

РОЗРАХУНОК ДВОТАВРОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

У статті наведені відомості про новий вид несучих згинних конструкцій – сталезалізобетонні двотаврові балки із залізобетонним верхнім поясом. Розроблено методика їх розрахунку, в основу якої покладена гіпотеза плоских перерізів та діаграми деформування матеріалів.

Ключові слова: сталезалізобетонні конструкції, напружено-деформований стан, деформаційна модель, несуча здатність.

В статье приведены сведения о новом виде несущих изгибаемых конструкций – сталежелезобетонных двутавровых балках с железобетонным верхним поясом. Разработана методика их расчета, в основу которой положена гипотеза плоских сечений и диаграммы деформирования материалов.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, напряженно-деформированное состояние, деформационная модель, несущая способность.

The article deals with the new type of bearing flexible constructions, i.e. the double T composite beams with upper belt produced from reinforced concrete. The deformed estimated models have been developed on the base of hypothesis of plain sections and chart of deformed materials.

Key words: composite structure, deflected mode, deformation mode, bearing capacity.

Постановка проблеми. Одним з основних завдань капітального будівництва є скорочення термінів виробництва будівельної продукції та зменшення трудозатрат на її виготовлення. Цього можна досягти, спрощуючи існуючі способи виготовлення й запроваджуючи нові, більш прості та ефективні методи з меншою трудоемністю, а також більш повне й ефективно використання будівельних матеріалів, створення нових економічних і довговічних конструкцій. До таких можна віднести сталезалізобетонні конструкції [1, 2], які мають високі техніко-економічні показники за рахунок використання переваг кожного з матеріалів, що входять до їх складу. На сьогодні достатньо досліджені сталезалізобетонні згинні конструкції із жорстким та листовим армуванням [1 – 3], доведена їх техніко-економічна ефективність, запропоновані різні методи розрахунку.

Аналіз останніх досліджень та публікацій [4 – 6] показав, що подальше вдосконалення методу розрахунку конструкцій потребує використання моделей, котрі ґрунтуються на реальних діаграмах деформування матеріалів з урахуванням характеру і тривалості дії навантаження.

Використання такої моделі дозволяє об'єктивно враховувати фізичні особливості роботи матеріалів, а також оцінювати напружено-деформований стан і міцність сталезалізобетонних елементів. Основи такої моделі широко застосовуються в закордонній практиці, включені в міжнародні нормативні документи, впроваджуються в різні національні норми проектування залізобетонних і бетонних конструкцій.

Деформаційна модель дає можливість повною мірою врахувати нелінійне деформування бетону, відмовитися від зайвих емпіричних

залежностей і більш точно оцінювати напружено-деформований стан сталезалізобетонних елементів на різних рівнях навантаження, включаючи граничний, а також уникнути переоцінки міцності бетону.

Виділення не розв'язаних раніше проблем та формулювання цілей статті. Сталезалізобетонні двотаврові балки із залізобетонним верхнім поясом, утворені сталевим тавровим елементом (нижній пояс) і залізобетонною поличкою (верхній пояс), раніше не досліджувалися, й тому виникає необхідність в їх експериментальному та теоретичному вивченні.

З урахуванням усього цього було проведено експериментальні випробування сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом при різних схемах та умовах завантаження [7]. Крім того, досліджувалися балки з різними типами з'єднання залізобетонної полички із сталевим тавровим елементом. На основі експериментальних досліджень було зроблено такі висновки:

- сталезалізобетонні двотаврові балки із залізобетонним верхнім поясом надійно працюють при різних схемах і умовах завантаження;
- на всіх ступенях завантаження забезпечується сумісна робота сталевій та бетонній складових комплексної балки;
- при роботі досліджуваних балок у пружній стадії справедлива гіпотеза плоских перерізів.

Виклад основного матеріалу. При розрахунку сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом, які проектується із залізобетонною поличкою, що працює тільки на стиск, а нейтральна лінія проходить через стінку сталевих тавра, згідно з методикою, викладеною в роботі [5], рівнодіюча в стиснутому бетоні буде дорівнювати

$$N_b = B_f \int_{x-T_f}^x \sigma_b(\varepsilon_{bx}) dx, \quad (1)$$

де $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$ – функція стискальних напружень бетону.

Її можна прийняти відповідно до залежностей (1.29) і (1.30) [5] або

$$N_b = N_{b1} + N_{b2}, \quad (2)$$

де N_{b1} – складова рівнодіючої, що сприймається стиснутим бетоном перерізу по висоті, де відбувається деформування за законом висхідної частини повної діаграми $\sigma_b-\varepsilon_b$;

N_{b2} – така ж складова по висоті, де відбувається деформування за законом спадної частини повної такої діаграми.

