

РОБОТА ПОЗДОВЖНЬОЇ СТИСНУТОЇ АРМАТУРИ В ПОЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ, ЩО РОЗТАШОВАНА ЗА МЕЖАМИ ПЕРЕРІЗУ БЕТОНУ

Мартьянов В.В.

Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка
м. Полтава, Україна

АНОТАЦІЯ: Приводяться експериментальні дослідження роботи поздовжньої стиснутої арматури, що розташована в стиснутих залізобетонних елементах за межами перерізу бетону, в порівнянні з розташуванням її в тілі бетону та їх аналіз.

АННОТАЦИЯ: Приводятся экспериментальные исследования работы продольной сжатой арматуры, расположенной в сжатых железобетонных элементах за пределами сечения бетона, в сравнении с расположением ее в теле бетона и их анализ.

ABSTRACT: The experimental study of the longitudinal compression armature, located in the compressed reinforced concrete elements outside the concrete section, compared with the location of it in the concrete and its analysis is presented.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Арматура, основа, кривизна, деформація, напруження.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ У ЗАГАЛЬНОМУ ВИГЛЯДІ ТА ЇЇ ЗВ'ЯЗОК ІЗ ВАЖЛИВИМИ НАУКОВИМИ І ПРАКТИЧНИМИ ЗАВДАННЯМИ

Вплив на стиснуті залізобетонні елементи пошкоджень, що викликають корозію бетону і арматури, механічного втручання, дефектів при їх виготовленні, що характеризуються не щільно укладеним бетоном, недостатньою товщиною захисного шару бетону, неочищеною від забруд-

нення і (або) промашеною поверхнею арматури перед укладанням бетону і т.п., призводить до виникнення і сильного розкриття поздовжніх тріщин, часткового або повного відшарування бетону, порушення зчеплення між арматурою і бетоном [1]. При цьому утворюються ділянки, на яких поздовжня робоча арматура знаходиться за межами перерізу бетону. Поведінка стиснутих залізобетонних елементів в таких умовах, оцінка їх залишкової несучої здатності та експлуатаційної придатності являють собою важливі наукові і практичні завдання при відновленні й реконструкції існуючих будівель і споруд.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ, В ЯКИХ ЗАПОЧАТКОВАНО РОЗВ'ЯЗАННЯ ДАНОЇ ПРОБЛЕМИ І НА ЯКІ СПИРАЄТЬСЯ АВТОР

Серед досліджень і публікацій в яких започатковано розв'язання проблеми роботи стиснутої арматури слід відзначити напрямок пов'язаний із визначенням кроку поперечної арматури [2 - 6] і напрямок присвячений впливу поздовжніх пошкоджень захисного шару бетону на напружений стан стиснутої арматури і несучу здатність стиснутих залізобетонних елементів [7]. За результатами випробуваних на стиск із шарнірним закріпленням кінців арматурних стержнів $\lambda = l_0 / i = 23 \dots 55$, що відповідає вільній довжині $l_0 = (5,75 \dots 13,75) d$ (іншими словами кроку хомутів), автори [2] рекомендують призначити крок хомутів для залізобетонних стійок рівним 10 номінальним діаметрам поздовжньої арматури. Але не випробувалися стержні гнучкістю $\lambda = 80$, що відповідає кроку хомутів 20 d за конструктивними вимогами відомими ще з часів дії [8]. Окрім того, поведінка стиснутої арматури в залізобетонній конструкції буде відрізнятися від випробувань на центральний стиск.

Дослідження роботи стиснутої арматури в чарунковому бетоні [3 - 5] свідчать про наступне. Руйнування зразків супроводжувалось відривом захисного шару бетону і викривленням стиснутих стержнів в безносередній близькості від хомутів. Втрата стійкості стиснутої арматури відбувалась на обмежених ділянках поблизу хомутів під дією поперечного розширення стиснутого бетону. Зміна кроку хомутів із 20 d до 40 d стиснутої арматури не впливає на її несучу здатність [3 - 5].

Вплив кроку поперечного армування досліджувався при центральному і позацентровому (трикутна епюра деформацій) стиску залізобетонних зразків в статті [6]. Збільшення кроку поперечної арматури з 20 d до 30 d стиснутих стержнів знизило міцність зразків на 2...4 %. Отримано критичну довжину стержня для випадків із негарантованим збереженням та при якісному захисному шару бетону. Але для вибраної розрахункової схеми [6] не враховано опір із боку захисного шару бетону.

