

ВАРІАЦІЙНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ОКРЕМИХ ПРЯМОКУТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПОНОК

Довженко О.О.

Карабаш Л.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Вступ. Важливими конструктивними елементами несних систем, які забезпечують спільну роботу конструкцій будівель і споруд, є стикові з'єднання, що сприймають зусилля зсуву. В першу чергу до них слід віднести шпонкові з'єднання, на несну здатність яких впливає ряд визначальних факторів. До них відносяться характеристики міцності окремих шпонок: співвідношення їх розмірів, кут нахилу опорних поверхонь, форма робочого перерізу, міцність бетону, особливості армування (кількість розташування арматури, нагельний ефект), ступень обтиснення і товщина шва та нерівномірність розподілу зусилля по довжині стику.

Нормативна методика розрахунку міцності шпонкових з'єднань носить емпіричний характер, тому не дозволяє в достатньо повному обсязі враховувати зазначені фактори. На нашу думку до найменш вивчених факторів, які впливають на несну здатність, слід віднести армування шпонок.

Дослідженням роботи окремих шпонок і шпонкових з'єднань присвячено праці ряду авторів: М.М.Коровина, В.С.Єськова [1], В.Г.Кваші, П.М.Ковалю [2], В.І.Лішака, Е.Горачека [3], Н.Г.Мартинової [4], Л.С.Махвіладзе [5], В.В.Погрібного [7], Д.Пуме [3], О.В.Яшина [6] й ін.

Метою роботи є вдосконалення на основі варіаційного методу теорії пластичності бетону розрахунку міцності окремих прямокутних залізобетонних шпонок.

Теоретичне розв'язання задачі міцності залізобетонної шпонки здійснено варіаційним методом теорії пластичності бетону, який розроблений на кафедрі ЗБ і КК ПНТУ імені Ю. Кондратюка [8].

Розглянемо випадок розрахунку окремої прямокутної залізобетонної шпонки, яка в площині зрізу армувана двома стрижнями, розташованими по середині її висоти (рис. 1).

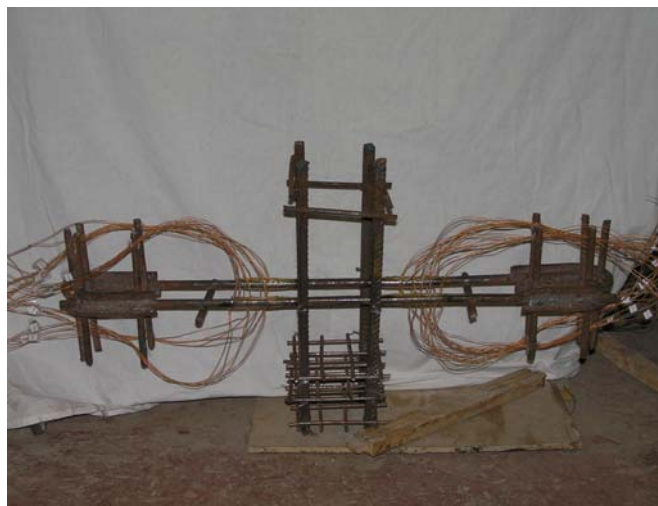


Рис. 1. Каркас дослідних зразків

Задача міцності розв'язується у наступній послідовності. Використовується кінематично можлива схема руйнування зразка (рис. 2), що включає два диски. Диск I переміщується відносно диску II зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Диски розмежовані між собою поверхнею руйнування ABC (поверхнею розриву швидкостей). На площадці BC діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, які визначаються згідно умови міцності бетону Баландіна-Генієва [9]. Площадку АВ вважаємо головною з напруженнями розтягу $\sigma_u = R_{bt}$.

Невідомими даної задачі є граничне навантаження q_u , кут нахилу α площадки АВ до вертикалі, кут нахилу β площадки ВС до вертикалі, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$.

Знаходяться розриви нормальної ΔV_n і дотичної ΔV_t складових швидкостей на поверхні руйнування.

Функціонал для врахування потужності бетону має вигляд:

$$I_b = mb_k h_k \left[2B \sqrt{(tg\beta - k)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (tg\beta - k) \right] \times \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + R_{bt} b_k h_k (k + tg\alpha) \times \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \quad (1)$$

Прийнято, що кількість арматури така, що шпонка є непереармованою, тобто її арматура в момент руйнування бетону досягає граничного стану.

