

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до практичних занять
із навчальної дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання першого
бакалаврського рівня вищої освіти спеціальності
192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми
«Промислове та цивільне будівництво»)*



Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2021

Методичні рекомендації до практичних занять із навчальної дисципліни «Металеві конструкції» (для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. І. Лугченко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 51 с.

Укладач канд. техн. наук, доц. О. І. Лугченко

Рецензент

П. М. Фірсов, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 6 від 24 січня 2020 р.

ЗМІСТ

Вступ.....	4
Практичні заняття № 1–3 Розрахунок і конструювання з'єднань металевих конструкцій.....	5
Практичне заняття № 4 Підбір перерізу згинаних металевих елементів прокатного профілю.....	11
Практичні заняття № 5–7 Підбір перерізу складеної металеві балки двотаврового профілю.....	14
Практичні заняття № 8 Зміна перерізу за довжиною складеної балки.....	20
Практичні заняття № 9 Забезпечення загальної стійкості балок.....	22
Практичні заняття № 10–11 Забезпечення місцевої стійкості балок.....	24
Практичні заняття № 12–13 Підбір перерізу сталеві центрово-стиснутої колони суцільного двотаврового перерізу.....	27
Практичні заняття № 14–15 Розрахунок елементів бази сталеві центрово-стиснутої колони суцільного двотаврового та наскрізного перерізу.....	36
Список джерел.....	44
Додаток А.....	46
Додаток Б.....	48

Вступ

Навчальна дисципліна «Металеві конструкції» є однією з профільюючих дисциплін фахової підготовки інженерів-будівельників, яка вивчає види, галузі раціонального використання, конструктивні форми та методи проектування несучих металевих конструкцій будівель і споруд різного призначення.

Мета практичних занять полягає в набутті здобувачами освіти умінь розрахунку та конструювання елементів і з'єднань сталевих конструкцій згідно з чинними нормами проектування, навичок користування нормативною й довідковою літературою. Здобувачі освіти розв'язують типові задачі, які часто зустрічаються в проектній практиці: розрахунок і конструювання сталевих конструкцій та їх елементів при згині, центральному й позацентровому розтягу та стиску, зварних і болтових з'єднань. Для успішного розв'язання задач необхідно користуватися чинними нормативними документами та довідковою літературою, на які даються посилання в тексті методичних рекомендацій, а також вивчити відповідні розділи навчальних видань [4...7].

1 Загальні рекомендації щодо розрахунку елементів сталевих конструкцій

Усі розрахунки виконуються за вказівками ДБН В.2.6-198:2014 [3]. При виконанні розрахунків сталевих конструкцій доцільно користуватися системою одиниць вимірювання, які є похідними одиницями системи СІ (табл. 1). При виконанні розрахунків слід уважно відноситися до узгодження розмірності величин, що входять до розрахункових формул. Як правило, статичні розрахунки конструкцій виконують у метрах і кілоньютонках, а в формули перевірок несучої здатності елементів та з'єднань усі величини підставляють у кілоньютонках і сантиметрах.

Таблиця 1 – Узгодження розмірностей величин

Величини		Одиниці виміру	Позначення	Перетворення величин
Габаритні розміри конструкцій		метри	м	1 м = 100 см
Розміри і геометричні характеристики поперечних перерізів		сантиметри	см	1 см = 10 мм
Навантаження, рівномірно розподілені по площі		паскалі	Па	1 кН/м ² = 1000 Па
Навантаження, рівномірно розподілені вздовж конструкції		кілоньютони і метри	кН/м	1 кН/м = 1000 Н/м
Зосереджені навантаження, поздовжні та поперечні сили		кілоньютони	кН	1 кН = 1000 Н
Згинаючі, крутні та інші моменти сил	в статичних розрахунках	кілоньютони і метри	кН·м	1 кН·м = 100 кН·см
	при перевірках перерізів	кілоньютони і сантиметри	кН·см	
Характеристичні й розрахункові опори, напруження в конструкціях		кілоньютони і сантиметри	кН/см ²	1 кН/см ² = 10 МПа

Практичні заняття № 1–3

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ З'ЄДНАНЬ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Мета занять: вивчити методики розрахунків зварних та болтових з'єднань сталевих конструкцій за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Вихідні дані: індивідуальне завдання, яке містить конструкції з'єднань та характеристики елементів, необхідні для розрахунку.

Перелік завдань практичного заняття. На занятті студенти розв'язують за індивідуальними завданнями три інженерні задачі:

1. Проектний розрахунок напускного з'єднання смуги з листом за допомогою лобових і флангових зварних кутових швів.
2. Визначення несучої здатності з'єднання смуг двосторонніми накладками на болтах, що працюють на зріз.
3. Проектний розрахунок фрикційного з'єднання на високоміцних болтах.

Нижче викладені алгоритми розв'язання цих задач з посиланнями на нормативну та довідкову літературу, якою студенти повинні користуватися у процесі роботи. Результати

розрахунків заносяться до бланку індивідуального завдання й оцінюються викладачем.

Задача 1. Розрахунок з'єднання кутовими зварними швами

Визначити величину напуску смуги перерізом $b_c \times t_c = 120 \times 16$ мм на лист товщиною $t_l = 10$ мм, необхідну для прикріплення смуги лобовими та фланговими зварними швами згідно з рисунком 1. З'єднання розрахувати на величину несучої здатності смуги при розтягу з урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 1$ та коефіцієнта відповідальності $\gamma_n = 1$. Матеріал з'єднуваних елементів – сталь С 245, зварювання ручне електродами Э-42А. Катети швів приймають максимально можливої величини з урахуванням стандартних розмірів $k_f = 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16$ мм.

