

УДК 624.046.3:624.078.34

ВРАХУВАННЯ ФОРМИ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ ШПОНОК У РОЗРАХУНКАХ ЇХ МІЦНОСТІ

Кандидати техн. наук О.О. Довженко, В.В. Погрібний, асп. Ю.В. Чурса

УЧЕТ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ШПОНОК ПРИ РАСЧЕТЕ ИХ ПРОЧНОСТИ

Кандидаты техн. наук О.А. Довженко, В.В. Погребной, асп. Ю.В. Чурса

ACCOUNTING CROSS-SECTIONAL SHAPE OF KEYED JOINTS IN DESIGNING THEIR STRENGTH

Ph.D O. Dovzhenko, Ph.D V. Pogrebnoy, Postgraduate Yu. Chursa

У збірно-монолітних каркасних багатопверхових житлових будівлях для забезпечення сумісної роботи окремих елементів застосовують шпонкові з'єднання. При опиранні багатопустотних плит на несучі ригелі в одному рівні форма поперечного профілю шпонки кругла або овальна.

В ПолтНТУ запропонована методика розрахунку міцності шпонкових стиків, яка базується на розгляді характеру руйнування та враховує максимальну сукупність факторів впливу.

Ключові слова: шпонка, стик, міцність, поперечний переріз, варіаційний метод.

В сборно-монолитных каркасных многоэтажных жилых зданиях для обеспечения совместной работы отдельных элементов применяют шпоночные соединения. При опирании многопустотных плит на несущие ригели в одном уровне форма поперечного профиля шпонки круглая или овальная. В ПолтНТУ предложена методика расчета

прочности шпальных стыков, базирующаяся на рассмотрении характера разрушения и учитывающая максимальное количество факторов влияния.

Ключевые слова: шпонка, стык, прочность, поперечное сечение, вариационный метод.

Keyed joints are used in precast-monolithic frame high-rise residential buildings to ensure collaboration of individual elements. In-core slabs leaning on the supporting girders form cross-section round or oval.

The method has been proposed of designing the strength keyed joints in PolNTU. It is based on consideration of the character of destruction and allows a maximum aggregate of determinants: resistance of concrete compression f_{cd} and tension f_{ctd} ; geometric parameters of joints (depth l_k , height h_k , width b_k) and the ratio l_k/h_k ; form of keyed profile (rectangular, round, oval); angle of support surface Ψ (rectangular, trapezoidal and triangular key); level of compression σ/f_{cd} ; reinforcement (amount of reinforcement $\rho_w = A_{sw}/b_k h_k$ and the character of its location); the quality of keys n_k .

We consider the bearing assembly of hollow plates on monolithic beams in the ceiling structural system ARCOS. The problem of keyed joint's strength are solving to considered circular cross keys by reducing geometry of the fracture surface. The strength of the key ceases to below 10%. It is proposed to organize reinforced concrete keyed joints, as a working reinforcement is $2 \text{ } \varnothing 3 f_{yd} = 375 \text{ N/mm}^2$.

Key words: key joint, connection, strength, cross-section, variational method.

Вступ. У сучасному будівництві під системи «СОРЕТ», «КАЗАНЬ – XXI», «АРКОС» (рис. 1) доступне житло широко застосовуються збірно-монолітні конструктивні каркасні

