



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v24i2.2>

УДК 624.012.45/46.006.06



БАМБУРА А.М.

Д-р технічних наук, професор, зав. відділом надійності конструкцій будівель і споруд Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Україна, м. Київ
e-mail: abambura@gmail.com
тел.: (044)249-37-44
RCID ID: 0000-0003-1402-3345



ДОРОГОВА О.В.

Канд. технічних наук, старший науковий співробітник Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Україна, м. Київ
e-mail: dorogova@ukr.net
тел.: (044)249-37-75
ORCID ID:0000-0002-7838-6383



ПЕТРИК Ю.М.

Директор ТОВ «Єврокон Україна», Україна, м. Київ
e-mail: Yuriy.Petryk@eurocon.com.ua
тел.: 050 353 16 52

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА МОМЕНТ ВИНИКНЕННЯ ТРІЩИН ПОСТНАПРУЖЕНИХ ЗГИННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МОДИФІКОВАНИМ ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

АНОТАЦІЯ

Чинні будівельні норми проектування бетонних і залізобетонних конструкцій (ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010) не містять конкретних рекомендацій щодо визначення несучої здатності та моменту тріщиноутворення згинних залізобетонних елементів з урахуванням роботи бетону розтягнутої зони. На практиці, в залізобетонних конструкціях що експлуатуються в агресивних середовищах, залізобетонних ємкостях для зберігання газів та рідин і тому подібне, не допускається виникнення тріщин. Тому виникає необхідність більш точного визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності та моменту тріщиноутворення для вказаних конструкцій. Деформаційний метод дозволяє вирішити поставлену задачу. Для розробки розрахункового апарату використані передумови і припущення вказаних вище будівельних норм з допо-

вненням передумови щодо врахування роботи бетону в розтягнутій зоні. Таким чином, отримана методика розрахунку несучої здатності та моменту тріщиноутворення попередньо напружених згинних залізобетонних елементів прямокутного і таврового перерізу з урахуванням роботи бетону розтягнутої зони. Виконана верифікація запропонованого методу визначення несучої здатності та моменту тріщиноутворення шляхом співставлення результатів розрахунку з даними раніше виконаних експериментальних досліджень натурного постнапруженого плитно-балкового перекриття. Автори дають собі звіт в тому, що виконати співставлення результатів розрахунків за запропонованою методикою за даними експериментальних досліджень з використанням статистичного аналізу неможливо, бо дуже обмежена вибірка результатів експерименту. Але, показати наскільки



чисельно і якісно запропонована методика розрахунку, що відповідає фізиці явища, цілком можливо. Результати співставлення показали, що запропонований розрахунковий апарат дозволяє проектувати попередньо напружені залізобетонні конструкції більш економічно в порівнянні з існуючими методами (до 30%).

КЛЮЧОВІ СЛОВА: попереднє напруження (постнапруження) залізобетонних конструкцій, напружено-деформований стан, несуча здатність, момент тріщиноутворення, модифікований деформаційний метод.

STRESS-DEFORMED STATE, LOAD-BEARING CAPACITY AND CRACKING MOMENT IN POSTSTRESSED FLEXURAL REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ACCORDING TO THE MODIFIED DEFORMATION METHOD

ABSTRACT

The current building regulations for the concrete and reinforced concrete structures design (DBN V.2.6-98: 2009 and DSTU B V.2.6-156: 2010) do not contain any specific recommendations for determining the load-bearing capacity and cracking moment in bending reinforced concrete elements with an allowance for the work of tensile zone concrete. In practice, in the reinforced concrete structures operated in aggressive environments, including reinforced concrete tanks for gases and liquids storage and the like, the cracks formation is not allowed. Therefore, there is a need to more accurately determine the stress-strain state, load-bearing capacity and cracking moment for these structures. The deformation method allows to solve the problem. For the computational framework development the preconditions and assumptions from the above mentioned building regulations are used with the addition of a precondition taking into account the concrete work in its tensile zone. Thus, the load-bearing capacity and cracking moment calculation method taking into account the concrete work in the tensile zone is obtained for prestressed flexural reinforced concrete elements of rectangular and T-sections. The proposed method for determining the load-bearing capacity and cracking moment is verified by comparing the calculation results with the data of the previously performed experimental studies of full-scale poststressed slab-beam flooring. The authors are aware that it is impossible to compare the results of calculations according to the proposed method with the data of experimental studies using statistical analysis, because the experimental results sampling is very limited. However, it is quite possible to show how the proposed calculation method corresponds numerically and qualitatively to the phenomenon physics. The comparison results showed that the proposed computational framework allows to design the prestressed reinforced concrete

structures more economically compared to existing methods (up to 30%).

