

ДОПОВНЕННЯ ДО ІНЖЕНЕРНОГО РОЗРАХУНКУ ТА ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЗГИНАНИХ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК З ЖОРСТКИМИ ТОРЦЕВИМИ УПОРАМИ В ЗОНІ ДІЇ ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ

Фамуляк Ю.Є.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми

Для розв'язання проблеми зменшення матеріало- і трудомісткості конструктивних елементів будівель і споруд одним з можливих варіантів є застосування в будівництві сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням.

В таких конструктивних елементах для їх надійної роботи необхідно забезпечити надійне об'єднання зовнішньої стрічкової арматури із залізобетонною частиною елемента. Під терміном “об'єднання” необхідно розуміти таке поєднання залізобетонної і сталеві частини елемента для спільної роботи, при якому за рахунок передачі через шов зсувних і відривних зусиль в об'єднаному елементі буде забезпечуватись такий напружено-деформований стан, який є близьким до відповідного стану суцільного елемента [1]. Так як зчеплення бетону з гладкою поверхнею стрічкової або листової арматури в сталобетонних конструкціях не може забезпечувати монолітність конструкції навіть на початковій стадії завантаження, то засоби об'єднання мають першочергове значення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

Теоретичне обґрунтування методів розрахунку міцності, тріщиностійкості та деформативності сталобетонних балкових елементів із зовнішньою стрічковою арматурою при дії поперечних сил експериментально підтверджено недостатньо. Дослідження сталобетонних конструкцій здебільшого були спрямовані на вивчення зони “чистого” згину. В таких конструкціях в процесі досліджень хоча і відзначався вплив торцевих упорів на міцність похилих перетинів сталобетонних елементів, але не давались хоча б якісь рекомендації для його оцінки.

Для залізобетонних конструкцій розрахунок міцності елементів при дії поперечних сил розвивається від початку експериментальних досліджень залізобетону і, починаючи з класичних підходів (методу “фермової” аналогії тощо), через запропонований С.С. Боришанським і А.А. Гвоздевим метод граничної рівноваги в розрахунку похилих перерізів, вчені підійшли до сучасного його трактування (А.С. Залесов, Ю.А. Клімов). Застосовують також інші методи, що базуються на окремих математичних припущеннях з використанням ЕОМ. В цьому напрямку проводили дослідження і ряд науковців Національного університету “Львівська політехніка” (Дорошкевич Л.О., Ониськів Б.М., Гладишев Г.М., Добуш І.М., Канюк В.М., Максимович С.Б., Максимович Б.Ю. та ін.). Щодо сталобетонних конструкцій, то проведені дослідження здебільшого були спрямовані на вивчення їх поведінки в зоні дії максимального згинального моменту. Ряд дослідників вивчав сприймання такими конструкціями поперечних сил (А.В. Мазурак, Т.Б. Боднарчук) та роботу об'єднувальних елементів (М.Л. Гайдаш, Р.А. Шмиг).

Формування цілей

Всі науковці, які займались дослідженнями сталобетонних балок, одностайно відзначають їх підвищені міцнісні характеристики, жорсткість та тріщиностійкість порівняно із залізобетонними. Питання впливу об'єднувальних елементів на роботу похилих перерізів сталобетонних конструкцій в зоні дії максимальних поперечних сил спеціально не вивчалось, лише було відзначено, що такий вплив існує. Застосовані у нормативних документах нашої країни та за кордоном методи розрахунку сталобетонних балок на дію поперечної сили не враховують вплив торцевих упорів.

Виклад основного матеріалу

З метою вивчення впливу торцевих упорів на роботу сталобетонних балок були розроблені та виготовлені дослідні балкові зразки. Розрахунковий прольот дослідних балок – 1300 мм та 2700 мм. Поперечний переріз – 135×270 мм. Дослідні балки виготовлялись з важких бетонів різної міцності, а саме: зразки виконувались з бетонів у яких $R_b=24,2$ МПа, $R_b=23,7$ МПа, $R_b=11,6$ МПа та $R_b=18,5$ МПа.