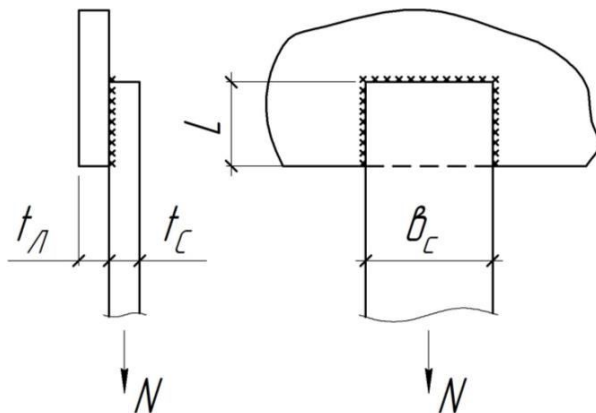


Рисунок 1– Конструкція напускового з'єднання до задачі 1

Алгоритм розрахунку:

1. За таблицею Е.2 ДБН [3] визначаємо характеристичний і розрахунковий опір листового прокату (більшої товщини) зі сталі С 245: $R_{cm} = 37$ кН/см², $R_y = 24$ кН/см².

2. Несучу здатність смуги при розтягу обчислюємо з формули (1.4.1) ДБН [3] з урахуванням розрахункового опору $R_y = 24$ кН/см² і площі поперечного перерізу смуги розмірами $12 \times 1,6$ см

$$N = \frac{A_n R_y \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{12 \times 1,6 \times 24 \times 1}{1} = 460,8 \text{ кН}.$$

3. Визначаємо розрахункові опори кутових швів, виконаних електродами Э-42А, за металом шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (таблиця Д.2 ДБН [3]) і за металом межі сплавлення $R_{wz} = 0,45 \times R_{un} = 0,45 \times 37 = 16,7 \text{ кН/см}^2$ (формула з таблиці 7.3 ДБН [3]).

4. За вказівками пункту 16.1.5 ДБН [3] визначаємо максимально можливий катет кутового шва з округленням до найближчого меншого стандартного розміру: $k_f \leq t_c = 16 \text{ мм}$, $k_f \leq 1,2 \times t_n = 12 \text{ мм}$. Прийнято $k_f \leq 12 \text{ мм}$.

5. За таблицею 16.2 ДБН [3] залежно від виду зварювання (ручне) положення (нижнє) і катету зварних швів ($k_f = 12 \text{ мм}$) визначаємо коефіцієнти форми шва $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$

6. З формул (16.2) та (16.3) ДБН [3] визначаємо розрахункові довжини зварних швів з умов міцності металу шва і металу межі сплавлення:

$$l_{wf} = \frac{N \gamma_n}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{460,8 \times 1}{0,7 \times 1,2 \times 18 \times 1} = 30,5 \text{ см}.$$

$$l_{wz} = \frac{N \gamma_n}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{460,8 \times 1}{1,0 \times 1,2 \times 16,7 \times 1} = 23,0 \text{ см}.$$

7. Необхідна довжина напуску визначається за більшою розрахунковою довжиною зварного шва з урахуванням довжини лобових швів, рівної ширині смуги $b_c = 12 \text{ см}$, та неповару довжиною k_f (при конструкції з'єднання за рис. 1 неповари на обох кінцях шва знаходяться один напроти одного)

$$L = \left(\frac{l_{wf} - b_c}{2} \right) + k_f = \left(\frac{30,5 - 12}{2} \right) + 1,2 = 10,5 \text{ см}.$$

Перетворивши отриману величину в міліметри з округленням до 10 мм у більшу сторону, остаточно приймаємо напуск величиною $L = 110 \text{ мм}$.

Задача 2. Розрахунок з'єднання на болтах, що працюють на зріз

Визначити несучу здатність з'єднання смуг із сталі С 255 перерізом 140×16 мм двосторонніми накладками перерізом 140×12 мм на болтах, що працюють на зріз, за зразком рисунка 2. З'єднання виконане на болтах діаметра 16 мм класу точності В, класу міцності 5.6. Загальна кількість болтів у з'єднанні – 8. Коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання прийняти рівним: при зрізі – $\gamma_b = 1$, при зминанні елементів під болтами класу точності А – $\gamma_b = 1$, при зминанні елементів під болтами класів точності В, С в багатоболтовому з'єднанні – $\gamma_b = 0,9$. Загальний коефіцієнт роботи конструкції $\gamma_c = 1$, а коефіцієнт відповідальності $\gamma_n = 1$.

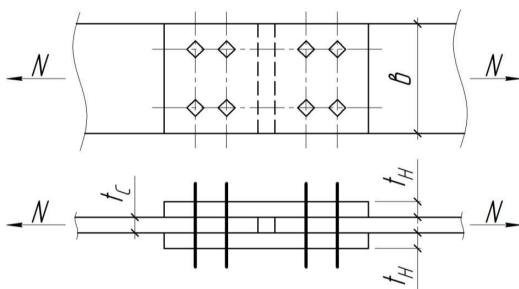


Рисунок 2 – Конструкція з'єднання з накладками до задачі 2

Алгоритм розрахунку:

1. За таблицею Д.4 ДБН [3] визначаємо розрахунковий опір зрізу болтів класу міцності 5.6 $R_{bs} = 21$ кН/см².

2. За таблицею Д.5 ДБН [3] залежно від тимчасового опору сталі з'єднуваних елементів з таблиці Г.2 $R_{un} = 37$ кН/см² визначаємо розрахунковий опір зминанню елементів під болтами класу точності В $R_{bp} = 48,5$ кН/см².

3. Площа перерізу болта $A_b = 2,01$ см² обчислюється за його номінальним діаметром, або визначається з таблиці Д.8 ДБН [3].

4. Менша сума товщин елементів, що зминаються в одному напрямку $\Sigma t = 16$ мм, визначається за конструкцією з'єднання.

5. Коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання повинен визначатися за таблицею 16.4 залежно від кількості, розміщення й класу точності болтів. Згідно з умовами задачі для багатоболтового

з'єднання на болтах класу точності В приймаємо при зрізі – $\gamma_b = 1$, при зминанні – $\gamma_b = 0,9$.

