

УДК 624.012.45

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КОМБІНОВАНИХ БАЛОК

Докт. техн. наук, проф. Т.Н. Азізов, викл. Миза О.С.

CALCULATION METHOD OF COMBINED BEAMS

Dr. Sc. (Tech.), Prof. T. Azizov, lecturer O. Myza

Наведено інженерну методику розрахунку кам'яних балок, підсилених бічними односторонніми і двосторонніми залізобетонними пластинами. Показано, що ступінь підсилення кам'яного елемента залежить від кількості анкерів, що з'єднують кам'яну частину з залізобетонними пластинами, діаметра цих анкерів, а також від геометричних і фізико-механічних характеристик бічних пластин. Показано, що при певному кроці анкерів і їх діаметрі комбіновану балку можна розглядати як монолітну з наявністю двох різних матеріалів. Розрахунок з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів запропоновано вести подібно розрахунку залізобетонних балок з пошаровим поділом перерізу по висоті, але з урахуванням наявності двох шарів по ширині перетину. Показано, що через наявність двох різних матеріалів в перерізі можливих випадків визначення висоти стиснутої зони може бути чотири. Це залежить від відношення заданої при ітераціях деформації до максимальних деформацій двох шарів.

Ключові слова: комбінована балка, залізобетонна пластина, гіпотеза плоских перерізів, діаграма Прандтля, ітераційний спосіб, підсилення.

An engineering method for calculations of stone beams reinforced with reinforced concrete side plates is given. The elements reinforced by both one-sided and double-sided reinforced concrete plates are considered. It is shown that the reinforcement level of the stone element depends on the number of anchors connecting the stone part with reinforced concrete plates, the diameter of these anchors, as well as the geometric and physical and mechanical characteristics of the side plates. It is shown that at a certain step of the anchors and their diameter, the combined beam can be considered as monolithic, in the cross section of which two different materials are located. It was proposed to perform the calculation with taking into account nonlinear properties of material similarly to the reinforced concrete beams calculation with layer-by-layer division of section by height but taking into account the presence of two layers along the section width. In this case, an iterative approach is used with a sequential increase in the magnitude of strains in the marginal compressed fiber of the combined section. Bernoulli hypothesis is used,

i.e. it is considered that the strains along the section height are distributed according to a linear law, and the stresses in each layer considered along the section height are determined according to the material diagram. At the same time, the stresses in the reinforced concrete plates and in the stone part are different at the same height in the cross section due to the difference in diagrams of these materials. For the calculation simplification the material diagram is accepted in the form of Prandtl diagram. It is shown that, due to the presence of two different materials in the cross section, there can be four possible cases for the height of a compressed zone determining. It depends on the ratio of the value of deformations in the marginal fiber specified at iterations to the maximum deformations of the layers (stone part and reinforced concrete plates). The height of compressed zone in each case is determined from the quadratic equation solution. It is shown that the iterative calculation converges very quickly. At the same time, the accuracy of calculations by the approximate method is sufficient for carrying out practical calculations. An algorithm for the iterative calculation of the combined beam is given.

Keywords: *combined beam, reinforced concrete plate, Bernoulli hypothesis, Prandtl diagram, iteration method, reinforcement.*

Вступ. Кам'яні конструкції займають досить велику частку в загальному обсязі будівельних конструкцій будівель. Кам'яні стіни підсилюють різними способами, в тому числі за допомогою використання набетонок і залізобетонних пластин. Однак, такі пластини використовують, як правило, для посилення кам'яних стін при роботі на стиск. При нерівномірних осадках основ кам'яних стін їх, як правило, підсилюють влаштуванням тяжів, які сприймають розтягуючі зусилля, що виникають в результаті згину стін у своїй площині. Бічні залізобетонні пластини практично не використовуються в якості елементів підсилення згинальних кам'яних елементів. Це пов'язано в першу чергу з недостатністю методів розрахунку таких конструкцій, особливо в частині визначення зусиль взаємодії між залізобетонними пластинами і кам'яним зігнутим елементом.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. В роботі [1] було показано перевагу кам'яних конструкцій, посиленних бічними залізобетонними пластинами. Бічні залізобетонні пластини при використанні у згинальних кам'яних елементах виконують роль підсилюючого елемента. Бічні пластини можуть бути розташованими з однієї або з двох сторін кам'яного елемента. Зв'язок бічної залізобетонної пластини з кам'яною частиною влаштовується за допомогою в'язів (анкерів). У роботах [2-3] наведено методику розрахунку комбінованих конструкцій, в тому числі розрахунок з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів, яка ґрунтується на методиці [5, 9], але з урахуванням наявності двох вертикальних шарів елемента з різними характеристиками матеріалів. Однак, в цих роботах наведено лише принципи такого розрахунку, а також відсутній алгоритм для практичних розрахунків.

