

Опубликовано: Строительство, материаловедение, машиностроение. Сборник научных трудов. – Вып. 43. – Днепропетровск: ПГАСА, 2007. – С. 20-30
(Конференция в Ялте сентябрь 2007)
УДК 624.012.45

ДО ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ КРУТИЛЬНОЇ ЖОРСТКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ЕЛЕМЕНТУ З НОРМАЛЬНИМИ ТРІЩИНАМИ

*Азізов Т.Н., Уманський державний педагогічний університет ім. Павла
Тичини, м. Умань, Україна*

*Голодкова Н.М., Сумський національний аграрний університет, м. Суми,
Україна*

Аналіз публікацій і постановка проблеми

Норми проектування, що існують, повною мірою не відображають реальну картину просторової роботи перекриттів. Таким чином, недоліком розрахунку збірних і монолітних перекриттів при їхньому проектуванні традиційними способами є відсутність врахування просторової роботи і, як результат, недооцінка або переоцінка їхньої міцності та деформативності.

Розрахунок окремих конструкцій будівель та споруд з урахуванням їх просторової роботи став можливим завдяки впровадженню в практику проектування ЕОМ. При розрахунку конструкцій з урахуванням просторової роботи суттєву роль в перерозподілі зусиль між окремими її елементами відіграє не лише жорсткість при згині, але й жорсткість при крученні, а також співвідношення між жорсткістю при крученні та жорсткістю при згині. В статично невизначених конструкціях наявність крутних моментів обумовлюється пружною роботою конструкції, а величини їх знаходяться в залежності від величин деформацій (кутів повороту, прогинів) [22].

В експериментальних та теоретичних дослідженнях просторової роботи збірних та монолітних залізобетонних покриттів [5, 6, 8, 17, 20, 23] показано, що просторова робота значним чином впливає на напружено-деформований стан їх окремих елементів, які зазнають не лише згинальних, а й суттєвих крутних моментів, але останні при традиційному проектуванні не враховуються.

При розподілі навантаження на елементи перекриття, а значить і виникненні та розповсюдженні зусиль в ньому, важливе значення відіграють як жорсткість при згині, так і жорсткість при крученні. В той час, як дослідженню жорсткості при згині присвячено багато як теоретичних, так і експериментальних робіт, дослідженню жорсткості при крученні присвячене обмежене коло робіт. Окрім того, й в цих небагаточисельних дослідженнях розглядаються лише окремі випадки перерізів елементів та видів тріщин.

Більшість експериментальних і теоретичних робіт, в тому числі й [19], присвячені дослідженню міцності залізобетонних елементів з тріщинами. В цих дослідженнях, окрім питань міцності, розглядаються питання утворення тріщин, їх кутів нахилу до граней елемента, вивчаються різноманітні форми поперечних перерізів, різне співвідношення згинального та крутного моментів,

вплив характеристик міцності бетону та арматури, кроку хомутів, попереднього напруження на міцність залізобетонних елементів при складному напружено-деформованому стані – згині з крученням. Питанням визначення деформацій та переміщень стержневих елементів із тріщинами при крученні та згині з крученням присвячені роботи М.І. Карпенка та його учнів і послідовників [10,15,25].

Як наслідок недостатньої кількості досліджень в діючих нормах [21, 24] наводяться формули для розрахунку міцності залізобетонних елементів, що зазнають згину з крученням; однак відсутні рекомендації та вимоги для визначення деформативності таких елементів, хоча питанням визначення параметрів, необхідних для визначення жорсткості при згині приділена серйозна увага.

Дослідженням жорсткості залізобетонних елементів при згині та крученні в різний час також займалися Семченков А.С., Карабанов Б.В. [12, 13], Азізов Т.Н. [1,2,3] та ін.

В залізобетонних елементах при відносно невеликих крутних моментах просторові тріщини не виникають. Наприклад, в ребристих плитах перекриття, в момент, коли нормальні тріщини розкриті достатньо широко, просторові тріщини кручення відсутні. Перерозподіл навантаження між суміжними ребрами, а також між окремими збірними елементами перекриття залежать не лише від жорсткості при згині, але й від жорсткості при крученні ребер.