Для визначення рівнодіючої в стиснутому бетоні виконується підстановка значень відповідних напружень $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$, виражених формулами (1.29) і (1.30) [5]. Ураховуючи гіпотезу плоских перерізів, змінне значення деформацій ε_{bx} , що змінюється за лінійним законом на висоті x від нейтральної осі перерізу, виразимо через ε'_{bu} , розташоване на висоті X від нейтральної осі, його можна представити залежністю

$$\varepsilon_{bx} = \varepsilon'_{bu} x / X, \quad (3)$$

де X – висота стиснутої зони перерізу.

У першому наближенні висота стиснутої зони перерізу може визначатися як $X = x_R$. У подальших розрахунках за необхідності така висота може уточнюватися і корегуватися залежно від рівняння рівноваги. Висота x_R визначається з такого рівноважного стану, при якому критичні деформації в крайніх фібрах стиснутого бетону ε'_{bu} відповідають граничному стану перерізу, а критичні деформації на рівні центра ваги розтягнутої полицки рівні ε_{ry} .

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів, таку висоту можна знайти відповідно до розрахункової схеми (рис. 1, б)

$$X = x_R = h \varepsilon'_{bu} / (\varepsilon_{ry} + \varepsilon'_{bu}), \quad (4)$$

де h – висота поперечного перерізу;

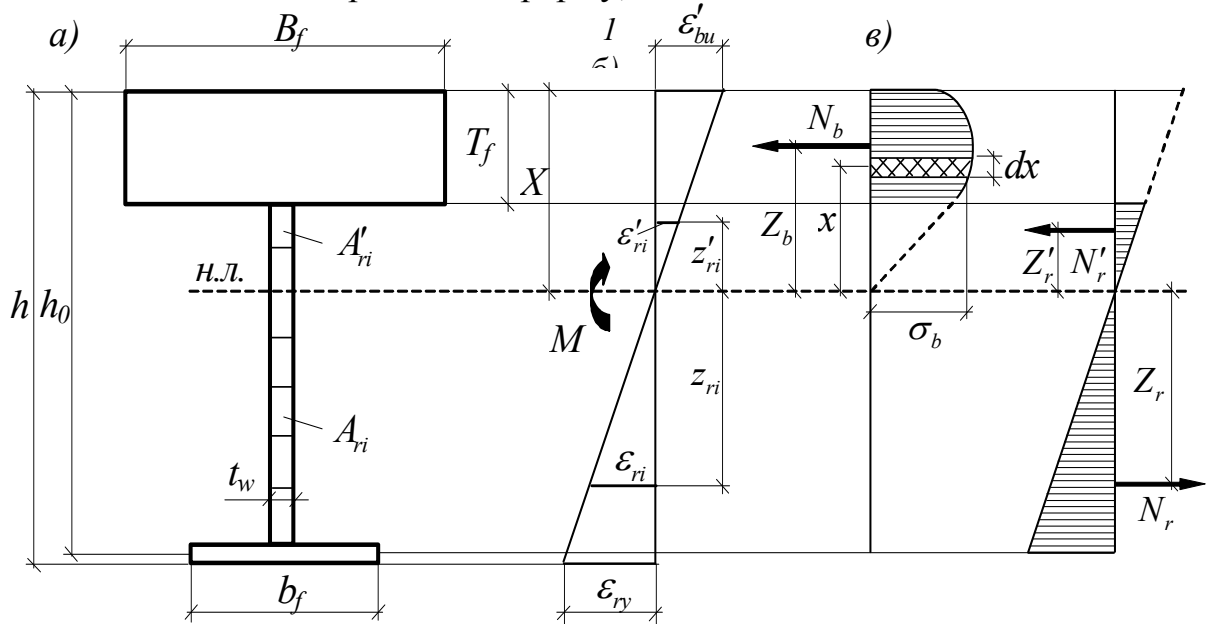


Рисунок 1 – До оцінки напружено-деформованого стану сталезалізобетонних двотаврових балок: а) схема перерізу; б) схема дії навантаження та епюра деформацій; в) епюра напружень бетону та сталевого тавра і схема дії внутрішніх зусиль