KEYWORDS: reinforced concrete structures prestressing (poststressing), stress-strain state, load-bearing capacity, cracking moment, modified deformation method

ВСТУП

При проектуванні попередньо напружених залізобетонних конструкцій будівель і споруд (конструкції які експлуатуються в агресивних середовищах, залізобетонні ємкості для зберігання газів та рідин і тому подібне), виникає необхідність більш точно визначити їх напружено-деформований стан. Як правило, для вказаних конструкцій не допускається виникнення тріщин. Чинні будівельні норми [1, 2] та [3] для визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності попередньо напружених залізобетонних елементів, роботу бетону розтягнутої зони не враховують. Крім того, рекурентні залежності для визначення моменту тріщиноутворення, в будівельних нормах не приводяться. Тому, з урахуванням наведеного вище, є нагальна необхідність розробки розрахункового апарату на основі деформаційного методу, який дозволить більш точно визначити напружено-деформований стан, несучу здатність та момент виникнення тріщин постнапружених залізобетонних елементів з урахуванням роботи розтягнутого бетону.

МЕТА СТАТТІ

На основі відомого деформаційного методу розробити розрахунковий апарат для визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності та моменту тріщиноутворення постнапружених залізобетонних елементів з урахуванням роботи бетону розтягнутої зони.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

На основі теоретично-експериментальних досліджень, виконаних за декілька десятиріч в ДП НДІБК, розроблений деформаційний метод визначення напружено-деформованого стану залізобетонного перерізу, який дозволяє вирішити поставлену задачу. Цей метод базується на фізично обґрунтованих передумовах та використовує ітераційний метод при зміні навантаження, а деформацій в перерізі.

Використання деформаційного методу дозволяє не тільки визначити напружено-деформований стан з високою наперед заданою точністю, а і отримувати повну діаграму стану (« $N - \varepsilon$ » або « $M - 1/\rho$ ») залізобетонного розрахункового перерізу.

Для вирішення вказаних задач нами прийняті основні допущення і передумови щодо бетону і залізобетону, які використовуються в національних



будівельних нормах [1-3]. Додатково до загально прийнятих передумов, в даній роботі буде використана передумова, щодо врахування роботи бетону розтягнутої зони. Таким чином, зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграми, яка показана на рис. 1 та описується залежністю 1

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (1)$$

де: a_k – коефіцієнти полінома (значення a_k для різних розрахункових ситуацій наведено в [1-3]).

Залежність (1) справедлива при $0 < |\varepsilon_{cl}| < |\varepsilon_{cu1}|$, де ε_{cu1} - номінальні граничні деформації стиску бетону.

Залежність (1) отримана на основі аналізу результатів експериментальних досліджень, виконаних на матеріалах (бетонах) в ДП НДІБК [4]. Вказана залежність є достатньо «гнучкою», і практично може бути використана для опису діаграм деформування будь якого матеріалу, в тому числі бетону при тривалій дії навантаження

