

УДК 624.014

Раціональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки

Білик С.І., д.т.н., Склярів І.О.

Київський національний університет будівництва та архітектури, Україна

Анотація. Розроблено дві методики визначення несучої здатності стиснено-зігнутих елементів рам двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки. За першим підходом центральна частина стінки виключається з роботи, але приймається розрахунковий редукований симетричний переріз внаслідок дії поздовжніх сил в елементі рами, а втрата стійкості стінки може виникати при дії тільки поздовжніх стискальних зусиль, направлених по осі симетрії. За другим підходом враховується, що частина стінки при втраті її стійкості частково сприймає згинальний момент, поперечну силу і поздовжнє зусилля. Переріз також приймається симетричним і після втрати стійкості стінки.

Аннотация. Разработаны две методики определения несущей способности сжатого-изогнутого элемента рамы двутаврового сечения с повышенной гибкостью стенки. Согласно первому подходу центральная часть стенки исключается из работы, но принимается расчетное редуцированное симметричное сечение вследствие действия продольных сил в элементе рамы, а потеря устойчивости стенки может возникать при действии только продольных сжимающих усилий, направленных по оси симметрии. По второму подходу принимается, что часть стенки при потере ее устойчивости частично воспринимает изгибающий момент, поперечную силу и продольное усилие. Сечение также принимается симметричным и после потери устойчивости стенки.

Abstract. Developed two methods of determining bearing capacity of compressed-bended elements frame-doubleT-section with increased flexibility of the web. In the first approach, the central part of the web is out of work, but accepted the current weak symmetrical cross section as a result of longitudinal forces in the element frame and buckling web can occur only under the influence of longitudinal squeeze effort directed by the axis of symmetry. The second approach takes into account that part of the web to web buckling takes part bending moment, transverse force and longitudinal efforts. Symmetric cross section is also taken after the loss of stability of the wall.

Ключові слова: каркас, гнучкість, стійкість, дослідження, розрахунок.

Актуальність теми. Висока технологічність виготовлення, простота конструктивних рішень та монтажу сприяють активному впровадженню в будівництво рамних конструкцій зі зварних двотаврів з постійною та змінною висотою перерізу [1, 4]. Поширене використання таких конструкцій потребує пошуку шляхів підвищення їх ефективного використання і виявлення резервів несучої спроможності. Одним із напрямків вдосконалення конструктивних рішень рам зі зварних двотаврів змінного перерізу є використання двотаврових профілів з підвищеною гнучкістю стінки [5, 7]. Адаже в силу співвідношення згинальних і поздовжніх зусиль, які виника-

ють в елементах рам, оптимальними є перерізи, в яких достатньо висока стінка, а забезпечення місцевої стійкості стінки вимагає додаткових витрат сталі. Тому дослідження резервів несучої здатності двотаврових рам із підвищеною гнучкістю стінки є актуальною науково-технічною задачею.

Аналіз досліджень та постановка задачі. У сучасних нормах проектування [7] є вимоги до розрахунку балкових конструкцій двотаврового перерізу з гнучкою стінкою. При цьому враховується закритична робота

стінки і припускається, що працює тільки її частина заввишки $0,5t\sqrt{\frac{E}{R_y}}$

біля стиснутої полиці двотавра і $t\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ біля розтягнутої (в перерізі з

максимальним згинальним моментом). У працях [2, 3] розглянута методика розрахунку таких конструкцій. У відомих роботах [4, 5] наведено аналіз роботи рамних конструкцій змінного та постійного двотаврового перерізу та результати експериментів рам із двотаврів, що мають підвищену гнучкість стінки. Але якщо провести аналогію зі стисненими стержнями, то можна дійти висновку, що стінка на початковому етапі втрати стійкості не виключається повністю з роботи, а лише переходить до нового стану рівноваги і продовжує сприймати частково поздовжні зусилля і згинальний момент, як просторовий оболонковий елемент. Тому можна враховувати роботу частини стінки перерізу, яка починає втрачати стійкість, використовуючи поняття редукованої товщини перерізу профілю. Задача формулюється так: розробити методику розрахунку рамних елементів двотаврового профілю з підвищеною гнучкістю стінки при врахуванні впливу на несучу здатність частини стінки, що може втрачати стійкість.