Так, для оцінки жорсткості при крученні ребристих плит і перевірки розрахункових способів її визначення при крученні зі згином [18] були випробувані дві збірні залізобетонні плити серії 1.442.1-1 з метою встановлення впливу на роботу плит різних з'єднань їх з опорними конструкціями. Дані для φ , отримані в ході експерименту, виявилися в 8,6...14,9 разів менше даних, обчислених за методикою [6]. Велика розбіжність пояснюється тим, що $\sigma_t = v_t$ відповідає вільному крученню елементів, поперечні перерізи яких мають дві осі симетрії, наприклад, таких, як багатопорожнинні плити. При вільному крученні стержнів некрутлого профілю гіпотеза плоских перерізів неправомірна, оскільки після деформацій поперечні перерізи не залишаються плоскими й депланують. При наявності різних зв'язків, що перешкоджають вільній депланації окремих перерізів, кручення стає стиснутим (згинним).

Таким чином, усяке стиснення підвищує жорсткість при крученні стержня із суцільним або замкнутим перерізами незначним чином, з відкритим перерізом - більшою мірою. Нехтування стисненням при оцінці напружено-деформованого стану може призвести до невірних якісних і кількісних результатів. Отже, жорсткість при крученні елементів значним чином залежить й від виду граничних умов конструкції.

Експериментальні дослідження показують, що жорсткість ребер збірних плит при крученні змінюється з появою тріщин, хоча на ділянках, що віддалені від опор, взагалі не виникають просторові тріщини кручення.

А.С. Семченков прийшов до висновків, що робота плит в складі перекриттів, які деформуються просторово, якісно відрізняється від роботи плити за балочною схемою. І.А. Трифонов [11] враховує лише

тріщиноутворення в полицях. При деяких схемах завантаження, наприклад, в настилах, що оберті по контуру, зміна жорсткості при крученні впливає на напружено-деформований стан покриття. Р.Л. Айвазов пояснив це більш швидким падінням жорсткості при крученні в крайніх плитах, в яких переважаючими є деформації від кручення [4].

М.І. Карпенко розробив методику визначення жорсткості при крученні [16], що стосується лише залізобетонних елементів із просторовими (спіральними) тріщинами. Жорсткість при крученні елементів із нормальними тріщинами не розглядається, хоча мають місце певні дослідження на блочних моделях [8]. Окрім того, відсутня методика визначення жорсткостей при крученні елементів ребристих систем при наявності в ребрах та полках нормальних та похилих тріщин [1].

Дослідження Б.В. Карабанова [12,13] також доводять істотну роль жорсткості при крученні щодо перерозподілу зусиль в залізобетонних дисках перекриттів, які зазнають просторових деформацій.

Виділення невирішених раніше частин

Розрахунок деформацій прямокутних стержнів при спільній дії згинальних та крутних моментів і поздовжньої сили за теорією М.І. Карпенка припускає наявність просторової (спіральної) тріщини (рис.1).

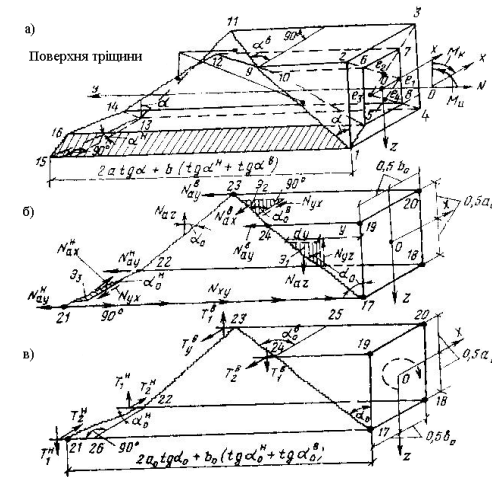


Рис. 1. До визначення напружень в арматурі в тріщинах
 а- схема розрахункового елемента; б- схема зусиль на силевій поверхні елемента; в – схема дотичних зусиль в поздовжній арматурі в тріщинах

У випадку, якщо поздовжня сила N відсутня, кривина осі стержня й відносний кут закручування визначається за формулою [16]:

$$\left. \begin{aligned} k_y &= B_{II} M_{II} + B_K M_K; \\ \varphi &= D_{II} M_{II} + D_K M_K; \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