Оцінку впливу поздовжнього ослаблення навколо стиснутого арматурного стержня приведено в статті [7]. Ослаблення на поверхні стиснутої арматури, що перевищують площу контакту $0,5\pi d l$, призводять до втрати зчеплення між арматурою і бетоном, відшарування бетону та втрати стійкості поздовжньої арматури. Визначена допустима зона відшарування бетону на поверхні стиснутого арматурного стержня у межах 10...15 % загальної площі бокової поверхні арматури [7].

ВИДІЛЕННЯ НЕВИРШЕНИХ РАНІШЕ ЧАСТИН ЗАГАЛЬНОЇ ПРОБЛЕМИ, КОТРИМ ПРИСВЯЧУЄТЬСЯ ЗАЗНАЧЕНА СТАТТЯ

Опір із боку захисного шару бетону не враховувався на роботу поздовжньої стиснутої арматури в одних дослідженнях і окремо не визначався в інших. Визначення опору захисного шару бетону необхідне для оцінки впливу дефектів і пошкоджень, які призводять до утворення ділянок із розташуванням поздовжньої робочої арматури за межами перерізу бетону, на роботу стиснутої арматури, залишкову несучу здатність конструкції.

ФОРМУЛЮВАННЯ МЕТИ СТАТТІ (ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ)

Дослідити роботу поздовжньої стиснутої арматури, що розташована в позacentрово стиснутих залізобетонних елементах за межами перерізу бетону в порівнянні з її розташуванням в тілі бетону. Оцінити опір захисного шару бетону на роботу поздовжньої стиснутої арматури.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ ДОСЛІДЖЕННЯ З ПОВНИМ ОБҐРУНТУВАННЯМ ОТРИМАНИХ НАУКОВИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

Роботу поздовжньої стиснутої арматури при розташуванні її в тілі бетону й за межами перерізу бетону можна розглянути наступним чином. На арматурний стержень, що знаходиться в бетоні, окрім поздовжньої сили буде діяти тиск від поперечного розширення бетону з одного боку і опір бетону захисного шару разом із ділянкою, що охоплює арматуру, з другого. При розташуванні арматурного стержня за межами перерізу бетону опір захисного шару бетону буде відсутній. Тиск від поперечного розширення бетону і опір захисного шару бетону приведемо до результуючого поперечного навантаження. Для визначення опору захисного шару бетону скористаємося рішенням задачі стійкості стержня на пружно-податливій основі [9]. Диференційне рівняння зігнутої вісі стиснутого стержня на пружно-податливій основі має вигляд [9]:

$$EI \cdot v^{IV} + P \cdot v^{II} + c \cdot v = 0, \quad (1)$$

де c – коефіцієнт податливості основи.

Рішення рівняння (1) з урахуванням граничних умов приводить до визначення критичної поздовжньої сили в стержні

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l^2} + \frac{c \cdot l^2}{n^2 \pi^2}, \quad (2)$$

де n – число півхвиль синусоїди ($n = 1, 2, 3, \dots$).

Друга складова правої частини формули (2) накладатиме додаткові в'язі або здійснюватиме тиск на стержень, змінюючи відповідно його критичну силу P . Таким чином, можна враховувати стан захисного шару на роботу поздовжньої стиснутої арматури. Невідомими в рівнянні (2) будуть n і c . Число півхвиль $n = 1$ можна прогнозувати тільки для випадку з розташуванням арматури за межами перерізу бетону. Порівняння кривизни посередині довжини стержня між хомутами і в непосредній близькості від хомутів ($\approx 5d$) дозволить встановити наявність точок перегину, а значить і число півхвиль n . Значення коефіцієнта c буде змінним в розумінні його функціонального призначення.

Граничне значення гнучкості, за яким арматурний стержень втрачає стійкість в межах пропорційності, розраховується за формулою

$$\lambda_u = \pi \sqrt{E / \sigma_{pr}}. \quad (3)$$

Для вирішення поставленого завдання проведені експериментальні дослідження, які включали випробування залізобетонних зразків-колон звичайного перерізу (тип I) та перерізів з розташуванням поздовжньої арматури за межами перерізу бетону (тип II і тип III) на позacentровий стиск. Всі зразки були згруповані за ексцентриситетом прикладання навантаження в три серії: перша – $e_0 = 0$ мм (центральный стиск), друга – $e_0 = 35$ мм (малі ексцентриситети), третя – $e_0 = 120$ мм, а для перерізу типу III – $e_s = 173$ мм (великі ексцентриситети). На рис. 1 показані типи поперечних перерізів із прикладеним навантаженням (точки 1, 2, 3).

