



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Кафедра «Будівельні конструкції»

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1

«СТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

У трьох частинах

Частина 2

Розрахунок вузлів

Укладач Д. О. Банніков

*Для студентів IV курсу денної і V курсу
безвідривної форм навчання, а також студен-
тів-дипломників спеціальності 6.06010101
«Промислове та цивільне будівництво»*

Дніпропетровськ – 2016

УДК 624.014

Укладач
завідувач кафедри «Будівельні конструкції» д-р техн. наук,
проф. *Банніков Дмитро Олегович*

Рецензенти:
канд. техн. наук, доц. *В. І. Соломка* (ДІТ)
д-р техн. наук, проф. *Д. Г. Зеленцов* (ДВНЗ «УДХТУ»)

Рекомендовано до друку МКФ ПЦБ (протокол № 5 від 12.03.2015).
Зареєстровано НМВ ДНУЗТ (№ 199/15-7 від 11.03.2015).

Металеві конструкції [Текст] : метод. вказівки до виконання курсового проекту № 1 «Сталева балкова клітка». У трьох частинах. Ч. 2. Розрахунок вузлів / уклад. Д. О. Банніков; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2016. – 42 с.

У методичних вказівках викладено загальну послідовність та особливості виконання розрахунку вузлів сталевої балкової клітки нормальної схеми на колонах для робочого майданчика виробничої будівлі в межах курсового проекту.

Для самостійної роботи студентів спеціальності 6.06010101 «Промислове та цивільне будівництво» під час виконання курсового проекту з дисципліни «Металеві конструкції», також можуть бути корисними під час підготовки дипломних проектів та магістерських робіт.

Іл. 14. Табл. 14. Бібліогр.: 6 назв.

- © Банніков Д. О., укладання, 2016
- © Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, редактування, оригінал-макет, 2016

ВСТУПНІ ЗАУВАЖЕННЯ

Ці методичні вказівки присвячені другій частині курсового проекту з проектування сталевих балкової клітки нормальної схеми на колонах для робочого майданчика виробничої будівлі. Вказівки включають питання розрахунку вузлів з'єднання окремих елементів балкової клітки, що в практиці проектування часто виявляється доволі складною задачею.

Оскільки ця частина є змістовним продовженням першої частини курсового проекту, то відповідні вихідні дані та прийняті перерізи конструктивних елементів відповідають наведеним у перших методичних вказівках.

Як і в першій частині, всі розрахунки та конструктивні рекомендації містять низку відмінностей порівняно із попередніми відмінними нормами СНиП [1] та подаються відповідно до нових норм ДБН [2].

Загальні вимоги до підготовки та оформлення курсового проекту наведені в першій частині методичних вказівок.

0. Визначення розрахункових параметрів

Спочатку визначимо розрахункові параметри, які будуть використовуватись надалі при розрахунках вузлів балкової клітки. До таких параметрів у цій частині курсового проекту належать розрахункові характеристики заданої сталі – розрахунковий опір, а також модуль пружності та густина.

Для заданої за вихідними даними сталі класу С285 (позиція 1 вихідних даних) ці характеристики вже були визначені в першій частині курсового проекту та залишаються незмінними. Наведемо їх ще раз:

- характеристичний опір для листового прокату $R_{tm} = 380 \text{ МПа} = 38 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір для листового прокату $R_y = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір для фасонного прокату $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$;
- модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 20\,600 \text{ кН/см}^2$;
- густина $\rho = 7\,850 \text{ кг/м}^3$.

Для розрахунку бази колони (розд. 6) необхідно визначити міцність бетону фундаменту. Для цього приймемо важкий бетон класу В12,5 – **клас бетону необхідно уточнити у викладача**.

Розрахунковий опір для бетону класу В12,5 дорівнює $R_b = 7,5 \text{ МПа} = 0,75 \text{ кН/см}^2$. Він визначається за табл. 3.1 чинного нормативного документу ДБН [3] (наведена в дод. В до методичних вказівок) або за табл. 13 скасованого СНиП [4] (наведена в дод. В до методичних вказівок).

1. Зміна перерізу головної балки

З метою економії сталі в балках довжиною більше 9 м рекомендується виконувати зміну перерізу на приопорних ділянках. Найбільш простим та поширеним типом зміни перерізу при цьому є зменшення ширини полиць. У цьому розділі курсового проекту розглянемо його виконання.

1.1. Підбір зміненого перерізу

Конструктивно зміну перерізу виконують на відстані приблизно 1/6 прольоту балки від опори в місці, де до головної балки не примикає другорядна балка. У нашому випадку для прольоту головної балки $L = 13,0$ м (позиція 6 вихідних даних) та визначеного в першій частині проекту кроку другорядних балок $c_0 = 3,25$ м зміна перерізу має виконуватися на відстані від опор

$$c_p = \frac{L}{6} = \frac{13}{6} \approx 2,15 \text{ м.}$$

Розрахункова схема головної балки із побудованими в першій частині курсового проекту епюрами внутрішніх зусиль наведена на рис. 3. Для перерізу, у якому передбачається його зміна (на рис. 1 додатково виділено), внутрішні зусилля для граничного значення навантажень будуть дорівнювати:

$$Q_{m, \frac{L}{6}} = R_m - q_m^L \cdot c_p = 770,44 - 3,675 \cdot 2,15 = 762,54 \text{ кН,}$$

$$\begin{aligned} M_{m, \frac{L}{6}} &= R_m \cdot c_p - \frac{q_m^L \cdot c_p^2}{2} = \\ &= 770,44 \cdot 2,15 - \frac{3,675 \cdot 2,15^2}{2} = 1\,647,95 \text{ кН} \cdot \text{м} = 16\,4795 \text{ кН} \cdot \text{см.} \end{aligned}$$

Скомпонований переріз головної балки за першою частиною курсового проекту має вигляд зварного двотавра (рис. 2).

Потрібний момент опору для зміненого перерізу визначають з умови міцності за нормальними напруженнями:

$$W_{cal, \frac{L}{6}} = \frac{M_{m, \frac{L}{6}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{164\,795}{26 \cdot 1,0} = 6\,338 \text{ см}^3,$$

де коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$ для головних балок, спеціально не наведених у табл. 5.1 ДБН [2].

Тоді потрібний момент інерції для зміненого перерізу дорівнюватиме:

$$I_{cal, \frac{L}{6}} = W_{cal, \frac{L}{6}} \cdot \frac{h_w + 2 \cdot t_f}{2} = 6\,338 \cdot \frac{140 + 2 \cdot 2}{2} = 456\,336 \text{ см}^4.$$

Потрібний момент інерції поясів для зміненого перерізу:

$$I_{f, \frac{L}{6}} = I_{cal, \frac{L}{6}} - I_w = I_{cal, \frac{L}{6}} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = 456\,336 - \frac{1 \cdot 140^3}{12} = 227\,669 \text{ см}^4.$$

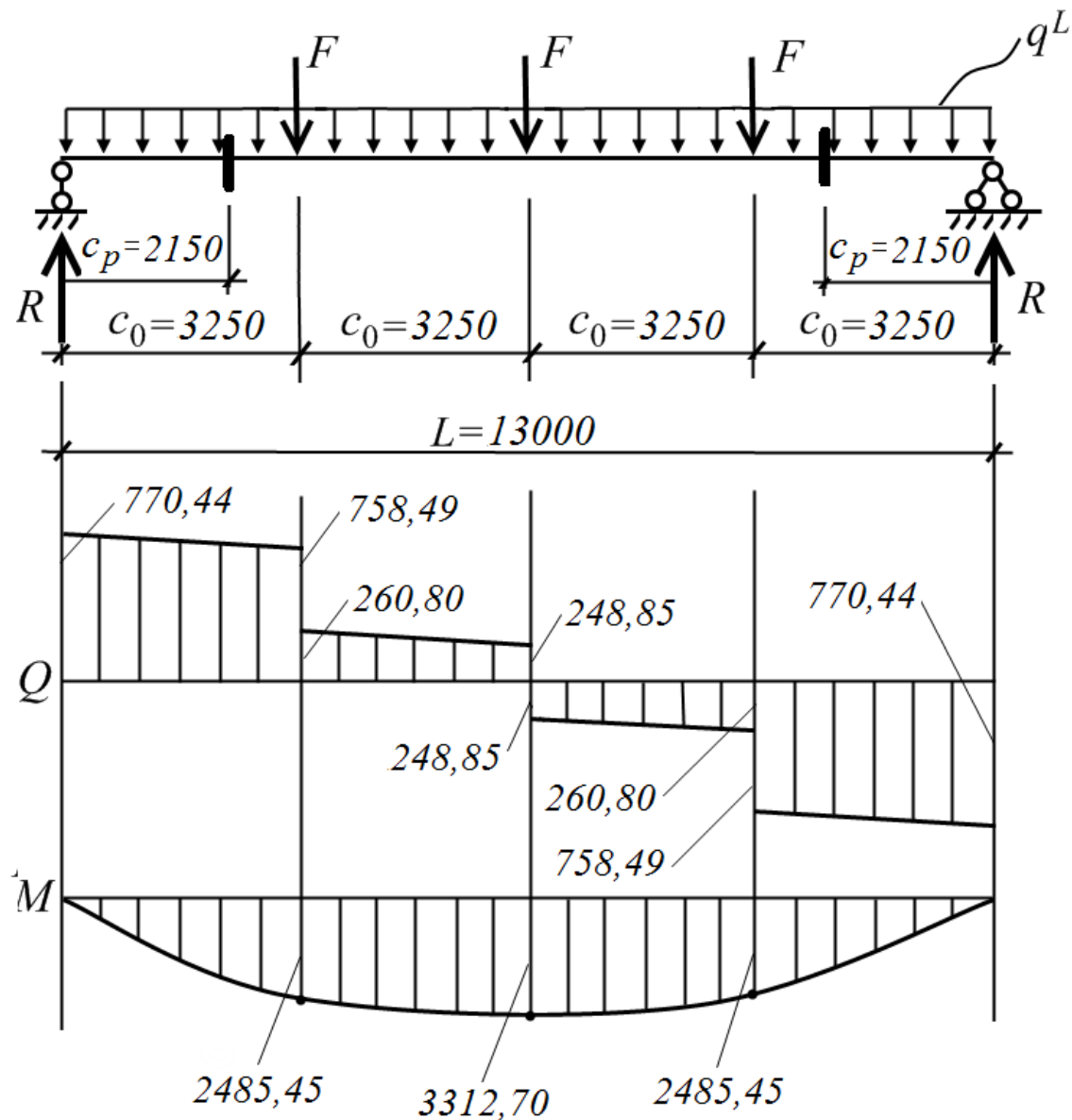


Рис. 1. Розрахункова схема головної балки

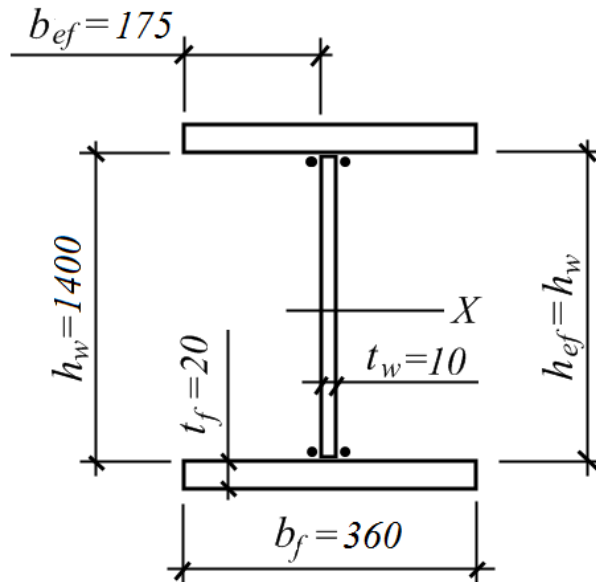


Рис. 2. Скомпонований переріз головної балки в прольоті

Тоді ширина поясного листа для зміненого перерізу:

$$b_{f, \frac{L}{6}} = \frac{2 \cdot I_{f, \frac{L}{6}}}{\frac{t_f^3}{3} + t_f \cdot (h_w + t_f)^2} = \frac{2 \cdot 227\,669}{\frac{2^3}{3} + 2 \cdot (140 + 2)^2} = 11,3 \text{ см.}$$

За сортаментом сталі приймаємо **найближчу більшу ширину** поясу $b_{f, \frac{L}{6}} = 200 \text{ мм} = 20,0 \text{ см}$ за ГОСТ 82-70* [5].

