

ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ КОНСЕРВНОГО ЦЕХУ ТОВ "КУП'ЯНСЬКИЙ МОЛОЧНОКОНСЕРВНИЙ КОМБІНАТ"

В.Н.Рожко, к.т.н.

*Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка, Україна*

Вступ. В серпні 2014 року співробітниками ПолтНТУ було проведено обстеження технічного стану конструкцій перекриття консервного цеху ТОВ "Куп'янський молочноконсервний комбінат" на предмет можливості збільшення навантаження на перекриття над першим поверхом внаслідок збільшення об'єму ємностей для молока.



Рис. 1. Загальний вигляд монолітного безбалкового перекриття консервного цеху Куп'янського молочноконсервного комбінату

В ході інструментальних обстежень і повірочних розрахунків [1] зроблено висновок про недостатню несучу здатність залізобетонного монолітного безбалкового перекриття та необхідність його підсилення.



Рис. 2. Інструментальне обстеження монолітного безбалкового перекриття консервного цеху

Із умов технологічного процесу варіант підсилення розвантажувальними фермами знизу не є прийнятним, тому було прийнято рішення варіант підсилення шляхом нарощування додаткового бетону зверху.

Постановка мети і задачі досліджень. При підсиленні згинальних залізобетонних будівельних конструкцій шляхом збільшення робочого перерізу елементу важливим моментом є забезпечення зчеплення між шарами старого і нового бетону. Несуча здатність збірно-монолітної конструкції залежить від міцності контактного шва, від виду контакту та ступеня його обробки. На практиці при бетонуванні зчеплення досягається шляхом ретельної підготовки поверхні, що є досить трудомістким процесом, а саме створення штучної шорсткості контактної поверхні у вигляді рифлення, виступів, випусків арматури і, обробка контакту (очистка, піскоструйна обробка, хімічна обробка) і т.і.

Відомий спосіб підсилення залізобетонних плит перекриття, при якому сумісна робота шарів старого і нового бетону забезпечуються за рахунок залізобетонних шпонок, що утворюються внаслідок бетонування заздалегідь пробитих отворів в плитах.

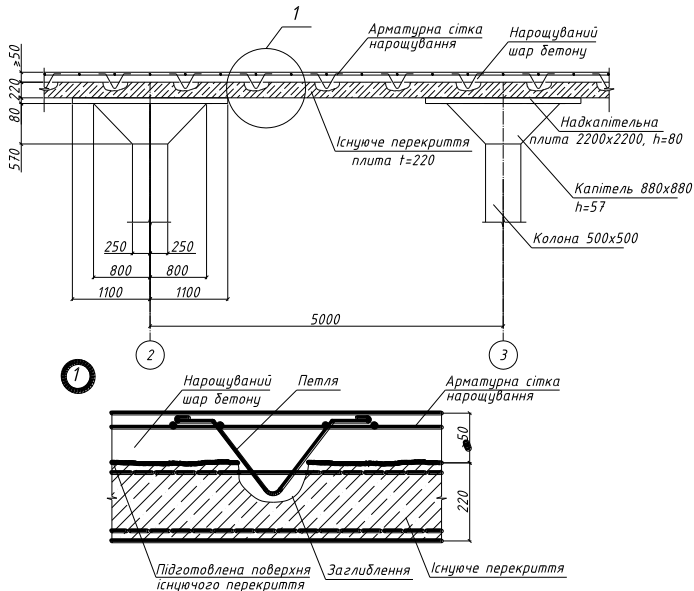


Рис. 3. Забезпечення сумісної роботи старого і нового бетону шляхом влаштування залізобетонних шпонок

Діюча нормативна методика розрахунку шпоноквих стиків [2, 3], не враховує всіх визначальних факторів міцності і не дозволяє оп-

тимізувати конструкцію стиків. Запропоновані дослідниками залежності для визначення міцності шпонок носять, як правило, емпіричний характер, не є точними і мають вузьку область застосування.

Варіаційний метод теорії пластичності бетону [4], розроблений в ПолтНТУ, можна віднести до інженерних методів розрахунку, що приводять до простих залежностей, не потребують залучення складних комп'ютерних програм і можуть знайти широке використання в практиці проектування. У запропонованій методиці метою є визначення граничного навантаження, в таких випадках є доцільним використання більш простих моделей, які дозволяють успішно досягти поставленої мети [6, 7, 8].

Міцність окремих шпонок. Розв'язання задачі міцності окремої залізобетонної шпонки виконується у такій послідовності. Використовується кінематично можлива схема руйнування зразка (рис. 4), 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 [5]. Площадку АВ вважаємо за головну з напруженнями розтягу $\sigma_u = f_{ctd}$.

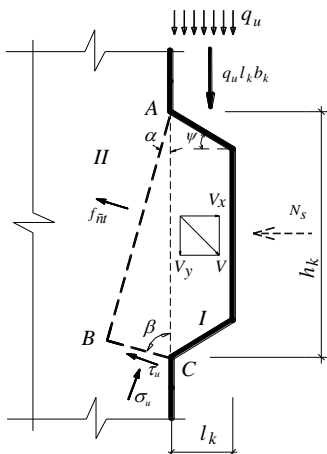


Рис. 4. Кінематична схема руйнування шпонки при зрізі

Невідомими цієї задачі є граничне навантаження q_u , кут нахилу α площадки АВ до вертикалі, кут нахилу β площадки ВС до вертикалі, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$ (при розв'язанні оперуємо відносними швидкостями, а не їх абсолютними значеннями).

