

**ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ
МАЛОЦИКЛОВОМУ НАВАНТАЖЕННІ**

**Карпюк В.М., д.т.н., проф., Албу К.І., здобувач; Кіцак О.К.,
Сьоміна Ю.А., аспіранти; Гайдаржи А.П., Гребенюк А.В.,
Сашин В.О., магістранти**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, Україна

Вступ

Велика кількість прольотних залізобетонних конструкцій піддається впливу малоциклових повторних і знаковмінних навантажень в межах експлуатаційного рівня і вище. До таких навантажень можна віднести технологічні, сейсмічні, вітрові, а також вплив температур і вологи та ін.

Як правило, під дією зазначених навантажень відбувається зменшення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів. Методи розрахунку міцності, тріщиностійкості та деформативності похилих перерізів і приопорних ділянок, в цілому, цих елементів постійно вдосконалюються. Однак, існуючі методики розрахунку, в тому числі рекомендовані діючими нормами проектування [1, 2], не дають можливості досить повно врахувати численні фактори, включаючи дію малоциклових повторних і знаковмінних навантажень, що впливають на їх працездатність, характер деформування і руйнування.

Виходячи з викладеного, накопичення експериментальних даних про роботу згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знаковмінних навантажень, вивчення особливостей напружено-деформованого стану їх приопорних ділянок при зазначених навантаженнях, вдосконалення методики їх розрахунку є актуальним завданням.

Аналіз попередніх досліджень і публікацій

Одним з перших дослідження згинальних залізобетонних елементів на дію знаковмінного навантаження провів Немирівський В.Я. (1949 рік).

У 1961 році проф. Макаренко Л.П. і його наукова школа (проф. Бабич Є.М., Битько М.М., Гергель О.В., Масліченко В.В., Масюк Г.Х., Рубель В.Н., Свиначенко І.Д., Фенко Г.А. та ін) проводили систематичні дослідження в зазначеному напрямку.

Пізніші дослідження бетонних і залізобетонних елементів при дії малоциклового знакозмінного навантаження проф. Олександрівського В.С., Багрія В.Я., Барашикова А.Я., Блинкова В.В., Васильєва П.І., Войцеховського О.В., Григорчука А.Б., Каравана В.В., Карпенка Н.І., Корева А.М., Мирмухамедова Р.Х., Ржевського В.А., Чирви Т.Л. отримали міжнародне визнання.

Відповідно до рекомендацій проф. Бабича Є.М., Гвоздева О.О., Залєсова О.С. та ін. малоцикловими прийнято називати навантаження, повторення яких напрутязі граничного строку служби складає десятки, сотні, а іноді й тисячі разів. У роботах проф. Бабича Є.М. і Погореляка А.П. встановлено критерій для визначення граничного числа повторних навантажень: стабілізація деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій подальшого навантаження несуттєво перевищує абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження. Їх дослідження показали, що стабілізація зазначених деформацій у досліджуваних елементах настає після перших 10-ти циклів.

В останні роки істотних успіхів у обраному напрямку досягли учні проф. Бабича Є.М., Масюка Г.Х., Борисюка А.П.: Корнійчук А.І. [3], Гомон П.С. [4], Мельник С.В. [5], Конончук А.П. [6] та ін., дослідження яких дозволили вивчити залежність міцності і тріщиностійкості похилих і нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів від класу бетону досліджуваних зразків, характеру поперечного армування, прольоту зрізу, рівня повторних навантажень, геометричних характеристик таврового перерізу, встановити доцільність посилення нормальних і похилих перерізів балочних конструкцій композитними (вуглепластиковими) матеріалами при дії малоциклових навантажень.

Існуючі експериментальні дані показують, що навантаження, яке багаторазово повторюється знижує тріщиностійкість залізобетонних балок в прольоті зрізу, сприяє прискоренню процесу накопичення обсягу мікроруйнування і розвитку тріщин. При цьому, відбувається послаблення похилого перерізу, тобто зменшується його робоча площа і виникають місцеві перенапруження і утворюються мікротріщини, якщо їх максимальні значення перевищують міцність бетону. Поява мікротріщин призводить до виникнення зон концентрації напруг, які призводять до появи і розвитку нових тріщин. Руйнування балки відбувається тоді, коли нетріснута частина бетону стає недостатньою для сприйняття чисто статичного навантаження, що дорівнює за величиною максимальному значенню багаторазово повторюваного навантаження.