Підібраний таким чином змінений переріз головної балки з усіма прийнятими розмірами зображено на рис. 3.

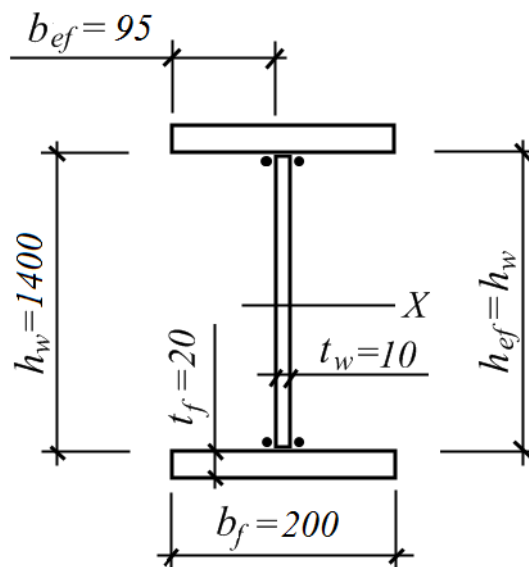


Рис. 3. Підібраний переріз головної балки на опорах

1.2. Перевірка зміненого перерізу

Змінений переріз балки слід додатково перевірити, незважаючи на виконання вимог для основного перерізу в прольоті балки. Відповідно до ДБН [2] із семи вимог для зміненого перерізу необхідно виконання чотирьох:

- міцності за нормальними напруженнями;
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за приведеними напруженнями;
- загальної стійкості.

1. Міцність за нормальними напруженнями перевіряється за виразом

$$\frac{M_{m, \frac{L}{6}} \cdot \frac{h_w + 2 \cdot t_f}{2}}{I_{x, \frac{L}{6}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{164\,795 \cdot \frac{140 + 2 \cdot 2}{2}}{631\,973 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,72 < 1,$$

де момент інерції зміненого перерізу балки дорівнює

$$I_{x, \frac{L}{6}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_{f, \frac{L}{6}} \cdot t_f^3}{12} + b_{f, \frac{L}{6}} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right] =$$
$$= \frac{1 \cdot 140^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{20 \cdot 2^3}{12} + 20 \cdot 2 \cdot \left(\frac{140 + 2}{2} \right)^2 \right] = 631\,973 \text{ см}^4.$$

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$ для головних балок, спеціально не наведених в табл. 5.1 ДБН [2].

Таким чином, ця умова виконана.

Невиконання цієї перевірки означає помилку в підборі зміненого перерізу балки. Рекомендується звернути увагу на значення розрахованого моменту інерції перерізу $I_{x, \frac{L}{6}}$, який має бути більшим за потрібний $I_{cal, \frac{L}{6}}$.

2. Міцність за дотичними напруженнями перевіряється за виразом

$$\frac{Q_{m, \max} \cdot S_{x, \frac{L}{6}}}{I_{x, \frac{L}{6}} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{770,44 \cdot 5\,290}{631\,973 \cdot 1 \cdot 15,08 \cdot 1,0} = 0,43 < 1,$$

де статичний момент зміненого перерізу балки дорівнює

$$S_{x,\frac{L}{6}} = \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + b_{f,\frac{L}{6}} \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{140 \cdot 1}{2} \cdot \frac{140}{4} + 20 \cdot 2 \cdot \frac{140 + 2}{2} = 5\,290 \text{ см}^3,$$

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 260 \text{ МПа} = 150,8 \text{ МПа} = 15,08 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі на зсув за табл. 7.1 ДБН [2].

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно збільшити ширину полиці таким чином, щоб ця умова виконувалась.

3. Для перевірки міцності за приведеними напруженнями будемо користуватися таким виразом, у який включено нормальні та дотичні напруження в рівні сполучення стінки з поясом:

$$\begin{aligned} \frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{M_{m,\frac{L}{6}} \cdot \frac{h_w}{2}}{I_{x,\frac{L}{6}}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q_{m,\frac{L}{6}}}{h_w \cdot t_w} \right)^2} = \\ = \frac{0,87}{26 \cdot 1,0} \sqrt{\left(\frac{164795 \cdot \frac{140}{2}}{631973} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{762,54}{140 \cdot 1} \right)^2} = \\ = \frac{0,87}{26 \cdot 1,0} \sqrt{(18,25)^2 + 3 \cdot (5,45)^2} = 0,69 < 1. \end{aligned}$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно збільшити ширину полиці таким чином, щоб ця умова виконувалась.

4. Загальну стійкість головна балка може втрачати на ділянках між точками обпирання другорядних балок довжиною $l_{ef} = c_0 = 325 \text{ см}$ (див. першу частину курсового проекту).

Загальна стійкість буде забезпечена, якщо виконується умова $\bar{\lambda}_{b,\frac{L}{6}} < \bar{\lambda}_{ub,\frac{L}{6}}$.

Умовна гнучкість верхнього стиснутого зміненого поясу балки дорівнює:

$$\bar{\lambda}_{b,\frac{L}{6}} = \frac{l_{ef}}{b_{f,\frac{L}{6}}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{325}{20} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,58.$$

Умовна гранична гнучкість верхнього стиснутого зміненого поясу балки у випадку прикладання навантаження до цього поясу дорівнює:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{ub, \frac{L}{6}} &= 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{t_f} \right) \cdot \frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{h_w + t_f} = \\ &= 0,35 + 0,0032 \cdot 15 + (0,76 - 0,02 \cdot 15) \cdot \frac{20}{140 + 2} = 0,46.\end{aligned}$$

Зазначимо, що якщо співвідношення $\frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{t_f} < 15$, то в попередньому

виразі слід приймати $\frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{t_f} = 15$. (У нашому випадку $\frac{b_{f, \frac{L}{6}}}{t_f} = \frac{20}{2} = 10 < 15$.)

Відповідно до основної умови:

$$\bar{\lambda}_b = 0,58 > \bar{\lambda}_{ub} = 0,46.$$

Таким чином, ця умова не виконана.

Невиконання цієї умови означає необхідність перевірки головної балки на загальну стійкість. З метою уникнення цього перекомпонуємо переріз головної балки, збільшивши ширину її поясу.

За сортаментом сталі приймаємо **більшу ширину** поясу $b_{f, \frac{L}{6}} = 260$ мм = 26,0 см за ГОСТ 82-70* [5].

Тоді

$$\bar{\lambda}_{b, \frac{L}{6}} = \frac{l_{ef}}{b_{f, \frac{L}{6}}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{325}{26} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 0,44.$$

і основна умова буде виконана $\bar{\lambda}_b = 0,44 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,46$.

Таким чином, усі перевірені умови для зміненого перерізу головної балки в нашому випадку виконані. Остаточний прийнятий змінений переріз головної балки з усіма визначеними розмірами зобразимо на окремому ескізі (рис. 4).

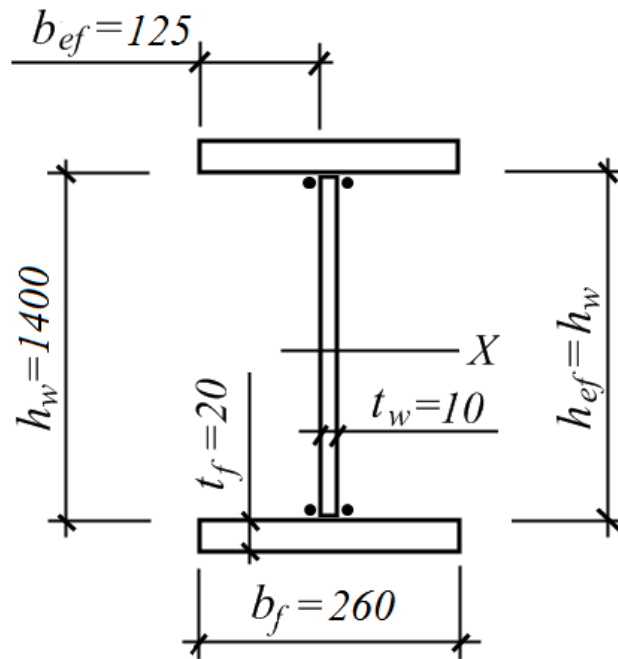


Рис. 4. Остаточно прийнятий змінений переріз головної балки

Визначимо теоретичний економічний ефект від зміни перерізу головної балки. Він полягатиме у зменшенні маси балки.

Маса балки без зміненого перерізу дорівнює:

$$M_0 = \rho \cdot (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot L = 7\,850 \cdot (1,40 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,36 \cdot 0,02) \cdot 13 = 2\,900 \text{ кг.}$$

Маса зекономленого металу дорівнює:

$$M_e = \rho \cdot 4 \cdot \left(b_f - b_{f, \frac{L}{6}} \right) \cdot t_f \cdot c_p = 7\,850 \cdot 4 \cdot (0,36 - 0,26) \cdot 0,02 \cdot 2,15 = 135 \text{ кг,}$$

що становитиме $\frac{M_e}{M_0} \cdot 100 = \frac{135}{2900} \cdot 100 = 4,7 \text{ \%}$.

Зазначимо, що в цьому випадку економія сталі є досить невеликою і в практиці проектування виконана зміна перерізу себе не виправдовує. Проте для інших випадків балок з більшими прольотами та навантаженнями зміна перерізу може дати більш суттєву економію – до 20–25 %.