де k_y – кривина елемента в площині yOz ; φ – відносний кут закручування (повороту) перерізу; жорсткісні параметри B_{II} , B_K , D_{II} , D_K , що визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} B_{II} &= \frac{1}{a_0^2} \left(\frac{\psi_{ay}^H}{F_{ay}^H E_a} + \frac{\psi_{ay}^B}{F_{ay}^B E_a} \right); \\ B_K &= \frac{1}{4a_0^2 b_0} \left[\frac{(a_0 \operatorname{tg} \beta_0 + b_0 \operatorname{tg} \beta_0^H) \psi_{ay}^H}{F_{ay}^H E_a} - \frac{(a_0 \operatorname{tg} \beta_0 + b_0 \operatorname{tg} \beta_0^B) \psi_{ay}^B}{F_{ay}^B E_a} \right]; \\ D_{II} &= \frac{1}{a_0 b_0} \left[\frac{\psi_{ay}^H}{2F_{ay}^H E_a} \left(\frac{b_0}{a_0} \operatorname{tg} \beta_0^H + \operatorname{tg} \beta_0 \right) - \frac{\psi_{ay}^B}{2F_{ay}^B E_a} \left(\frac{b_0}{a_0} \operatorname{tg} \beta_0^B + \operatorname{tg} \beta_0 \right) \right]; \quad (2) \\ D_K &= \frac{1}{2a_0 b_0} \left\{ \frac{\psi_a^H \lambda^H}{2f_a E_a a_0 \operatorname{tg}^2 \beta_0^H} + \frac{\psi_a^B \lambda^B}{2f_a E_a a_0 \operatorname{tg}^2 \beta_0^B} + \frac{\psi_a \lambda}{f_a E_a b_0 \operatorname{tg}^2 \beta_0} + \frac{\psi_{ay}^H (a_0 \operatorname{tg} \beta_0 + b_0 \operatorname{tg} \beta_0^H)}{4F_{ay}^H E_a} \left(\frac{\operatorname{tg} \beta_0}{b_0} + \frac{\operatorname{tg} \beta_0^H}{a_0} \right) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{\psi_{ay}^B (a_0 \operatorname{tg} \beta_0 + b_0 \operatorname{tg} \beta_0^B)}{4F_{ay}^B E_a} \left(\frac{\operatorname{tg} \beta_0}{b_0} + \frac{\operatorname{tg} \beta_0^B}{a_0} \right) + \frac{1}{E_6 W_{ПК}} \left[\frac{b_0 (2 - \pi_{II}^H)}{\pi_{II}^H} + \frac{b_0 (2 - \pi_{II}^B)}{\pi_{II}^B} + \frac{2a_0 (1 - \pi_{II})}{\pi_{II}} \right] \right\}, \end{aligned}$$

де a_0 – відстань між центрами ваги вертикальних хомутів, b_0 – відстань між центрами ваги стержнів нижньої та верхньої поздовжньої арматури, α_0 , α^H_0 , α^B_0 – кут нахилу тріщин на зовнішній поверхні вертикальних стінок, на нижній та верхній поверхнях горизонтальних стінок відповідно; λ , λ_H , λ_B – коефіцієнт, що враховує вплив дотичних сил в вертикальних стержнях, в нижній та верхній поздовжній арматурі відповідно; π_{II} , π_{II}^H , π_{II}^B – коефіцієнти для смуг бетону відповідно на зовнішній поверхні вертикальних стінок і на нижній та верхній поверхнях горизонтальних стінок (визначаються за дослідними значеннями деформації бетону вздовж тріщин шляхом порівняння їх з розрахунковими); E_a – модуль деформації арматури в пружно-пластичній стадії роботи; E_6 – модуль деформації бетону; f_a – коефіцієнт поперечного армування перерізу; f_{ay} – коефіцієнт поздовжнього армування перерізу; F_{ay}^H , F_{ay}^B – площа відповідно одного нижнього та верхнього поздовжнього стержня; ψ_a , ψ_a^H , ψ_a^B – модулі деформацій відповідно вертикальної, нижньої поперечної, верхньої поперечної арматури в стадії появи пластичних деформацій; ψ_{ay}^H , ψ_{ay}^B – модулі деформацій відповідно поздовжньої нижньої та верхньої арматури в стадії до появи пластичних деформацій; $W_{ПК}$ – пружнопластичний момент опору переріза при крученні.

Як бачимо, при кутах нахилу, рівних нулю, ці формули втрачають сенс. Це означає, що у випадку нормальних тріщин розрахунок жорсткості при крученні за теорією М.І. Карпенко не прийнятний.