Виклад основних результатів досліджень. Граничний стан двотаврів із гнучкою стінкою змінної висоти характеризується появою розтягнутих складок у стінці рамного елемента, розвитком пластичних деформацій в полиці, місцевою втратою стійкості стисненої полиці. З площини елемент рами повинен бути розкріплений за умови запобігання втрати стійкості плоскої форми згину. В подальшому прийнято для розрахунку і проектування елементів рам із гнучкою стінкою змінного перерізу підхід, за яким граничний стан моделюється на основі граничної несучої спроможності відсіку балкового елемента. Відсік балкового елемента утворений ребрами жорсткості і може працювати в умовах чистого згину, чистого зсуву, стиску або одночасно при дії згинальних моментів, поперечних та поздовжніх стискальних сил. У розрахунковій моделі також прийнято, що при дії всіх трьох складових напружено-деформованого стану несуча спроможність досягає граничного стану за умови, що в

стисненій полці двотавра розвиваються пластичні деформації, а втрата стійкості стінки має симетричну форму. Такому випадку відповідає модель граничного стану, при якій нормальні напруження розподіляються за законом трикутника в стисненій та розтягнутій зонах стінки заввишки $h_{wred} / 2 = 0,85t_w \sqrt{E / R_y}$ за лінійним законом і дорівнюють R_y і $(R_y - N / A_{red})$ відповідно (рис. 1, 2).

Розроблено дві методики визначення несучої здатності стиснено-зігнутого двотавра з підвищеною гнучкістю стінки. За першим підходом центральна частина стінки виключається з роботи, але приймається розрахунковий редукований симетричний переріз внаслідок дії поздовжніх сил в елементі рами, а втрата стійкості стінки може виникати і при дії тільки поздовжніх стискальних зусиль, направлених по осі симетрії. За другим підходом враховується, що частина стінки при втраті стійкості стінки частково сприймає згинальний момент, поперечну силу і поздовжнє зусилля. Переріз також приймається симетричним і після втрати стійкості стінки.

За першою методикою при виключенні з роботи середньої частини стінки перерізу рівняння рівноваги перерізу набуває вигляду (рис. 1):

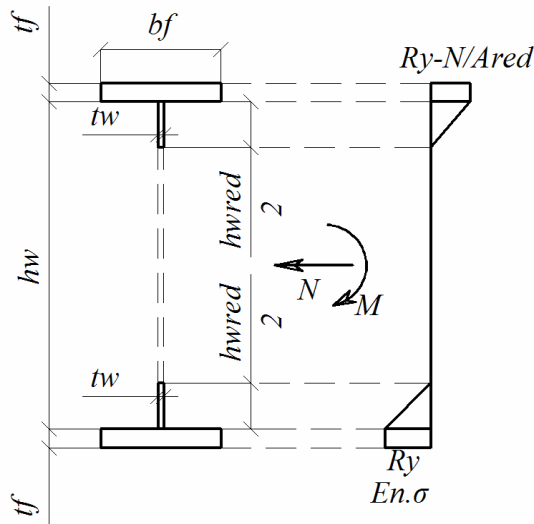


Рис. 1. Розрахунковий переріз рами з гнучкою стінкою без урахування роботи стінки. Епюра нормальних напружень у перерізі

$$M_{up} = A_f R_y h_w / 2 + A_f (R_y - N / A_{red}) h_w / 2 + 0,5 R_y h_{wred} t_w (h_w / 2 - h_{wred} / 3) + 0,5 (R_y - N / A_{red}) h_{wred} t_w (h_w / 2 - h_{wred} / 3)$$

Після перетворень значення M_{up} набуває виду:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{h_{wred}}{2h_w} - \frac{h_{wred}^2}{3h_w^2} + \right. \\ \left. + \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \left[\left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{h_{wred}}{4h_w} + \frac{h_{wred}^2}{6h_w^2} \right) \right] \right\} \quad (1)$$

Якщо врахувати, що $A_{red} = A - (h_{efw} - h_{wred})t_w$; $h_{wred} / 2 = 0,85t_w \sqrt{E/R_y}$, останнє рівняння (1) перейде до запису.