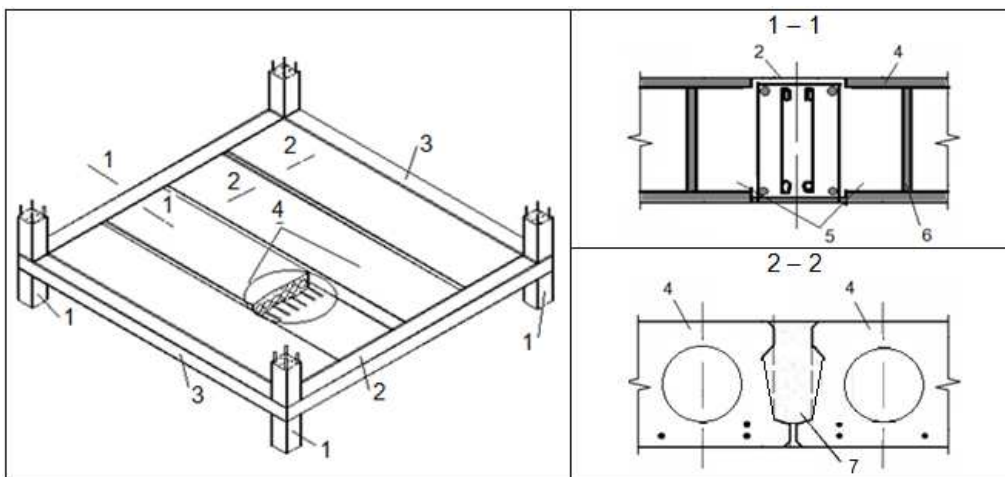


Рис.1. Ділянка будівлі конструктивної системи «АРКОС»: 1 – колони; 2 – монолітні несучі ригелі; 3 – монолітні в'язеві ригелі; 4 – збірні багатопустотні плити; 5 – бетонні шпонки несучих ригелів; 6 – обмежувач розмірів шпонки; 7 – бетонні шпонки між плитами

Конструктивна система «СОЧІ» (рис. 2) не знайшла широкого розповсюдження, однак вона також заслуговує уваги проектувальників.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із

важливими науковими та практичними завданнями. В зазначених системах для сумісної роботи їх окремих елементів застосовують шпонкові з'єднання ригелів із колоною – в системах «СОРЕТ» і

«КАЗАНЬ – XXI», плит і ригелів – «СОЧІ» і «АРКОС» (рис. 3).

Проектування стиків на основі методики розрахунку міцності, котра враховує максимальну кількість визначальних факторів, забезпечить надійність їх експлуатації. Серед цих

факторів важливе місце займає форма поперечного перерізу шпонки.

При обпиранні плит на несучі ригелі вона може бути круглою (для типових круглопустотних плит) або овальною – для плит типу Тенсиланд.