6. За формулами (16.12) і (16.13) ДБН [3] визначаємо несучу здатність одного болта при зрізі (2 площини зрізу) та зминанні

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 21,0 \times 2,01 \times 2 \times 1 \times 1 = 84,4 \text{кН};$$

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t_{\min} \gamma_b \gamma_c = 48,5 \times 1,6 \times 1,4 \times 0,9 \times 1 = 97,8 \text{кН};$$

7. За меншою несучою здатністю одного болта (у нашому випадку – при зрізі) згідно з формулою (16.15) ДБН [3] визначаємо шукану несучу здатність з'єднання в цілому

$$N = \frac{n_b N_{b,\min}}{\gamma_n} = \frac{4 \times 84,4}{1} = 337,6 \text{кН},$$

де $n_b = 4$ – кількість болтів з однієї сторони стику.

Задача 3. Розрахунок фрикційного з'єднання на високоміцних болтах

Визначити кількість високоміцних болтів у зображеному на рисунку 3 фрикційному з'єднанні стержня з фасонкою гратчастої конструкції та розробити схему вузла при умові однорядного розміщення болтів. Стержень виконаний з двох кутників, зіставлених ширшими полочками разом. Переріз кутників $\perp 100 \times 63 \times 6$, статичне навантаження на вузол (зусилля в стержні) $N=380$ кН. Болти із сталі 40Х «селект» слід обирати максимально можливого діаметра з переліку рекомендованих (16, 20, 24 мм) при різниці діаметрів отвору й болта до 3 мм. Спосіб обробки поверхонь – газополум'яневий.

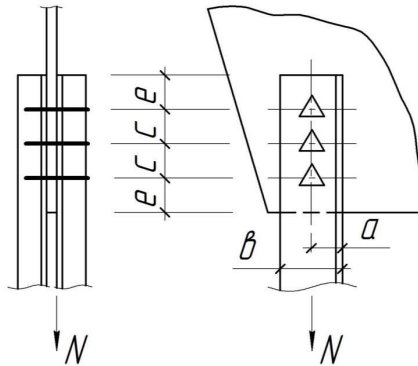


Рисунок 3 – Конструкція з'єднання на фрикційних болтах до задачі 3

Алгоритм розрахунку:

1. За таблицею ризок прокатних кутників, наведеною в додатку Б, для полицки шириною $b = 100$ мм визначаємо максимально можливий діаметр отвору $d = 23$ мм та значення ризику $a = 55$ мм.

2. Вибираємо максимально можливий діаметр високоміцного болта $d_b = 20$ мм (рекомендовані діаметри – 16, 20, 24 мм), за таблицею Д.7 ДБН [3] визначаємо розрахунковий опір болта із сталі 40Х «селект» $R_{bh} = 77$ кН/см², а з таблиці Д.8 ДБН [3] виписуємо площу болта «нетто» $A_{bn} = 2,45$ см².

3. З таблиці 16.5 ДБН [3] вибираємо коефіцієнт тертя $\mu_s = 0,42$ і коефіцієнт надійності фрикційного з'єднання $\gamma_h = 1,12$.

4. За формулою 16.17 ДБН [3] обчислюємо несучу здатність однієї площини тертя, затягнутої одним високоміцним болтом

$$Q_{bh} = \frac{A_{bn} R_{bh} \mu}{\gamma_h} = \frac{2,45 \times 77 \times 0,42}{1,12} = 70,7 \text{ кН}.$$

5. Необхідну кількість болтів у з'єднанні визначаємо за формулою 16.18 ДБН [3] з урахуванням наявності двох поверхонь тертя

$$n = \frac{N \gamma_n}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c} = \frac{380 \times 1}{70,7 \times 2 \times 0,8 \times 1} = 3,4 \text{ шт}.$$

6. Коефіцієнт умов роботи фрикційного з'єднання $\gamma_b = 0,8$ попередньо прийнятий за пунктом 16.3.4 ДБН [3] для кількості болтів $n < 5$. Якщо обчислена кількість болтів не відповідає врахованій при визначенні коефіцієнта γ_b , її слід обчислити заново з уточненим значенням γ_b .

7. Остаточню приймаємо 4 болти діаметром 20 мм. Конструювання з'єднання полягає у розміщенні болтів на мінімальних відстанях відповідно до вимог таблиці 16.3 ДБН [3]. В запас надійності вважаємо, що характеристичний опір сталі з'єднуваних елементів $R_{yn} > 390$ МПа. Тоді відстань між центрами отворів приймаємо рівною $3 \times d = 3 \times 23 = 69 \approx 70$ мм, а відстань від центру отвору до краю елемента $2,5 \times d = 2,5 \times 23 = 57,5 \approx 60$ мм. Загальна довжина напуску кутників на фасонку складає $3 \times 70 + 2 \times 60 = 330$ мм.

Практичне заняття № 4 ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ ЗГИНАНИХ ПРОКАТНИХ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Мета заняття: вивчити методику підбору перерізу згинаних прокатних сталевих конструкцій за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Вихідні дані: індивідуальне завдання, яке містить навантаження, характеристики матеріалів та елементів, необхідні для розрахунку.

Перелік завдань практичного заняття. На занятті студенти розв’язують завдання підбору перерізу елементу, що згинається, перевірка його міцності у пружно-пластичній стадії, а також жорсткості.

Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M та перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y,$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b},$$

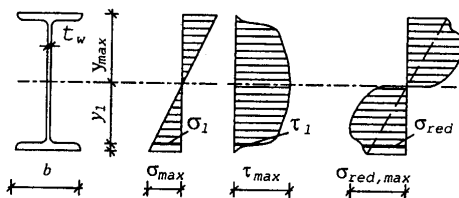


Рисунок 4 – Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, у яких визначають нормальні напруження;

I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту;

S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі;

b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c .$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, які знаходяться надалі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$.