Розміри поперечних перерізів наступні: $b \times h = 160 \times 160$ мм (тип I), $b \times h_b = 160 \times 94$ мм (тип II), $b \times h_b = 160 \times 127$ мм (тип III). Довжина зразків із перерізом типу I – $L = 1$ м і 2 м, типів II і III – $L = 2$ м. Арматування – симетричне $2 \varnothing 12$ мм класу А 400. Поперечна арматура встановлена з кроком 240 мм (20d). Ділянка, на якій поздовжня арматура знаходиться за межами перерізу бетону і має з ним контакт, розташована симетрично відносно середини зразків. Довжина її L_{soc} була призначена виходячи з максимального значення співвідношення прогинів, отриманих експериментально f_{exp} до розрахункових f_d , яке досягає $f_{exp} / f_d = 1,98$ при найбільшій ділянці без зчеплення арматури з бетоном [10]. Тому довжина ділянки L_{soc} прийнята максимально можливою для позacentрово стиснутих залізобетонних елементів і складає $L_{soc} = 1,2$ м. Для визначення дефор-

мацій поздовжньої арматури з діаметрально протилежних боків були встановлені тензодатчики, які розташовувались по довжині арматури посередині між хомутами і в безпосередній близькості від хомутиків (на відстані в межах $5d$). Окрім того, встановлювались прогиномири типу 6 ПАО-ЛИЗ в місцях розташування хомутиків і посередині між ними. Характеристики арматури: межа пропорційності – $\sigma_{pr} = 445,2$ МПа з відповідною деформацією $\varepsilon_{pr} = 2,26$ ‰, модуль пружності $E_s = 196900$ МПа, межа текучості – $\sigma_y = 455,6$ МПа з деформацією на її початку $\varepsilon_y = 2,75$ ‰, тимчасовий опір $\sigma_u = 689$ МПа, величина відносного подовження, включаючи місце розриву, $\delta_5 = 19\%$, величина відносного рівномірного подовження $\delta_e = 7$ ‰. Граничне значення гнучкості по формулі (3) $\lambda_u = 66,1$. Характеристики бетону визначались на початку і в кінці випробувань основних зразків і мають наступні значення: призматична міцність на стиск $f_{cm,prism} = 28,2 \dots 32,7$ МПа, початковий модуль пружності $E_{cm} = 34418 \dots 29939$ МПа.

Зразки випробувались на гідравлічному пресі типу 2ПГ-125 при короткочасному навантаженні з шарнірним закріпленням кінців (рис. 1).

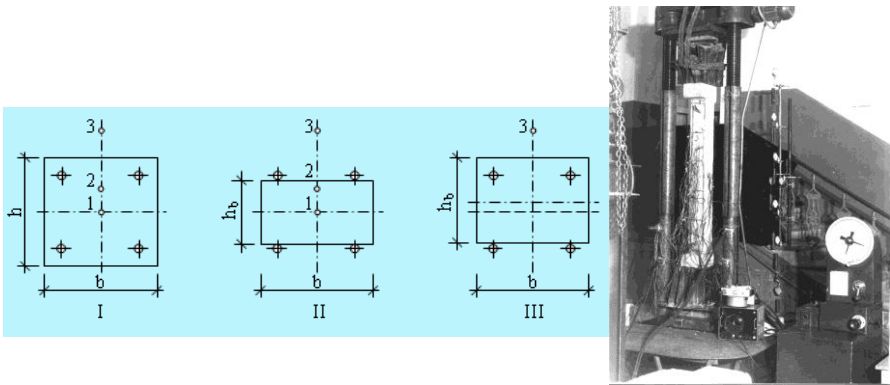


Рис. 1. Типи перерізів і випробування зразків-колон на пресі 2ПГ-125

Руйнування зразків 1-ої (рис. 2,а) та 2-ої (рис. 2,б) серій відбувалось по стиснутому бетону. Руйнування зразків 3-ої (рис. 2,в) серії починалось з розтягнутої арматури і завершувалось стиснутою зоною бетону. Тип перерізу III*, що показаний на рис. 2,в, відрізняється від типу III відсутністю поєднання між поперечною та поздовжньою розтягнутою арматурою, необхідний для порівняння з результатами досліджень [10]. В зразках із поперечним перерізом типу II всіх серій при рівні навантаження ($0,9 \dots 0,95$) N_u поздовжня стиснута арматура втрачала стійкість.