2. Ребра жорсткості головної балки

Як було визначено в першій частині курсового проекту, для забезпечення місцевої стійкості стінки головної балки необхідно передбачити вертикальні ребра жорсткості по довжині балки з кроком $a_{p1} = 1\,625$ мм. У цьому розділі визначимо розміри такого ребра жорсткості – ширину b_h та товщину t_h – та перевіримо їх (рис. 5). Додатково розраховують кутові шви, які прикріплюють ребра жорсткості до стінки головної балки.

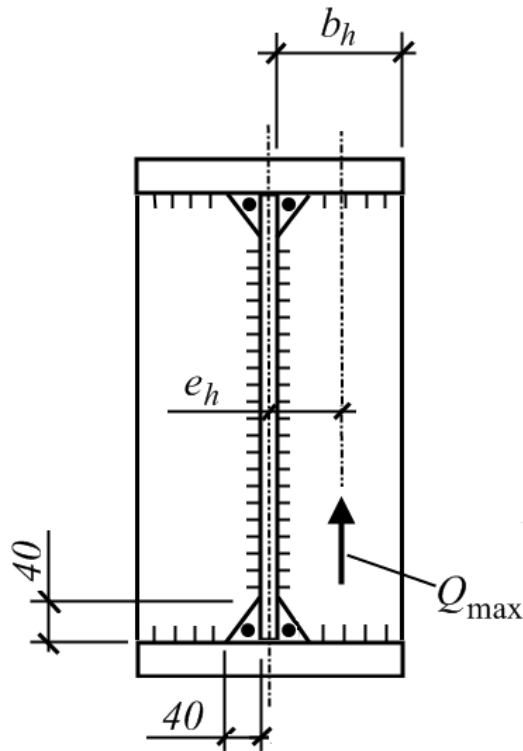


Рис. 5. Ребра жорсткості головної балки

2.1. Визначення розмірів ребра жорсткості

Згідно з ДБН [2] мінімально допустима ширина двостороннього ребра жорсткості визначається залежно від висоти головної балки за виразом

$$b_{h,\min} = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1\,400}{30} + 25 = 71,7 \text{ мм.}$$

Орієнтуючись на змінений переріз головної балки (див. розд. 1) із звисом полиці $b_{ef} = 125$ мм, прийmemo ширину ребра жорсткості упідбір до ширини полиці, тобто $b_h = b_{ef} = 125$ мм.

У випадку, якщо переріз головної балки не змінювався, то ширину ребра жорсткості рекомендується приймати на 25 ... 50 мм меншою за ширину звису полиці.

Тоді відповідно до ДБН [2] мінімально допустима товщина ребра жорсткості визначається за виразом:

$$t_{h,\min} = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 125 \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 8,9 \text{ мм.}$$

Приймаємо найближчу більшу товщину для ребра жорсткості $t_h = 9 \text{ мм}$ відповідно до сортаменту листової сталі ГОСТ 82-70* [5] або ГОСТ 19903-74* [6], який наведений у дод. А до цих методичних вказівок.

Ексцентриситет прикладання опорної реакції від другорядної балки буде визначатись за виразом:

$$e_h = \frac{b_h + t_w}{2} = \frac{125 + 10}{2} = 67,5 \text{ мм.}$$

У ребрах також передбачають скоси для пропуску зварних швів розмірами $40 \times 40 \text{ мм}$, які не враховуються в розрахунках.

2.2. Перевірка ребра жорсткості

Відповідно до вимог п. 1.5.5.10 ДБН [2] ребро жорсткості, розміщене в місці прикладання до верхнього поясу балки зосередженого навантаження, необхідно перевіряти на загальну та місцеву стійкість. При цьому слід додатково враховувати смугу стінки, що включається до сумісної роботи з ребрами жорсткості з кожної сторони (рис. 6), шириною:

$$c_h = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{26}} = 18,3 \text{ см.}$$

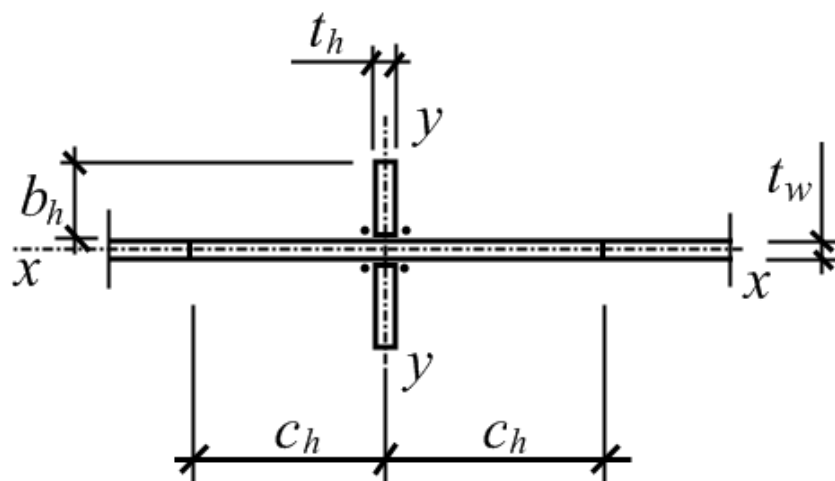


Рис. 6. Схема розрахунку ребер жорсткості головної балки

1. Для перевірки загальної стійкості визначимо необхідні геометричні характеристики розрахункового перерізу ребер жорсткості разом із частиною стінки головної балки. Оскільки втрата загальної стійкості розглядуваної ділянки можлива лише з площини осі $x-x$, то необхідні характеристики обчислимо відносно цієї осі.

Розрахункова площа ділянки:

$$A_h = 2 \cdot (b_h \cdot t_h + c_h \cdot t_w) = 2 \cdot (12,5 \cdot 0,9 + 18,3 \cdot 1,0) = 59,1 \text{ см}^2.$$

Момент інерції ділянки:

$$\begin{aligned} I_{xh} &= 2 \cdot \left[\frac{b_h^3 \cdot t_h}{12} + b_h \cdot t_h \cdot \left(\frac{b_h + t_w}{2} \right)^2 \right] + \frac{2 \cdot c_h \cdot t_w^3}{12} = \\ &= 2 \cdot \left[\frac{12,5^3 \cdot 0,9}{12} + 12,5 \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{12,5 + 1,0}{2} \right)^2 \right] + \frac{2 \cdot 18,3 \cdot 1,0^3}{12} = 1\,321 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Радіус інерції ділянки:

$$i_{xh} = \sqrt{\frac{I_{xh}}{A_h}} = \sqrt{\frac{1\,321}{59,1}} = 4,73 \text{ см.}$$

Умовна гнучкість ділянки:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_{xh}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{4,73} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 1,05.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. Ж ДБН [2] (наведена в табл. Е.2 дод. Е до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості. При цьому слід обирати тип кривої стійкості b , який відповідно до табл. 8.1 ДБН [2] має прийматись для хрестового поперечного перерізу.

Отже, у нашому випадку для $\bar{\lambda} = 1,05$ коефіцієнт $\varphi = 0,943$.

Нагадаємо, що якщо умовна гнучкість $\bar{\lambda} > 4,4$, то коефіцієнт слід приймати не більшим за $\varphi \leq \frac{7,6}{\bar{\lambda}^2}$.

Тепер перевіримо виконання вимоги загальної стійкості для розглядуваної ділянки за виразом:

$$\frac{Q_{\max}}{\varphi \cdot A_h \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{248,9}{0,943 \cdot 59,1 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,17 < 1,$$

де $Q_{\max}$ – максимальна поперечна сила в другорядній балці за даними розрахунку першої частини курсового проекту.

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання цієї умови необхідно збільшити товщину ребра жорсткості й повторити перевірку.

2. Для перевірки місцевої стійкості звису ребра жорсткості розрахуємо величину граничної умовної гнучкості за виразом:

$$\bar{\lambda}_{uh} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 1,05 = 0,47.$$

Нагадаємо, що якщо $\bar{\lambda} < 0,8$ або $\bar{\lambda} > 4,0$, у попередній вираз необхідно підставляти значення $\bar{\lambda} = 0,8$ або $\bar{\lambda} = 4,0$ відповідно.

Місцева стійкість звису ребра жорсткості перевіряється за величиною його умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_h = \frac{b_h}{t_h} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{12,5}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 0,49 > \bar{\lambda}_{uh} = 0,47.$$

Таким чином, ця умова не виконана, тому збільшимо товщину ребра жорсткості й повторимо перевірку.

Для $t_h = 10$ мм маємо:

$$\bar{\lambda}_h = \frac{b_h}{t_h} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{12,5}{1,0} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 0,44 < \bar{\lambda}_{uh} = 0,47.$$

Таким чином, умова виконана. При цьому попередню умову додатково перевіряти немає сенсу, оскільки при збільшенні товщини ребра жорсткості вона буде виконуватись автоматично.

3. Вузол обпирання другорядної балки

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок вузла обпирання другорядної балки на головну балку.

У практиці проектування рекомендується виконувати такий вузол обпирання в одному рівні. При цьому другорядна балка приєднується до ребер жорсткості головної балки. Для забезпечення шарнірної схеми роботи другорядної балки конструктивно реалізують цей вузол на звичайних болтах класу точності В (рис. 7).

Спочатку виконують ескізне конструювання вузла, приймаючи конструктивні зазори між його елементами в межах 20 ... 30 мм. Далі розраховують кількість з'єднуючих болтів та перевіряють ослаблений переріз другорядної балки.

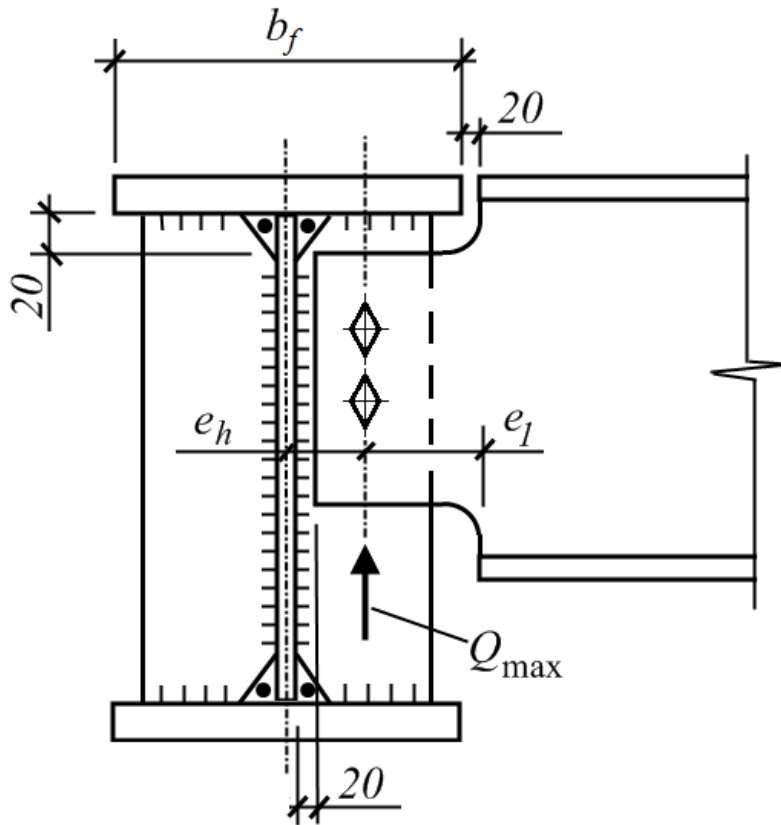


Рис. 7. Схема вузла обпирання другорядної балки на головну

3.1. Визначення кількості болтів та їх розташування

Спочатку обираємо діаметр болтів за табл. Д.8 дод. Д ДБН [2] (наведена в табл. Г.1 дод. Г до методичних вказівок) та їх клас міцності за табл. Д.3 дод. Д ДБН [2] (наведена в табл. Г.2 дод. Г до методичних вказівок).