Підставляючи у момент опору перерізу $W = \frac{I}{y_{\max}}$, отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n R_y \gamma_c} \leq 1 ,$$

де W_n – момент опору нетто, який враховує послаблення.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c .$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 ,$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі;

t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При наявності послаблень стінки отворами діаметром d , розміщеними з кроком a , напруження τ необхідно помножувати на

коефіцієнт $\alpha = \frac{a}{a-d}$.

За одночасної дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рисунку 2 зображена епюра цих напружень. Як бачимо, найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки в полочки. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red, \max} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c .$$

Приклад. Підібрати переріз згинаючого двотаврового профілю довжиною $l = 4,2$ м з урахуванням пластичних деформацій. Зусилля, які виникають в елементі від дії навантаження $M_{\max} = 126,4$ кНм; $Q_{\max} = 84,3$ кН. Матеріал конструкції – сталь С-245 з $R_y = 24$ кН/см². Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ [1].

Потрібний момент опору перерізу балки

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c},$$

де c_1 – коефіцієнт, що враховує вплив пластичних деформацій;

R_y – розрахунковий опір сталі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Коефіцієнт c_1 для двотаврових профілів залежить від відношення площі поясу до площі стінки $\frac{A_f}{A_w}$. Для прокатних балок можна приймати $c_1 = 1,12$ незалежно від номера двотавра.

$$W_x \geq \frac{126,4 \times 10^2}{1,12 \times 24 \times 0,95} = 494,98 \text{ см}^3.$$

Приймаємо двотавр № 33 ГОСТ 8239-72. Його характеристики:

$$W_x = 597 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4;$$

$$S_x = 339 \text{ см}^3;$$

маса 1 м $g = 42,2$ кг; $b_f = 140$ мм; $t_f = 11,2$ мм; $t_w = 7$ мм;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{12640}{1,12 \times 597 \times 24 \times 0,95} = 0,83 \leq 1$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{84,3 \times 339}{9840 \times 0,7 \times 0,58 \times 24} = 0,313 \leq 1$$

Балка має достатню міцність.

Прогин посередині прольоту балки

$$f_{\max} = \frac{M^H \cdot L}{\gamma_n 10E \cdot I_x} = \frac{126,4 \times 10^2 \times 420}{1,15 \times 10 \times 2,06 \times 10^4 \times 9840} = 0,0023 \text{ см}$$

де $\frac{1}{250}$ – граничний прогин балки прольотом 6 м.

Отже, переріз відповідає вимогам міцності, стійкості та жорсткості.

Практичні заняття № 5–7

ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ СКЛАДЕНОЇ СТАЛЕВОЇ БАЛКИ ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ

Мета заняття: вивчити методику підбору перерізу складеної сталеві балки двотаврового перерізу за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Вихідні дані: індивідуальне завдання, яке містить навантаження, характеристики матеріалів та елементів, необхідні для розрахунку.

Перелік завдань практичних занять. На заняттях студенти розв'язують завдання підбору перерізу складеної головної балки двотаврового перерізу, виконують перевірку його міцності та жорсткості.

На головну балку передаються зосереджені навантаження від балок настилу або від допоміжних балок. Кожне зосереджене навантаження дорівнює двом опорним реакціям балок настилу чи допоміжних балок. Якщо до балки прикладено більше п'яти зосереджених сил, то спрощено можна прийняти, що навантаження розподілене рівномірно.

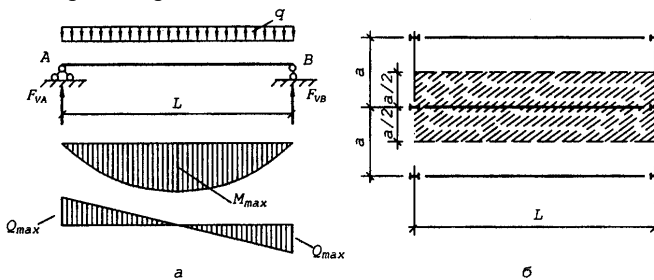


Рисунок 5 – Розрахункова схема головної балки

Ширина смуги, з якої збирається розподілене навантаження, дорівнює кроку головних балок. Навантаження від власної маси головної балки попередньо приймають у розмірі 2...4% всього навантаження, що припадає на неї.

Алгоритм добіру перерізу головної балки:

1. Висоту h головної балки визначаємо за трьома умовами: найменшої витрати сталі, забезпечення жорсткості балки та конструктивних вимог. Умові найменшої витрати сталі відповідає так

звана оптимальна висота балки h_{ef} , а необхідної жорсткості – найменша h_{\min} . Для обчислення можна скористатись формулою

$$h_{ef} = \sqrt[3]{1,5 \cdot \lambda_w \cdot W_x},$$

де $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$ – гнучкість стінки, яку приймають у межах $\lambda_w = 120 \dots 150$

(більші значення при менших R_y);

$W_x = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c}$ – потрібний момент опору перерізу балки.

Значення h_{\min} обчислюємо за формулою

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y}{E} \cdot \frac{L}{f} \cdot \frac{g_n}{q}.$$

Остаточно висоту h головної балки приймають за більшим з двох значень h_{\min} або h_{ef} . Окрім цього, висоту h треба прийняти відповідно до конструктивних вимог такою, щоб висота h_w стінки балки співпадала з шириною прокатної універсальної сталі. Товщину поясів t_f рекомендується приймати у межах 12...30 мм. Тоді $h = h_w + 2t_f$, що перевищує h_{\min} і близьке до h_{ef} .