Визначення мети та завдання дослідження. У зв'язку зі сказаним метою цієї статті є розробка інженерної методики розрахунку, яка ґрунтується на прийнятому в [3] підході, але дозволяє уникнути процесу зациклення при

незначній втраті точності результатів, а також розробка алгоритму конструктивного розрахунку таких конструкцій.

Основна частина дослідження.

Багаторазове порівняння розрахункових даних з експериментальними говорить про те, що при конструктивному розрахунку за методикою [3] всю ширину кам'яного елемента в розрахунках враховувати не слід. З розрахунку спільної роботи залізобетонної пластини і кам'яної балки слід визначити, яку еквівалентну ширину кам'яного елемента треба прийняти, щоб вважати комплексну балку умовно монолітною. Для цього слід з початку визначити зусилля в в'язях, які об'єднують кам'яну частину із залізобетонною пластиною за методикою [2]. Як відомо (див. [2]), в результаті розрахунку, ми отримуємо зусилля в в'язях, потім прикладаємо ці зусилля до кожної балки окремо і визначаємо згинальні моменти і поперечні сили в кожній з балок (кам'яній і залізобетонній). В результаті отримуємо так званий коефіцієнт посилення кожної балки. Розглянемо методику розрахунку посилення кам'яної балки за рахунок влаштування бічної пластини.

Коефіцієнт посилення k - це коефіцієнт, що показує на скільки посилюється балка №1 (на скільки збільшується її жорсткість) завдяки «допомозі» балки №2. Але ця жорсткість менше, ніж сумарна жорсткість обох балок EJ_1+EJ_2 . Отже, можна жорсткість другої балки представити у вигляді: $EJ_2=(k-1)EJ_1$.

Нехай, наприклад, в результаті розрахунку отримано коефіцієнт посилення $k=1.4$. Це означає, що залізобетонна балка посилена кам'яною частиною на 40%. Тоді умовний (еквівалентний) момент інерції кам'яної балки, якщо б вона була монолітно пов'язана із залізобетонною, можна визначити за очевидною формулою:

$$J_{ekv} = \frac{(k-1)EJ_1}{E_2}, \quad (1)$$

де EJ_1 - жорсткість першої (залізобетонної) балки, E_2 - модуль пружності другої (кам'яної) балки (або, навпаки). Після цього визначаємо еквівалентну ширину посилюючої балки за відомою формулою:

$$b_{ekv} = 12 \cdot J_{ekv} \sqrt[3]{h} \quad (2)$$

Тепер жорсткість умовно суцільної посиленої балки можна представити у вигляді: $EJ=EJ_2+E_2 \cdot J_{ekv}$.

Таким чином, ми отримали умовну ширину посилюючої балки, яку тепер можна підставити як вихідні дані в розрахунок за методикою [3] для конструктивного розрахунку. Отримавши з нелінійного розрахунку за методикою [3] кривизни, досить просто визначити прогини конструкції.

У разі, якщо комбінований елемент короткий, то слід враховувати вплив на прогин поперечної сили за методикою, яка ґрунтується на методиці [6].

Розглянемо тепер методику розрахунку з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів згинальних кам'яних елементів, що підсилені

односторонньою або двосторонньою залізобетонною пластиною з використанням діаграмних методів.

Розглянемо згинальний елемент, що складається з трьох шарів [3, 4], з'єднаних між собою в'язями в окремих точках (рис. 1).