У нашому випадку приймемо болти діаметром $d_b = 24$ мм (площа перерізу $A_b = 4,52$ см²) класу міцності 5.6 і діаметр отворів під них $d_0 = 26$ мм.

Несуча здатність одного болта при роботі на зріз визначається за виразом

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 21 \cdot 4,52 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 85,4 \text{ кН},$$

де кількість розрахункових площин зрізу одного болта $n_s = 1$, а розрахунковий опір одноболтового з'єднання зрізу $R_{bs} = 210$ МПа = 21 кН/см² (для болта класу міцності 5.6) – табл. Д.4 дод. Д ДБН [2], наведена в табл. Г.3 дод. Г до методичних вказівок.

Несуча здатність одного болта при роботі на зминання металу з'єднаних елементів визначається за виразом

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 50 \cdot 2,4 \cdot 0,88 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 95,0 \text{ кН},$$

де найменша товщина із товщин стінки другорядної балки і ребра жорсткості $t_{\min} = 0,88$ см, а розрахунковий опір одноболтового з'єднання змінанню $R_{bp} = 500$ МПа = 50 кН/см² (при тимчасовому опорі сталі елементів головної балки $R_{un} = 380$ МПа) – табл. Д.5 дод. Д ДБН [2], наведена в табл. Г.4 дод. Г до методичних вказівок.

У цих виразах коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання попередньо прийнятий $\gamma_b = 0,9$ за табл. 16.4 ДБН [2].

З отриманих двох значень приймемо **менше значення** несучої здатності одного болта $N_{b,\min} = N_{bs} = 85,4$ кН.

Тоді необхідна кількість болтів для сприйняття опорної реакції другорядної балки визначається за виразом (коефіцієнт 1,2 враховує ексцентриситет прикладання опорної реакції та часткове защемлення другорядної балки):

$$n_b = \frac{1,2 \cdot Q_{\max}}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 248,9}{85,4} = 3,50,$$

де $Q_{\max}$ – максимальна поперечна сила в другорядній балці за даними розрахунку першої частини курсового проекту.

Остаточню приймаємо ближчу **більшу цілу кількість** болтів $n_b = 4$.

Визначену кількість болтів рекомендується розмістити в один ряд по осі прикладання опорної реакції. При цьому враховуються такі допустимі відстані за табл. 16.3 ДБН [2]:

– між центрами отворів для болтів s_b : мінімальна – $2 \cdot d_b$ і максимальна – $8 \cdot d_b$ (або $12 \cdot t_{\min}$);

– від центра отвору для болта до краю елемента a_b мінімальна – $1,5 \cdot d_b$ і максимальна – $4 \cdot d_b$ (або $8 \cdot t_{\min}$).

У нашому випадку:

$$2 \cdot d_b = 2 \cdot 24 = \mathbf{48 \text{ мм}} \leq s_b \leq 8 \cdot d_b = 8 \cdot 24 = 192 \text{ мм} \quad (12 \cdot t_{\min} = 12 \cdot 8,8 = \mathbf{105,6 \text{ мм}});$$

$$1,5 \cdot d_b = 1,5 \cdot 24 = \mathbf{36 \text{ мм}} \leq a_b \leq 4 \cdot d_b = 4 \cdot 24 = 96 \text{ мм} \quad (8 \cdot t_{\min} = 8 \cdot 8,8 = \mathbf{70,4 \text{ мм}}).$$

З урахуванням цих відстаней розміщуємо болти в один ряд за схемою рис. 8.

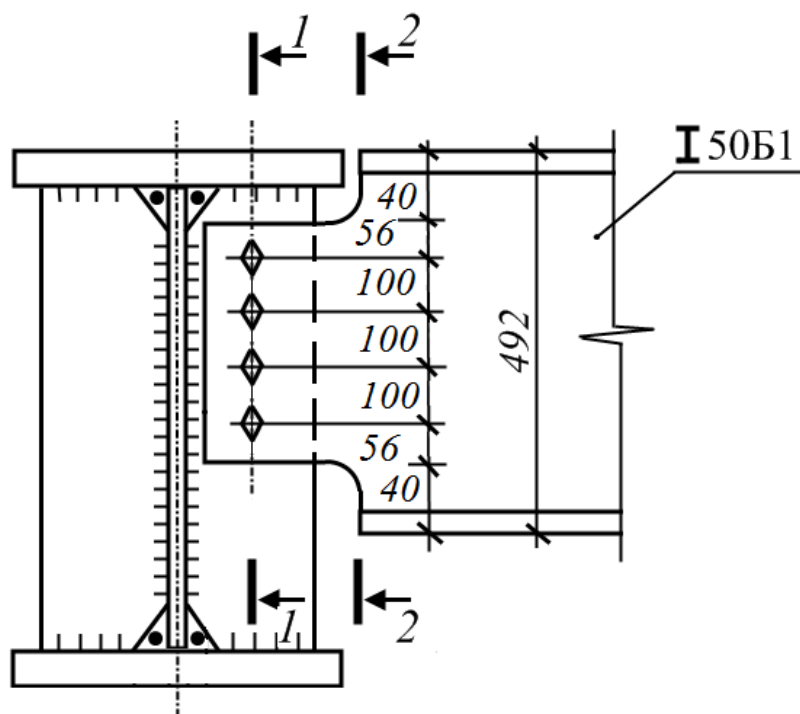


Рис. 8. Схема розміщення болтів

3.2. Перевірка послабленого перерізу другорядної балки

За рахунок зробленого вирізу в другорядній балці утворюються послаблені перерізи 1-1 і 2-2, які необхідно додатково перевірити. Їх рекомендується перевіряти на дію опорної реакції другорядної балки, збільшеної в 1,5 разу для урахування нерівномірного розподілу зусиль між болтами.

Переріз 1-1 з урахуванням отворів під болти має висоту

$$h_{ol} = 492 - 2 \cdot 40 - 4 \cdot 26 = 308 \text{ мм} = 30,8 \text{ см.}$$

Цей переріз перевіряється тільки на зріз за виразом

$$\frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_w \cdot h_{ol} \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 248,9}{0,88 \cdot 30,8 \cdot 15,66 \cdot 1,1} = 0,80 < 1,$$

де розрахунковий опір сталі на зсув для другорядної балки було визначено раніше в першій частині курсового проекту $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 270 \text{ МПа} = 156,6 \text{ МПа} = 15,66 \text{ кН/см}^2$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,1$ для перерізів суцільних балок, послаблених отворами під звичайні болти, – за табл. 5.1 ДБН [2] (табл. Е.1 дод. Е до методичних вказівок).

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно прийняти більший діаметр болтів і повторити розрахунок.

Переріз 2–2 має висоту

$$h_{o2} = 492 - 2 \cdot 40 = 412 \text{ мм} = 41,2 \text{ см.}$$

Цей переріз перевіряється на виконання трьох умов міцності – за нормальними напруженнями, за дотичними напруженнями та за приведеними напруженнями.

1. Міцність за нормальними напруженнями перевіряється за виразом

$$\frac{6 \cdot 1,5 \cdot Q_{\max} \cdot e_1}{t_w \cdot h_{o2}^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6 \cdot 1,5 \cdot 248,9 \cdot 13,25}{0,88 \cdot 41,2^2 \cdot 27 \cdot 1,1} = 0,67 < 1,$$

де ексцентриситет прикладання опорної реакції (рис. 7) визначається за виразом $e_1 = \frac{b_f}{2} + 20 - e_h = \frac{360}{2} + 20 - 67,5 = 132,5 \text{ мм} = 13,25 \text{ см}$. У цьому виразі ширина полиці головної балки b_f приймається для первісно скомпонованого перерізу в прольоті, а ексцентриситет прикладання опорної реакції від другої балки e_h був визначений в п. 2.1 цих методичних вказівок.

Таким чином, ця умова виконана.

2. Міцність за дотичними напруженнями перевіряється за виразом

$$\frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_w \cdot h_{o2} \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 248,9}{0,88 \cdot 41,2 \cdot 15,66 \cdot 1,1} = 0,60 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

3. Міцність за приведеними напруженнями перевіряється за виразом, у який включено нормальні та дотичні напруження в рівні сполучення стінки з поясом:

$$\begin{aligned} \frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 1,5 \cdot Q_{\max} \cdot e_1}{t_w \cdot h_{o2}^2} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_w \cdot h_{o2}} \right)^2} = \\ = \frac{0,87}{27 \cdot 1,1} \cdot \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 1,5 \cdot 248,9 \cdot 14,75}{0,88 \cdot 41,2^2} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{1,5 \cdot 248,9}{0,88 \cdot 41,2} \right)^2} = \\ = \frac{0,87}{27 \cdot 1,1} \cdot \sqrt{(22,12)^2 + 3 \cdot (10,30)^2} = 0,84 < 1. \end{aligned}$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання будь-якої з наведених вище умов необхідно прийняти профіль з більшою висотою для другорядної балки.

4. Вузол обпирання головної балки

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок вузла обпирання головної балки на колону.

При розрізній схемі головної балки, виконаної із складеним зварним перерізом, і відносно великих навантаженнях у практиці проектування рекомендується виконувати вузол обпирання такої балки на колону за поверховою схемою з торцевим опорним ребром (рис. 9). У цьому випадку необхідно розрахувати безпосередньо опорне ребро головної балки, а також кутові шви, які прикріплюють опорне ребро до її стінки.

