бетонних шпонок	76
3.2 Міцність та деформований стан обтиснутих прямокутних бетонних шпонок	83
3.2.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків	83

3.2.2 Деформації бетону дослідних зразків	83
3.3 Міцність та деформований стан прямокутних залізобетонних шпонок	95
3.3.1 Характер руйнування та граничне навантаження залізобетонних зразків	95
3.3.2. Деформації бетону дослідних зразків	99
3.3.3 Деформації арматури дослідних зразків	104
3.4 Міцність і деформований стан одношпонкових контактних стиків	110
3.4.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків	110
3.4.2 Деформації бетону дослідних зразків	115
3.4.3 Деформації арматури дослідних зразків	115
3.5. Міцність і деформований стан одношпонкових зразків із змінною шириною шва	123
3.5.1. Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків	123
3.5.2 Деформації бетону дослідних зразків	127
3.5.2 Деформації бетону дослідних зразків	131
3.6 Висновки за розділом	134
Список використаних літературних джерел	136
РОЗДІЛ 4 Результати експериментальних досліджень багатшпонкових з'єднань	138
4.1 Міцність та деформований стан трьох шпонкових	138
4.1.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків	138
4.1.2 Деформації бетону дослідних зразків	147
4.1.3 Деформації арматури дослідних зразків	155

4.1.3 Деформації арматури дослідних зразків	155
4.2 Міцність та деформований стан багатошпонкових контактних стиків із різною кількістю шпонок	163
4.2.1 Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків	163
4.2.2 Деформації бетону дослідних зразків	163
4.2.3 Деформації арматури дослідних зразків	169
4.3 Висновки за розділом	171
Список використаних літературних джерел	173
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ, РЕКОМЕНДАЦІЇ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ СТИКІВ	174
Список використаних літературних джерел	177

Наукове видання

Довженко Оксана Олександрівна

**МІЦНІСТЬ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ БЕТОННИХ І
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ: ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ
ДОСЛІДЖЕННЯ**

МОНОГРАФІЯ

Комп'ютерна верстка та коректура авторська.

Підписано до друку 12. 2015 р. Формат паперу 60x84 1/16.
Папір офсет. Друк різнограф.
Ум. друк. арк. 10,7. Обл.-вид. арк.
Тираж 50 прим. Зам. №

Видавець і виготовлювач
Поліграф центр Полтавського національного технічного
університету імені Юрія Кондратюка
36011, Полтава, Першотравневий проспект, 24
Свідотство про внесення суб'єкта виробничої справи
до державного реєстру видавців, виготівників
і розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, № 3130 від 06.03.2008 р.