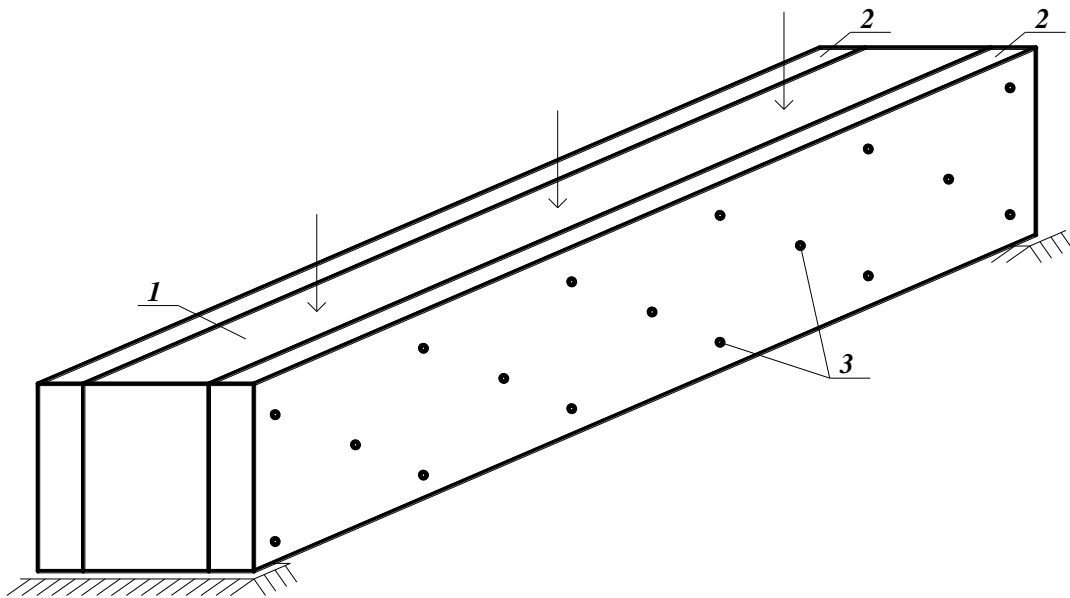


Рис. 1. Схема тришарового згинального елемента.

1 - кам'яна балка; 2 - залізобетонні бічні пласти; 3 - в'язі

Розрахунки за наведеною вище методикою показують, що при певному кроці і певному діаметрі в'язів (анкерів) між залізобетонною і кам'яною частинами комбіновану балку їх можна розглядати як монолітну конструкцію. У цьому випадку таку конструкцію можна розраховувати за методикою розрахунку залізобетонних конструкцій з використанням діаграмних методів [4, 5], але з деяким корегуванням на факт наявності різних матеріалів в перерізі елемента. При цьому з огляду на симетрію залізобетонних пластин і кам'яної балки, комбіновану конструкцію можна розглядати як елемент, що піддається прямому згину, тобто два шари з двох сторін кам'яного елемента можна умовно привести до одного, що знаходиться збоку кам'яного елемента. Тоді умовно можна розглянути двошаровий елемент.

Розглянемо поперечний переріз такого двошарового елемента (рис. 2). Будемо вважати, так само як і в [5], що справедлива гіпотеза плоских перерізів. При справедливості гіпотези плоских перерізів незалежно від кількості шарів (по вертикалі) напруження в кожному з них буде визначатися за діаграмою « σ - ϵ » по епюрі деформацій.

Так як шари складаються з різних матеріалів, то на одному і тому ж рівні по висоті перерізу в кам'яному елементі і в залізобетонному діятимуть різні напруження. Ці напруження можна визначати за формулою розрахунку залізобетонних конструкцій:

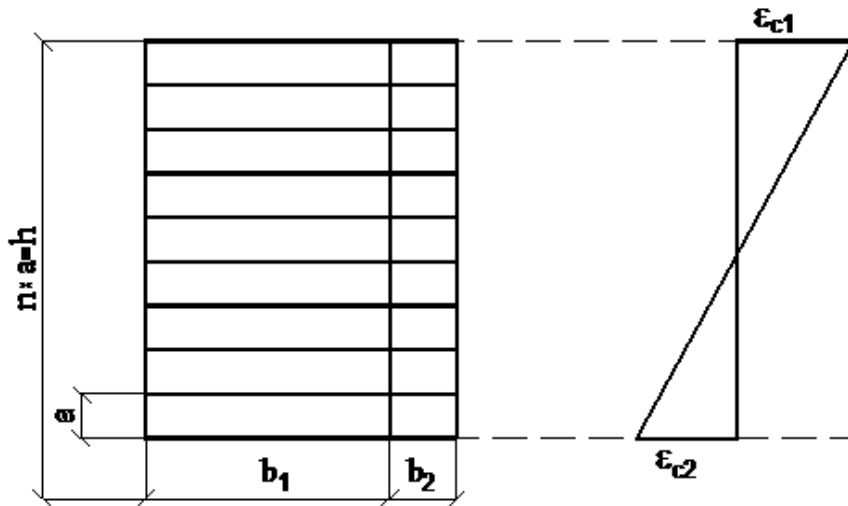


Рис. 2. Схема до розрахунку поперечного перерізу двохшарового елемента

$$\sigma = f_{ck} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (3)$$

де f_{ck} - характеристична міцність шару (кам'яного або бетонного); k - визначається за [4]; $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ - рівень деформацій (відношення поточної деформації до деформації при максимальній напрузі). Звичайно ж, величини, що входять у вираз (3) для різних вертикальних шарів матимуть різні значення. Величини k і η для залізобетонної пластини визначаються по [4], а для газобетонних блоків рекомендується визначати за результатами експериментальних досліджень, наприклад за [7]. Для цегляної кладки залежність « σ - ε » рекомендується визначати за такою схемою. Зміна модуля деформацій кам'яної кладки в залежності від рівня напружень можна визначити за формулою [8]:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1.1R_u} \right), \quad (4)$$

де σ - поточне напруження; R_u - тимчасовий опір (середня межа міцності) стисненню кладки.