Граничний стан арматури визначається характером її напруженого стану поблизу точки перетину арматури поверхнею руйнування бетону, у якій арматура, крім поздовжньої сили N_s , сприймає певну поперечну силу Q_s .

Робота арматурних стрижнів поблизу точки перетину їх поверхнею руйнування бетону аналізувалася в [10], де показано, що невелика в порівнянні з навантаженням поперечна (нагельна) сила арматури Q_s викликає появу в ній істотного вигину з максимальним моментом M_s^n у перерізі, віддаленому від місця перетину на відстань X_0 , де й розвивається стан текучості арматури від спільної дії сил N_s і M_s^n .

Умова текучості арматури у вигляді залежності між граничними силами N_s і Q_s має вигляд:

$$\left(\frac{N_s}{\sigma_y \cdot A_s} \right)^2 + \frac{Q_s}{k_g} = 1, \quad (2)$$

де $k_g = 0,284$ при бетонах на пористих заповнювачах і $k_g = 0,338$ для важких бетонів.

При цьому важливим фактом є те, що згідно (2) нагельна сила арматури Q_s може суттєво знижувати граничну поздовжню силу N_s , що, як правило, не враховується в розрахунках армованих бетонних шпонок.

Із рис. 2. видно, що в шпонці арматура A_s буде завжди розтягнута силою N_s . Таким чином, на поверхні розриву швидкостей в арматурі діють зусилля N_s й Q_s , які вносять свій внесок у потужність внутрішніх сил і повинні враховуватися додатковим членом функціонала методу, що дорівнює

$$I_s = N_s \cdot V_{sx} + Q_s \cdot V_{sy}, \quad (3)$$

де V_{sx}, V_{sy} – взаємне переміщення відповідно в напрямку вісей x та y кінців стрижнів в місці перетину поверхнею руйнування. При цьому

$$V_{sx} = V_x, V_{sy} = V_y. \quad (4)$$

Значення N_s визначається за формулою:

$$N_s = \frac{\sigma_y \cdot A_s}{2k_a} \cdot k. \quad (5)$$

Значення нагельної сили представлено у вигляді:

$$Q_s = \left(1 - \left(\frac{k}{2 \cdot k_a}\right)^2\right) \cdot k_a \cdot \sigma_y \cdot A_s. \quad (6)$$

В результаті підстановки (5) та (6) в формулу (3) отримаємо:

$$I_s = \frac{\sigma_y \cdot A_s}{2k_a} \cdot k \cdot V_x + \left(1 - \left(\frac{k}{2 \cdot k_a}\right)^2\right) \cdot k_a \cdot \sigma_y \cdot A_s \cdot V_y, \quad (7)$$

Функціонал з урахуванням потужності бетону, арматури і зовнішнього навантаження q_u :

$$I = I_b + I_s - q_u \cdot l_k \cdot b_k, \quad (8)$$

Прирівнюючи (8) до 0, отримаємо залежність граничного навантаження від невідомих

параметрів $k = \frac{V_x}{V_y}, \text{tg} \alpha, \text{tg} \beta$.

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{(\text{tg} \beta - k)^2 + 0,25(k \text{tg} \beta + 1)^2} - (\text{tg} \beta - k) \right] \times \frac{\text{tg} \alpha}{(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)} + \right. \\ \left. + R_{bt} (k + \text{tg} \alpha) \times \frac{\text{tg} \beta}{(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)} + \frac{\sigma_s \cdot A_s}{b_k \cdot h_k} \cdot \left(\frac{k^2}{4k_a} + k_a \right) \right) \cdot \frac{1}{\gamma}, \quad (9)$$

де $m = R_b - R_{bt}$; $B^2 = \frac{(1 + \chi / (1 - \chi)^2)}{3}$, $\chi = \frac{R_{bt}}{R_b}$.