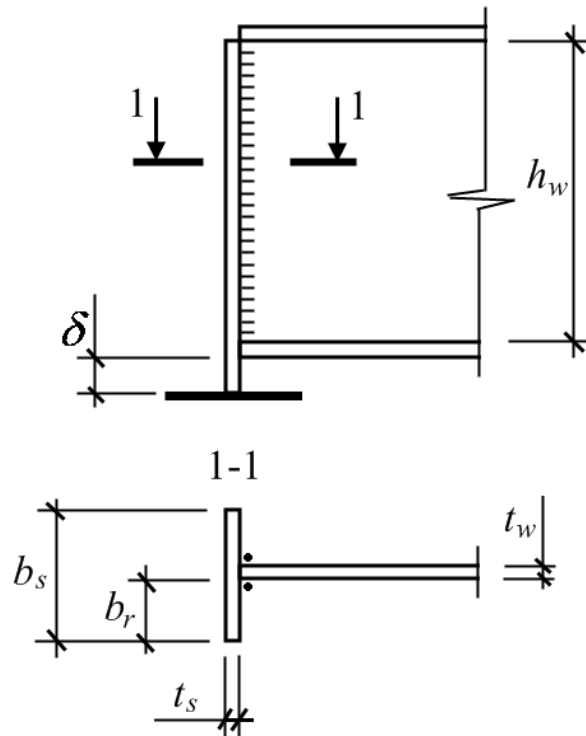


Рис. 9. Схема вузла обпирання головної балки на колону

4.1. Визначення розмірів опорного ребра

Спочатку визначимо необхідні розміри опорного ребра головної балки – ширину b_s та товщину t_s .

Ширину опорного ребра приймемо конструктивно такою, що дорівнює визначеній в п. 1.1 ширині поясу головної балки на приопорній ділянці (для зміненого перерізу): b_s см. При цьому ширина звису опорного ребра буде до-

рівнювати $b_r = \frac{b_s - t_w}{2} = \frac{26 - 1,0}{2} = 12,5$ см.

Тоді найменша можлива товщина опорного ребра визначається відповідно до ДБН [2] за виразом:

$$t_{s,\min} = 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 12,5 \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 1,33 \text{ см} = 13,3 \text{ мм.}$$

Потрібна товщина опорного ребра може бути визначена з умови міцності на стиск опорного перерізу:

$$t_{s,\text{cal}} = \frac{Q_{m,\max}}{b_s \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{770,44}{20 \cdot 26 \cdot 1,0} = 1,48 \text{ см} = 14,8 \text{ мм,}$$

де $Q_{m,\max}$ – максимальна поперечна сила в головній балці за даними розрахунку першої частини курсового проекту.

З урахуванням стандартної товщини прокатої універсальної сталі за ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок) приймаємо для опорного ребра **найближчу більшу** товщину з цих двох умов: $t_s = 16 \text{ мм}$.

4.2. Перевірка опорного ребра

Тепер виконаємо перевірку скомпонованого перерізу опорного ребра на відповідність трьом основним вимогам за ДБН [2] – міцності на стиск опорного перерізу (або міцності на зминання торцевої поверхні опорного ребра), загальної стійкості та місцевої стійкості звису опорного ребра.

1. Величина виступаючої частини опорного ребра була прийнято конструктивно при визначенні довжини колони: $\delta = 3 \text{ см} = 30 \text{ мм}$.

Оскільки $\delta = 30 \text{ мм} > 1,5 \cdot t_s = 1,5 \cdot 12 = 18 \text{ мм}$, то відповідно до ДБН [2] опорне ребро необхідно перевіряти на міцність на стиск за виразом:

$$\frac{Q_{m,\max}}{b_s \cdot t_s \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{770,44}{26 \cdot 1,6 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,71 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

Невиконання цієї умови означає помилку в розрахунках.

Зазначимо також, що у випадку $\delta < 1,5 \cdot t_s$ необхідно виконувати перевірку на зминання торцевої поверхні ребра за виразом $\frac{Q_{m,\max}}{b_s \cdot t_s \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1$, де

розрахунковий опір сталі на зминання R_p додатково визначається за табл. Г.4 дод. Г ДБН [2] (наведена в табл. Б.1 дод. Б до методичних вказівок).

2. Для перевірки загальної стійкості опорного ребра визначимо додаткову ширину стінки, яка включається до сумісної роботи з опорним ребром, за виразом (рис. 10)

$$c_s = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{26}} = 18,3 \text{ см.}$$

Тоді умовна розрахункова площа такої ділянки дорівнюватиме

$$A_s = b_s \cdot t_s + c_s \cdot t_w = 26 \cdot 1,6 + 18,3 \cdot 1,0 = 59,9 \text{ см}^2.$$

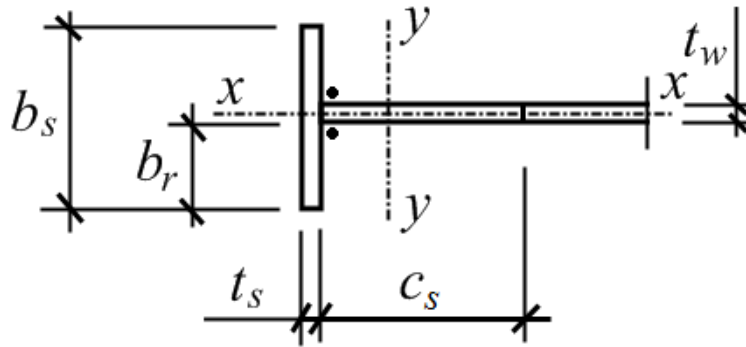


Рис. 10. Схема розрахунку опорного ребра головної балки

Оскільки втрата загальної стійкості розглядуваної ділянки можлива лише з площини осі $x-x$, то необхідні характеристики обчислимо відносно цієї осі.

Момент інерції ділянки:

$$I_{xs} = \frac{b_s^3 \cdot t_s}{12} + \frac{c_s \cdot t_w^3}{12} = \frac{26^3 \cdot 1,6}{12} + \frac{18,3 \cdot 1,0^3}{12} = 2\,345 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції ділянки:

$$i_{xs} = \sqrt{\frac{I_{xs}}{A_s}} = \sqrt{\frac{2\,345}{59,9}} = 6,26 \text{ см.}$$

Умовна гнучкість ділянки:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_{xs}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{6,26} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 0,79.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. Ж ДБН [2] (наведена в табл. Е.2 дод. Е до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості. При цьому слід обирати тип кривої стійкості b , який відповідно до табл. 8.1 ДБН [2] має прийматися для двотаврового поперечного перерізу.

Отже, у нашому випадку для $\bar{\lambda} = 0,79$ коефіцієнт $\varphi = 0,968$.

Нагадаємо, що якщо умовна гнучкість $\bar{\lambda} > 4,4$, то коефіцієнт слід приймати не більшим за $\varphi \leq \frac{7,6}{\bar{\lambda}^2}$.

Тепер перевіримо виконання вимоги загальної стійкості за виразом:

$$\frac{Q_{m,\max}}{\varphi \cdot A_s \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{770,44}{0,968 \cdot 59,9 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,51 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання цієї умови необхідно збільшити розміри опорного ребра (рекомендується товщину) і повторити перевірку.

3. Для перевірки місцевої стійкості звису опорного ребра розрахуємо величину граничної умовної гнучкості за виразом:

$$\bar{\lambda}_{us} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 0,8 = 0,44.$$

Нагадаємо, що якщо $\bar{\lambda} < 0,8$ або $\bar{\lambda} > 4,0$, у попередній вираз необхідно підставляти значення $\bar{\lambda} = 0,8$ або $\bar{\lambda} = 4,0$ відповідно.

Місцева стійкість звису опорного ребра перевіряється за величиною його умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_s = \frac{b_r}{t_s} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{12,5}{1,6} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,28 < \bar{\lambda}_{us} = 0,44.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання цієї умови необхідно збільшити розміри опорного ребра (рекомендується товщину) і повторити перевірку.

4.3. Розрахунок кутового шва опорного ребра

Розрахуємо кутовий шов, який прикріплює опорне ребро до стінки головної балки. Для визначення розрахункової площини зварного шва обчислимо наступну величину за виразом

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0,45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} = \frac{0,7 \cdot 18}{0,45 \cdot 1,0 \cdot 38} = 0,74 < 1,$$

де для випадку механізованого зварювання коефіцієнти $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$ за табл. 16.2 ДБН [2], а розрахунковий опір кутового зварного шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ (для сталі класу С285) – табл. Д.2 дод. Д ДБН [2], наведеною в табл. Д.1 дод. Д до методичних вказівок.

Оскільки отримана величина менше 1, то необхідний катет зварного шва слід визначати в площині наплавленого металу за виразом

$$k_f = \frac{Q_{m,\max}}{n \cdot \beta_f \cdot h_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{770,44}{2 \cdot 0,7 \cdot 140 \cdot 18 \cdot 1,0} = 0,22 \text{ см},$$

де кількість зварних швів $n = 2$.

Остаточно приймається катет зварного шва **більший за розрахований зі стандартного ряду** (табл. Д.2 дод. Д до методичних вказівок), проте **не менше за допустимий мінімальний** за табл. 16.1 ДБН [2] (табл. Д.3 дод. Д до методичних вказівок). Крім цього, прийнятий катет зварного шва має бути не більший за $1,2 \cdot t_w$.

У нашому випадку за табл. 16.1 ДБН [2] остаточно приймемо катет поясного шва для опорного ребра головної балки $k_f = 4$ мм (менше за $1,2 \cdot t_w = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм).

5. Оголовок колони

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок оголовка колони.

При поверховому обпиранні головної балки на колону її оголовок складається з опорної плити та підтримуючих ребер жорсткості (рис. 11). У цьому випадку необхідно розрахувати ці ребра жорсткості, а також кутові шви, які прикріплюють їх до колони. Сам вузол при цьому працює як шарнірний.

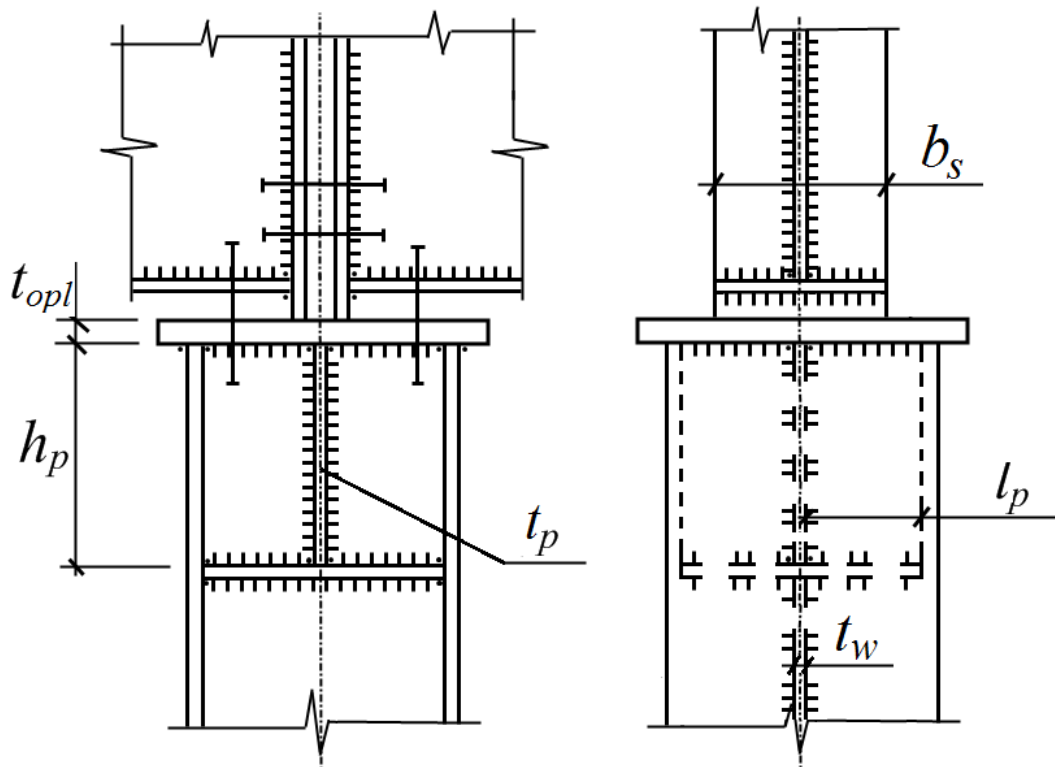


Рис. 11. Схема оголовка колони

5.1. Розрахунок підтримуючого ребра

Спочатку конструктивно приймемо товщину опорної плити оголовка колони в межах 20 ... 30 мм. У нашому випадку приймемо $t_{opl} = 20$ мм відповідно до стандартної товщини прокатної універсальної сталі за ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок).