У деяких інженерних методах розрахунку [13,14] перерозподіл зусиль між окремими елементами збірної або монолітного ребристого перекриття ставиться в залежність від відношення жорсткостей при згині та крученні для суміжних елементів. В [1] показано, що такий підхід не зовсім коректний: методика має на увазі, що розподіл навантаження в поперечному прольоту збірних плит напрямку залежить від відношення жорсткостей при згині B (для половини плити) суміжних елементів i й $i+1$ (від параметра $\alpha=B_i/B_{i+1}$) і від відношення жорсткостей елемента при згині B та крученні B^* (від параметра $\beta=B_i/B_i^*$). При такому узагальненому підході може виникнути помилка. Наприклад, якщо для ділянки перекриття, що складається з однакових плит і знаходиться під дією локального навантаження, записати умову спільності деформацій у лінійній стадії, а потім розділити праву й ліву частини умови спільності в довільному стику на жорсткість при згині окремої плити, однакову для всіх плит розглянутої ділянки перекриття, то параметра α у цих умовах не виявиться, оскільки відношення жорсткостей при згині суміжних плит дорівнює 1. В подальшому, при аналізі в нелінійній стадії, може бути зроблений висновок про те, що розподіл локального навантаження в перекритті залежить тільки від відношення жорсткостей при згині та крученні, тобто від одного параметра β . Б.В. Карабанов в [14] цю некоректність пропонує усунути розрахунком у два етапи. На першому етапі зовнішнім навантаженням є локальне навантаження, а власна вага плит враховується тільки при обчисленні жорсткостей елементів. На етапі 2 навантаження від власної ваги плит разом з локальним навантаженням розглядається як зовнішнє навантаження й, також як і на етапі 1, враховується при визначенні жорсткостей. Такий підхід виявляється не зовсім коректним тому, що при просторовому розрахунку зусилля взаємодії залежать як від жорсткостей при крученні, так і від жорсткостей при згині, незалежно від їхнього співвідношення.

До недоліків існуючих просторових розрахунків перекриттів із тріщинами відноситься, насамперед, не врахування зміни жорсткості при крученні окремих його елементів за рахунок утворення просторових тріщин кручення та нормальних тріщин.

Існуючі дослідження кручення присвячені, як правило, вивченню міцності при крученні залізобетонних елементів. Теорія деформування залізобетону із тріщинами припускає наявність просторових (спіральних) тріщин і неприйнятна для елементів з нормальними тріщинами (у частині визначення їхньої жорсткості при крученні), хоча експериментально доведено, що утворення нормальних тріщин призводить до зміни жорсткостей при крученні.

Методика визначення жорсткостей при крученні елементів з нормальними тріщинами перебуває на початковій стадії й вимагає вдосконалення.

Зважаючи на актуальність розглянутої проблеми, **метою статті** є пропозиція по визначенню жорсткості при крученні залізобетонних стержнів прямокутного перерізу з нормальними тріщинами.

Викладення основного матеріалу

В [1] вперше була запропонована методика визначення жорсткості при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами. При цьому розглядається залізобетонний елемент із нормальними тріщинами прямокутного перерізу (рис. 2,а).

Для визначення деформацій кручення елемента з нормальною тріщиною спочатку визначається нагельна сила Q в арматурному стержні, що виникає внаслідок опору арматури взаємному повороту двох суміжних блоків, відділених нормальною тріщиною. Завдання вирішується методом сил. У розглянутому перерізі із тріщиною арматура подумки розсікається й розглядається переміщення одного блоку (відділеного тріщиною) щодо іншого (рис. 3).

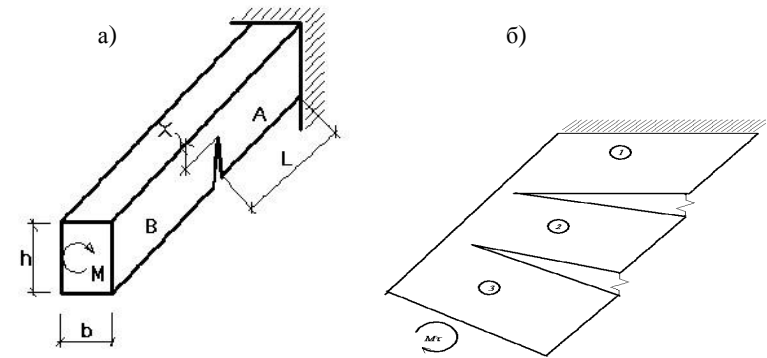


Рис. 2 а-схема залізобетонного елемента, що закручується, з нормальними тріщинами; б- схема деформування залізобетонного елемента з нормальними тріщинами при крутінні