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85t_w}{2h_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{(0,85t_w)^2}{3h_w^2} \frac{E}{R_y} + \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \times \right. \\ \left. \times \left[\left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{0,85t_w}{4h_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} + \frac{(0,85t_w)^2}{6h_w^2} \frac{E}{R_y} \right) \right] \right\} \quad (2)$$

Заміна в отриманому рівнянні (2) відомих відношень на умовну гнучкість

стілки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ приводить до більш спрощеного виду:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} - \frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \right) - \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \left[\frac{A_f}{2h_w t_w} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{4} - \frac{0,85}{6\bar{\lambda}_w} \right) \right] \right\}.$$

Якщо прийняти $\frac{N}{A_{red} R_y} = \varphi$, то

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left[\frac{1}{2} - \varphi \frac{1}{4} - \frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{3} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \right\}.$$

Приблизно при значенні $\bar{\lambda}_w \geq 6$ і $\varphi = 0,25$ співвідношення $\frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{3} - \frac{\varphi}{2} \right) =$

$$= \frac{0,85}{18} \left(\frac{1}{3} - \frac{0,25}{2} \right) = 0,01$$

приймає значення другого порядку малості і вираз для обчислення граничного згинального моменту миттєво отримає спрощене співвідношення між граничним значенням згинального моменту (M_u) і геометричними характеристиками перерізу.

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) \right\};$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left[\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right];$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right\}. \quad (3)$$

Момент опору редукованого перерізу має вид:

$$W_{xred} = h_w^2 t_w \left[\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right] \text{ при } M_{u\varphi} = R_y \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}. \quad (4)$$

За другим методичним підходом розрахунку несучої здатності елементів рам двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки прийнято врахування роботи середньої частини стінки перерізу після початкової втрати стійкості стінки (рис. 2).

Рівняння рівноваги перерізу в такому випадку:

$$M_{u\varphi} = \frac{R_y A_f h_w}{2} + \frac{(R_y - N / A_{red}) A_f h_w}{2} + \frac{R_y h_{wred} h_{wred} t_w}{2 h_w} \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{6} \right) +$$

$$+ \left(R_y - \frac{R_y h_{wred}}{h_w} \right) \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{4} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} + \left(R_y - \frac{R_y h_{wred}}{h_w} \right) \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{2} \right) \times$$

$$\times \frac{h_{wred} t_{wred}}{3} + \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{6} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} +$$

$$+ \left[\left(R_y - N / A_{red} \right) - \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \right] \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{4} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} +$$

$$+ \left[\left(R_y - N / A_{red} \right) - \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \right] \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{2} \right) \frac{h_{wred} t_{wred}}{3}$$

Якщо вважати, що $A_{red} = A - (h_{efw} - h_{wred}) t_w$; $h_{wred} / 2 = 0,85 t_w \sqrt{E / R_y}$,
після перетворень значення $M_{u\varphi}$ набуває виду при $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$:

$$\begin{aligned}
 M_{u\varphi} = & R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\lambda_w} - \frac{0,85^2}{4\lambda_w^2} + \frac{0,85^3}{12\lambda_w^3} + \frac{0,85 t_{wred}}{3\lambda_w t_w} - \frac{0,85^2 t_{wred}^2}{3\lambda_w t_w} + \right. \\
 & + \frac{0,85^3 t_{wred}^3}{3\lambda_w t_w} + \frac{N}{A_{red} R_y} \left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{0,85}{4\lambda_w} + \frac{0,85^2}{8\lambda_w^2} - \frac{0,85^3}{24\lambda_w^3} - \frac{0,85 t_{wred}}{6\lambda_w t_w} + \right. \\
 & \left. \left. + \frac{0,85^2 t_{wred}}{3\lambda_w t_w} - \frac{0,85^3 t_{wred}}{6\lambda_w t_w} \right) \right) \quad (5)
 \end{aligned}$$