Як поздовжня арматура розтягнутої зони сталобетонних балок використовувалася гладка або рифлена стрічка перерізом 105×6 мм зі сталі марки 16Г2АФ (межа текучості 500 МПа) та стержнева арматура $\varnothing 8$ мм класу А240 або $\varnothing 12$ мм класу А400. Поздовжня арматура стисненої зони: стержнева періодичного профілю $\varnothing 16$ мм класу А440 для попередньо напружених балок та $\varnothing 16$ мм класу А400 для ненапружених балок. Для поперечного армування дослідних зразків застосовано арматуру $\varnothing 8$ мм класу А400 та $\varnothing 6$ мм класу А240.

Жорсткі торцеві упори з двосторонніми ребрами виконували з металевої штаби марки ВСт3кп2 товщиною 12 мм, ребра упорів – з тієї ж сталі товщиною 6 мм. Торцеві упори встановлювали на осі опор балок. Регулювання несної здатності упора (тобто його потужності відносно міцності арматурної стрічки) здійснювали через зміну висоти [2]. Величина початкових напружень у стрічковій арматурі дорівнювала $\sigma_0 = 315$ МПа, у стержневій стиснутої зони – $\sigma_0' = 486$ МПа. Поперечну арматуру приварювали втавр до металевої стрічки або виконували у вигляді вставних каркасів.

Навантаження дослідних балок (при $l=1300$ мм) виконували однією зосередженою силою, прикладеною з різними плечами зрізу, а балки з $l=2700$ мм навантажували двома симетричними зосередженими силами.

На початкових стадіях завантаження, тобто до моменту утворення тріщин сталобетонні елементи працюють як єдине ціле. Вплив жорсткого торцевого упору на загальну роботу сталобетонних балок відзначено з початком тріщиноутворення [3]. Аналіз результатів показав, що дослідний момент тріщиноутворення у сталобетонних елементах переважно на 10...35% вищий, ніж розрахунковий, визначений за методикою СНиП 2.03.01-84*, як для залізобетонних балок. При цьому наявність жорсткого торцевого упору призводить до збільшення моменту тріщиноутворення на 3...8% порівняно з аналогічними сталобетонними балками без упорів.

Руйнівні зусилля – F_u в балках, які мають торцеві упори, також на 5...15% більші, ніж у балках без упорів. Графічно характер зміни міцності похилих перерізів залежно від плеча зрізу у межах $c = (1,1...2,4)h_0$, та потужності торцевого упору наведено на рис. 1.

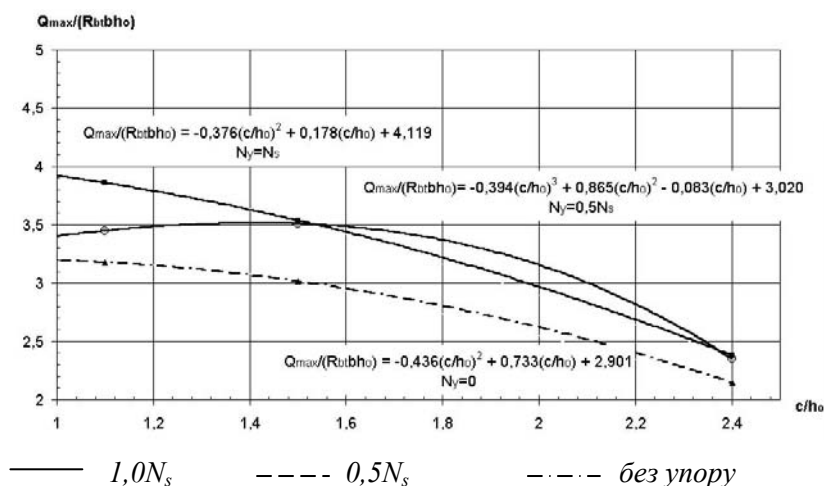


Рис.1. Залежність міцності похилих перерізів від плеча зрізу та потужності торцевого упору з розрахунку

Наявність чи відсутність торцевого упору впливала і на прогини дослідних балок, при цьому збільшення потужності упорів від $0,5N_s$ до N_s очікуваного зменшення величини прогину не спричиняло. Аналіз отриманих даних на плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ при відношенні $l/h < 10$ показав, що на відміну від методики СНиП 2.03.01-84*, п.4.32, сумарний прогин f_{tot} можна визначати, нехтуючи значенням прогину, обумовленого деформацією зсуву f_q , тобто $f_{tot} = f_m$, де f_m – прогин обумовлений деформацією згину.