Руйнування балок від впливу циклічних навантажень має різний характер і залежить від кількості поздовжнього армування, режиму та виду повторного навантаження.

У результаті дослідів, проведених Чангом і Кеслером, Чехавічіусом Р.П. [7] і Валіконісом І.Ю. в прольоті зрізу були отримані два види руйнування: роздавлювання бетону над похилою тріщиною і руйнування від зрізу. Руйнування бетону по похилому перерізу носило раптовий характер і наступало при меншому числі циклів навантаження.

У роботі Мирсаяпова І.Т. [8] зазначено, що руйнування балок з поперечною арматурою при циклічному навантаженні відбувається в результаті втомного розриву хомутів з подальшим руйнуванням бетону над похилою тріщиною. Зразки випробовувалися при $\rho_a = 0,4 = \eta$.

У роботах Гвоздева О.О., Кардовського Ю.Н., Білоброва І.У. відзначається, що чим менше коефіцієнт асиметрії циклу навантаження, тим більше розщільнення бетону в напрямку, перпендикулярному до дії сил при повному навантаженні. Як зазначається в роботі Левчича В.В. [9], найбільше розщільнення бетону мало місце при 0,2 - 0,3 R_b , яке збільшується поступово із збільшенням кількості циклів навантаження.

Мирсаяпов І.Т. [8], визначив, що циклічне навантаження не призводить до нових якісних змін деформацій.

Левчич В.В. і Кваша В.Г., Юркша А.Б. встановили, що зростання деформацій бетону відбувається аж до руйнування і спостерігається при напруженнях, що перевищують межу витривалості. Якщо ці напруги нижче межі витривалості - то після певної кількості циклів деформації дещо стабілізуються.

На підставі вище викладеного можна зробити наступні висновки:

1. Зростання деформацій залежить від величини характеристик циклічного навантаження і від його максимального значення. Відзначається, що при високих рівнях інтенсивність росту деформацій менше, ніж при середніх і низьких рівнях навантаження.

2. Циклічне навантаження призводить до розвитку деформацій віброповзучості в бетоні стиснутої зони і, як наслідок, накопичення залишкових деформацій.

3. Деформації бетону стиснутої зони найбільш інтенсивно розвиваються на протязі перших циклів навантаження, яке повторюється.

4. Зростання деформацій у бетоні аж до руйнування спостерігається при напруженнях, що перевищують межу витривалості. Якщо напруги нижче межі витривалості, то після певної кількості циклів деформації дещо стабілізуються.

Незважаючи на те, що накопичена значна дослідницька база щодо розглянутого питання, напружено-деформований стан залізобетонних елементів при циклічному знакопостійному і знакозмінному навантаженнях вивчено недостатньо. Через відсутність необхідного обсягу достовірних дослідних даних і обґрунтованих рекомендацій з розрахунку, в проектній практиці використовуються не цілком досконалі методи розрахунку, застосування яких призводить як до перевитрати матеріалів і ускладнення армування, так і до недостатньої надійності конструкцій, що проектуються. Виходячи з цього, планується проведення системних експериментальних досліджень у цьому напрямку.

Мета дослідження - більш детально вивчити вплив найбільш значущих конструктивних факторів і факторів зовнішнього впливу на міцність, тріщиностійкість і деформативність приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів при циклічній дії навантаження з використанням системного підходу.

Постановка задачі. У цій статті ми детально розглядаємо методику проведення та план майбутнього експерименту, досліджувані фактори та рівні їх варіювання.

Виклад основного матеріалу

На підставі апріорної інформації було встановлено, що найбільший вплив на несучу здатність приопорних ділянок досліджуваних елементів мають такі фактори зовнішнього впливу, як величина прольоту зрізу (за термінологією Залесова О.С. та Климова Ю.А. [10]) і режими навантаження дослідних балок, а серед конструктивних - клас бетону і кількість поперечного армування. Характеристика досліджуваних факторів і рівнів їх варіювання представлена в табл.1.

Оскільки досліджувані фактори можуть впливати нелінійно на функцію виходу, то їх доцільно апроксимувати поліномом другого ступеню. У зв'язку з цим, плановані серії дослідів передбачається виконувати за чотирьохфакторним трирівневим Д-оптимальним планом Бокса В4 (табл.2), що забезпечує однакову точність прогнозування вихідного параметра в області, описуваної радіусом, що дорівнює 1 (рахуючи від нульової точки).