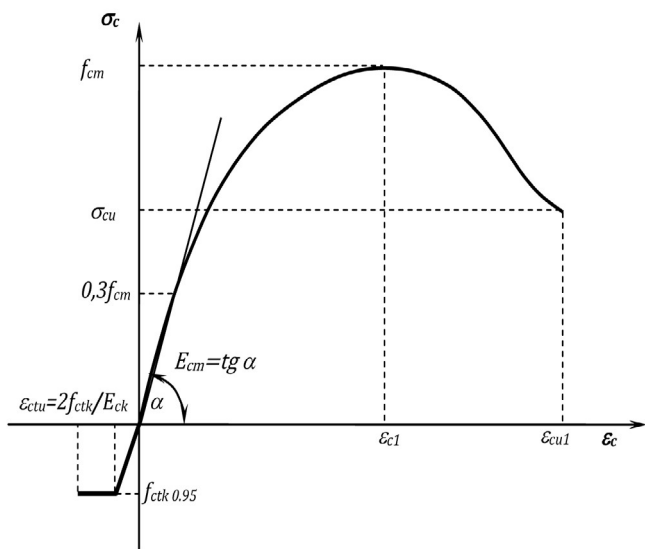


Рисунок 1 – Повна діаграма «напруження-деформації» бетону

Для розрахунків за двома групами граничних станів, значення коефіцієнтів a_k визначаються на основі використання параметрів таблиці 3.1 [1] та відповідних коефіцієнтів умов роботи, і наведені в таблицях В.1 – В.6 Додатку В [3], при цьому:

- враховується робота бетону розтягнутої зони, приймаючи при $\varepsilon_{c2} \leq 0$ напруження $\sigma_{c2} \leq 0$;
- для конструкцій у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна (границя виникнення тріщини) не повинні перевищувати $\varepsilon_{ctu} = -2f_{cm}/E_{ck}$.

Діаграму розтягнутого бетону рекомендується описувати дволінійною залежністю:

при

$$\varepsilon_{cl} > f_{cm}/E_{ck}, \quad \sigma_{cl} = \varepsilon_{cl} \cdot E_{ck} \quad (2)$$

при

$$\varepsilon_{cu} = 2f_{cm}/E_{ck} < \varepsilon_{cl} < f_{cm}/E_{ck}, \quad \sigma_{cl} = f_{cm}. \quad (3)$$

Межі існування діаграми розтягнутого бетону $0 > |\varepsilon_{cl}| > |\varepsilon_{cu}| = 2f_{cm}/E_{ck}$, де ε_{cu} номінальні граничні деформації розтягу бетону.

Зв'язок між напруженнями та деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунках 3.1 та 3.2 [2]. При цьому:

- для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$ $\sigma_s = 0$ вважається, що стався розрив арматури;
- при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації даної арматури.

Діаграми стану для ненапруженої та напруженої арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

Для ненапруженої арматури, в залежності від відносних деформацій ε_s , напруження в арматурі σ_s визначають за залежностями:

при

$$0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} \quad \sigma_s = \varepsilon_s \times E_s; \quad (4)$$

при

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} \quad \sigma_s = f_{yd} \quad (5)$$

Напруження в постнапруженій арматурі σ_s , визначають в залежності від відносних деформацій ε_s за залежностями:

при

$$0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{p0}, \quad \sigma_s = \varepsilon_s \times E_p; \quad (6)$$

при $\varepsilon_{p0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$,

$$\sigma_{sp} = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{s0}} \quad (7)$$

Розрахункові граничні деформації ε_{ud} рекомендується приймати рівними $0,9 \varepsilon_{uk}$.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент – прогин (кривизна)» або «стискаюча сила - прогин») – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень



(ε_{cu}), або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій (ε_{ub} ε_{upd});

- за границю виникнення тріщини в залізобетонному перерізі приймається досягнення в розтягнутому бетоні деформацій рівних $2f_{ctk}/E_{ck}$.

При рішенні нелінійних рівнянь рівноваги перерізу приймається наступне правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатний, для розтягу – від'ємний.

Прийняті допущення і передумови дозволяють скласти рівняння рівноваги для постнапружених згинних елементів найбільш поширених перерізів: прямокутного, таврового, двотаврового. Необхідно відмітити, що несуча здатність та момент тріщиноутворення для попередньо напружених залізобетонних елементів може реалізуватись тільки при другій формі рівноваги [2, 3].

При другій формі рівноваги (рис. 2) для постнапружених елементів, межі існування якої є $x_1 < h$ та $0 \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді для визначення несучої здатності, з