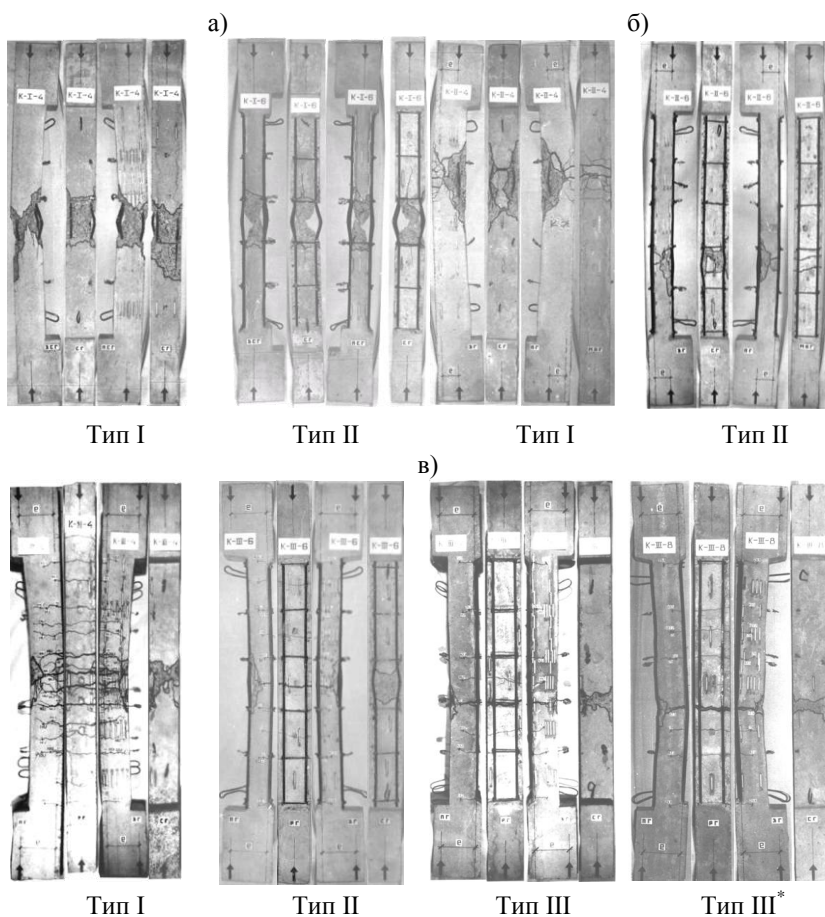


Рис. 2. Характер руйнування зразків-колон

При центральному стиску і малих ексцентриситетах прикладання навантаження, в арматурі, що розташована в тілі бетону, деформації біля хомутів перевищують деформації посередині відстані між хомутами, а при великих ексцентриситетах і розташуванні арматури за межами перерізу бетону навпаки. Відповідно до цього в елементах із перерізом типу I, при центральному стиску і малих ексцентриситетах, арматурний стержень викривляється за трьома півхвилями, а при великих ексцентриситетах і перерізах типів II і III – за однією. В момент втрати стійкості стиснутої арматури зниження деформацій не відбувалося, тому в пружно-пластичній стадії роботи арматури для розрахунків прийнята схема навантаження, що продовжується, тобто без зони розвантаження в поперечному перерізі, і

відповідно дотичний модуль деформацій.

Обчислена кривизна стержнів поздовжньої стиснутої арматури. Використовуючи діаграму $\sigma_s - \varepsilon_s$ і гіпотезу плоских перерізів, визначені в перерізах арматури напруження, внутрішні зусилля P і момент M . За цими даними знайдені значення коефіцієнтів приведенної довжини стержня μ , податливості основи s і побудовані їх графіки (рис. 3) від значень відносних ексцентриситетів e_0/i (де i – радіус відповідного типу перерізу).

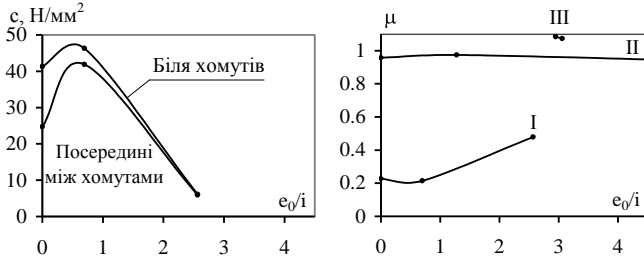


Рис. 3. Значення коефіцієнтів s і μ в залежності від e_0/i

На графіках рис. 3, для елементів із розташуванням арматури в тілі бетону, показане зниження коефіцієнта s при збільшенні відносного ексцентриситету e_0/i , яке можна пояснити зменшенням висоти стиснутої зони бетону при великих ексцентриситетах, порівняно з центральним стиском і малими ексцентриситетами. При розташуванні стиснутої арматури за межами перерізу бетону коефіцієнт s має від'ємне значення або близьке до нуля, що свідчить про тиск від поперечного розширення бетону. Для обчислення коефіцієнтів s на ділянках біля хомутів і посередині між хомутами отримані емпіричні формули, відповідно:

$$s_w = 4,64(e_0/i)^3 - 26,4(e_0/i)^2 + 23,34(e_0/i) + 41,3; \quad (4)$$

$$s_m = 6(e_0/i)^3 - 36,7(e_0/i)^2 + 47,2(e_0/i) + 24,7. \quad (5)$$

Для перерізу типу I значення коефіцієнтів приведенної довжини стержня μ зростає зі збільшенням e_0/i , а перерізів типів II і III $\mu \approx 1$, що відповідає випадку з шарнірним закріпленням кінців стержня.

ВИСНОВКИ З ДОСЛІДЖЕННЯ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ РОЗРОБОК ЗА ДАНИМ НАПРЯМОМ

Поздовжня стиснута арматура, що розташована за межами перерізу бетону, втрачає стійкість раніше руйнування самого елемента при рівні навантаження $(0,9 \dots 0,95)N_u$.

В елементах із поперечним перерізом типу I, при центральному стиску і малих ексцентриситетах, арматурні стержні під час втрати

стійкості викривляються за трьома півхвилями, а в елементах із перерізами типів II і III та перерізом типу I при великих ексцентриситетах, за однією.

При зростанні відносного ексцентриситету e_0/i значення коефіцієнта μ знижується, що пояснюється зменшенням висоти стиснутої зони бетону. Отримані формули (4) і (5) дозволяють обчислювати цей коефіцієнт на ділянках поблизу хомутив і посередині між хомутами.

Для елементів із розташуванням поздовжньої стиснутої арматури в тілі бетону значення коефіцієнта приведеної довжини стержня μ зростає зі збільшенням e_0/i . При розташуванні поздовжньої стиснутої арматури за межами перерізу бетону значення його можна приймати $\mu = 1$.

ЛІТЕРАТУРА

1. Реконструкция зданий и сооружений / [А.Л.Шагин, Ю.В.Бондаренко, Д.Ф.Гончаренко, В.Б.Гончаров]; под ред. А.Л.Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.
2. Рискинд, Б.Я. Работа стержневой арматуры на сжатие / Б.Я. Рискинд, Г.И. Шорникова // Бетон и железобетон. – 1974. – № 10. – С. 3–4.
3. Муромский, К.П. Особенности работы сжатой арматуры в конструкциях из ячеистого бетона / К.П. Муромский, В.В. Макаричев // Бетон и железобетон. – 1981. – № 3. – С. 28–29.
4. Муромский, К.П. Об оценке ячеистого бетона как упругой среды / К.П. Муромский // Бетон и железобетон. – 1984. – № 5. – С. 24–25.
5. Макаричев, В.В. Поперечный изгиб сжатой арматуры / В.В. Макаричев, К.П. Муромский // Бетон и железобетон. – 1987. – № 6. – С. 19–21.
6. Эль Луз, А. Шаг поперечного армирования в сжатых элементах / А. Эль Луз, И.А. Русинов // Бетон и железобетон. – 1992. – № 2. – С. 16–18.
7. Шаповалов, А.Н. Влияние продольных повреждений защитного слоя бетона на несущую способность сжатых железобетонных элементов / А.Н. Шаповалов, ЛЕ МИНЬ ЛОНГ // Коммунальное хозяйство городов: респ. межведом. науч.-техн. сб. – Вып. 12. – К.: Техника, 1997. – С. 30–31.
8. НИТУ 123–55. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1955. – 108 с.
9. Ржаницын, А.Р. Устойчивость равновесия упругих систем / А.Р. Ржаницын. – М.: Госстройиздат, 1955. – 476 с.
10. Спрыгин, Г.М. Деформативность изгибаемых элементов при частичном отсутствии сцепления арматуры с бетоном / Г.М. Спрыгин, Ю.Г. Решетарь // Бетон и железобетон. – 1983. – № 4. – С. 12–14.

Стаття надійшла до редакції 29.04.2013 р.