Знаходяться розриви (скачки) нормальній ΔV_n і дотичній ΔV_t складових швидкості на поверхні руйнування.

Функціонал методу для плоского напруженого стану записується у вигляді

$$I_l = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_y \sin \beta - V_x \cos \beta} \right)^2} - 1 \right] \times (V_y \sin \beta - V_x \cos \beta) \times \quad (1)$$

$$\times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \beta} + f_{ct} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \alpha} - q_u l_k V_y = 0$$

де $m = f_c - f_{ct}$; $B^2 = \left(1 + \chi / (1 - \chi)^2 \right) / 3$, $\chi = f_{ct} / f_c$.

Знаходимо граничне навантаження q_u , виражене через невідомі параметри:

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta - k)^2 + 0,25 (k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (\operatorname{tg} \beta - k) \right] \times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \right. \quad (2)$$

$$\left. + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_y A_S k \right)$$

Значення граничного навантаження отримується шляхом пошуку умовного мінімуму (2).

Додатковою умовою при пошуках $q_u \rightarrow \min$ приймаємо умову рівноваги – рівності нулю суми моментів усіх зовнішніх та внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через точку В: $\sum M_B = 0$.

Проведення експериментальних досліджень. Було виготовлено 4 зразки шпонкових стиків (табл. 1). Виготовлення зразків здійснювалося у два етапи із бетону двох різних класів. На першому етапі бетонувалися бокові частини стику бетоном більш високого класу з метою запобігання їхнього руйнування під час випробувань. У площині зрізу шпонки всіх зразків армувалися поперечними стержнями 2 \emptyset 8 із арматури класу A240 С. Характер руйнування зразків представлений на рис. 5.

Порівняння теоретичної міцності шпонок з результатами дослідів. В результаті порівняння теоретичної та дослідної міцності шпонкових стиків для 68 зразків [9, 10] отримані наступні статистичні дані: середнє арифметичне $\bar{x} = R_k^{test} / R_k^{calc} = 1,041$, середнє квадратичне $\sigma_{n-1} = 0,128$, коефіцієнт варіації $v = 12,3$ %.

Таблиця 1. - Міцність дослідних зразків

Шифр зразка	Геометричні параметри зразка	f_c , МПа	f_{ct} , МПа	A_k , см ²	Граничне навантаження, V_u , кН	$R_{sh}^{test} = V_u / A_{sh}$ МПа
1	2	3	4	5	7	8
ШС-1-2		16,8	1,45	2×152	170	5,59
ШС-1-2а				2×150	150	5,0
ШС-1-2б		15,7	1,28	2×155	165	5,32
ШС-1-2в				2×147	135	4,6

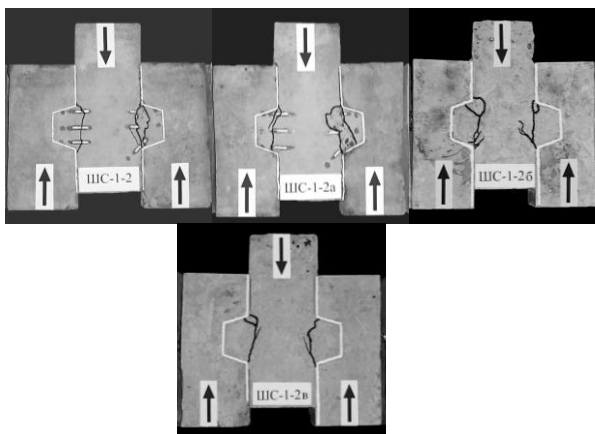


Рис.5. Характер руйнування зразків

Отримані результати свідчать про близькість теоретичної міцності до експериментальної в широких межах зміни визначальних факторів. Виконані дослідження дозволяють отримати такі **висновки**:

1. На основі варіаційного методу теорії пластичності розв'язано задачу міцності для залізобетонної шпонки.
2. Запропонований метод розрахунку дозволяє враховувати армування, обидві характеристики міцності бетону f_c , і f_{ct} .
3. Теоретична міцність шпонок добре погоджується з дослідною.

Summary

This article proposed engineering method of estimate strength of reinforced concrete keys by strengthening of bending elements. This method is based on variable method of the theory of plasticity of concrete.

1. Конструкції залізобетонних перекриттів. Навчальний посібник / В.С.Дорофєєв, Є.В.Клименко, А.І.Костюк, С.В.Баранік, Н.В.Пушкар: Одеська державна академія будівництва та архітектури. – Одеса: "ПОЛІГРАФ", 2012 – 228 с.

2. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 72 - 77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

3. Пособие по проектированию жилых зданий /ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

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

5. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

6. Митрофанов В.П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / В.П. Митрофанов / ВЗИСИ. – М., 1982. – 41 с.

7. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. ... на соискание науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / В.В. Погребной / Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2000. – 236 с.

8. Довженко О.О. Міцність бетонних та залізобетонних елементів при місцевому прикладанні тискууючого навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / О.О. Довженко; Полт. ИСИ – Полтава, 1993. – 20 с.

9. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследование и основы проектирования. Совм. Изд. СССР - Греция / 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.

10. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Экспериментальное исследование шпальных сопряжений ригелей с колонной // Бетон и железобетон. — 1965. — №3. — С. 40 - 43.