У I^{III} серії дослідів (аспірант Кіцак О.К. та магістрант Сашин В.О.) планують довести дослідні зразки-балки до руйнування на приопорних ділянках або стану, близького до нього, при статичному пропорційному одноразовому навантаженні з метою виявити максимальну несучу здатність їх приопорних ділянок. Після цього передбачається посилити пошкоджені приопорні ділянки вуглепластиковими стрічками або полотноми і провести їх повторне випробування малоцикловим знакопос-

тійним навантаженням в режимах від 0...0,5 до 0...0,8 від руйнівного до стабілізації деформацій з подальшим довантаженням до повного руйнування по похилих або нормальних перерізах.

Таблиця 1

Характеристика досліджуваних факторів , а також рівнів їх варіювання

| № п/п, код | Натуральні значення | Рівні варіювання | | |
|----------------|-----------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | « - » | « 0 » | « + » |
| X ₁ | Відносний прольот зрізу, a/h ₀ | 1 | 2 | 3 |
| X ₂ | Клас бетону, C, МПа | C12/15 (B15) | C20/25 (B25) | C30/35 (B35) |
| X ₃ | Коефіцієнт поперечного армування, ρ _{sw} , (Bpl) | 0,0016 (2 Ø3) | 0,0029 (2 Ø4) | 0,0044 (2 Ø5) |
| X ₄ | Режими навантаження балок, η | ±0,50, 0...0,50 | ±0,65, 0...0,65 | ±0,80, 0...0,80 |

Таблиця 2

План експерименту в кодованих і натуральних значеннях факторів

| № дос- ліду | Кодовані значення факторів | | | | Натуральні значення факторів | | | |
|----------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|------------------------------|--------|----------------------------|--------------------|
| | X ₁ | X ₂ | X ₃ | X ₄ | a/h ₀ | C, МПа | ρ _{sw} (Ø Bpl) | η |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | + | + | + | + | 3 | C30/35 | 0,0044 (2 Ø5) | ±0,80, 0...0,80 |
| 2 | + | + | + | - | 3 | C30/35 | 0,0044 (2 Ø5) | ±0,50, 0...0,50 |
| 3 | + | + | - | + | 3 | C30/35 | 0,0016 (2 Ø3) | ±0,80, 0...0,80 |
| 4 | + | + | - | - | 3 | C30/35 | 0,0016 (2 Ø3) | ±0,50, 0...0,50 |

Продовження таблиці 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|---|---|---|---|---|--------|------------------|--------------------------|
| 5 | + | - | + | + | 3 | C12/15 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 6 | + | - | + | - | 3 | C12/15 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 7 | + | - | - | + | 3 | C12/15 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 8 | + | - | - | - | 3 | C12/15 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 9 | - | + | + | + | 1 | C30/35 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 10 | - | + | + | - | 1 | C30/35 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 11 | - | + | - | + | 1 | C30/35 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 12 | - | + | - | - | 1 | C30/35 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 13 | - | - | + | + | 1 | C12/15 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 14 | - | - | + | - | 1 | C12/15 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 15 | - | - | - | + | 1 | C12/15 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 16 | - | - | - | - | 1 | C12/15 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 17 | + | 0 | 0 | 0 | 3 | C20/25 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |
| 18 | - | 0 | 0 | 0 | 1 | C20/25 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |
| 19 | 0 | + | 0 | 0 | 2 | C30/35 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |

Закінчення таблиці 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|---|---|---|---|---|--------|------------------|--------------------------|
| 20 | 0 | - | 0 | 0 | 2 | C12/15 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |
| 21 | 0 | 0 | + | 0 | 2 | C20/25 | 0,0044 (2 Ø5) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |
| 22 | 0 | 0 | - | 0 | 2 | C20/25 | 0,0016 (2 Ø3) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |
| 23 | 0 | 0 | 0 | + | 2 | C20/25 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,80$, 0...0,80 |
| 24 | 0 | 0 | 0 | - | 2 | C20/25 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,50$, 0...0,50 |
| 25 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | C20/25 | 0,0029 (2 Ø4) | $\pm 0,65$, 0...0,65 |

У II^{III} серії дослідів (здобувач Албу К.І., магістранти Гайдаржи А.П. та Гребенюк А.В.) планують провести випробування згинальних залізобетонних елементів при малоцикловому знакозмінному навантаженні з режимами $\pm 0,5... \pm 0,8$ до стабілізації деформацій і наступним довантаженням до руйнування.