Розрахунок ведеться подібно методиці [5] послідовним збільшенням деформацій в крайній стислій грані перерізу. Задаємось деформаціями на менш стислій (розтягнутій) ε_n і більш стислій ε_1 гранях елемента. За цими деформаціями обчислюємо кривизну за формулою:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_n}{h}, \quad (5)$$

Далі обчислюємо висоту стиснутої зони x , ексцентриситет e_{xc} , плече внутрішньої пари Z_s за методикою [5] (для стислості тут не наводиться).

Після цього обчислюємо відстані від центра ваги перерізу до центра ваги i -тій смуги. Потім обчислюємо деформацію на рівні центра тяжіння i -тій смуги.

Далі для кожного вертикального шару (кам'яного елемента і залізобетонної пластини) окремо обчислюємо напруження. При цьому для кам'яного елемента спочатку обчислюють модуль деформацій i -того шару з (4). А потім напруження в i -тій смугі

$$\sigma_i = E_i \varepsilon_i \quad (6)$$

Для бетонної пластини напруження обчислюються за (3)

При цьому якщо $\sigma_i > 1.5f_{ct}$, то слід прийняти напруження в цій смугі рівним нулю. Далі обчислюємо момент і поздовжню силу, які сприймаються бетонною (кам'яною) частиною перерізу і проводимо ітерації за методикою [5].

Слід зазначити, що «вимкнені» з розрахунку горизонтальні смуги кам'яної і залізобетонної частини можуть знаходитися на різних відстанях від нижньої грані. Це означає, що епюри напружень в стиснутій зоні бетону можуть мати різне положення нульової точки (рис. 3).

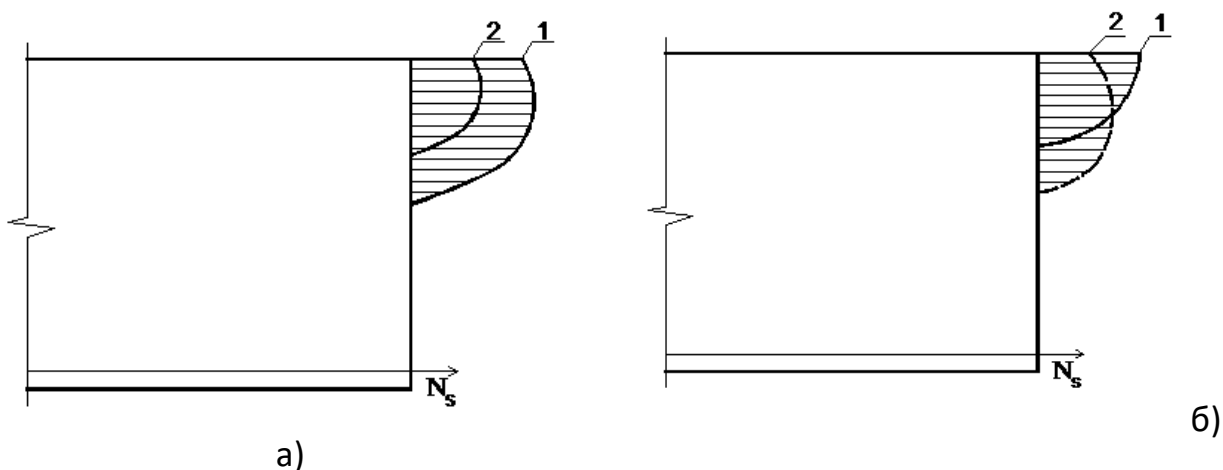


Рис. 3. Варіанти можливих форм епюр в стиснутій зоні

При цьому нульова точка епюри напружень в кам'яному елементі (крива 2 на рис. 3) може бути вище нульової точки епюри напружень в бетоні (рис. 3, а), нижче (рис. 3, б) або перебувати на одному рівні. Але напруження в бетонній частині завжди залишаються більше напружень в кам'яній частині зважаючи на більший модуль деформацій бетону.