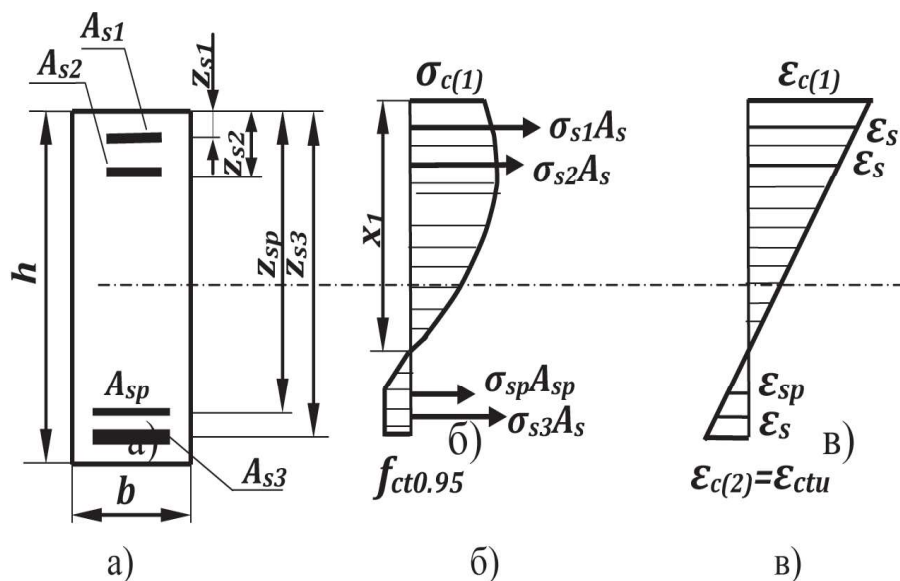


Рисунок 2 – Напружено - деформований стан прямокутного постнапруженого залізобетонного перерізу при моменті передуючому виникненню тріщини: а) поперечний переріз елемента; б) епюра напружень при 2-й формі рівноваги; в) - епюра деформацій при 2-й формі рівноваги

урахуванням роботи розтягнутого бетону, описуються залежностями (8, 9):

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^2}{2N} - \frac{3}{4}f_{ctk0.95}\frac{\varepsilon_{ctu}}{N} + \sum_{i=1}^n A_{si}\delta_{si} + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi}\delta_{spi} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^3}{3N^2} + \frac{1}{3}f_{ctk0.95}\left(\frac{\varepsilon_{ctu}}{N}\right)^2 + \sum_{i=1}^n A_{si}\delta_{si}\frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi}\delta_{spi}\frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{spi}}{N} - M = 0 \quad (9)$$

При визначенні моменту тріщиноутворення, приймаємо що деформації крайньої фібри розтягнутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$ приймає значення граничних деформацій розтягнутого бетону $\varepsilon_{cu}0.95$.

Система рівнянь рівноваги (8) і (9), згідно з деформаційним методом, вирішується підбором - зміною величин деформацій $\varepsilon_{c(1)}$ та $\varepsilon_{c(2)}$, або χ . Алгоритм рішення двох нелінійних алгебраїчних рівнянь з метою визначення несучої здатності постнапружених елементів за деформаційним методом наведено в [1, 3]. Щодо визначення моменту тріщиноутворення, рішення виконується за наступним алгоритмом:

1. На першому кроці, визначення моменту тріщиноутворення, задаються величини деформацій $\varepsilon_{c(1)}^{(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}$ та $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu}0.95$. Величину приросту деформацій на стиснутій грані $\Delta\varepsilon_{c(1)}$ рекомендується прийняти рівною $\Delta\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cu}$. При рекомендованому кроці зміни деформацій стиснутої зони досягається достатня, з точки зору практики, точність.

2. Підраховуємо величини

$$N = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{cu}0.95}{h};$$

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}};$$

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{N}; \quad \bar{N} = \frac{N}{\varepsilon_{c(1)}};$$

для напруженої арматури

$$\sigma_{spi} = E_{spi} \cdot \varepsilon_{spi} = E_{spi} \cdot (N \cdot (x_1 - z_{spi}) - \varepsilon_{p0})$$

де ε_{p0} - деформації, обумовлені попереднім напруженням з урахуванням всіх втрат;