І в III^{III} серії дослідів (аспірантка Сьоміна Ю.А., студентки Жовта К.В. та Клебонська Д.Г.) мають намір випробувати досліджувані елементи без посилення малоцикловим знакопостійним навантаженням в режимах від 0...0,5 до 0...0,8 до стабілізації деформацій і напружень з подальшим руйнуванням.

Дослідні зразки - це залізобетонні балки прямокутного перерізу розмірами 100×200 мм довжиною 1975 мм. Армовані двома плоскими зварними каркасами з поздовжньою нижньої і верхньої арматурою: 4Ø14 А500С. Поперечна арматура на приопорних ділянках складається з 2Ø3, 4, 5 Вр1, а на інших ділянках - 2Ø6А240С. Конструкція і армування зразків-балок наведені на рис.1.

Для випробування дослідних зразків-балок були запроєктовані і виготовлені спеціальні універсальні силові установки.

Перед виготовленням дослідних балок на поздовжню стислу і розтягнуту арматуру одного з плоских каркасів наклеюватимуться ланцюжки тензорезисторів (рис.2) КФ5П1-5-200 з базою 5 мм та дотриманням рекомендованої заводом-виробником (ТОВ «Веда», м. Київ) технології.

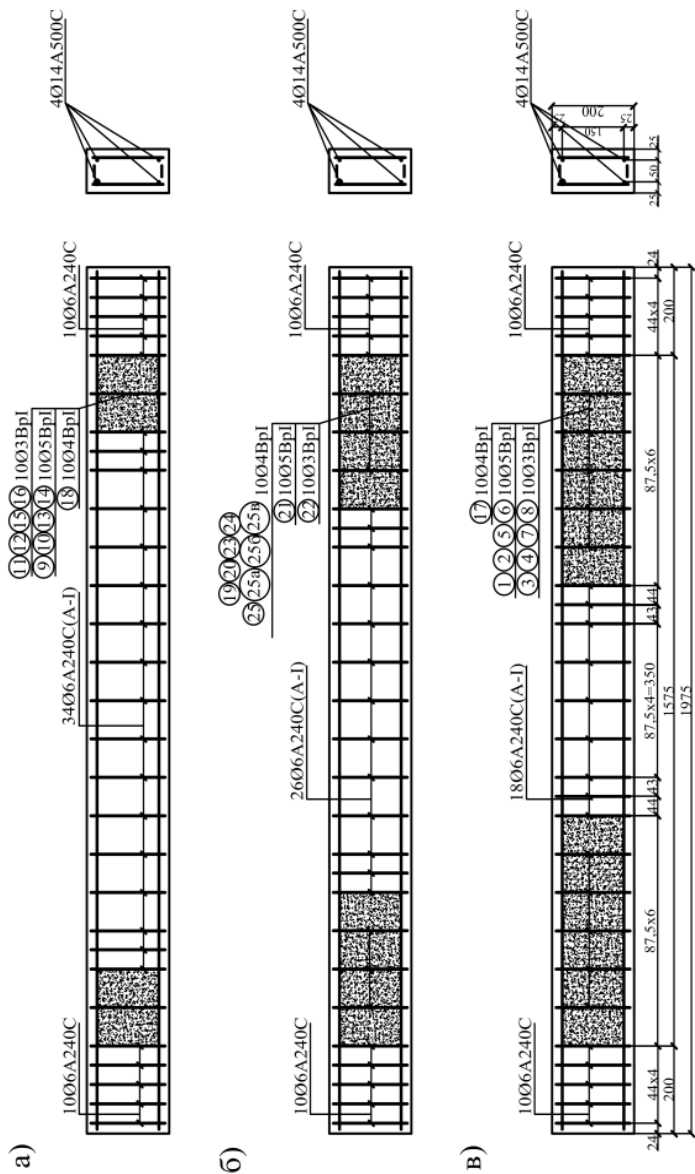


Рис.1 Конструкція та армування дослідних зразків-балок з малим (а), середнім (б) і великим (в) прольотами зрізу

Ланцюжки тензорезисторів повинні клеїться таким чином, щоб була можливість визначати поздовжні і поперечні сили, а також згинальні моменти, які сприймаються безпосередньо арматурними стрижнями. Деформації бетону дослідних зразків будемо вимірювати за допомогою дротяних тензорезисторів з базою 40 мм, що наклеюються за загальноприйнятою методикою на одну бічну відшліфовану поверхню балки (рис.2). Контроль деформацій бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури посередині прольоту буде здійснюватися за допомогою індикаторів годинникового типу І-1...8 (рис.2). Вертикальні переміщення нижньої границі балки будуть вимірюватися посередині прольоту і на вільних краях зразка за допомогою індикаторів годинникового типу П-1...5. Кути повороту опорної, приопорної та прольотної частин балки в її площині визначатимуться за допомогою індикаторів годинникового типу У-1...12.