2. Визначення товщини стінки з умов забезпечення міцності на зріз, місцевої стійкості стінки (без зміцнення її поздовжніми ребрами жорсткості) та з досвіду проектування:

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s}; \quad t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad t_w \geq 7 + 0,003h,$$

де $R_s = 0,58R_y$ – розрахунковий опір сталі на зріз;

3. Визначення площі одного поясу:

$$A_f = \frac{2I_f}{h_f^2},$$

де I_f – момент інерції поясів, визначений за формулою

$$I_f = I_x - I_w = W_x \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^2}{12}.$$

4. Остаточне визначення розмірів поясів b_f та t_f з урахуванням стандартних розмірів листового прокату. Ширину поясів доцільно приймати не меншою за 200 мм і $0,1 h$. Окрім цього, бажано, щоб вона була у межах $b_f = (1/3 - 1/5) h$. З умови місцевої стійкості поясів співвідношення $\frac{b_{ef}}{t_f}$ з урахуванням пластичних деформацій

сталі має задовольняти умови

$$\text{при } \frac{h_w}{t_w} \leq 2,7 \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\text{при } \frac{h_w}{t_w} > 2,7 \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ але не більше } 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Товщину полицок, як уже зазначалося, приймають у межах 12...30 мм, але вона повинна задовольняти умову $t_w \leq t_f \leq 3t_w$.

Приклад. Необхідно підібрати переріз головної балки складеного двотаврового профілю за наступними даними:

– проліт головних балок $L = 18,0$ м;

– проліт допоміжних балок $l = 6,0$ м;

– шаг допоміжних балок $a = 2,0$ м;

– постійне характеристичне навантаження $P^n_{пост.} = 6$ кН/м²;

– тимчасове характеристичне навантаження

$$P^n_{ер.} = 17,93 \text{ кН/м}^2;$$

– матеріал головної балки – сталь С255, $R_y = 24$ кН/см².

Характеристичне навантаження на один метр довжини балки

$$g_{п} = 1,03 \cdot (3,2 + 6,6) \cdot 6 = 147,9 \text{ кН/м},$$

де 1,03 – коефіцієнт, що враховує навантаження від власної маси головної балки;

Розрахункове навантаження:

$$g = 1,03 \cdot (6 \cdot 1,2 + 17,93 \cdot 1,2) \cdot 6 = 177,46 \text{ кН/м}.$$

Розрахункові зусилля:

$$M_{\max} = \frac{177,46 \times 18^2}{8} = 7141 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{177,46 \times 18}{2} = 183,96 \text{ кН}.$$

Висоту h головної балки визначаємо за трьома умовами: найменшої витрати сталі, забезпечення жорсткості балки та конструктивних вимог.

Потрібний момент опору:

$$W_x = \frac{7141 \times 10^{-3}}{1,1 \times 240} = 28225 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Мінімальна висота балки:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y}{E} \cdot \frac{L}{f} \cdot \frac{g_n}{q} =$$

$$= \frac{5}{24} \times \frac{1,1 \times 240 \times 18}{2,06 \times 10^5} \times 275 \times \frac{147,9}{177,46} = 1,1 \text{ м}$$

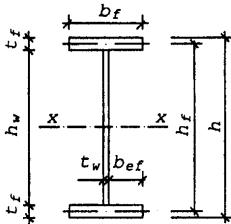


Рисунок 6 – Добір перерізу балки

де $R_y = 240$ МПа – розрахунковий опір листової сталі С255 ГОСТ 23570-79, завтовшки 10...20 мм;

$f/L = 1/275$ для балки довжиною 18 м;

коефіцієнт $\gamma_c = 1$.

Оптимальна висота при гнучкості $\lambda_w = 140$:

$$h_{ef} = \sqrt[3]{1,5 \cdot \lambda_w \cdot W_x} =$$

$$\sqrt[3]{1,5 \times 140 \times 28225 \times 10^{-6}} = 1,81 \text{ м}.$$

Приймаємо висоту стінки $h_w = 1,8$ м, а товщину поясів

$t_f = 22$ мм. Тоді $h = h_w + 2t_f = 1,8 + 2 \cdot 0,022 = 1,844$ м, що перевищує h_{\min} і близьке до h_{ef} .

Визначаємо товщину стінки балки:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s} = \frac{1,5 \times 1587 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,58 \times 240} = 9,5 \times 10^{-3} \text{ м};$$

$$t_w = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{1,8}{5,5} \sqrt{\frac{240}{2,06 \times 10^5}} = 11,17 \times 10^{-3} \text{ м};$$

$$t_w = 7 + 0,003 \cdot h = (7 + 0,003 \times 1800) \times 10^{-3} = 12,4 \times 10^{-3} \text{ м}.$$

Приймаємо товщину стінки $t_w = 14$ мм, а товщину поясів орієнтовно $t_f = 22$ мм. Повна висота балки

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 1,8 + 22 \times 10^{-3} = 1,844 \text{ м}.$$

Знаходимо потрібну площу поясів:

$$I_x = W_x \cdot \frac{h}{2} = 28225 \times 10^{-6} \times \frac{1,844}{2} = 2602350 \times 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{14 \cdot 10^{-3} \times 1,80^3}{12} = 680400 \times 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_f = I_x - I_w = (2602350 - 680400) \times 10^{-8} = \\ = 1921950 \times 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{1921950 \times 10^{-8}}{(1822 \times 10^{-3})^2} = 105 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Приймаємо пояси з листів універсальної сталі 560×22 мм.

Площа кожного поясу

$$A_f = 56 \cdot 2,2 - 123,3 \text{ м}^2 = 123,2 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Перевіряємо зазначені вище умови:

$$t_f = 22 \text{ мм} < 3t_w = 3 \times 14 = 42 \text{ мм};$$

$$t_f = 22 \text{ мм} > t_w = 14 \text{ мм};$$

$$\frac{b_f}{h} = \frac{56,0}{184,4} = \frac{1}{3,3} < \frac{1}{3}.$$

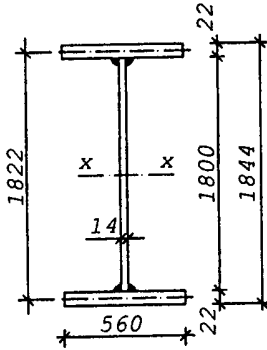
Умови задовольняються. Перевіряємо стійкість верхнього (стисненого) поясу. Гнучкість стінки:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{1800}{14} = 128,6 > 2,7 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$= 2,7 \times \sqrt{\frac{2,06 \times 10^5}{230}} = 80,8,$$

де $R_y = 230$ МПа для сталі С255 при товщині листів 20...40 мм.