Розрахунок за вищенаведеною методикою, яка ґрунтується на передумовах [5], є найбільш точним розрахунком міцності і деформативності залізобетонних елементів. Як показали численні розрахунки, ця методика, проте, має свої недоліки, пов'язані в першу чергу з численними ітераціями. Досить часто трапляється також зациклення ітераційного процесу. Виходом з такої ситуації є зміна кроку збільшення деформації стиснутої грані бетону або зменшення деформації розтягнутої грані. Однак, при обчисленні прогинів слід

визначити кривизни в різних точках по довжині балки, причому зробити це в автоматичному режимі. Тоді в програмі слід заздалегідь задати кроки зміни деформацій на стиснутій і розтягнутій гранях елемента. Однак в різних точках по довжині прольоту балки в разі зациклення довелося б по-різному змінювати згадані кроки змін деформацій. Це створює чималі труднощі при вирішенні практичних завдань. Розраховувати ж в окремій програмі кривизну в кожній конкретній точці балки, а потім значення цих кривизн підставляти в іншу програму для розрахунку прогинів, є досить незручною і громіздкою процедурою. Для усунення вищенаведених недоліків і з метою спрощення розрахунків розглянемо наближену методику визначення жорсткості комбінованого елемента з використанням діаграми Прандтля. При цьому як зазвичай приймемо передумову про справедливості гіпотези плоских перерізів. На рис. 4 показана схема розподілу деформацій в перерізі розглядуваного комбінованого елемента.

Позначимо через ε_{c1} і ε_{c2} деформації відповідно першого і другого вертикальних шарів комбінованої балки, відповідні максимальним напруженням f_{cm} на діаграмі «напруження-деформації». Оскільки матеріали шарів балки мають різні характеристики, то при деформації крайньої стиснутої грані ε_b напруження f_{cm} для різних вертикальних шарів будуть різними.

У залізобетонній балці (бічній пластині) розташовано n шарів поздовжньої арматури. Деформація i -того шару арматури ε_{si} , відстань від нижньої грані елемента до осі цього шару арматури Z_{si} (рис. 4).

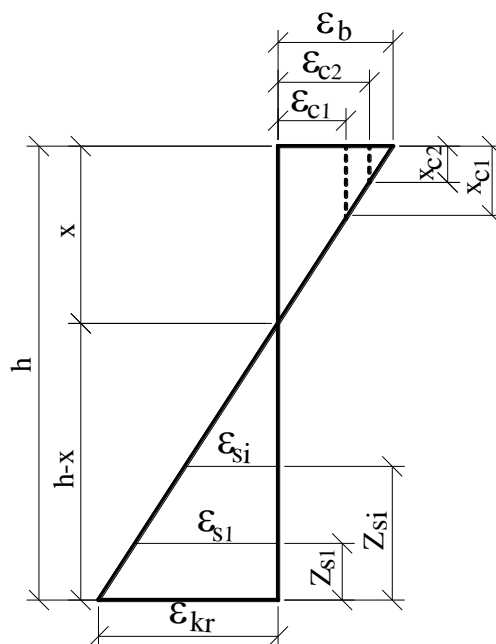


Рис. 4. Схема деформацій в поперечному перерізі комбінованого елемента

Розрахунок ведеться методом підбору деформацій в стиснутій зоні ε_b і задоволенню умов рівноваги, а також з дотриманням гіпотези плоских перерізів. При заданій деформації ε_b можливо два випадки епюри напружень в стиснутій зоні кожного вертикального шару елемента.

1-й випадок. Деформація ε_b менше максимальних деформацій розглянутого шару, тобто $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,i}$, де $i = 1, 2$ - номер вертикального шару балки. Тоді еюра стискаючих напружень буде трикутною (рис. 5).

2-й випадок. Деформація ε_b більше максимальних деформацій розглянутого шару, тобто $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,i}$, Тоді еюра стискаючих напружень буде трапецієподібною (рис. 6.).

З геометричних міркувань легко отримати значення висоти стиснутої зони x для обох випадків, після чого зусилля в стиснутій зоні для двох випадків дорівнюватиме:

Для першого випадку:

$$N_{b,i} = b_i E_{b,i} \varepsilon_b x / 2; \quad (7)$$

Для другого випадку:

$$N_b = x \frac{E_b b \varepsilon_c}{2} \left(1 + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_c}{\varepsilon_b} \right) \quad (8)$$

де $N_{b,i}$ - зусилля в стиснутій зоні i -го вертикального шару елемента; b_i - ширина i -того шару.