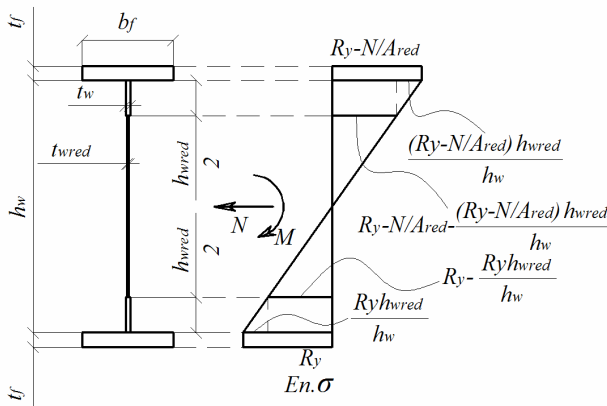


Рис. 2. Розрахунковий переріз рами з гнучкою стінкою з урахуванням роботи стінки. Епюра нормальних напружень у перерізі

Введення відношення $\frac{N}{A_{red} R_y} = \varphi$ і прийняття, що $t_{wred} = \eta t_w$, де η –

коефіцієнт редукування товщини стінки (експериментальний коефіцієнт, що враховує включення в роботу частини стінки двотаврового перерізу) дає змогу перейти від рівняння (5) до рівняння:

$$\begin{aligned}
 M_{u\varphi} = & R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\lambda_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) + \frac{0,85^2}{\lambda_w^2} \times \right. \\
 & \left. \times \left(-\frac{1}{4} - \frac{\eta^2}{3} + \frac{\varphi}{8} + \frac{\varphi\eta}{3}\right) + \frac{0,85^3}{\lambda_w^3} \left(\frac{1}{12} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{24} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) \right) \quad (6)
 \end{aligned}$$

Останніми двома доданками рівняння (6) можна знехтувати, так як їх значення на порядок менші ніж інші члени рівняння (6). Так при значенні

$\eta = \frac{1}{3}$, $\bar{\lambda}_w = 6$ і $\varphi = 0,25$ граничне значення згинального моменту, який

може сприймати балка при дії поперечного навантаження, буде:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{9} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi}{18}\right) - 0,00829 + 0,000484 \right).$$

Остаточню рівняння рівноваги перерізу при урахуванні згинального моменту та повздовжньої сили має вид:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) \right),$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{6 + 4\eta - 3\varphi - 2\varphi\eta}{12\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right)}\right) \right).$$

Приблизно при зміні значень величин $\eta = \frac{1}{4} \dots \frac{1}{2}$ і $\varphi = 0,5 \dots 0,2$ значення коефіцієнта змінюється в діапазоні:

$$\left(\frac{6 + 4\eta - 3\varphi - 2\varphi\eta}{12\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right)} \right) = 0,583 \dots 0,667. \text{ Позначимо цей коефіцієнт } \zeta.$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right),$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right). \quad (7)$$

Момент опору редукованого перерізу має вид:

$$W_{xred} = h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right) \text{ при } M_{u\varphi} = R_y \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}. \quad (8)$$

Таким чином, попередня перевірка несучої спроможності елемента рами може бути виконана за формулою:

$$\frac{M_u}{\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}} \leq R_y.$$