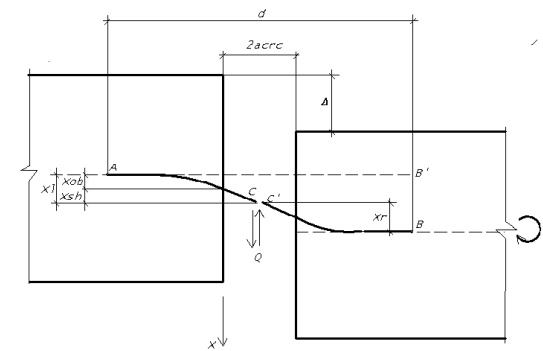


Рис. 3. Схема деформування арматури та взаємний поворот блоків

Переміщення складаються з переміщень обтиснення бетону арматурним стержнем X_{obs} , зрушення арматурного стержня X_{sh} , кручення блоку зовнішнім моментом X_{mt} і кручення блоку невідомою нагельною силою $Q - X_{Qt}$.

З умови рівності переміщень точки C (на рис. 3) ліворуч і праворуч від перерізу визначається невідома нагельна сила Q :

$$Q = \frac{M_t \cdot \chi_{mt}^{ed}}{\frac{1}{b^3 EI} + \frac{2a_{crc}}{G_s A_s} + \chi_{Qt}^{ed}} \quad (3)$$

де M_t – зовнішній крутний момент, що діє в перерізі;

$$b = \sqrt[4]{\frac{K}{4 \cdot EI}}$$

K – коефіцієнт постілі основи, оскільки арматурний стержень розглядається як стержень на пружній основі, роль якого відіграє бетонна оболонка залізобетонного елемента;

$EI, G_s A_s$ – відповідно жорсткість при згині та жорсткість при крученні арматурного стержня;

$\chi_{mt}^{ed}, \chi_{Qt}^{ed}$ – переміщення відповідно від одиничного моменту $M_t=1$, одиничної сили $Q=1$, які в [1] отримані на основі чисельного аналізу за МКЕ.

В [1] наведено графіки для X_{mt} та формули, отримані шляхом чисельних розрахунків, для дії одиничного моменту та одиничної зосередженої сили.

Але недоліком такого підходу є те, що доводиться застосовувати апроксимаційні формули, отримані шляхом чисельного аналізу, що не досить зручно при виконанні практичних розрахунків складних систем із застосуванням ЕОМ.

Розміри поперечного перерізу блоку балки, відокремленого тріщинами, порівнянні з його довжиною. Такий блок можна вважати товстою плитою. Теорія ж тонких плит, як відомо, [7], є справедливою при співвідношенні розміру до товщини плити $a/t > 8$. Формули, отримані шляхом чисельних розрахунків, для дії одиничного моменту та одиничної зосередженої сили [1] придатні для застосування до тонких пластин.

Для коректного використання такого підходу слід було б отримати аналогічні формули або табличні дані з чисельного аналізу за МКЕ для товстих плит, що являє собою певні труднощі, оскільки програмні комплекси, що існують (ПК Лира, ПК Scad) не дозволяють розраховувати товсті пластини.

Цікавою можливістю визначення переміщення від кручення блоку, відділеного нормальною тріщиною, є використання методики [9], де розглядається залізобетонний елемент із нормальними тріщинами, що зазнає кручення (див. рис. 2,а). Із блоку B на блок A крутний момент передається через площадку шириною b і висотою x , яка дорівнює висоті стиснутої зони в нормальному перерізі.

Оскільки крутний момент прикладений тільки до частини поперечного перерізу, а довжина блоку l порівнянна з розмірами перерізу b і h , принцип Сен-Венана не може бути застосований, а значить деформації кручення такого

блоку не можна вважати еквівалентними деформаціям блоку, дотичні напруження в якому розподілені по всьому поперечному перерізі.

Для розрахунку в вищезазначеній роботі застосований метод лінійних кінцевих елементів [2]. Блок розсікається паралельними площинами в площині XOY на 2 стержневих елементи (рис.4).