За наявності пластичних деформацій мають задовольнятися умови:



$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{273}{22} = 12,41 < 0,11 \times \frac{h_w}{t_w} = 0,11 \times \frac{1800}{14} = 14,1;$$

$$\frac{b_{ef}}{t} = 12,1 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \times \sqrt{\frac{2,06 \times 10^5}{240}} = 14,96.$$

Тобто полічка стійка.

Рис. 7 – Прийнятий переріз балки

Обчислюємо характеристики перерізу балки:

площа перерізу

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = (1800 \times 14 + 2 \times 560 \times 22) \times 10^{-6} = 498,4 \times 10^{-4} \text{ м}^2;$$

момент інерції відносно нейтральної осі x-x

$$I_x = I_w + I_f = (680400 \times 10^{-8} + 2 \times 560 \times 22 \times 911^2) \times 10^{-12} = 2725325 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

момент опору

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \times 2725325 \times 10^{-8}}{184,4 \times 10^{-2}} = 29559 \times 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$\text{Співвідношення } \frac{A_f}{A_w} = \frac{123,2}{252} = 0,489.$$

$$c = 1,117.$$

Перевіряємо міцність балки за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{7141 \times 10^{-3}}{1,117 \times 29559 \times 10^{-6} \times 24 \times 0,95} = 0,94 \leq 1$$

де $c_1 = c$, оскільки $\tau < 0,5R_s$ (у місці дії M_{\max} , поперечна сила $Q = 0$).

Недонапруження становить $\Delta_\sigma = \frac{1-0,94}{1} \cdot 100 = 6\%$, що допустимо.

Прогин балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^n L}{10EI_x} = \frac{7141 \times 10^2 \times 1800}{10 \times 2.06 \times 10^4 \times 2725325 \times 1,15} = 0,002 = \frac{1}{502} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}.$$

Міцність та жорсткість перерізу головної балки забезпечено.

Практичне заняття № 8 **ЗМІНА ПЕРЕРІЗУ ЗА ДОВЖИНОЮ СКЛАДЕНОЇ БАЛКИ**

Мета заняття: вивчити методику зміни перерізу складеної сталеві балки двотаврового перерізу за довжиною згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Як показано вище, переріз балок підбирається за найбільшим згинальним моментом, який, у відповідності з епюрою моментів, має місце поблизу середини балки (рис. 8). В результаті частини балки постійного перерізу, наближені до опор, виявляються недовантаженими. Тому для підвищення економічності раціонально виконувати балки змінного перерізу. Ідеальним варіантом тут могли бути балки, момент опору яких повністю відповідає епюрі моментів (наприклад, балки змінної висоти), але такі балки трудомісткі у виготовленні, нераціональні і на практиці не застосовуються.

Найбільш розповсюдженою рішенням зміни перерізу складеної балки є зменшення її поясу на відстані $x=l/6$ зі збереженням товщини поясу (рис. 8). Для зменшеної ширини поясу b_{f1} повинні витримуватися наступні конструктивні обмеження:

$$b_{f1} \geq h/10; b_{f1} \geq 180 \text{ мм}; b_{f1} \geq b_f/2.$$

У місці зміни перерізу виконується перевірка приведених напружень

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c / \gamma_n,$$

де σ_1 і τ_1 – розрахункові нормальне і дотичне напруження на рівні поясних швів (рис. 8) у місці зміни перерізу.

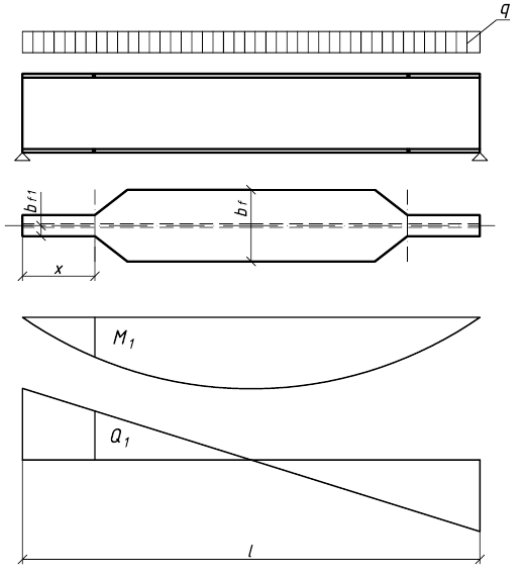


Рисунок 8 – Зміна перерізу складеної балки

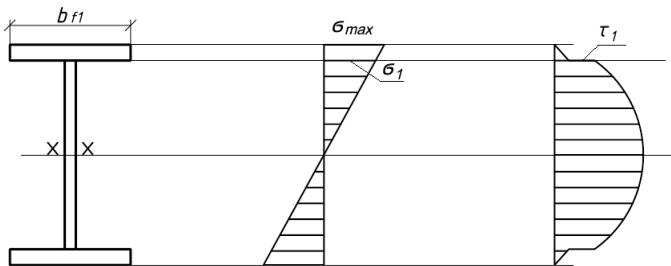


Рисунок 9 – Епюри напружень у зменшеному перерізі складеної балки

Потрібні для розрахунку нормальні і дотичні напруження:

$$\sigma_1 = \sigma_{1max} \frac{h_w}{h} = \frac{M_1}{W_1} \frac{h_w}{h};$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_f l}{I_1 t_w},$$

де M_1 і Q_1 – розрахункові зусилля в місці зміни перерізу балки;

W_1 і I_1 – моменти опору і інерції зменшеного перерізу;

S_{f1} – статичний момент зменшеного поясу відносно нейтральної осі перерізу.