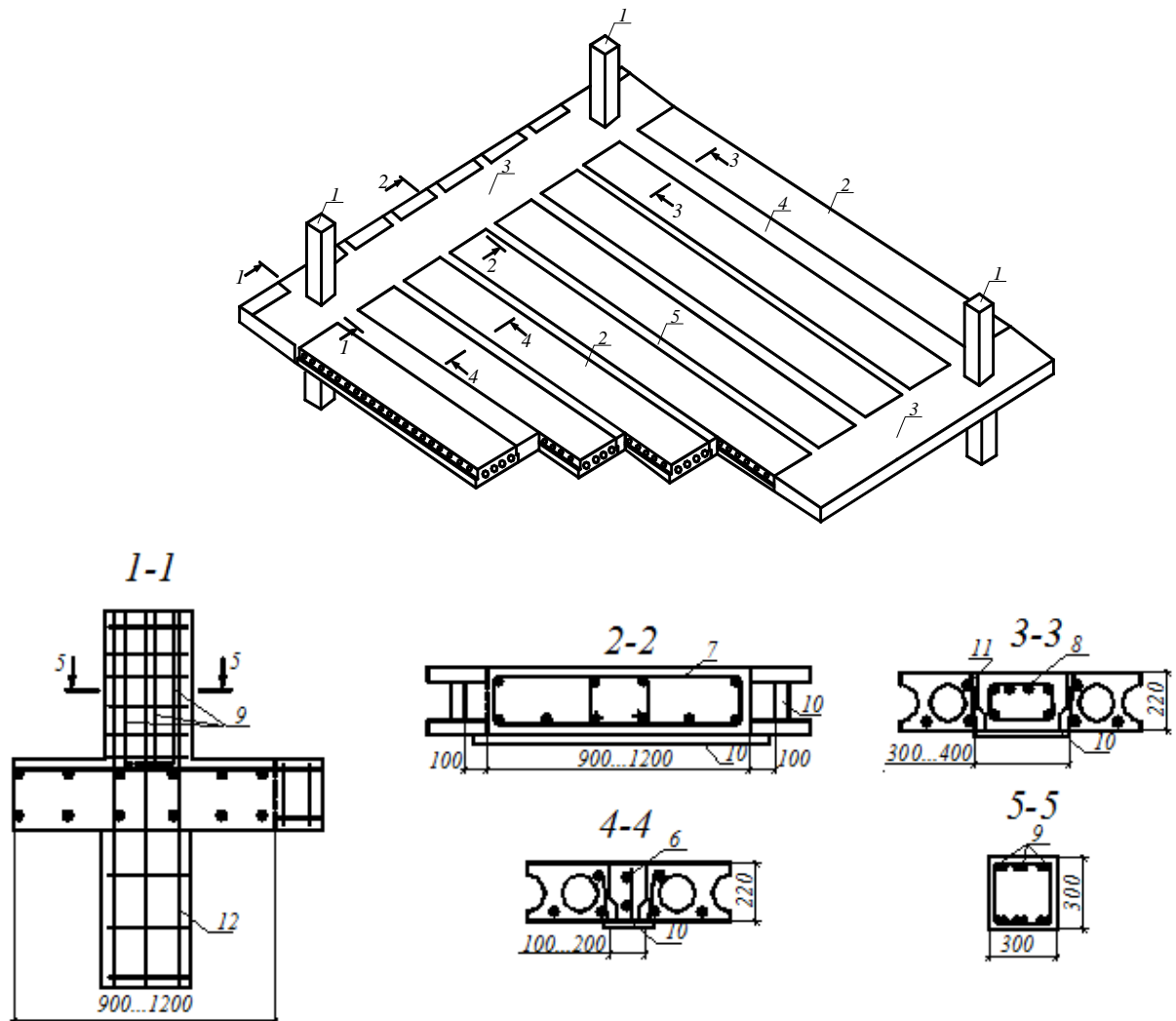


Рис. 2. Збірно-монолітне перекриття типу «СОЧІ»: 1 – колони; 2 – збірні плити перекриття; 3 – монолітні ригелі; 4, 5 – монолітні балки між колонами та збірними плитами; 6 – 8 – арматурні каркаси монолітних елементів перекриття; 9 – стикові стрижні; 10 – опалубка; 11 – шпонка; 12 – арматурний каркас колон

Аналіз останніх публікацій. В [2] цей фактор враховується за допомогою коефіцієнта форми поперечного перерізу η_1 :

– при змінанні граничне навантаження

підраховується як $V_u = f_{cd} \eta_1 d l_k n_k$;

– при зрізі $V_u = 2 f_{ctd} \eta_1 d^2 n_k$,

де n_k – кількість шпонок у межах ширини багатопустотної плити; d – діаметр (ширина)

шпонки (порожини багатопустотної плити); l_k – глибина шпонки; f_{cd} та f_{ctd} – розрахунковий опір бетону шпонок (несучих ригелів) відповідно стисненню і розтягуванню; $\eta_1 = 1$ – при прямокутній шпонці, $\eta_1 = 0,75$ – при круглій або овальній.

Армування й обтиснення шпонок за даним методом не підвищують міцність.



Рис. 3. Сполучення плит і ригелів перекриття системи «АРКОС»

ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [3] нехтує формою перерізу, а круглу шпонку можна розрахувати, звівши її до еквівалентної

$$f_{sh,\sigma+s} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd},$$

де c і μ – коефіцієнти, котрі залежать від шорсткості поверхні (для шпонкового профілю $c = 0,5, \mu = 0,9$);

σ_n – напруження обтиснення на одиницю площі;

v – коефіцієнт зниження міцності

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

ρ – коефіцієнт армування;

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості.