ε_{ry} – гранична деформація розтягнутого таврового елемента, що може прийматися рівною фізичній або умовній межі текучості. При опорі нижньої сталевий полицки R_y і модулі пружності E_r така деформація дорівнює

$$\varepsilon_{ry} = R_y / E_r. \quad (5)$$

Після відповідної заміни, інтегрування, підстановки меж інтегрування і необхідних перетворень (1) у числових експериментах рівнодіючі будуть мати вигляд:

$$N_{b1} = B_f T_f \left(C_1 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{2} + C_2 \frac{\varepsilon_{bR}^3}{3} + C_4 \frac{\varepsilon_{bR}^4}{4} \right) \frac{1}{\varepsilon_{b,max}}; \quad (6)$$

$$N_{b2} = B_f T_f \left[D_0 + D_1 \frac{\varepsilon_{b,max}}{2} D_2 \frac{\varepsilon_{b,max}}{3} - \left(D_0 \varepsilon_{bR} + D_1 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{2} - D_2 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{3} \right) \frac{1}{\varepsilon_{b,max}} \right]. \quad (7)$$

Замінімо вирази в круглих дужках параметрами L_1 і L_2 :

$$L_1 = C_1 \varepsilon_{bR}^2 / 2 + C_2 \varepsilon_{bR}^3 / 3 + C_3 \varepsilon_{bR}^4 / 4; \quad (8)$$

$$L_2 = D_0 \varepsilon_{bR} + D_1 \varepsilon_{bR}^2 / 2 + D_2 \varepsilon_{bR}^3 / 3. \quad (9)$$

Параметри C_1, C_2, C_3 і D_0, D_1, D_2 знаходяться як коефіцієнти сплайн-функції відповідно до формул (1.9) – (1.14) [5].

Кінцеве значення складової рівнодіючої в бетоні при неоднорідному стиску можна виразити формулами:

$$N_{b1} = B_f T_f L_1 / \varepsilon_{b,max}; \quad (10)$$

$$N_{b2} = B_f T_f [(D_0 + D_1 \varepsilon_{b,max} / 2 + D_2 \varepsilon_{b,max}^2 / 3) - L_2 / \varepsilon_{b,max}]. \quad (11)$$

Для знаходження координати точки прикладання рівнодіючої в стиснутій частині армованого перерізу визначається згинальний момент, що сприймається стиснутою частиною бетону відносно нейтральної осі перерізу,

$$M_b = B_f \int_{X-T_f}^X \sigma_b(\varepsilon_{bx}) x dx. \quad (12)$$

При визначенні згинального моменту, що сприймається стиснутою частиною бетону щодо нейтральної осі перерізу, також використовується підстановка напружень $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$ і деформацій ε_{bx} , як це відзначалося вище.

Виконавши таку підстановку, при переході від напружень у бетоні до згинального моменту реалізуємо процедуру чисельного інтегрування по висоті стиснутої частини нормального перерізу. Після відповідної заміни, інтегрування, підстановки меж інтегрування і необхідних перетворень рівнодіючу (12) у числових експериментах будемо представляти у формі складових

$$M_b = M_{b1} + M_{b2}, \quad (13)$$

де M_{b1} – складова моменту від рівнодіючої, що сприймається стиснутим бетоном по висоті, у межах якої деформування відбувається за законом висхідної частини повної діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$, рівна

$$M_{b1} = B_f T_f^2 l_1 / \varepsilon_{b,max}^2; \quad (14)$$

M_{b2} – така ж складова по висоті, де відбувається деформування за законом спадної частини цієї діаграми, обумовлена рівністю

$$M_{b2} = B_f T_f^2 \left[\left(\frac{D_0}{2} + \frac{D_1 \varepsilon_{b,max}}{3} + \frac{D_2 \varepsilon_{b,max}^2}{4} \right) - \frac{l_2}{\varepsilon_{b,max}^2} \right]. \quad (15)$$

Значення l_i знаходяться за формулами:

$$l_1 = C_1 \varepsilon_{bR}^3 / 3 + C_2 \varepsilon_{bR}^4 / 4 + C_3 \varepsilon_{bR}^5 / 5; \quad (16)$$

$$l_2 = D_0 \varepsilon_{bR}^2 / 2 + D_1 \varepsilon_{bR}^3 / 3 + D_2 \varepsilon_{bR}^4 / 4. \quad (17)$$

Для знаходження деформацій ε_{bR} за даною методикою пропонується користуватись залежністю, запозиченою з роботи [8],

$$\varepsilon_{bR} = 0,0007 R_b^{0,31}. \quad (18)$$

За наявності експериментальних даних можна брати ε_{bR} як середнє значення з дослідів.

Координата центра ваги епюри нормальних напружень стиснутої полицки відносно нейтральної лінії буде дорівнювати

$$y_b = \frac{M_b}{N_b}. \quad (19)$$

Рівнодіюча стиснутої частини сталеві стінки визначається за формулою

$$N'_r = \sum_{i=1}^n \sigma'_{ri} A'_{ri}, \quad (20)$$

де $i=1, 2, \dots, n$ – кількість фібр у стиснутій частині стінки, розміщених на відстані z'_{ri} від нейтральної осі;

σ'_{ri} , A'_{ri} – напруження та площа i -ї фібри стиснутої частини стінки.