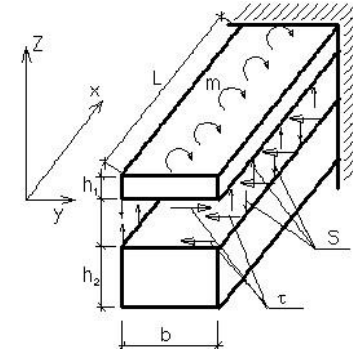


Рис.4 Зусилля, що діють по площині розсічення консольного стержня

По площині розсічення діють невідомі погонні дотичні τ і вертикальні S сили (рис.4). За допомогою прирівнювання переміщень верхнього й нижнього стержнів по площині розсічення отримана система диференціальних рівнянь:

$$T'' \frac{r_1 + r_2}{G \cdot b} + T \left(\frac{r_1^2}{GJ_1} + \frac{r_2^2}{GJ_2} \right) + QS \left(\frac{b \cdot r_1}{GJ_1} - \frac{b \cdot r_2}{GJ_2} \right) = \frac{M_{t,0} \cdot r_1}{GJ_1}$$

$$QS'' \frac{r_1 + r_2}{EA} + QS \left(\frac{b \cdot c}{GJ_1} + \frac{b \cdot c}{GJ_2} \right) + T \left(\frac{C \cdot r_1}{GJ_1} - \frac{C \cdot r_2}{GJ_2} \right) = \frac{M_{t,0} \cdot C}{GJ_1} \quad (4)$$

де EA - осьова жорсткість вищеповисаних вертикальних стержнів;

$r_1 = h_1/2$; $r_2 = h_2/2$; $C = b/2$;

GJ_1 , GJ_2 – жорсткості при крученні відповідно верхнього та нижнього стержнів;

$QS = QS(x)$ - сумарна вертикальна поперечна сила, пов'язана з погонною поперечною силою виразом $QS' = S$

Після визначення невідомих $T(x)$ і $QS(x)$ деформації стержнів визначаються як деформації від дії зовнішнього навантаження, що діє безпосередньо на стержень, та визначених із вирішення задачі функцій $T(x)$ і $QS(x)$.

Після визначення переміщення від кручення за вищевказаною методикою можна визначити нагельну силу Q в арматурному стержні, а далі визначити кут повороту φ від дії зовнішнього моменту й нагельної сили Q .

Потім жорсткість залізобетонного елемента з тріщинами визначається за методикою [1] з тією різницею, що деформації бетонного блоку обчислюються не на основі обробки даних чисельного розрахунку за МКЕ, а аналітично з використанням методу [9].

Визначення за вищенаведеною методикою жорсткості при крученні залізобетонного елемента з нормальною тріщиною дозволило зробити досить цікаві висновки, які ставлять під сумнів дані Б.В. Карабанова про те, що при утворенні тріщин жорсткість при крученні зменшується швидше жорсткості при згині [13,14]. Розрахунки за методикою [1] показують, що при певній висоті стиснутої зони жорсткість при крученні може зменшуватися, в порівнянні з елементом без тріщин, як швидше зменшення жорсткості при згині, так і повільніше. Ці фактори залежать від діаметра арматури, класу бетону (відповідно від коефіцієнта постілі) та ін. Тому однозначне твердження щодо більш швидкого зменшення жорсткості при крученні в порівнянні зі зменшенням жорсткості при згині, є не обґрунтованим.

Висновки і задачі подальших досліджень

На даний час, не дивлячись на багаточисельні дослідження роботи залізобетонних елементів при крученні, практично відсутня методика розрахунку жорсткості при крученні елементів з нормальними тріщинами. Описана вище методика може бути прийнятною для практичних розрахунків за умови усунення вищенаведених недоліків.