для ненапруженої арматури

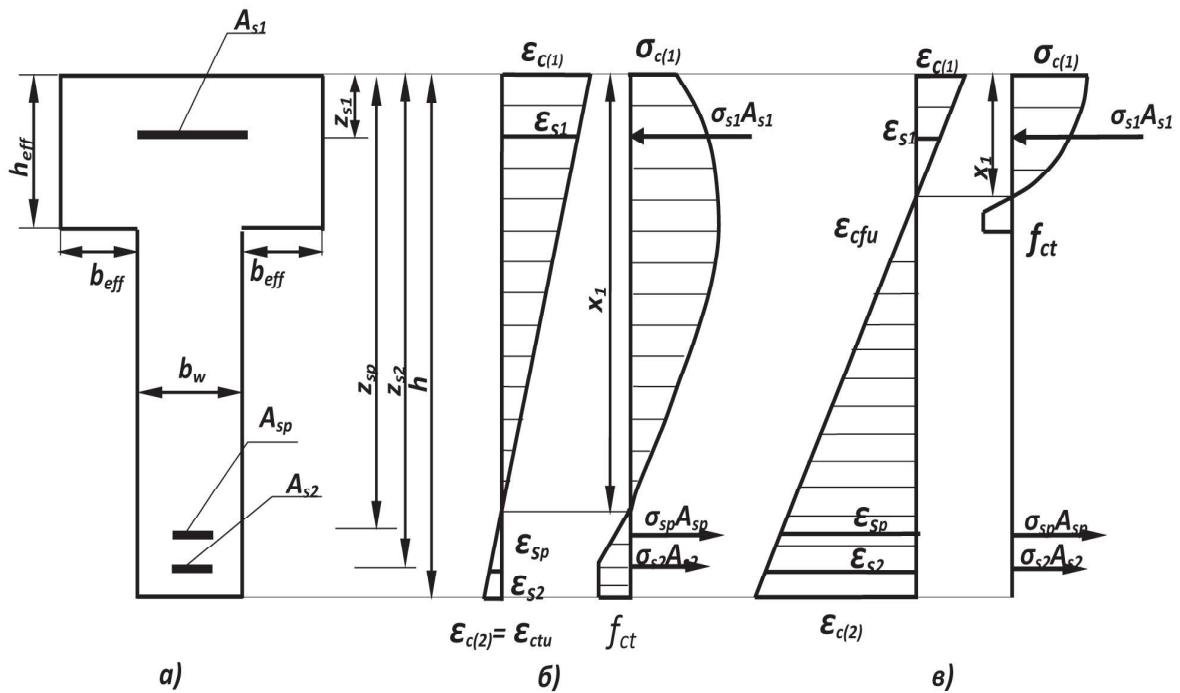


Рисунок 3 – Епюри напружено-деформованого стану двотаврового перерізу для визначення несучої здатності та моменту виникнення тріщин: а) поперечний переріз; б) епюри деформацій і напружень при 2-й формі рівноваги; в) епюри деформацій і напружень при 4-й формі рівноваги

$$\sigma_{si} = E_{si} \cdot \varepsilon_{si} = E_{si} \cdot \varepsilon_{si} \cdot (x_1 - z_{si})$$

3. Знаходимо рішення рівняння (1). Якщо рішення має значення менше 0, необхідно збільшити значення деформацій на найбільш стиснутій грані $\varepsilon_{c(1)}$ на величину $\Delta\varepsilon_{c(1)}$, $\varepsilon_{c(1)}^{(2)} = \varepsilon_{c(1)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)}$. Визначаємо нові величини наведені в п.2.
4. Знаходимо рішення рівняння (2). Якщо рішення має значення менше 0, необхідно збільшити значення деформацій на найбільш стиснутій грані $\varepsilon_{c(1)}$ на величину $\Delta\varepsilon_{c(1)}$, $\varepsilon_{c(1)}^{(3)} = \varepsilon_{c(1)}^{(2)} + \Delta\varepsilon_{c(1)}$. Визначаємо нові величини наведені в п.2.
5. Процедура збільшення величини деформацій найбільш стиснутої грані (п.п. 3, 4) виконується до тих пір поки значення рішення рівняння (8) не змінить знак.
6. Величини $\varepsilon_{c(1)}$, χ , γ , x_b , σ_{sp} , σ_{si} які отримані на останньому кроці розрахунку (на кроці зміни знаку), підставляються у рівняння (9) і визначають момент тріщиноутворення.

Найбільшого розповсюдження в будівництві громадських, промислових об'єктів та збірно-монолітних прогонових будов мостів, отримали попередньо напружені залізобетонні елементи таврового перерізу. Вказані попередньо напружені залізобетонні конструкції, як правило, виготовляють у заводських умовах і на спеціальних полігонах, рідше на будмайданчиках.