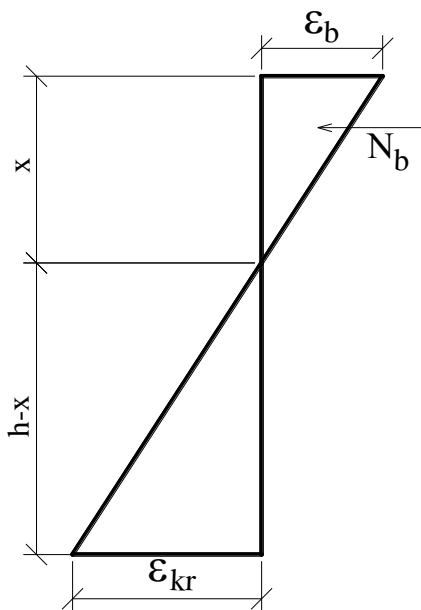


Рис. 5. Схема деформацій, коли $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,i}$

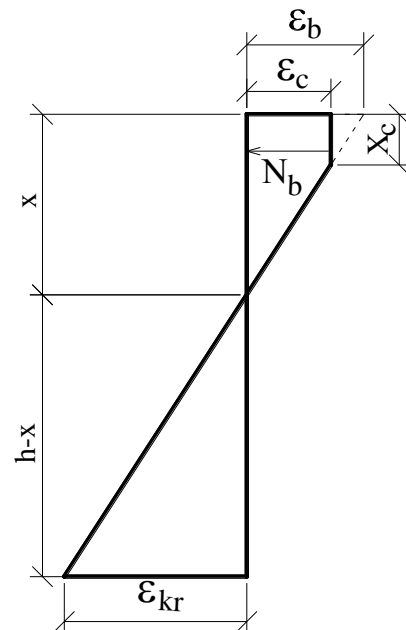


Рис. 6. Схема деформацій, коли $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,i}$

Розглянемо тепер визначення зусилля в розтягнутій зоні. З огляду на те, що розглядається наближена методика, а також факт незначного впливу розтягнутого бетону, знехтуємо цим впливом. Тоді напруження в кожному шарі арматури будуть однозначно визначатися значенням деформацій ε_{kr} в крайній розтягнутій грані перерізу (див. рис. 4).

Сумарне зусилля N_s у всіх стрижнях арматури дорівнює:

$$N_s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{s,i} A_{s,i} E_{s,i} \quad (9)$$

де $A_{s,i}$, $E_{s,i}$ - площі перерізів і модулі пружності i -того шару арматури.
З нескладних геометричних обчислень будемо мати (див. рис. 4):

$$N_s = \frac{1}{x} \sum_{i=1}^n E_{s,i} A_{s,i} (\varepsilon_b h - \varepsilon_b Z_{s,i}) - \sum_{i=1}^n E_{s,i} A_{s,i} \varepsilon_b \quad (10)$$

Зауважимо, що множники при висоті стиснутої зони x для зусилля N_b в стиснутому бетоні по (7) і (8), а також для зусилля N_s в арматурі по (10) є постійними величинами для конкретної балки. Отже, для визначення невідомої висоти стиснутої зони x матимемо одне лінійне рівняння. Тому вираз для N_s можна представити у вигляді:

$$N_s = \frac{B}{x} - C \quad (11)$$

де на підставі (10):

$$B = \sum_{i=1}^n E_{s,i} A_{s,i} (\varepsilon_b h - \varepsilon_b Z_{s,i}); C = \sum_{i=1}^n E_{s,i} A_{s,i} \varepsilon_b \quad (12)$$

Можливих випадків визначення висоти стиснутої зони може бути чотири, в залежності від відношення деформації ε_b до максимальних деформацій шарів $\varepsilon_{c,1}$ і $\varepsilon_{c,2}$. Розглянемо кожен з цих випадків окремо.

1-й випадок. $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,1}$ і $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,2}$. Тоді на підставі (7) маємо:

$$N_b = \frac{E_{b,1} b_1 \varepsilon_b + E_{b,2} b_2 \varepsilon_b}{2} x = D_1 x \quad (13)$$

2-й випадок. $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,1}$ і $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,2}$. На підставі (8) будемо мати:

$$N_b = \left[\frac{E_{b,1} b_1 \varepsilon_{c,1}}{2} \left(1 + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_b} \right) + \frac{E_{b,2} b_2 \varepsilon_{c,2}}{2} \left(1 + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{c,2}}{\varepsilon_b} \right) \right] x = D_2 x \quad (14)$$

3-й випадок. $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,1}$, але $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,2}$. Тоді складова зусилля в стиснутій зоні для першого шару буде визначатися по (7), а для другого шару - по (8):

$$N_b = x * \left[\frac{b_1 E_{b,1} \varepsilon_b}{2} + \frac{E_{b,2} b_2 \varepsilon_{c,2}}{2} \left(1 + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{c,2}}{\varepsilon_b} \right) \right] = D_3 x \quad (15)$$