Згинальний момент, який здатна сприйняти стиснута частина стінки, дорівнюватиме

$$M'_r = \sum_{i=1}^n N'_{ri} z'_{ri}. \quad (21)$$

Ураховуючи гіпотезу плоских перерізів та сумісність деформування залізобетонної полицки та сталевго тавра, деформації i -ї фібри стиснутої частини стінки можна виразити так:

$$\varepsilon'_{ri} = \varepsilon'_{bu} z'_{ri} / X. \quad (22)$$

Координата центра ваги епюри нормальних напружень стиснутої стінки відносно нейтральної лінії буде дорівнювати

$$y'_r = \frac{M'_r}{N'_r}. \quad (23)$$

Міцність нормального перерізу будемо визначати з умови $\sum M = 0$ відносно центра ваги нижньої сталевої полицки. Щоб знайти згинальний момент, який здатна сприйняти розтягнута частина стінки, необхідно знайти N_r – рівнодіючу розтягнутої частини сталевої стінки, яка визначається за формулою

$$N_r = \sum_{i=1}^n \sigma_{ri} A_{ri}, \quad (24)$$

де $i=1, 2, \dots, n$ – кількість фібр розтягнутої частини стінки, розміщених на відстані z_{ri} від нейтральної осі;

σ_{ri} , A_{ri} – напруження та площа i -го ряду розтягнутої фібри частини стінки.

Згинальний момент, який здатна сприйняти розтягнута частина стінки, дорівнюватиме

$$M_r = \sum_{i=1}^n N_{ri} z_{ri}. \quad (25)$$

Деформації i -ї фібри розтягнутої частини стінки можна виразити так:

$$\varepsilon_{ri} = \varepsilon_{sy} z_{ri} / (h - X). \quad (26)$$

Координата центра ваги епюри нормальних напружень розтягнутої частини стінки відносно нейтральної лінії буде дорівнювати

$$y_r = \frac{M_r}{N_r}. \quad (27)$$

Міцність нормального перерізу двотаврової сталезалізобетонної балки із залізобетонним верхнім поясом дорівнюватиме

$$M_r = N_b Z_b + N'_r Z'_r - N_r Z_r, \quad (28)$$

де Z_b, Z'_r, Z_r – відстані від центрів ваги епюр нормальних напружень до центра ваги нижньої розтягнутої полицки, які дорівнюють відповідно:

$$Z_b = h_0 - X + y_b, \quad Z'_r = h_0 - X + y'_r, \quad Z_r = h_0 - X - y_r. \quad (29)$$

Рівність (28) використовується для реалізації в числових експериментах ітераційного пошуку крайових критичних деформацій бетону ε'_{bu} залізобетонної полицки в граничному стані. Для відшукування таких деформацій визначається екстремальне значення моменту при відповідному значенні крайових деформацій $\varepsilon_{b,max}$. Вибраний у процесі ітераційних наближень параметр $\varepsilon_{b,max}$ при екстремальному значенні функції (28) можна вважати крайовою критичною деформацією ε'_{bu} . Згинальний момент, визначений на останній ітерації, при значенні деформацій ε'_{bu} вважається також критичним M_u .

Висновки з даного дослідження. Результати розрахунків дозволяють вважати, що викладена вище методика за деформаційною моделлю з достатньою точністю відображає реальні дані щодо несучої здатності й може

бути рекомендованою для розрахунку сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом.

Література

1. *Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції: навчальний посібник / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. – Полтава, 2005. – 181 с.*
2. *Сталезалізобетон: збірник наукових праць за ред. д.т.н., проф. Стороженка Л.І. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 386 с.*
3. *Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф.Е.Клименко. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с.*
4. *Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: [монографія] / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.*
5. *Роговой С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений / С.И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с.*
6. *Роговой С.И. Пути совершенствования деформационной модели расчета железобетонных конструкций / С.И. Роговой // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №1. – С. 8 – 11.*
7. *Крупченко О.А. Результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом / О.А. Крупченко // Вісник СНАУ. Серія : Будівництво. – Суми, 2006. – Вип. 9 (11). – С. 55 – 60.*
8. *Taerve L. Codes and Regulations Utilisation of High Strength / L. Taerve // High Performance Concrete. – 4-th Int. Sump. – Paris, 1996. – P. 93 – 100.*

Надійшла до редакції 23.03. 2010

© Л.І. Стороженко, О.А. Крупченко