Розрахунок несучої здатності та моменту тріщиноустійкості згинних постнапружених залізобетонних елементів таврового перерізу за деформаційним методом має свої особливості. Як видно з рис. 3, необхідно розглядати два випадки рівноваги перерізу (дві форми рівноваги), залежно від розміщення нейтральної вісі. З метою збереження спадковості з чинними будівельними нормами [2, 3] назва форм рівноваги збережена.

Таким чином, згідно з рис. 3, для визначення моменту тріщиноустійкості та несучої здатності, можлива реалізація двох випадків напружено-деформованого стану залізобетонного таврового перерізу. Друга форма рівноваги перерізу – нейтральна вісь у межах стінки перерізу, область існування: $h > x_1 > h_{eff}$. Четверта форма рівноваги перерізу – нейтральна вісь знаходиться в межах верхньої полиці, область існування: $x_1 < h_{eff}$.

По аналогії з чинними будівельними нормами [1, 2] пропонується розглядати тавровий переріз як такий, що складається з трьох прямокутників: прямокутника висотою що дорівнює повній висоті тавра і шириною що дорівнює ширині стінки, і приєднаних до нього двох прямокутників з висівів верхньої полиці.

Згідно до прийнятих передумов, при використанні діаграми деформування бетону (рис. 1) і деформаційного методу, для таврового перерізу розрахункові залежності набувають вигляд:

Для другої форми рівноваги:



$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}}{\aleph} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \right. \\ & + 2b_{eff} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \\ & \left. + 2b_{ef} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] - \\ & - \frac{3}{4} f_{ctk0.95} \frac{\varepsilon_{ctu}}{\aleph} + \sum_{i=1}^n A_{si} \delta_{si} + \\ & + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi} \delta_{spi} = 0 \end{aligned} \quad (10)$$

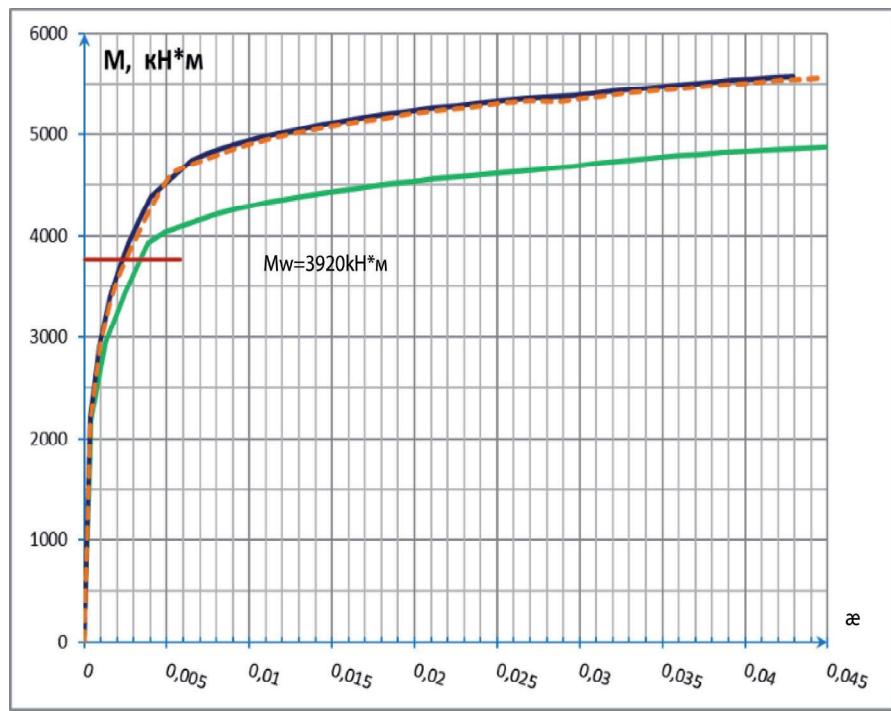


Рисунок 4 – Несуча здатність та момент виникнення тріщин найбільш напруженого прогінного перерізу балки по вісі 6

$$\begin{aligned} M = & \frac{f_{cd}}{\aleph^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \right. \\ & + 2b_{eff} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \\ & \left. + 2b_{ef} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) \right] + \\ & + \frac{1}{3} f_{ctk0.95} \left(\frac{\varepsilon_{ctu}}{\aleph} \right)^2 + \sum_{i=1}^n A_{si} \delta_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{si}}{\aleph} + \\ & + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi} \delta_{spi} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{spi}}{\aleph} \end{aligned} \quad (11)$$