Характерним для балок з торцевими упорами є зменшення максимальної ширини розкриття домінувальних похилих тріщин, яка в 1,5...2,5 рази менша, ніж у балках без упорів [3]. У балках з упорами спостерігалась похила смуга руйнування, яка розміщена між двома похилими тріщинами: одна з яких розвивається від опори до місця прикладення зовнішньої зосередженої сили, а інша – у зворотньому напрямі від місця прикладення навантаження до вершини торцевого упору.

Ще один чинник, який значно впливає на процес руйнування, це зсуви між арматурною стрічкою і бетоном [4]. Експериментально доведено, що при високих рівнях навантажень $F = (0,7 \dots 1)F_u$, зсуви по довжині балки відчутно менші, якщо в балці встановлений торцевий упор. Це стосується як ненапружених, так і попередньо напружених балок. Встановлення торцевих упорів потужністю від $0,28N_s$ до N_s повністю виключали розвиток зсувів на опорах.

При передачі зусиль попереднього напруження на бетон торцеві упори зменшують втрати попереднього напруження. На цьому етапі в дослідних балках без упорів зміни деформацій в 2...3 рази перевищували зміни деформації в аналогічних балках з торцевими упорами.

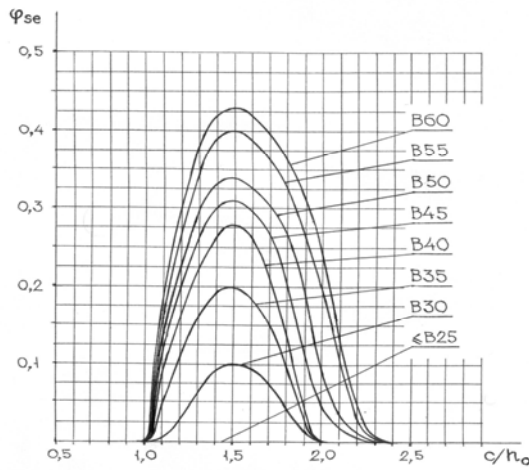
Аналіз теоретичних та експериментальних даних підтвердив факт впливу торцевого упору на міцність похилих перерізів сталобетонних балок. У балках, для яких виконується умова $l/h < 10$ та плечі зрізу становлять $c/h_0 < 2,4$, розрахунок міцності похилих перерізів сталобетонних балок з торцевими упорами запропоновано виконувати в цілому за відомою формулою, ввівши додатковий коефіцієнт φ_{se} в доданок Q_b :

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n + \varphi_{se})R_{bt}bh_0^2}{c}, \quad (1)$$

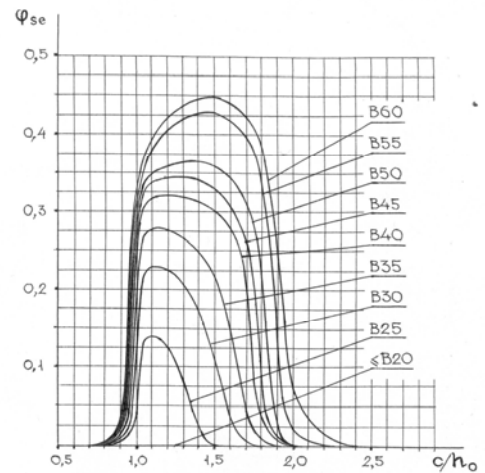
де φ_{b2} , φ_f , φ_n , R_{bt} , b , h_0 , c – величини за п.3.31 СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции”;

φ_{se} – коефіцієнт, що враховує вплив торцевого упору залежно від зміни його потужності, плеча зрізу та міцності бетону.