Відмінною особливістю будівель серії Б1.020.1-7 є врахування при проектуванні зусиль розпору H , котрі виникають при згинанні основних несучих елементів перекриттів, таких як багатопустотні плити та несучі ригелі за умови обмеження горизонтального переміщення опор.

За [4] величина горизонтального зусилля H_{pl} , котре створює багатопустотна плита при згинанні на торцях у стиснених умовах підраховується як

$$H_{pl} = \frac{\psi(q - q_d)e_0 l_{pl}^2}{12(i^2 + e_0^2)},$$

де $\psi = 0,8$ – коефіцієнт, який враховує піддатливість бетону в стиках торців плит з несучими ригелями, а також повзучість монолітного бетону в'язевих ригелів;

квадратної з висотою $0,9d$. Міцність стику обраховується як

q – повне розрахункове граничне значення навантаження на плиту;

q_d – те ж від власної ваги плити;

e_0 – відстань між центрами ваги поперечного перерізу плити та її робочої арматури;

i^2 – радіус інерції поперечного перерізу плити;

l_{pl} – її довжина.

У наявних закордонних аналогах збірно-монолітних перекриттів з використанням багатопустотних плит (навіть при більш високій організації та культурі виробництва) із міркувань безпеки не рекомендується влаштування опорних перерізів у вигляді бетонних шпонок без спеціального обґрунтування.

В Україні існує ряд патентів [5, 6], які вдосконалюють стик плити з монолітним ригелем шляхом армування шпонки плоскими або просторовими каркасами (рис. 4).

Виходячи із значення мінімального відсотку армування для залізобетонного елемента $0,05\%$, пропонуємо приймати у якості повздовжньої арматури $2 \text{ } \varnothing 3 \text{ Вр-I}$ ($A_{sw} = 14,1 \text{ мм}^2$).

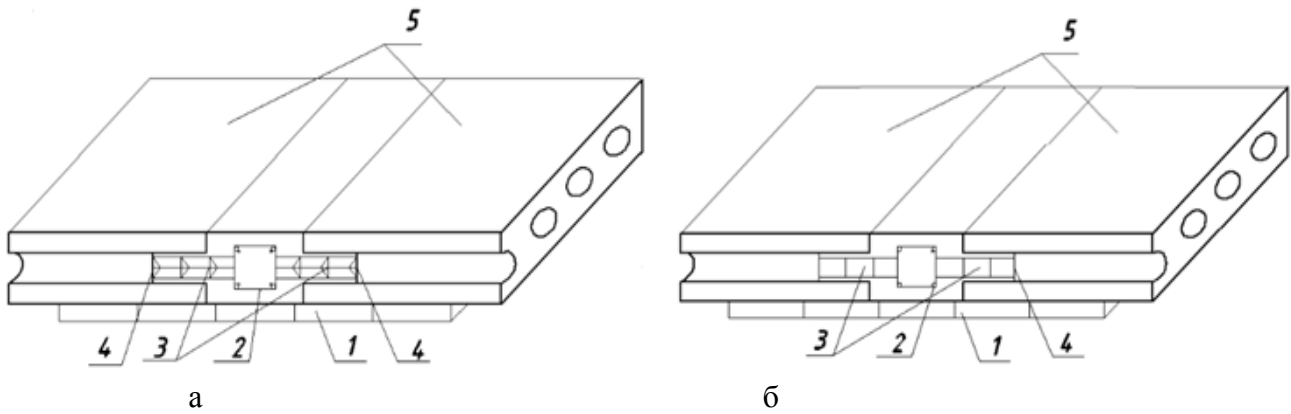


Рис. 4. Стик плити з монолітним ригелем: 1 – опалубка; 2 – просторовий каркас ригеля; 3, а – допоміжні каркаси у вигляді порожнистої трикутної піраміди; 3, б – допоміжні плоскі каркаси; 4 – обмежувачі; 5 – багатопустотна плита

Основний матеріал і результати. У Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка розроблена методика розрахунку міцності шпонкових стиків, яка базується на загальній основі – варіаційному методі теорії пластичності бетону, розглядає їх характер руйнування та враховує повну сукупність факторів впливу: опори бетону стиску f_{cd} і розтягу f_{ctd} ; параметри шпонок: l_k (глибину), h_k (висоту), b_k (ширину) й їх співвідношення l_k/h_k ; форму шпонкового профілю; кут нахилу опорної поверхні ψ (прямокутні, трапецієподібні і трикутні шпонки); рівень обтиснення σ/f_{cd} ; армування ρ_w ; кількість шпонок n_k [7].