Для четвертої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}}{\aleph} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} \right] - \\ & - \frac{3}{4} f_{ctk0.95} \frac{\varepsilon_{ctu}}{\aleph} + \sum_{i=1}^n A_{si} \delta_{si} + \\ & + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi} \delta_{spi} = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} M = & \frac{f_{cd}}{\aleph^2} \left[(b_w + b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \right] + \\ & + \frac{1}{3} f_{ctk0.95} \left(\frac{\varepsilon_{ctu}}{\aleph} \right)^2 + \\ & + \sum_{i=1}^n A_{si} \delta_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{si}}{\aleph} + \\ & + \sum_{ip=1}^{np} A_{spi} \delta_{spi} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{spi}}{\aleph} \end{aligned} \quad (13)$$

Аналогічно, як і для прямокутного перерізу, у формулах (10 - 13) $\aleph = \aleph / \varepsilon_{c1}$, $\varepsilon_{eff(2)}$ – деформації на нижній грані перерізу верхньої полиці і які дорівнюють $\varepsilon_{eff(2)} = \aleph = (x_1 - h_{eff})$.

Таблиця 1- Результати співставлення несучої здатності і прогинів отриманих експериментальним та теоретичним шляхом

№ п.п	Балка по вісі	M_{exp} , кНм	M_{Ed} , кНм	$\frac{M_{Ed}}{M_{exp}}$	Експериментальний прогин f_{exp} , мм	Прогин, f_u , мм
1	6, А-Г	1524	4215	2,76	3.41	55,3
2	7, А-Г	1300	3738	2,87	2.14	55,3
3	8, А-Г	1170	2515	2.15	7.99	70,0



Величина b_{eff} в формулах (10 - 13) менша розрахункова величина звису полиці згідно з п.5.3.2 [1].

За залежностями (10-13) несуча здатність розраховується за алгоритмом наведеним в будівельних нормах Додаток А [2].

При визначенні моменту тріщиноутворення приймаємо, що деформації крайньої фібри розтягнутого бетону $\varepsilon_{cr(2)}$ дорівнюють значенням граничних деформацій розтягнутого бетону $\varepsilon_{crit0.95}$ і розрахунок виконується за алгоритмом наведеним вище.

Напруження в i -му шарі армування визначають аналогічно, як це показано для прямокутного перерізу.

З метою верифікації запропонованого методу, визначення несучої здатності та моменту тріщино утворення, виконано співставлення результатів розрахунку з даними експериментальних досліджень [5, 6] натурального постнапруженого плитно-балкового перекриття. Автори цілком розуміють, що виконати співставлення результатів розрахунків за запропонованою методикою з даними експериментальних досліджень, з використанням статистичного аналізу неможливо, бо дуже обмежена вибірка результатів. Але, показати наскільки чисельно і якісно запропонована методика розрахунку відповідає фізиці явища, цілком можливо.

Перш за все, визначимо несучу здатність і момент виникнення тріщин за запропонованою методикою. Всього були обраховані три балки. Несуча здатність визначалася за середньодослідними та характеристичними значеннями матеріалів (бетону та арматури). Так як, випробовування перекриття виконувалось при реальних характеристиках матеріалів, співставлення є коректним, якщо при розрахунках використати середньодослідні характеристики матеріалів.

За рекомендаціями будівельних норм [1] момент виникнення тріщин визначається за характеристичними значеннями міцнісних і деформативних показників матеріалів.

Як приклад, наведемо діаграми стану “М-ає” найбільш напруженого прогінного перерізу при розрахунках за середньодослідними та характеристичними значеннями показників матеріалу (рис. 4).

Аналіз результатів, наведених на рисунках, дозволяє зробити висновок, що різниця між моментами виникнення тріщин обчисленими за середньодослідними і характеристичними значеннями характеристик матеріалів, відрізняються не суттєво (в межах варіації міцності бетону). Такий стан речей цілком відповідає фізиці явища для попередньо напружених елементів. Окрім того, слід відзначити, що момент виникнення тріщин, при рівні використаного в експерименті постнапруження, практично досягає 80% несучої здатності елементів. Аналогічний результат отримано і для інших балок.