В подальшому пропонується вдосконалення зазначеної методики та її розвиток на балки різноманітного поперечного перерізу.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Азізов Т.Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку. дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Полтавський національний технічний університет. - Полтава, 2006. - 406 с.
2. Азізов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий. – Киев: Науковий світ, 2001. – 276 с.
3. Азізов Т.Н. Учет кручения полок при расчете ребристых перекрытий // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип..58. – Київ: НДІБК, 2003. – С. 3-7.
4. Айвазов Р.Л. Жесткость железобетонных панелей на кручение и ее влияние на напряженно-деформированное состояние сборной плиты, опертой по контуру: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / МИСИ им. В.В.Куйбышева. – М., 1980. – 22 с.
5. Арзуманян К.М. Прочность и трещиностойкость преднапряженных многослойных панелей перекрытий с минимальным расходом конструктивной арматуры: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.- М., 1982 – 23 с.
6. Байков В.Н. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций: Дис ... докт. техн. наук. – М., 1967.
7. Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. М.: Высшая школа, 1974. –200 с.
8. Горнов В.Н. Исследование прочности и жесткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // Материалы и конструкции в современной архитектуре. – М.: Стройиздат, 1950.

9. ДорНИИ: Определение крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами//Дороги і мости. Збірник наукових праць. Вип. 7. Том 1. - Київ: ДерждорНДІ, 2007. - с. 3-8
10. Елагин Э.Г. Сопротивление железобетонных стержней совместному действию изгибу с кручением на стадиях работы с трещинами: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Моск. гос. строит. ун-т.-М., 1994.- 33 с.
11. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков, П.Ф. Дроздов, И.А. Трифонов и др.; Под ред. В.Н. Байкова. – М.: Стройиздат, 1981. – 767 с.
12. Карабанов Б.В. Пространственный расчет монолитных ребристых перекрытий // Бетон и железобетон. – 1992. – № 3. – С. 25-27.
13. Карабанов Б.В. Новые конструктивные решения несущей системы каркасно-панельных зданий и нелинейные методы их расчета: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – М., 1998. – 41 с.
14. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. – 2001. - №6. - С. 14-18.
15. Карпенко Н.И. К расчету деформаций железобетонных стержней с трещинами при изгибе с кручением. - В сб. НИИЖБ: Теория железобетона, посвященном 75- летию со дня рождения А.А. Гвоздева. М., Стройиздат, 1972.
16. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
17. Крамарь В.Г., Орловский Ю.И., Кунь В.Л. О совместной работе пустотных настилов пролетом 12м в составе перекрытия // Исследования и вопросы совершенствования арматуры, бетона и железобетонных конструкций. – Волгоград: ВГИСИ, 1974.
18. Краснощеков Ю.В., Мрачковский Л.И. Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах // Бетон и железобетон. – 1991. – № 1. – С. 28-30.
19. Коуэн Г.Дж. Кручение в обычном и предварительно нажатом железобетоне: Пер. с англ. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 104 с.
20. Левин С.Е., Дмитриев С.А. Пустотные балки-настилы с предварительно напряженной арматурой //Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. – М.: ЦНИИИПС, 1949.
21. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры – М.: ЦИТП, 1986. – 192 с.
22. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях /Н.И.Тимофеев. – К.: Будівельник, 1985. – 128 с.
23. Семченков А.С. Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проектирование: Дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. – М., 1991. – 703 с.

24. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Введ. 01.01.86. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

25. Чистова Т.П. Экспериментальное исследование деформативности обычных железобетонных элементов коробчатого и сплошного прямоугольного сечения при чистом кручении. – В сб.: Прочность и жесткость железобетонных конструкций, под. ред. С.А.Дмитриева и С.М. Крылова. М., Стройиздат, 1971.

Анотація

При розподілі навантаження на елементи перекриття, а значить і виникненні та розповсюдженні зусиль в ньому, важливе значення відіграють як жорсткість при згині, так і жорсткість при крученні, а також співвідношення між жорсткістю при крученні та жорсткістю при згині.

Експериментальними дослідженнями встановлено, що жорсткість при крученні елементів залізобетонних перекриттів змінюється з появою в них тріщин. Теорія деформування залізобетону із тріщинами припускає наявність просторових (спіральных) тріщин і неприйнятна для елементів з нормальними тріщинами (в частині визначення їхньої жорсткості при крученні).

До недоліків існуючих просторових розрахунків перекриттів із тріщинами відноситься не врахування зміни жорсткості при крученні окремих його елементів за рахунок утворення просторових тріщин кручення й нормальних тріщин.

Методика визначення жорсткостей при крученні елементів з нормальними тріщинами перебуває на початковій стадії й вимагає вдосконалення.

Зважаючи на актуальність розглянутої проблеми, в статті пропонується методика визначення жорсткості при крученні залізобетонних стержнів прямокутного перерізу з нормальними тріщинами.