Для вертикального підтримуючого ребра жорсткості в оголовку колони необхідно визначити такі розміри (рис. 11):

- ширина підтримуючого ребра l_p
- товщина підтримуючого ребра t_p ;
- висота підтримуючого ребра h_p .

Ширину підтримуючого ребра приймемо відповідно до ширини опорного ребра головної балки за виразом:

$$l_p = \frac{b_s + 2 \cdot t_{opl} - t_w}{2} = \frac{260 + 2 \cdot 20 - 11,5}{2} = 144,25 \text{ мм} \approx 145 \text{ мм}.$$

Ця величина в точності дорівнює звісу полиці колони, тобто ребро приймається упідбір до ширини перерізу колони.

В інших випадках може бути необхідним збільшення перерізу колони.

Товщину підтримуючого ребра визначимо з умови зминання торця ребра разом із стінкою колони під опорною плитою оголовка колони за виразом

$$t_p = \frac{N_m}{(b_s + 2 \cdot t_{opl} + t_w) \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{2\,048,2}{(26 + 2 \cdot 20 + 11,5) \cdot 34,6 \cdot 1,0} = 1,90 \text{ см} = 19,0 \text{ мм},$$

де N_m – стискаюче зусилля в колоні за даними розрахунку першої частини курсового проекту, а розрахунковий опір на зминання торцевої поверхні $R_p = 346 \text{ МПа} = 34,6 \text{ кН/см}^2$ (для характеристичного опору сталі $R_{un} = 380 \text{ МПа}$) – табл. Г.4 дод. Г ДБН [2], наведеною в табл. Б.2 дод. Б до методичних вказівок.

З урахуванням стандартної товщини прокатної універсальної сталі за ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок) приймаємо **найближчу більшу** товщину для ребра жорсткості: $t_p = 20 \text{ мм}$.

Висоту підтримуючого ребра визначаємо за умови міцності стінки колони на зріз за виразом:

$$h_p = \frac{N_m}{2 \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{2048,2}{2 \cdot 11,5 \cdot 15,66 \cdot 1,0} = 56,9 \text{ см},$$

де R_s – розрахунковий опір сталі на зсув за табл. 7.1 ДБН [2],
 $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 270 \text{ МПа} = 156,6 \text{ МПа} = 15,66 \text{ кН/см}^2$.

З урахуванням стандартної ширини прокатної універсальної сталі за ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок) приймаємо **найближчу більшу ширину** для ребра жорсткості: $h_p = 60$ мм.

Якщо висота підтримуючого ребра є занадто великою, то може бути необхідно збільшити товщину стінки колони шляхом вибору більшого перерізу або виконання спеціальних вставок.

Таким чином, прийнято вертикальне підтримуюче ребро жорсткості із розмірами **600 × 145 × 20 мм**.

Для того щоб надати вертикальним підтримуючим ребрам необхідної жорсткості та укріпити стінку колони від втрати стійкості, передбачають горизонтальне ребро. Його розміри визначають конструктивно, ув'язуючи їх із уже визначеними розмірами вертикального ребра.

У нашому випадку приймемо горизонтальне ребро із розмірами **269 × 145 × 20 мм** відповідно до прийнятого перерізу колони (рис. 12).

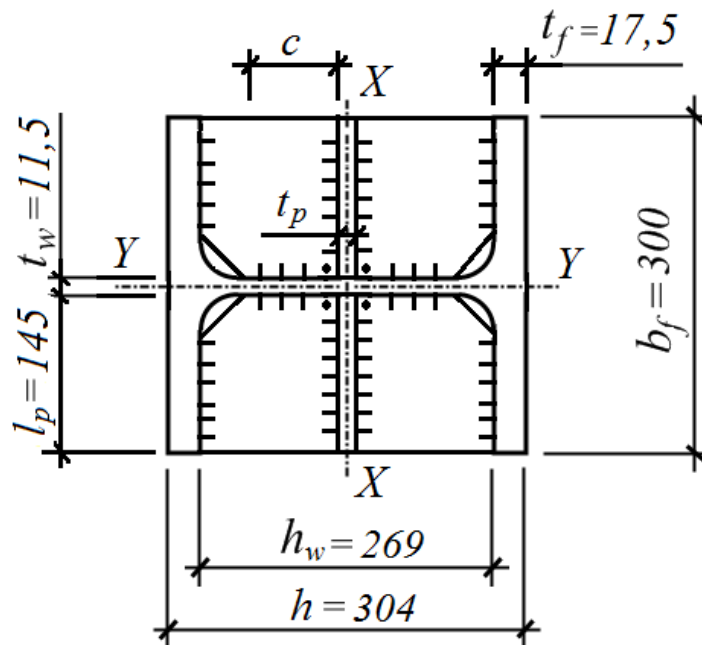


Рис. 12. Горизонтальний переріз оголовка колони

5.2. Перевірка елементів оголовка

Тепер виконаємо перевірку скомпанованого оголовка на відповідність основним вимогам ДБН [2].

1. Спочатку перевіримо загальну стійкість. Для цього визначимо частину стінки колони, що включається до сумісної роботи з вертикальними ребрами жорсткості з кожної сторони. Ширина робочої смуги дорівнює

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{27}} = 20,6 \text{ см.}$$

Це означає, що вся стінка колони включається до сумісної роботи із вертикальними ребрами жорсткості (рис. 12).

Визначимо необхідні геометричні характеристики розрахункового перерізу вертикальних ребер жорсткості разом зі стінкою колони.

Розрахункова площа:

$$A_p = h_w \cdot t_w + 2 \cdot l_p \cdot t_p = 26,9 \cdot 1,15 + 2 \cdot 14,5 \cdot 2,0 = 88,9 \text{ см}^2.$$

Оскільки втрата загальної стійкості розглядуваної ділянки можлива лише з площини осі у–у, то необхідні характеристики обчислимо відносно цієї осі.

Момент інерції:

$$\begin{aligned} I_{yp} &= \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + 2 \cdot \left[\frac{l_p^3 \cdot t_p}{12} + l_p \cdot t_p \cdot \left(\frac{l_p + t_w}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,15^3 \cdot 26,9}{12} + 2 \cdot \left[\frac{14,5^3 \cdot 2,0}{12} + 14,5 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{14,5 + 1,15}{2} \right)^2 \right] = 4\,571 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Радіус інерції:

$$i_{yp} = \sqrt{\frac{I_{yp}}{A_p}} = \sqrt{\frac{4571}{88,9}} = 7,17 \text{ см.}$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_p}{i_{yp}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{60}{7,17} \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 0,30.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. Ж ДБН [2] (наведена в табл. Е.2 дод. Е до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості. При цьому слід обирати тип кривої стійкості b , який відповідно до табл. 8.1 ДБН [2] має прийматися для двотаврового поперечного перерізу.

Отже, у нашому випадку для $\bar{\lambda} = 0,30$ коефіцієнт $\varphi = 1,0$.

Нагадаємо, що якщо умовна гнучкість $\bar{\lambda} > 4,4$, то коефіцієнт слід приймати не більшим за $\varphi \leq \frac{7,6}{\bar{\lambda}^2}$.

Тепер перевіримо виконання вимоги загальної стійкості за виразом

$$\frac{N_m}{\varphi \cdot A_p \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2\,048,2}{1,0 \cdot 88,9 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,89 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання цієї умови необхідно збільшити розміри вертикального ребра жорсткості (рекомендується товщину) і повторити перевірку.

2. Для перевірки місцевої стійкості звису вертикального ребра жорсткості розрахуємо величину граничної умовної гнучкості за виразом

$$\bar{\lambda}_{up} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 0,80 = 0,44.$$

Нагадаємо, що якщо $\bar{\lambda} < 0,8$ або $\bar{\lambda} > 4,0$, у попередній вираз необхідно підставляти значення $\bar{\lambda} = 0,8$ або $\bar{\lambda} = 4,0$ відповідно.

Місцева стійкість звису ребра жорсткості перевіряється за величиною його умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{l_p}{t_p} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{14,5}{2,0} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,26 < \bar{\lambda}_{uh} = 0,44.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку невиконання цієї умови необхідно збільшити розміри вертикального ребра жорсткості (рекомендується товщину) і повторити перевірку.

5.3. Розрахунок кутового шва підтримуючого ребра

Розрахуємо кутовий шов, який прикріплює вертикальне підтримуюче ребро до стінки колони. Для визначення розрахункової площини зварного шва обчислимо наступну величину за виразом

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0,45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} = \frac{0,7 \cdot 18}{0,45 \cdot 1,0 \cdot 38} = 0,74 < 1,$$

де для випадку механізованого зварювання коефіцієнти $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$ за табл. 16.2 ДБН [2], а розрахунковий опір кутового зварного шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ (для сталі класу С285) – табл. Д.2 дод. Д ДБН [2], наведеною в табл. Д.1 дод. Д до методичних вказівок.

Оскільки отримана величина менше 1, то необхідний катет зварного шва слід визначати в площині наплавленого металу за виразом

$$k_f = \frac{N_m}{n \cdot \beta_f \cdot h_p \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{2048,2}{4 \cdot 0,7 \cdot 60 \cdot 18 \cdot 1,0} = 0,68 \text{ см},$$

де кількість зварних швів $n = 4$.

Остаточню приймається катет зварного шва **більший за розрахований зі стандартного ряду** (табл. Д.2 дод. Д до методичних вказівок), проте **не менше за допустимий мінімальний** за табл. 16.1 ДБН [2] (табл. Д.3 дод. Д

до методичних вказівок). Крім цього, прийнятий катет зварного шва має бути не більшим за $1,2 \cdot t_w$.