Практичне заняття №9 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЗАГАЛЬНОЇ СТІЙКОСТІ БАЛОК

Мета заняття: вивчити методику забезпечення загальної стійкості складеної сталевій балки двотаврового перерізу згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Високі вузькі балки під впливом навантаження, прикладеного у площині стінки, спочатку прогинаються, а потім при досягненні навантаження критичного значення закручуються, виходять із площини згину і достроково втрачають несучу здатність (рис. 9). Цей тип руйнування балок відноситься до граничних станів першої групи.

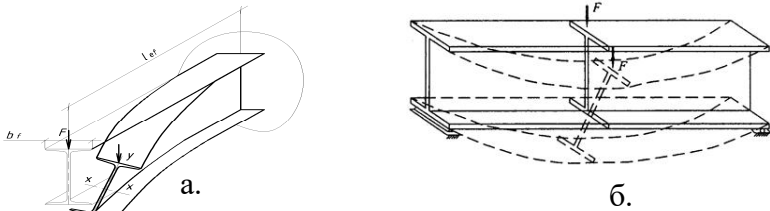


Рисунок 10 – Втрата загальної стійкості балок:
а – консоль; б – балка на двох опорах

У двох наступних випадках загальна стійкість сталевих балок 1-го класу вважається забезпеченою;

а) коли навантаження передається на балку через суцільний жорсткий настил, який неперервно спирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний (залізобетонні плити, сталевий настил, хвиляста сталь) із застосуванням зварювання, болтів, само нарізних гвинтів;

б) коли умовна гнучкість стиснутого поясу $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$

(l_{ef} – розрахункова довжина стиснутого поясу балки, що дорівнює відстані між точками закріплення поясу у горизонтальному напрямі;

b – ширина стиснутого поясу балки) не перевищує граничне значення гнучкості поясу $\bar{\lambda}_{ub}$, наведене у табл. 9.1 ДБН, тобто повинно бути $\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}$; значення $\bar{\lambda}_{ub}$ залежить від місця прикладення навантаження (зверху чи знизу), наявності в'язів, розмірів балки b_f, t_f, h .

В інших випадках необхідно виконувати перевірку загальної стійкості балки 1-го класу за формулою

$$\frac{M\gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де φ_b – коефіцієнт стійкості при згині, що визначається за дод. Н ДБН;

W_{cx} – момент опору відносно осі $x - x$ для стиснутого поясу балки.

Практичні заняття № 10-11 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ БАЛОК

Мета заняття: вивчити методику забезпечення місцевої стійкості складеної сталеві балки двотаврового перерізу згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Втрата місцевої стійкості балок

Під впливом нормальних стискуючих або дотичних напружень окремі частини перерізу балки (полиця або стінка) випучуються, вибувають з роботи, внаслідок чого переріз ослаблюється, стає несиметричним, і балка достроково втрачає несучу здатність (рис. 11). Цей тип руйнування балок називається втратою місцевої стійкості балок і також відноситься до граничних станів першої групи. Необхідно так проектувати сталеві балки, щоб втрата загальної несучої здатності (міцності, загальної стійкості) наступала раніше, ніж втрата місцевої стійкості. Основний спосіб для цього – вибір відповідних співвідношень розмірів частин балок.

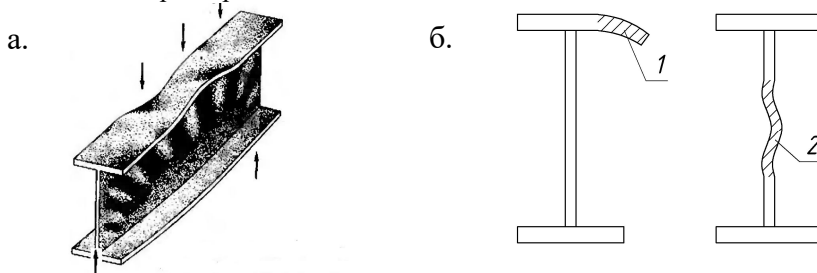


Рисунок 11 – Втрата місцевої стійкості балки:

а – загальний вигляд втрати місцевої стійкості; б – ділянки, що вибули з роботи (поз. 1, 2)

Забезпечення стійкості стиснутого пояса

Втрата стійкості стиснутої полиці має форму хвилеподібного випучування крайок (рис. 12).

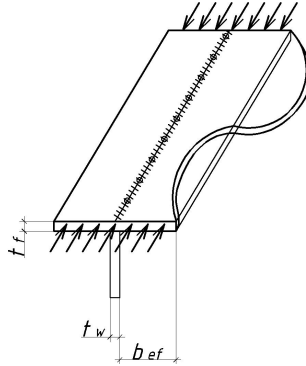


Рисунок 12 – Втрата стійкості стиснутого поясу балки

Розрахункова схема для визначення критичного напруження, при якому відбувається таке явище, це плівка шириною b_{ef} , шарнірно закріплена вдовж довгої сторони, яка завантажена рівномірно розподіленим нормальним стискуючим напруженням (рис. 12). Критичне напруження для цього випадку дорівнює:

$$\sigma_{cr} = 0,25E \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2,$$

де b_{ef} – вільний звис полиці; t_f – товщина полиці.

Якщо порівняти критичне напруження розрахунковому опору, тобто $\sigma_{cr} = R_y$, можна одержати співвідношення, яке гарантує стійкість стиснутого поясу балки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Зважаючи на те, що значення квадратного кореня дорівнює приблизно 30, рекомендоване співвідношення $b_{ef}/t_f \leq 15$.

Втрата стійкості стінки при дії нормальних напружень

Втрата стійкості стінки балки під дією нормальних напружень ілюструється рис. 13. Вона має хвилеподібний характер і відбувається у верхній зоні стінки під впливом стискуючих напружень.