Так як в процесі випробовувань, навантаження виконувалось рівномірно по всій площі фрагменту перекриття в долях від заданого програмою випробовувань, необхідно визначити розподіл зусиль (моментів) в балках на кожному ступені навантаження. Розподіл моменту в балках визначено шляхом розрахунку просторової моделі перекриття з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів. Співставлення результатів випробовувань та експериментальних даних з підрахунками за запропонованою методикою за несучою здатністю наведено в табл. 1.

Як видно з таблиці, несуча здатність постнапружених балок значно – до трьох разів перевищує величину моментів досягнутих при випробовуванні перекриття. Раніше відмічалось, що під час випробовувань не було досягнуто несучої здатності перекриття - руйнування не відбулося. В той же час, в експерименті було забезпечено сприйняття розрахункового навантаження на перекриття. Таким чином можна стверджувати, що перекриття zaprojektovano зі значним запасом по несучій здатності. Такий висновок підтверджується співставленням експериментальних прогинів з граничними, які регламентуються чинними будівельними нормами. Експериментальні прогини більш ніж на порядок менші граничних. Потрібно звернути увагу на те, що до виконання експерименту, не існувало методики визначення несучої здатності балок перекриття, яка базувалася б на більш точному деформаційному методі. Проектування перекриття для експериментальних досліджень виконувалось за існуючими програмними комплексами. З урахуванням сказаного, отриманий результат слід вважати цілком реальним.

Таким чином, можна стверджувати що існуючі методи визначення несучої здатності постнапружених балкових перекриттів призводять до значних перевитрат матеріалів (бетону і попередньо напруженої арматури) до 30%.

ВИСНОВОК

На основі передумов і припущень будівельних норм [1] та деформаційного методу, отримана методика розрахунку несучої здатності та моменту тріщиноутворення попередньо напружених згинних залізобетонних елементів з урахування роботи бетону на розтяг. Співставлення результатів розрахунку за запропонованим методом з результатами експерименту і існуючої методики розрахунку показав, що розроблений метод має достатню точність. Вказаний метод дозволяє отримати більш ефективні (до 30%) рішення при забезпеченні достатньої надійності.



БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: [Чинний від 2011-01-07]. Національний стандарт України. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. 2011. 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Національний стандарт України. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. 166 с.
3. Бамбура А. М., Сазонова І.Р., Дорогова О.В., Войцехівський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник. Київ: Майстер книга, 2017. 240 с.
4. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. доктора техн. наук: 05.23.01. Х., 2006. 382 с
5. Бамбура А.М., Белоконь А.М., Борецька Н.С., Жарко Л.О., Овчар В.П., Петрик Ю.М., Тарасюк В.Г., Тащилова А.О. Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. Наука та будівництво. 2017. №2 (12). С. 19-25.
6. Петрик Ю.Н. Несущая способность постнапряженного монолитного железобетонного перекрытия по результатам его натурных испытаний. Алматы, VIRA. 2018, №8, С.6-9.

Стаття надійшла до редакції 28.05.2020 року

REFERENCES

1. Structures of buildings and constructions. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions: DBN V.2.6-98:2009. (2011).
2. Structures of buildings and constructions. Concrete and reinforced concrete structures of heavy-weight concrete. Design rules: DSTU B V.2.6-156:2010. (2011).
3. Bambura, A.M., Sazonova, I.R., Dorohova, O.V., & Voitsekhivskiy, O.V. (2017). Reinforced concrete structures designing: Manual. Kyiv: Maister-Knyha.
4. Bambura, A.M. (2006). Experimental basics of the applied deformation theory of reinforced concrete: Doctor's (Engineering) thesis.
5. Bambura, A.M., Belokon, A.M., Boretska, N.S., Zharko, L.O., Ovchar, V.P., Petryk, Yu.M., Tarasiuk, V.H., & Tashchylova, A.O. (2017). Full-scale tests of the innovative solution of precast and cast-in-situ floor with hollow prestressed slabs and hidden girders. Science and construction, 2 (12), 19-25.