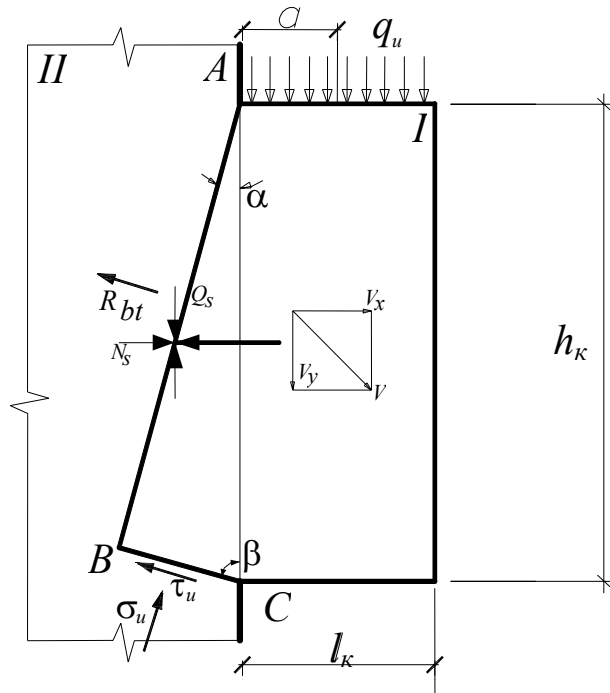


Рис. 2. Кінематично можлива схема руйнування окремих прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі при розташуванні арматури в один ярус

Щоб урахувати наявність повороту в кінематиці граничного стану армованої шпонки, використовуємо додаткову умову у вигляді рівняння моментів сил, що прикладені до частини шпонки, відсіченої поверхнею розриву швидкостей АВС. При цьому як моментну точку використовуємо точку В. Маємо додаткову умову у вигляді:

$$\begin{aligned} & \frac{R_{bt}}{m} \cdot \frac{b_k \cdot \text{tg}^2 \beta (1 + \text{tg}^2 \alpha)}{2(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)^2} + \left(0,5 + \frac{B(\text{tg} \beta - k)}{\sqrt{(\text{tg} \beta - k)^2 + 0,25(k \text{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{b_k \cdot \text{tg}^2 \alpha (1 + \text{tg}^2 \beta)}{(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)^2} - \\ & - \frac{q_u \cdot \gamma \cdot b_k}{m} \left(\frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \beta}{\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_y \cdot A_s}{2k_a \cdot m \cdot h_k} \cdot k \left(\frac{\text{tg} \beta}{(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)} - \frac{1}{2} \right) + \\ & + \left(1 - \left(\frac{k}{2 \cdot k_a} \right)^2 \right) \cdot \frac{k_a \cdot \sigma_y \cdot A_s}{m \cdot h_k} \cdot \left(\frac{\text{tg} \beta}{\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta} - \frac{1}{2} \right) \cdot \text{tg} \alpha = 0. \end{aligned} \quad (10)$$

Запропонована методика розрахунку окремих прямокутних залізобетонних шпонок, яка враховує:

- обидві характеристики міцності бетону R_b і R_{bt} ;
- співвідношення геометричних розмірів шпонки l_k/h_k ;
- поперечне армування (в арматурі враховується крім повздовжнього і поперечне зусилля).

Використана методика є більш точною порівняно із нормативною за рахунок врахування вище вказаних факторів, які нехтуються нормативним методом.

Література

1. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С. 25-29.
2. Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпоночных соединений плоских плит // Вестник Львовского политехнического института. Резервы прогресса в архитектуре и строительстве. – Львов: Вища школа, Изд-во при Львовском университете. – 1985. – № 198. – С. 24-37.
3. 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.
4. Мартынова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // Девятое координационное совещание "Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий": Тезисы докладов. – Вильнюс. – 1984. – С. 48-51.
5. Махвиладзе Л.С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.
6. Яшин А.В. К расчету шпоночных соединений // Бетон и железобетон. – 1978. – № 6. – С. 17-18.
7. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе // дис. ... канд. техн. наук. – Полтава: ПНТУ 2000. – 197с.
8. Митрофанов В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона // Строительная механика и расчет сооружений. — 1990. – № 6. — С. 23-28.
9. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
10. Митрофанов В.П. Напряжённо-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: Автореф. дис. ... канд.техн.наук. 05.23.01. – М.,1981. – 41с.