У нашому випадку за табл. 16.1 ДБН [2] остаточно приймемо катет поясного шва для опорного ребра головної балки $k_f = 7$ мм (більший за мінімально допустимий 5 мм і менший за $1,2 \cdot t_w = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм).

6. База колони

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок бази колони. Оскільки навантаження на колону є незначним, то приймаємо базу плитного типу (рис. 13).

Відповідно до ДБН [2] опорна плита має відповідати тільки одній умові міцності. Розрахунок такої плити виконується таким чином.

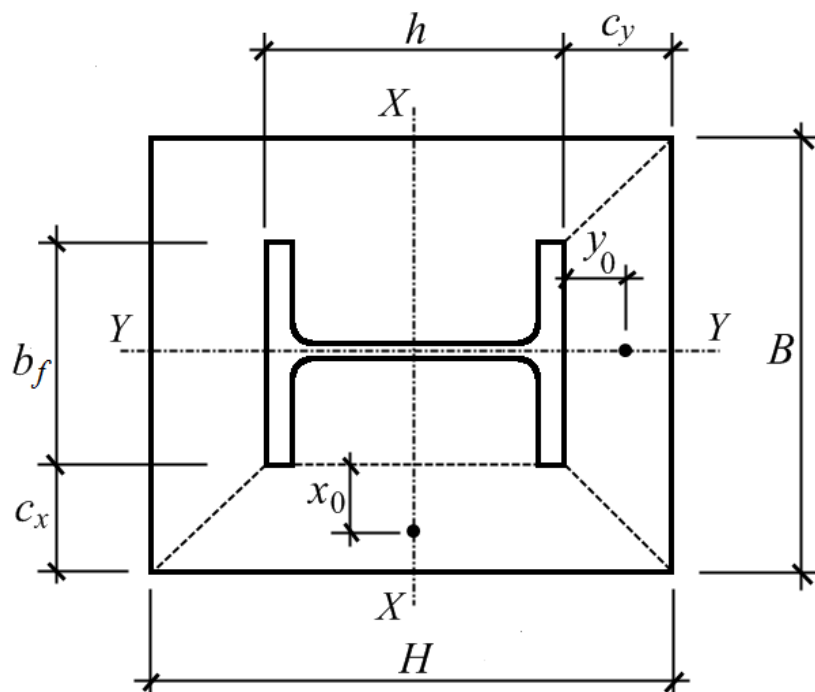


Рис. 13. Схема опорної плити бази колони

Розрахунковими ділянками опорної плити бази колони є вертикальна й горизонтальна трапеції, утворені перерізом колони і гранями плити. Ці ділянки розраховуються як консолі, защемлені в рівні меншої основи. Розмірами, які потрібно визначити, є:

H – довжина опорної плити;

B – ширина опорної плити;

t_{pl} – товщина опорної плити.

Потрібна площа опорної плити визначається за виразом

$$A_{cal} = \frac{N_m}{R_b} = \frac{2\,048,2}{0,75} = 2\,730,9 \text{ см}^2,$$

де N_m – стискаюче зусилля в колоні за даними розрахунку першої частини курсового проекту.

Габаритні розміри опорної плити дорівнюють

$$H = B = \sqrt{A_{cal}} = \sqrt{2\,730,9} = 52,3 \text{ см.}$$

Приймаємо сторону квадратної опорної плити **як ближчу більшу** з урахуванням стандартної ширини прокатної універсальної сталі за сортаментом ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок): $H = B = 530 \text{ мм} = 53 \text{ см}$.

Визначимо виліт для кожної трапецієподібної ділянки (висоту трапеції):

$$c_x = \frac{B - b_f}{2} = \frac{53 - 30}{2} = 11,5 \text{ см,}$$

$$c_y = \frac{H - h}{2} = \frac{53 - 30,4}{2} = 11,3 \text{ см.}$$

З двох отриманих значень для подальших розрахунків обираємо **більше** і розглядаємо **тільки** відповідну ділянку – у нашому випадку горизонтальну трапецієподібну ділянку з **більшим** вильотом консолі (на рис. 14 показано темним кольором).

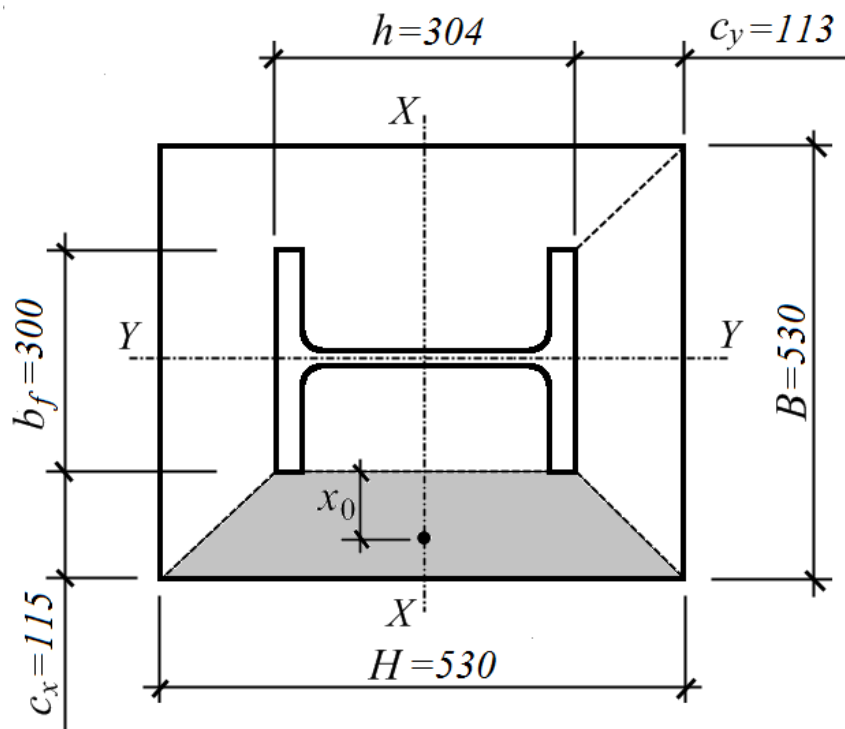


Рис. 14. Ескіз опорної плити бази колони

Зазначимо, що найменший виліт консолі c_y за умовами можливості розміщення анкерних болтів має бути не менше, ніж 9,0 см. Якщо розраховане значення виявляється меншим, то необхідно конструктивно збільшити розміри опорної плити та повторити розрахунок.

Центр ваги для розрахункової ділянки визначається за виразом

$$x_0 = \frac{c_x}{3} \cdot \frac{h + 2 \cdot H}{h + H} = \frac{11,5}{3} \cdot \frac{30,4 + 2 \cdot 53}{30,4 + 53} = 6,27 \text{ см}$$

(або за виразом $y_0 = \frac{c_y}{3} \cdot \frac{b_f + 2 \cdot B}{b_f + B}$ для вертикальної ділянки).

Площа цієї ділянки визначається за виразом:

$$A_x = \frac{h + H}{2} \cdot c_x = \frac{30,4 + 53}{2} \cdot 11,5 = 479,6 \text{ см}^2$$

(або за виразом $A_y = \frac{b_f + B}{2} \cdot c_y$ для вертикальної ділянки).

Напруження у фундаменті під опорною плитою дорівнюють

$$\sigma_\phi = \frac{N_m}{A} = \frac{N_m}{B \cdot H} = \frac{2048,2}{53 \cdot 53} = 0,73 \text{ кН/см}^2 < R_b = 0,75 \text{ кН/см}^2.$$

Згинальний момент на розрахунковій ділянці опорної плити дорівнює

$$M_x = A_x \cdot x_0 \cdot \sigma_\phi = 479,6 \cdot 6,27 \cdot 0,73 = 2\,195,2 \text{ кН·см}$$

(або за виразом $M_y = A_y \cdot y_0 \cdot \sigma_\phi$ для вертикальної ділянки).

Потрібна товщина опорної плити визначається з умови роботи консольної ділянки на згин за виразом:

$$t_{cal} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_x}{h \cdot R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2\,195,2}{30,4 \cdot 26 \cdot 1,10}} = 3,89 \text{ см} = 38,9 \text{ мм},$$

(або за виразом $t_{cal} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_y}{b_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}}$ для вертикальної ділянки), де коефіцієнт

умов роботи $\gamma_c = 1,10$ для опорних плит значної товщини за табл. 5.1 ДБН [2].

За сортаментом прокатної універсальної сталі за ГОСТ 82-70* [5] (дод. А до цих методичних вказівок) остаточно приймаємо **найближчу більшу** товщину для опорної плити бази колони: $t_{pl} = 40 \text{ мм}$.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции [Текст]. – Москва : Госстрой, 1990. – 96 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 205 с.
3. ДБН В.2.6-98-2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Москва : Госстрой, 1989. – 77 с.
5. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 1988. – 6 с.
6. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 1989. – 18 с.

Додаток А

СОРТАМЕНТ ЛИСТОВОЇ ГАРЯЧЕКАТАНОЇ СТАЛІ

Таблиця А.1

Сталь широкоштабова універсальна (за ГОСТ 82-70* [5])

Товщина, мм	Ширина, мм
6 7 8 9	200 210 220 240 250 260 280
10 11 12 14 16 18	300 320 340 360 380
20 22 25 28	400 420 450 460 480
30 32 36	500 520 530 560
40 45 50 55 60	600 630 650 670
	700 750 800 850 900 950
	1000 1050

Таблиця А.2

Сталь товстолистова (вибір за ГОСТ 19903-74* [6])

Товщина, мм	Ширина, мм
4 5 6 7	1100 1250 1400 1420 1500 1600 1700 1800 1900 2000
8 9 10 11 12	1100 1250 1400 1420 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500
(13) 14 (15) 16 (17) 18 20 (21) 22 (24) 25	1100 1250 1400 1420 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800
28 30 32 (34) 36 40 45 50 55 60 70 80 90 100	1250 1400 1420 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000 3200 3400 3600

Примітка. У дужках подано товщини, які не рекомендуються для практичного застосування.