Розглянемо приклад врахування круглого перерізу шпонок при розрахунках їх міцності.

Кінематично можлива схема руйнування круглої рівномірно обтиснутої бетонної шпонки представлена на рис. 4. Вона включає два диски: диск I

$$S^{AB} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r; S^{BC} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} r;$$

отже

і розриви швидкостей

$$\left. \begin{aligned} \text{на площадці AB} - \Delta V_n &= V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha \\ \Delta V_t &= V_x \sin \beta + V_y \cos \beta \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{на площадці BC} - \Delta V_n &= V_x \cos \beta - V_y \sin \beta \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

переміщується відносно диску II зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Диски розмежовані поверхнею руйнування ABC (поверхнею розриву швидкостей). На площадці BC діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, котрі визначаються згідно умови міцності бетону Баландіна – Генієва [8], яка має просту форму запису в тензорній формі. Площадку AB вважаємо за головну із напруженнями розтягу $\sigma_u = f_{ctd}$.

Невідомими задачі є граничне навантаження q_u , кути нахилу α площадки AB і β площадки BC до вертикалі, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$ (рис. 5).

Задачу розв'язуємо в такій послідовності:

1. Визначаємо площі ділянок руйнування:

$$S^{BC} = \frac{4}{3} BC r; S^{AB} = \frac{4}{3} AB r,$$

$$\text{де } AB = d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}, BC = d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)},$$

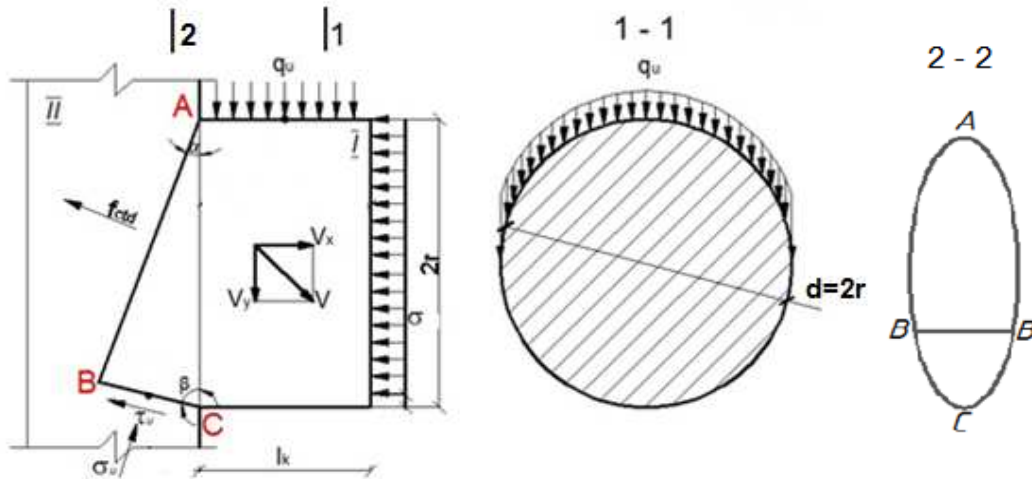


Рис. 5. Кінематично можлива схема руйнування круглих обтиснутих бетонних шпонок при зрізі

2. Записуємо функціонали методу швидкостей у бетоні знаходяться наступним чином:
 Частина виразу функціоналу, що відповідає поверхням розриву – на площадці АВ:

$$I_C^{AB} = F^{AB} V_n^{AB} = f_{cd} \frac{4}{3} 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) = f_{cd} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{8}{3} r^2 \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta},$$

$$F^{AB} = \sigma_{AB} S^{AB} = f_{cd} \frac{4}{3} 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r, \sigma_{AB} = f_{cd};$$