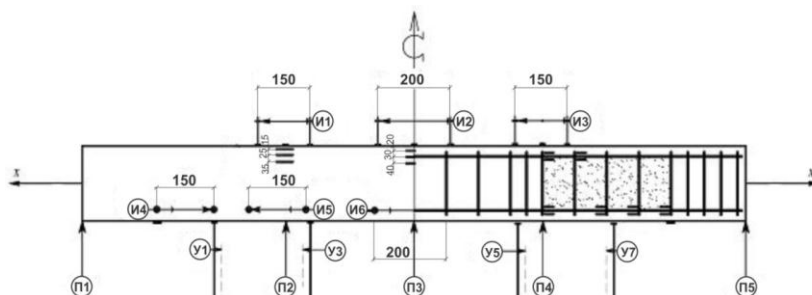


Рис.2 Схема армування, розстановки приладів і випробування дослідної балки

Висновки

1. Прийняті схеми випробування і розстановки приладів, а також конструкція, армування, плани зміни досліджуваних факторів у проведених експериментах, їх обсяги дозволять повною мірою системно оцінити вплив досліджуваних факторів як окремо, так і у взаємодії один з одним, вивчити характер і механізми деформування, тріщиноутворення й руйнування дослідних балок, вирішити поставлені задачі і досягти заданої мети.

2. Спеціально виготовлені силові експериментальні установки, детально розроблена методика експериментальних досліджень, сучасні

тезометричні і механічні прилади, а також устаткування дозволять забезпечити необхідну достовірність отриманих результатів.

3. Дослідні зразки-балки мають напівнатурні розміри і дозволять повною мірою досліджувати механізм їх деформування, тріщиноутворення і руйнування без залучення теорії подібності для перенесення отриманих результатів на інші подібні елементи.

Summary

This paper describes the technique of the conducting research of the stress-strain status of reinforced concrete beams with the act of cyclic load, considers factors affecting the design characteristics of the samples.

Література

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6 - 98: 2009. - [Чинний від 2010 - 09 - 01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. - 97 с. - (Державні будівельні норми України)

2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ В.2.6 - 156: 2010. - [Чинний від 2011 - 06 - 01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 118 с. - (Національний стандарт України).

3. Масюк Г.Х., Корнійчук О.І. Напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г.Х. Масюк, О.І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. - Рівне: НУВГП 2008. - Вип 17. - С. 204-211.

4. Бабич Є.М., Гомон П.С. Визначення напружено-деформованого стану та розрахунок залізобетонних елементів таврового перерізу // Є.М. Бабич, П.С. Гомон / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. - Рівне: НУВГП, 2011. - Вип.21. - С. 109-114.

5. Бабич Е.М. Прочность наклонных сечений железобетонных балок, усиленных углепластиком / Е.М. Бабич, С.В. Мельник // Строительство в прибрежных курортных регионах: мат-лы 7^й международ. научно-практич. конф. – Сочи: Сочинский гос. ун-т, 2012. – с. 4-7.

6. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів, підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ТОВ «Зовнішрекламсервіс», 2012. – Вип. 46. – с. 185-192.

7. Чехавичюс, Р. П. Исследование трещиностойкости и прочности железобетонных балок в наклонных сечениях при действии статических и многократно повторяющихся нагрузок / Р.П.Чехавичюс. Автореферат дис.канд.техн.наук – Вильнюс, 1972. – 29 с.

8. Мирсяяпов Ил.Т. Напряженно-деформированное состояние в приопорной зоне изгибаемых элементов при действии циклических нагрузок / Ил.Т.Мирсяяпов//Наука и язык. – Казань.-2004,№2. – с.47-50

9. Леввич В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок. Дис.канд.техн.наук.-Львов, 1974. – 18 с.

10. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – К: Будівельник, 1989. – 105 с.