Фізично коефіцієнт φ_{se} вказує на частку додаткової міцності похилих перерізів сталобетонних елементів при умові встановлення торцевого упору. Найбільше значення коефіцієнта φ_{se} відповідає плечам зрізу, що лежать в діапазоні $1,3 < c/h_0 < 1,7$ для балок з торцевими упорами з розрахунку половини міцності арматурної стрічки та в діапазоні $1,0 < c/h_0 < 1,7$ для балок з торцевими упорами з розрахунку повної міцності арматурної стрічки. Крім того, значення коефіцієнта прямо пропорційне міцності бетону: із збільшенням міцності бетону величина φ_{se} зростає, із зменшенням – зменшується. Аналогічно і плече зрізу відіграє суттєвий вплив на значення коефіцієнта φ_{se} : при плечах зрізу $c/h_0 < 1$ та $c/h_0 > 2,4$ воно прямує до нуля. Враховуючи вказані чинники, пропонується значення коефіцієнта φ_{se} визначати за номограмами (рис. 2). При відсутності торцевого упору значення φ_{se} дорівнює нулю. Для проміжних значень потужності упору φ_{se} визначається за інтерполяцією.



а)

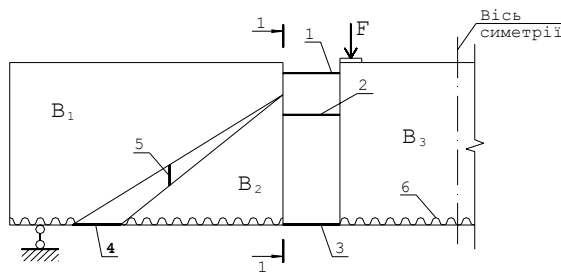


б)

Рис. 2. Залежність коефіцієнта φ_{se} від плеча зрізу та міцності бетону при потужності торцевого упору з розрахунку половини міцності арматурної стрічки (а) та повної міцності арматурної стрічки (б)

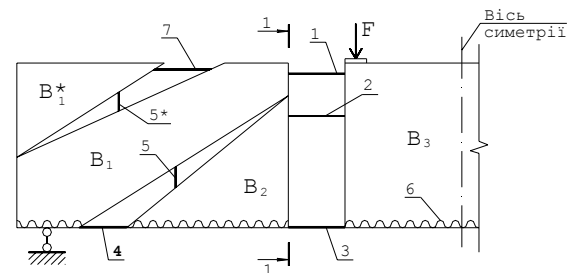
Для чіткішого уявлення роботи сталобетонних елементів під навантаженням та створення досить надійного й ефективного методу розрахунку доцільно побудувати фізичну модель роботи елементів. Адже саме фізична модель показує чітку картину внутрішніх зусиль, що виникають в елементах під дією зовнішнього навантаження, характер його деформування та причини руйнування. Роботу сталобетонних елементів можна показати у вигляді фізичної моделі, використовуючи дисково-в'язеву систему, як було запропоновано О.С. Залесовим та Ю.А. Клімовим [5].

Застосовуючи теорію Ю.А. Клімова та О.С. Залесова, можна розглядати сталобетонний елемент, який працює на сприйняття поперечних сил як дисково-в'язеву систему, яка об'єднує жорсткі бетонні частини елемента (блоки або диски) за допомогою податливих в'язей. Виділивши основні тріщини, що виникають в процесі завантаження сталобетонного елемента, побачимо, що система дисків і в'язей буде мати такий вигляд (рис. 3, 4).



B_1, B_2, B_3 – бетонні блоки,
1, 2, 3, 4, 5, 6 – в'язі

Рис. 3. Фізична модель роботи сталобетонного елемента без торцевого упору, що сприймає поперечну силу



B_1, B_1^*, B_2, B_3 – бетонні блоки,
1, 2, 3, 4, 5, 5*, 6, 7 – в'язі

Рис. 4. Фізична модель роботи сталобетонного елемента з жорстким торцевим упором, що сприймає поперечну силу

Показана на рис. 3 та 4 дисково-в'язева система може бути прийнята як фізична модель сталобетонної балки, що сприймає поперечну силу. Процес перетворення балки в дисково-в'язеву систему під дією зовнішнього навантаження можна показати таким чином.