тут рівнодійна сила розтягу – на площадці ВС:

$$I_C^{BC} = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta V_t^{BC}}{\Delta V_n^{BC}} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] \Delta V_n S^{BC}.$$

$$I^{BC} = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] \times (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) \frac{4}{3} 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r V_y.$$

Обтиснення враховується як зовнішнє навантаження. Існує можливість врахування нерівномірності його прикладання. Після відповідних перетворень функціонал приймає вигляд:

$$I = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tkg\beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - tkg\beta) \frac{8}{3} r^2 \frac{tg\alpha}{tg\beta + tg\alpha} + f_{cd} (k + tkg\alpha) \frac{8}{3} r^2 \frac{tg\beta}{tg\beta + tg\alpha} - q_u l_k 2r + \sigma \pi r^2 k. \quad (4)$$

$\gamma = \frac{2r}{l_k}$ (напруженому стані) і знаходимо граничне навантаження:

Вводячи позначення прирівнюємо (4) до 0 (при дійсному

$$q_u = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tkg\beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] \frac{2}{3} \gamma (k - tkg\beta) \times \frac{tg\alpha}{tg\beta + tg\alpha} + f_{cd} (k + tkg\alpha) \frac{2}{3} \gamma \frac{tg\beta}{tg\beta + tg\alpha} + \frac{\pi \sigma k}{4} \gamma. \quad (5)$$

3. Визначення граничного навантаження q_u здійснюється шляхом пошуку мінімуму функції (4) $q_u \rightarrow \min$, що відповідає мінімальній потужності пластичної деформації.

4. У якості додаткових умов при цьому точці В, проекцію всіх сил на вісь ОХ і використовуємо суму моментів відносно обмеження $k=tg\beta$.

$$1) \sum M_B = 0: f_{ctd} S^{AB} \frac{AB}{2} + \sigma_u S^{BC} \frac{BC}{2} - q_u l_k 2r(BC \sin \alpha + \frac{l_k}{2}) + \sigma \pi r^2 (AB \cos \alpha - \frac{1}{2}) = 0; \quad (6)$$

$$2) \sum X = 0: f_{ctd} S^{AB} \cdot \cos \alpha + \tau_u S^{BC} \sin \beta - \sigma_u S^{BC} \cos \beta + \sigma \pi r^2 = 0; \quad (7)$$

$$3) k = tg \beta,$$

(8)

де нормальні напруження, що діють на площадці ВС, виражені через розриви швидкостей, записуються у вигляді

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B \Delta V_n^{BC}}{\sqrt{(\Delta V_n^{BC})^2 + 0,25(\Delta V_t^{BC})^2}} \right) \quad \text{або} \quad \frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right). \quad (9)$$

Аналогічно, дотичні напруження

$$\frac{\tau_u}{m} = \pm \frac{B \Delta V_t^{BC}}{2\sqrt{(\Delta V_n^{BC})^2 + 0,25(\Delta V_t^{BC})^2}} = \pm \frac{B(ktg \beta + 1)}{2\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}}. \quad (10)$$

Запропонована методика дозволяє В цьому випадку граничне одночасно врахувати обтиснення й навантаження записується як армування шпонок (як і [3]).

$$q_u = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg \beta + 1}{k - tg \beta} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] \frac{2}{3} \gamma (k - tg \beta) \times \frac{tg \alpha}{tg \beta + tg \alpha} +$$

$$f_{ctd} (k + tg \alpha) \frac{2}{3} \gamma \frac{tg \beta}{tg \beta + tg \alpha} + \frac{\pi \sigma k}{4} \gamma + \frac{f_{yd} A_{sw} k}{2l_k r}, \quad (11)$$

а в додаткових умовах з'являються члени, котрі враховують зусилля в арматурі.