4-й випадок. $\varepsilon_b > \varepsilon_{c,1}$, але $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{c,2}$. Тоді складова зусилля в стиснутій зоні для першого шару буде визначатися по (8), а для другого шару - по (7):

$$N_b = x * \left[\frac{b_2 E_{b,2} \varepsilon_b}{2} + \frac{E_{b,1} b_1 \varepsilon_{c,1}}{2} \left(1 + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{c,1}}{\varepsilon_b} \right) \right] = D_4 x \quad (16)$$

Рівняння для визначення висоти стиснутої зони (з умови $N_b = N_s$) для кожного з чотирьох випадків буде:

$$D_i x = \frac{B}{x} - C \quad (17)$$

Вирішуючи квадратне рівняння (17), отримаємо шукану висоту стиснутої зони для всіх випадків.

Наведена вище методика розрахунку ϵ з одного боку наближеною, з іншого - досить простою. У той же час похибка в порівнянні з точною методикою за [3], яка ґрунтується на підході, прийнятому в ДСТУ [5] виявляється досить невеликою. Тому, з огляду на її переваги (відсутність зациклення при ітераціях, значно меншу кількість ітерацій), її застосування в практиці проектування дозволяє значно економити час.

Розглянемо тепер інженерну методику розрахунку, що дозволяє «вручну» з використанням 2-5 ітерацій розраховувати міцність кам'яних балок, посилених бічними залізобетонними пластинами. Для цього знову будемо вважати справедливою гіпотезу плоских перетинів.

На рис. 7 наведена схема до розрахунку.

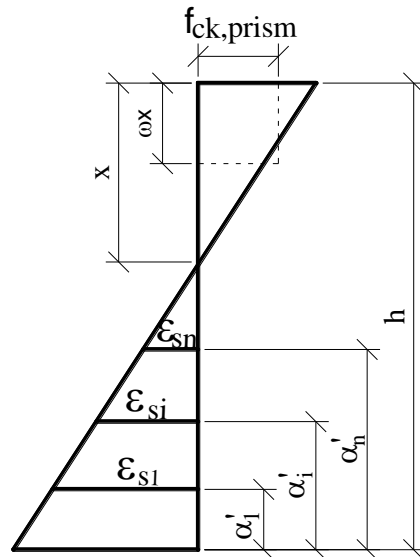


Рис. 7. Схема до розрахунку за інженерною методикою

За вихідну величину задамо деформацію в нижньому (першому) шарі арматури $\epsilon_{s,1}$. Невідомою величиною вважається висота стиснутої зони x .

Епюру напружень в стиснутій зоні вважаємо прямокутною з висотою $\omega \cdot x$. З подоби трикутників для деформації $\epsilon_{s,i}$ неважко записати:

$$\epsilon_{s,i} = \epsilon_{s,1} \frac{h-x-a'_i}{h-x-a'_1} \quad (18)$$

Зусилля N_b в стиснутій зоні елемента дорівнює:

$$N_b = (f_{ck,prism,1} b_1 + f_{ck,prism,2} b_2) \omega x \quad (19)$$

де $f_{ck,prism,1}$, $f_{ck,prism,2}$ - призмova міцність відповідно першого і другого вертикального шару балки; b_1 , b_2 - ширина відповідно першого і другого шарів; ω - коефіцієнт повноти епюра напружень в стиснутій зоні, який можна прийняти рівним 0.8 відповідно до [4].

Сумарне зусилля в стрижнях арматури дорівнює:

$$N_s = \sum_{i=1}^n \sigma_{s,i} A_{s,i} \quad (20)$$

де $\sigma_{s,i}$, $A_{s,i}$ - напруження і переріз i -того шару арматури; $\sigma_{s,i} = \varepsilon_{s,i} E_{s,i}$; $E_{s,i}$ - модуль пружності i -того шару арматури. З рівності $N_b = N_s$ визначимо висоту стиснутої зони:

$$x = \frac{N_s}{\omega(f_{ck,1} b_1 + f_{ck,2} b_2)} \quad (21)$$

де $f_{ck,1}$, $f_{ck,2}$ - призмova міцність відповідного шару; Величина N_s на підставі (18) і (20):

$$N_s = \sum_{i=1}^n A_{s,i} E_{s,i} \varepsilon_{s,1} \frac{h-x-a_i^l}{h-x-a_1^l} \quad (22)$$

Розрахунок ведеться за наступним алгоритмом, який може включати в себе лише 2-5 ітерацій.