Додаток Б

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛІ

Таблиця Б.1

Характеристичні й розрахункові опори сталі при розтягу, стиску та згині для листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату відповідно до класів міцності прокату сталі

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широкосмугового, універсального		фасонного		листового, широкосмугового, універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
C235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	—	—	210	350	—	—
	понад 100	195	360	—	—	190	350	—	—
C245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	—	—	235	370	—	—	230	360
C255	від 2 до 3,9	255	380	—	—	250	370	—	—
	від 4 до 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	від 2 до 3,9	285	390	—	—	280	380	—	—
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380

Продовження табл. Б.1

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату			Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату		
		листового, широкозмугового, універсального		фасонного	листового, широкозмугового, універсального		фасонного
		R_{yn}	R_{un}		R_y	R_u	
C295	до 100	295	430	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
	понад 10 до 20	325	470	295	430	285	420
	понад 20 до 40	305	460	325	470	315	460
	понад 40 до 60	285	450	305	460	300	450
	понад 60 до 80	275	440	—	—	280	—
C325	понад 80 до 100	265	430	—	—	270	—
	від 2 до 10	345	490	—	—	260	—
	понад 10 до 20	325	470	345	490	335	480
	понад 20 до 40	305	460	325	470	315	460
	від 4 до 10	345	470	305	460	300	450
C345	від 8 до 50	355	450	345	470	335	460
C375	від 2 до 10	375	510	—	—	350	—
	понад 10 до 20	355	490	375	510	365	500
	понад 20 до 40	335	480	355	490	345	480
C390	від 4 до 50	390	540	335	480	325	470
C390K	від 4 до 30	390	540	—	—	380	—
C420	від 4 до 16	420	540	—	—	380	—
	від 16 до 40	400	530	—	—	410	—
	від 40 до 63	390	530	—	—	390	—
	від 63 до 80	370	520	—	—	380	—

Закінчення табл. Б.1

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широколистого, універсального		фасонного		листового, широколистого, універсального		фасонного	
		R_{yk}	R_{th}	R_{yk}	R_{th}	R_y	R_u	R_y	R_u
C440	від 4 до 30	440	590	—	—	430	575	—	—
	понад 30 до 50	410	570	—	—	400	555	—	—
C460	від 4 до 16	460	570	—	—	445	555	—	—
	від 16 до 40	440	560	—	—	430	545	—	—
	від 40 до 63	430	560	—	—	420	545	—	—
	від 63 до 80	410	540	—	—	400	530	—	—
C490	від 8 до 50	490	590	—	—	475	575	—	—
C500	від 3 до 50	500	590-	—	—	485	575-	—	—
	від 50 до 100	480	770	—	—	465	750	—	—
C590	від 10 до 36	590	685	—	—	540	617	—	—
C590K	від 10 до 40	590	685	—	—	540	617	—	—
C620	від 3 до 50	620	700-	—	—	600	680-	—	—
	від 50 до 100	580	890	—	—	565	865	—	—

¹⁾ За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.

²⁾ За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості й тимчасового опору.

³⁾ Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм². Для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 враховано $\gamma_m = 1,025$, а для класів C590; C590K враховано $\gamma_m = 1,1$.

Примітка 1. Розрахункові опори прокату конкретних марок сталей, які наведені в таблиці Г.5, слід приймати з урахуванням коефіцієнта надійності за матеріалом γ_m , який визначається згідно з таблицею 7.2.

Примітка 2. Розрахункові опори R_{yk} стінок гарячекатаних двотаврів і швелерів допускається збільшувати на 10 % порівняно до R_y .

Таблиця Б.2

Розрахункові опори прокату зминанню торцевої поверхні, місцевому зминанню у циліндричних шарнірах, діаметральному стисканню котків

Характеристичний опір, Н/мм ²	Розрахунковий опір, Н/мм ²		
	Зминанню		Діаметральному стисканню котків (при вільному дотиканні в конструкціях з обмеженою рухомістю), R_{cd}
	торцевої поверхні (за наявності пригонки), R_p	місцевому в циліндричних шарнірах (цапфах) при щільному дотиканні, R_{lp}	
360	327	164	8
370	336	168	8
380	346	173	9
390	355	178	9
400	364	182	10
430	391	196	10
440	400	200	10
450	409	205	10
460	418	209	10
470	427	214	11
480	436	218	11
490	445	223	11
510	464	232	12
540	482	241	12
570	504	252	13
590	522	261	13

Примітка. У таблиці наведено значення розрахункових опорів, обчислені згідно з формулами розділу 7 при $\gamma_m = 1,1$.

Додаток В

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ

Таблиця В.1

**Розрахункові опори важкого бетону для граничних станів першої групи
(вибірка з табл. 3.1 ДБН [3])**

Розрахункове значення міцності бетону на стиск f_{cd} для класу міцності бетону, МПа				
C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30
6,0	8,5	11,5	14,5	17,0

Таблиця В.2

**Розрахункові опори важкого бетону для граничних станів першої групи
(вибірка з табл. 13 СНиП [4])¹**

Вид опору	Одиниці виміру	Розрахункові опори важкого бетону для граничних станів першої групи R_b для класу міцності бетону на стиск							
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
Стиск осьовий	МПа	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0
	кгс/см ²	28,6	45,9	61,2	76,5	86,7	117	148	173

¹ Переклад мій. – Д. Б.

Додаток Г

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БОЛТІВ

Таблиця Г.1

Площі перерізів болтів згідно з ГОСТ 1759.4

d_b , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Примітка 1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм приймаються згідно з ГОСТ 24379.0. Примітка 2. Розміри, які наведені в дужках, не рекомендується застосовувати в конструкціях, окрім опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ), відкритих розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж транспорту (КМТ).										

Таблиця Г.2

Вимоги до болтів при різних умовах їх застосування

Клас міцності болтів і вимоги до них згідно з ГОСТ 1759.4 у конструкціях, які			
не розраховуються на витривалість		розраховуються на витривалість	
при роботі болтів на			
розтяг або зріз	зріз	розтяг або зріз	зріз
5.6	5.6	5.6	5.6
-	5.8	-	-
8.8	8.8	8.8	8.8
10.9	10.9	10.9	10.9
-	12.9	-	12.9
Примітка 1. Високоміцні болти згідно з ГОСТ 22356 із сталі марки 40X "селект" застосовуються у тих самих конструкціях, що й болти класів міцності 10.9.			
Примітка 2. У з'єднаннях, які не розраховуються на витривалість, допускається застосовувати болти з підголовком класу точності В і С згідно з ДСТУ ГОСТ 7795, ДСТУ ГОСТ 15590.			

Таблиця Г.3

Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу і розтягу

Клас міцності болтів	R_{bun} , Н/мм ²	R_{byn} , Н/мм ²	R_{bs} , Н/мм ²	R_{bt} , Н/мм ²
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	-
40X "селект"	1100	990	405	550
Примітка. В таблиці вказані значення розрахункових опорів, обчислені із округленням до 5 Н/мм².				

**Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню елементів,
що з'єднуються болтами**

Характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів R_{un} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{bp} , Н/мм ² , при болтах	
	класу точності А	класів точності В і С, високоміцних
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примітка. У таблиці вказані значення розрахункових опорів, обчислені згідно з формулами розділу 7 із округленням до 5 Н/мм².

Додаток Д

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗВАРНИХ ШВІВ

Таблиця Д.1

Характеристичні і розрахункові опори металу кутових зварних швів

Рекомендований клас міцності основного металу	Метал кутового шва	
	Характеристичний опір R_{wup} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{wf} , Н/мм ²
С315 і нижче	410	180
Вище С315 до С355 включно	450	200
Вище С355 до С390 включно	490	215
Вище С390 до С440 включно	590	240
Вище С440	685	280

Таблиця Д.2

Стандартні катети кутових зварних швів

Катет, мм	3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30
-----------	---

Таблиця Д.3

Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Характеристич- ний опір прока- ту сталі R_{yn} , Н/мм ²	Мінімальний катет шва $k_{f,min}$, мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні t_{max} , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з дво- сторонніми кутовими швами; напускне і кутове	Ручне та ме- ханізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 290$	4	5	6	7	8	9	10
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10
		$390 \leq R_{yn} \leq 590$	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване у вуглекисло- му газі	$R_{yn} \leq 290$	3	4	4	5	5	6	6
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	3	4	5	6	7	8	9
		$390 \leq R_{yn} \leq 590$	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з од- носторонніми кутовими швами	Ручне та ме- ханізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 390$	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та механізо- ване у вугле- кислому газі	$R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10

Примітка 1: У конструкціях із сталі з границею текучості понад 590 Н/мм², а також з усіх сталей при товщині елементів у з'єднанні понад 80 мм мінімальний катет кутових швів слід приймати за спеціальними нормативними документами.

Примітка 2: У конструкціях 4-ї групи мінімальний катет односторонніх кутових швів слід зменшувати на 1 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні до 40 мм і на 2 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні понад 40 мм.

Додаток Е

ДОВІДКОВІ ДАНІ

Таблиця Е.1

Коефіцієнт умов роботи

Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи γ_c
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує вагу перекриття	0,90
2. Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4. Стиснуті основні елементи (крім опорних), решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5. Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6. Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до 440 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань): - суцільних балок і колон; - стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,10 1,05
7. Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополічкових кутиків з рисунком 13.3, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – більшою полицею): а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика: - розкоси (рисунок 13.3, а); - розпірки (рисунок 13.3, б, в, е); - розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е); б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,90 0,90 0,80 0,75
8. Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці	0,75
9. Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм: а) до 40 включно; б) понад 40 до 60 включно; в) понад 60 до 80 включно	1,20 1,15 1,10
Примітка 1. Коефіцієнти $\gamma_c < 1,0$ при розрахунку не слід враховувати сумісно, за винятком розрахунків, вказаних у примітках 2, 3.	
Примітка 2. При розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів, коефіцієнти, наведені в позиції 6 і 1, 6 і 2, 6 і 5, слід враховувати сумісно.	
Примітка 3. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в позиції 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.	
Примітка 4. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в позиції 1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b .	
Примітка 5. У випадках, не обумовлених цими Нормами, у розрахункових формулах приймають $\gamma_c = 1,0$.	

Коефіцієнти стійкості при центральному стиску

Умовна гнуч- кість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти ϕ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти ϕ для типів кривих стійкості		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		
Примітка. Наведені у таблиці значення коефіцієнта ϕ збільшені в 1 000 разів.							

ЗМІСТ

ВСТУПНІ ЗАУВАЖЕННЯ	3
0. Визначення розрахункових параметрів	3
1. Зміна перерізу головної балки	4
1.1. Підбір зміненого перерізу	4
1.2. Перевірка зміненого перерізу	7
2. Ребра жорсткості головної балки	11
2.1. Визначення розмірів ребра жорсткості	11
2.2. Перевірка ребра жорсткості	12
3. Вузол обпирання другорядної балки	14
3.1. Визначення кількості болтів та їх розташування	15
3.2. Перевірка послабленого перерізу другорядної балки	17
4. Вузол обпирання головної балки	19
4.1. Визначення розмірів опорного ребра	19
4.2. Перевірка опорного ребра	20
4.3. Розрахунок кутового шва опорного ребра	22
5. Оголовок колони	23
5.1. Розрахунок підтримуючого ребра	24
5.2. Перевірка елементів оголовка	25
5.3. Розрахунок кутового шва підтримуючого ребра	27
6. База колони	28
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	31
ДОДАТКИ.....	32

Навчальне видання

Банніков Дмитро Олегович

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1

«СТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

У трьох частинах

Частина 2

Розрахунок вузлів

Редактор *О. О. Котова*

Комп'ютерна верстка *Ю. М. Волошин*

Формат 60x84 1/16. Ум. друк. арк. 2,56. Обл.-вид. арк. 2,60.

Тираж 75 пр. Зам. № ____.

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003

Адреса дільниці оперативної поліграфії:
вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, 49010