Врахування круглого перерізу шпонки приводить до зменшення її міцності до 10 %, що свідчить про необхідність такого врахування для підвищення надійності стику.

Розглянуті можливі варіанти врахування армування й обтиснення стику з круглими шпонками за різними методиками.

В табл. 1 наведені результати розрахунку міцності стику обпирання багатопустотної плити із круглими пустотами шириною 1,5 м (7 пустот) на монолітний несучий ригель. Геометричні характеристики стику наступні: діаметр шпонки (порожнини плити) $d = 159$ мм,

глибина шпонки $l_k = 100$ мм, бетон замонолічування класу С25/30: $f_{cd} = 15,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,08$ МПа при $\gamma_{c2} = 0,9$, величина обтиснення однієї шпонки $\sigma = 1,49$ МПа, армування $2 \text{ } \emptyset 3 \text{ Вр-I}$.

Висновок. Для розрахунку міцності стику багатопустотних плит з монолітним ригелем перекриття конструктивної системи АРКОС пропонується варіаційний метод на основі теорії пластичності бетону. Врахування круглого поперечного перерізу шпонок приводить до зменшення їх міцності до 10 %. Несуча здатність стику забезпечена з суттєвим запасом і при відповідній якості замонолічування даний стик є надійним елементом перекриття.

Порівняння міцності стику багатопустотних плити з несучим ригелем за різними методиками

Вид шпонкового з'єднання	Руйнівне навантаження, в кН при розрахунку за		
	[3]	[4]	[7]
Залізобетонне	115,1	–	202,65
Бетонне обтиснуте	265,2	353,97	341,32
Залізобетонне обтиснуте	302,17	–	364,63

Список використаних джерел

1. Гуров Е.П. Сборное домостроение. Стратегия развития / Е.П. Гуров // СтройПРОФИЛЬ, 2010. – №5 (83). – С. 8 – 11.
2. Сборно-монолитная каркасная система МВБ-01 с плоскими перекрытиями для зданий различного назначения: Серия Б1.020.1-7. – Минск: НИЭП ГП «Институт БелНИИС», 1998.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Основні положення: ДСТУ Б В.2.6. – К.: НДІБК, 2010. – 156 с. (Державний стандарт України).
4. Указания по проектированию сборно-монолитного каркаса по серии Б1.020.1-7 – Приложение (А.И. Мордич (руководитель), инж. В.Н. Белевич, к.т.н. В.Н. Симбиркин).
5. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття 23418 МПК-2011.01 Е04G 23/00. / Куліченко І.І., Савицький М.В.; власник патенту – ПДАБА. – Опубл. 25.05.2007, Бюл. № 7. – 1 с. : іл.
6. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття 23425 МПК-2011.01 Е04G 23/00. / Магала В. С., Савицький М. В.; власник патенту – ПДАБА. – Опубл. 27.12.2010, Бюл. № 24. – 2 с. : іл.
7. Довженко О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Вісник національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2013. – №755 – С. 111 – 117.
8. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

Рецензент д-р техн. наук, професор Винников Ю.Л.

Довженко Оксана Олександрівна, к.т.н., доцент, доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Е-пошта: O_O_Dovzhenko@mail.ru

Погрібний Володимир Володимирович, к.т.н., старший науковий співробітник, доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Е-пошта: V.V.Pogrebnoy@mail.ru

Чурса Юлія Володимирівна, аспірант кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Е-пошта: Jylia21@mail.ru

Dovzhenko Oksana is Ph.D., Associate Professor of department of reinforced-concrete and stone constructions and resistance of materials of the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. E-mail: O_O_Dovzhenko@mail.ru

Pogrebnoy Vladimir is Ph.D., Associate Professor of department of reinforced-concrete and stone constructions and resistance of materials of the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. E-mail: V.V.Pogrebnoy@mail.ru

Chursa Julia is Post-graduate student of department of reinforced-concrete and stone constructions and resistance of materials of the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. E-mail: Jylia21@mail.ru

Стаття прийнята 03.07.2015 р