1. Задаємося деформацією першого шару арматури $\varepsilon_{s,1}$.
2. Визначаємо початкову висоту стиснутої зони за (21) в припущенні, що $N_s = f_{y,1} A_{s,1}$ (де $f_{y,1}$, $A_{s,1}$ - відповідно розрахунковий опір і переріз арматури першого (основного) шару).
3. За (18) визначаємо деформації у всіх шарах арматури;
4. Обчислюємо напруження в i -тому шарі арматури; $\sigma_{s,i} = \varepsilon_{s,i} E_{s,i}$
5. Обчислюємо сумарне зусилля у всій арматурі N_s за (22);
6. Обчислюємо нове значення x за (21);
7. Якщо значення висоти стиснутої зони x на останній і попередній ітераціях збігаються з наперед заданою точністю, то розрахунок закінчений. Якщо ні - то розрахунок повторюється з п. 3 алгоритму.

Розрахунки показують, що 2-5 ітерацій цілком достатньо для отримання результату. Обмеження напружень в шарі арматури проводиться після пункту 4. Якщо воно перевищує розрахунковий опір, то напруження приймається рівним розрахунковому опору і розрахунок повторюється.

Якщо є потреба врахування зміцнення арматури, то використовується дволінійна діаграма арматури, наведена в ДБН [4] з ділянкою зміцнення арматури. При цьому методика розрахунку не змінюється.

Висновки. Розроблено інженерну методику розрахунку комбінованих балок, які складаються з кам'яної частини, посиленої бічними залізобетонними пластинами з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів. Комбінована балка складається з двох вертикальних шарів з різними характеристиками матеріалів цих шарів. При цьому для розрахунку жорсткості та міцності

перерізу використовується гіпотеза плоских перерізів і діаграма Прандтля. Методика дозволяє усунути можливість зациклення при ітераціях, істотно зменшує їх кількість при зовсім маленькій втраті точності в порівнянні з точним нелінійним розрахунком.

Для розрахунку міцності розроблена інженерна методика, в якій аналогічно існуючим методам приймається прямокутна епюра в стиснутій зоні. Однак, при цьому використовується також гіпотеза плоских перерізів і враховуються різні властивості матеріалів різних вертикальних шарів комбінованої конструкції.

На відміну від розрахунку сполосних залізобетонних конструкцій розроблена методика враховує наявність різних матеріалів в вертикальних шарах комбінованої балки, що дозволяє значно точніше визначати напруження в кам'яній та залізобетонній частинах.

У перспективі передбачається розроблення методики розрахунку комбінованих балок з односторонніми залізобетонними бічними пластинами з врахуванням кручення і нелінійних властивостей матеріалів при крученні.

Список використаних джерел

1. Азизов Т.Н. К расчету каменных элементов, усиленных односторонней железобетонной обоймой. *Вісн. Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Вип. 61. 2016. С. 3-8.

2. Азизов Т.Н., Мыза А.С. Каменные балки, усиленные односторонней железобетонной обоймой. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Вип. 32. 2016. С. 428-435.

3. Азизов Т.Н., Мыза А.С. Учет нелинейных свойств материалов изгибаемых каменных элементов, усиленных железобетонными пластинами. *Sciences of Europe*. 2016. Vol 1. № 8. S. 69-74.

4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, 2011. 71 с.

5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ, 2011. 110 с.

6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры . М, 1986. 192 с.

7. Галкин С.Л. Применение ячеистобетонных изделий. Теория и практика. Минск, 2006. 448 с.

8. Ротко С.В., Ужегова, І.В. Задорожнікова. Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій. Луцьк, 2010. 355 с.

9. Kochkarev, D., Galinska, T., Tkachuk, O. Normal sections calculation of bending reinforced concrete and fiber concrete element. *International Journal of Engineering and Technology*. 2018. Vol. 7(3). P. 176–182.

Азізов Талят Нуредінович, д-р технічних наук, професор, завідувач кафедри техніко-технологічних дисциплін, охорони праці та безпеки життєдіяльності Уманського державного педагогічного університету імені Павла Тичини. E-mail: taljat999@gmail.com; Тел. (067) 102-05-62.

Миза Олександр Сергійович, викладач кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури. Тел. (097) 387-46-43. E-mail: 7994227@gmail.com.

Azizov Taliat Nuredinovich, Dr. Sc. (Tech.), professor, Head of Department of Technical and Technological Disciplines of the Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University. Tel.(067) 102-05-62. E-mail: taljat999@gmail.com

Myza Oleksandr Sergeevich, lecturer, department of reinforced concrete structures and transport facilities, Odessa State Academy of Construction and Architecture. Тел. (097) 387-46-43. E-mail: 7994227@gmail.com.