Для остаточної перевірки несучої здатності необхідно врахувати дію всіх складових зусиль, що діють у перерізі. Значення критичних дотичних напружень і граничної поперечної сили τ_{cr} і Q_u пропонується вираховувати за відповідною формулами розділу СНиП II-23-81* як для балки з гнучкою стінкою в припущенні, що частина стінки, яка втратила стійкість, не сприймає поздовжні зусилля, а тільки поперечну силу Q :

$$Q_u = R_s t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right].$$

За теоремою Попковича [6] загальна несуча спроможність рамного елемента з урахуванням дії згинальних моментів поперечних і поздовжніх сил може бути оцінена з достатнім запасом міцності за формулою:

$$\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left| \frac{M_x}{M_{u\phi}} \right| + \left| \frac{Q}{Q_u} \right| \leq 1.$$

Враховуючи підхід [7] для елементів рам при відносному ексцентриситеті $m_x \geq 20$ можливо використовувати такий критерій міцності балкових елементів з підвищеною гнучкістю стінки:

$$\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left(\frac{M_x}{M_u} \right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u} \right)^4 \leq 1. \quad (9)$$

У наведених формулах граничне значення згинального моменту позначено через $M_{u\phi} = (1 - \phi)M_u = (1 - \phi)R_y W_{xred}$; а граничне значення стискальної сили $N_u = \phi A_{red} R_y$.

Приклади розрахунку. Розрахувати переріз рами з гнучкою стінкою відповідно до прикладу, наведеного в [3]. Загальна стійкість рами забезпечена системою в'язей. Максимальний згинальний момент у рамі $M = 1469$ кНм, перерізувальна сила $Q = 223$ кН, стискальна сила $N = 120$ кН. Переріз рами – двотавр із полицями 300x25 мм, стінкою 1380x4 мм.

Приклад 1. Виконаємо перевірку міцності двотаврового елемента рами за умовою (9). Визначаємо граничний згинальний момент за п. 18.2:

$$M_u = R_y t h^2 \left[\frac{A_f}{t h} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right] = 24 \cdot 0,4 \cdot 138^2 \left[\frac{30 \cdot 3,2}{0,4 \cdot 138} + \frac{0,85}{11,78} \left(1 - \frac{1}{11,78} \right) \right]$$

$$= 3300,3 \text{ кНм} > M = 1469,0 \text{ кНм} \quad \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{138}{0,4} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 11,78.$$

Підкріплюємо стінку двобічними ребрами жорсткості, які розташовуємо з кроком $a = 200 \text{ см} < a_{\max} = 2h_w = 2 \cdot 138 = 276 \text{ см}$. Визначимо граничну поперечну силу при довжині відсіку $a = 200 \text{ см}$ за [7]:

$$Q_u = R_s t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right] = 139,2 \cdot 0,4 \cdot 138 \times$$

$$\times \left[\frac{14,1}{139,2} + 3,3 \left(1 - \frac{14,1}{139,2} \right) \frac{0,15 \cdot 1,45}{1 + 1,45^2} \right] 10^{-1} = 281,1 \text{ кН}$$

де $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$; $\mu = a/h_w = 200/138 = 1,45$;

критичні дотичні напруження:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,45^2} \right) \frac{139,2}{11,78^2} = 14,1 \text{ МПа}. \quad \bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w = 11,78.$$

Для визначення коефіцієнта α за (18.2) розглянемо тавровий переріз, що складається з пояса і ділянки стінки заввишки $h_{wred} = 0,5 t_w \sqrt{E/R_y} = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 29,3 = 5,9 \text{ см}$. Знайдемо відстань центра ваги перерізу від власної осі

ділянки стінки: $y_1 = \frac{S_f}{A_{ef}} = 4,4 \text{ см}$. Момент інерції перерізу тавра відносно центральної осі $I_x = 135,6 \text{ см}^4$. Мінімальний момент опору таврового перерізу $W_{\min} = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{135,6}{7,35} = 18,2 \text{ см}^3$; $y_{\max} = y_1 + h_{wred}/2 = 4,4 + 5,9/2 = 7,35 \text{ см}$.