До моменту утворення тріщин (стадія I напружено-деформованого стану) балка працює як єдине суцільне пружне тіло. Дисково-в'язева система починає формуватися з моменту утворення тріщин, тобто з початком II стадії напружено-деформованого стану роботи елемента. Як відомо, у процесі завантаження спочатку виникають нормальні тріщини, які розвиваються в кінці прольоту зрізу. Відповідно в нашій системі починає виділятися бетонний блок В3 та в'язі 1, 2, 3 і 6. У цей період в зоні дії поперечних сил блоки В1 і В2 (рис. 3) або В1, В1* і В2 (рис. 4) поки що не поділені похилими тріщинами і є єдиним блоком, який: по-перше, повертається відносно горизонтальної осі – межі стиснутої зони в перерізі 1 – 1 (рис. 3, 4); по-друге, зсувається відносно зовнішньої стрічкової арматури. При цьому максимальні зсуви можливі при недостатньому об'єднанні металевої стрічкової арматури з бетоном та за відсутності жорсткого торцевого упора. Разом з тим виникають зсуви за довжиною блоку В3.

Друга стадія напружено-деформованого стану роботи сталобетонних як і залізобетонних елементів характерна тим, що в цей період утворюються не лише нормальні, а й похилі тріщини. У процесі збільшення зовнішнього навантаження виникає критична похила тріщина, яка ділить крайній єдиний блок на два, тобто на блоки В1 та В2, і при цьому виникають також додаткові зв'язки 4 і 5 (рис. 3).

Дещо відмінною є картина за умови встановлення в балкових елементах жорстких торцевих упорів. У цьому випадку наприкінці II стадії напружено-деформованого стану виникає ще одна характерна похила тріщина, яка розвивається від вершини торцевого упора в напрямі до місця прикладення сили, тим самим ділить блок В1 на два – В1 та В1* (рис. 4). З появою блоку В1* виникають ще додаткові зв'язки 5* і 7.

Висновки

На основі експериментально-теоретичних досліджень встановлено не тільки якісну, але й кількісну картину позитивного впливу торцевих упорів різної потужності на підвищення тріщиностійкості і міцності похилих перерізів та зменшення деформативності (прогинів) згинаних сталобетонних елементів.

Наявність жорстких торцевих упорів у сталобетонних балках призводить до підвищення експериментального моменту тріщиноутворення на 10...35% порівняно з розрахунковим, визначеним за існуючою методикою, та до додаткового збільшення цього ж моменту на 3...8% порівняно із сталобетонними балками без упорів. У сталобетонних елементах з жорсткими торцевими упорами максимальна ширина домінувальної похилої тріщини в 1,5...2 рази менша, ніж у балках без упорів.

При плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ несна здатність похилих перерізів сталобетонних балок з торцевими упорами збільшується до 15 % порівняно з аналогічними балками без упорів.

У сталобетонних балках встановлення жорстких торцевих упорів сприяє зменшенню прогинів.

Сталобетонні балкові конструкції, у яких встановлені торцеві упори, мають в 2,5...3 рази менші величини зсувів між зовнішньою стрічковою арматурою і бетоном в прольоті балки.

Запропонована фізична модель роботи сталобетонних елементів під дією поперечних сил у вигляді дисково-в'язевої системи пояснює фізичну суть роботи таких елементів під навантаженням. Фізична модель дозволяє змоделювати саме ті причини вичерпування несної здатності окремих елементів сталобетонних конструкцій, що призводять до їх руйнування.

Література

1. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – Киев: Будівельник, 1984. – 88 с.
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Фамуляк Ю.Є. Міцність сталебетонних балок без торцевих упорів та з упорами різної потужності // Вісник ЛДАУ “Архітектура і сільськогосподарське будівництво”. – Львів, 2000. – С. 132-136.
3. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Фамуляк Ю.Є. Сталебетонні конструкції з жорсткими торцевими анкерами // Будівництво України. – 2003. – № 5. – С. 23-28.
4. Фамуляк Ю.Є. Розвиток зсувів між стрічковою арматурою і бетоном в сталебетонних балках з торцевими упорами // Вісник ЛДАУ “Архітектура і сільськогосподарське будівництво”. – Львів, 2002. – С. 75-79.
5. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – Киев: Будівельник, 1989. – 105 с.