Знаходимо коефіцієнт α за (18.2): $\alpha = \frac{8W_{\min}}{t_w h_w^2 a^2} (h_w^2 + a^2) = \frac{8 \cdot 18,2}{0,4 \cdot 138^2 \cdot 200^2} \times$

$\times (138^2 + 200^2) = 0,0271$. Оскільки $\alpha = 0,0271 < 0,03$, коефіцієнт (β за 18.2): $\beta = 0,05 + 5\alpha = 0,05 + 5 \cdot 0,0271 = 0,1855 > 0,15$. Приймаємо $\beta = 0,1855$.

Граничне повздовжнє зусилля: $N_u = \varphi R_y A_{red} = 0,05 \cdot 24 \cdot (30 \cdot 3,2 \cdot 2 + 0,85 \times$

$$\times 0,4 \sqrt{\frac{20600}{24}} \cdot 2) = 236,03 \text{ кН} > N = 100.$$

Перевірка міцності за умовою (9) дає значення:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{3300,3}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,859 < 1.$$

Таким чином, міцність елемента рами забезпечена.

Приклад 2. Виконаємо перевірку міцності перерізу за методикою 1 (включення в роботу частини стінки заввишки $0,85t_w\sqrt{E/R_y}$).

Визначаємо граничний згинальний момент за формулою (3):

$$M_u = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\lambda_w}\right) = 24 \cdot 138^2 \cdot 0,4 \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 236,03}\right) \times \left(\frac{30 \cdot 3,2}{138 \cdot 0,4} + \frac{0,85}{2 \cdot 11,78}\right) = 2558 \text{ кНм} \gg M = 1469,0 \text{ кНм.}$$

Усі інші параметри беремо за прикладом 1. Перевірка міцності за умовою (9) дає значення:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{2558}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,929 < 1. \quad \text{Таким}$$

чином, міцність елемента рами забезпечена.

Приклад 3. Виконаємо перевірку міцності елемента рами двотаврового перерізу за методикою 2 (включення в роботу частини стінки заввишки $0,85t_w\sqrt{E/R_y}$ та редукованої товщини середнього відсіку стінки).

Визначаємо граничний згинальний момент за формулою (7):

$$M_u = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\lambda_w}\right) = 24 \cdot 138^2 \cdot 0,4 \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 236,03}\right) \left(\frac{30 \cdot 3,2}{138 \cdot 0,4} + \frac{0,52}{11,78}\right) = 2568 \text{ кНм} > M = 1469,0 \text{ кНм.}$$

Усі інші значення залишаються такими ж, як і в прикладі 1. Перевірка міцності елемента рами за умовою (9) дає такий результат:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{2568}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,927 < 1.$$

Таким чином, міцність стиснено-зігнутого елемента рами з підвищеною гнучкістю стінки забезпечена.

Висновки

Аналіз результатів проведених досліджень показав, що врахування редукованої товщини стінки двотавра впливає на несучу здатність перерізу. Крім цього, в чинних нормах перевірку міцності рекомендується виконувати за формулою $(M/M_u)^4 + (Q/Q_u)^4 \leq 1$, що на практиці не завжди підтверджується і може застосовуватись лише для балок із гнучкою стінкою. Рекомендується в рамних конструкціях двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки перевірку міцності виконувати за формулою $|N/N_u| + (M_x/M_u)^4 + (Q/Q_u)^4 \leq 1$.

Література

- [1] Білик С.І., Недоходюк І.Д. Рациональні сталеві елементи рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 4.
- [2] Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С. Металлические конструкции. / Под. общ. ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
- [3] Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В., Белов І.Д., Лаврінченко Л.І., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Підручник / Під загальною редакцією В.О. Пермякова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2008. – 812 с.
- [4] Катюшин В.В. Здание з каркасами из стальных рам переменного сечения / В.В. Катюшин. – М.: Стройиздат, 2005. – 651 с.
- [5] Трофимов В.И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений (разработка конструкций, исследования, расчет, изготовление, монтаж) / В.И. Трофимов, А.М. Каминский / Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 576 с.
- [6] Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лашеников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов / Учебное пособие. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
- [7] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

Надійшла до редколегії 20.01.2010 р.