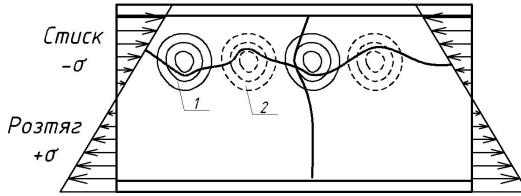


Рисунок 13 – Втрата стійкості стінки під дією нормальних напружень:
1, 2 – хвилі випучування стінки

Критичне нормальне напруження для стінки визначається як

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

де $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – умовна гнучкість стінки; для зварних балок $h_{ef} = h_w$; $C_{cr} = 30,0 \dots 35,5$ – коефіцієнт, що визначається за табл. 9.2 ДБН в залежності від конструкції і розмірів балок.

Втрата стійкості стінки при дії дотичних напружень

На приопорних ділянках балок під дією дотичних напружень відсік стінки між ребрами скошується, поділяється на трикутні частини, і стінка випучується окремо у кожному трикутнику (рис. 14).

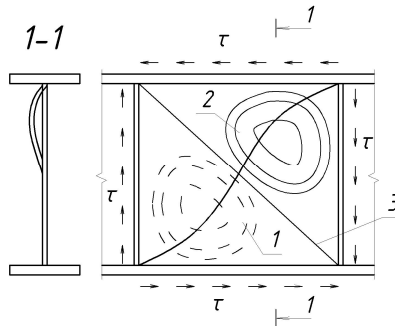


Рисунок 14 – Втрата стійкості стінки під дією дотичних напружень:
1, 2 – хвилі випучування стінки; 3 – розтягнута діагональ

Критичне дотичне напруження для стінки визначається як,

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu_w^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2},$$

$$\text{де } \bar{\lambda}_d = \frac{d_g}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

d_g – менша сторона відсіку стінки;

μ_w – відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої.

Перевірка стійкості стінки в складених балках

Приймається до уваги загальний випадок при сумісній дії σ і τ . При відсутності локальних напружень у стінці $\sigma_{loc} = 0$ і обмежені умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ перевірка стійкості стінки виконується за формулою:

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_c} \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq 1,$$

де σ і τ – напруження у відсіку стінки, що перевіряється.

Перевірка стійкості стінки необхідна у наступних випадках:

$\bar{\lambda}_w \geq 3,5$ – при відсутності локальних напружень ($\sigma_{loc} = 0$) і двосторонніх поясних швах;

$\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ – те саме при односторонніх поясних швах;

$\bar{\lambda}_w \geq 2,5$ – при наявності локальних напружень ($\sigma_{loc} \neq 0$) і двосторонніх поясних швах.

Практичні заняття № 12–13 ПІДБІР СТАЛЕВОЇ ЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

Мета заняття: вивчити методику підбору сталеві центрово-стиснутої колони суцільного двотаврового та найскрізного перерізу згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Колони робочого майданчика працюють як центрово-стиснені на дію стискального зусилля N . Для одноярусних майданчиків зусилля дорівнює двом опорним реакціям головних балок, що спираються на колону. Для багатоярусних майданчиків найбільші зусилля діють у

нижньому ярусі колони. Загалом з урахуванням власної маси колони (близько 1% прикладеного до неї навантаження) розрахункове зусилля можна визначити з виразу

$$N = 2 \cdot n \cdot Q_{\max} \cdot 1,01,$$

де n – кількість ярусів майданчика;

Q_{\max} – опорна реакція головної балки (формула чинна лише при однакових навантаженнях на ярусах).

Тип перерізу колони доцільно приймати:

при $N \leq 2200$ кН – наскрізний переріз з двох швелерів;

при $2200 \text{ кН} < N < 3500$ кН – наскрізний переріз з двох двотаврів;

при $5000 \geq N \geq 3500$ кН – суцільний переріз з двох чи трьох двотаврів;

при $N > 5000$ кН – суцільний переріз, складений з листів (наприклад, двотавровий, рис. 15).

Розрахункову довжину колони l_{ef} визначають з урахуванням її заглиблення нижче рівня підлоги на 0,6...0,8 м. Довжину l_0 приймають від низу головної балки до підшови опорної плити бази.

В одноярусних майданчиках головні балки спираються на колону здебільшого зверху. При цьому забезпечується чітке шарнірне спирання головних балок на оголовок колони.

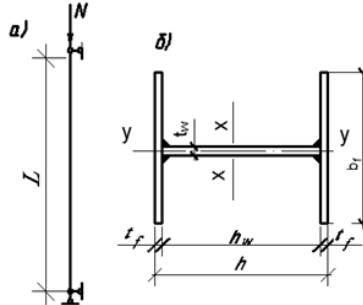


Рисунок 15 – До розрахунку стержня суцільної ЦСК:
а – розрахункова схема ЦСК; б – типовий переріз суцільної ЦСК

Для багатоярусних майданчиків використовують приєднання головних балок до колони збоку. Проміжні опори колони за цієї умови вважають шарнірними і розміщують у рівнях низу головних балок. Защемлення колони у фундаменті враховується введенням коефіцієнта $\mu = 0,7...0,8$. Для шарнірного приєднання $\mu = 1,0$.

Визначення необхідної площі перерізу

Потрібна площа перерізу визначається за формулою

$$A_{\text{нотр}} = \frac{N\gamma_n}{\phi R_y \gamma_c},$$

де N – розрахункова поздовжня сила у колоні (від розрахункових граничних значень навантажень);

R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості; γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції (табл. 5.1 ДБН);

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності);

ϕ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, який є функцією гнучкості колони $\lambda = l_{ef}/i$, l_{ef} – розрахункова довжина колони, $i = \sqrt{I/A}$ – радіус інерції перерізу, I – момент інерції перерізу, A – площа перерізу. Оскільки на початку розрахунку розміри перерізу невідомі, задаємося попередньо гнучкістю колони:

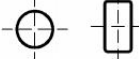
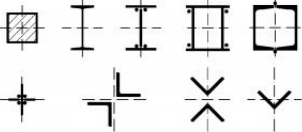

$$N \geq 1500 \dots 2000 \text{ кН}; l = 5 \dots 6 \text{ м}; \lambda = 100 \dots 70;$$

$$N = 2500 \dots 4000 \text{ кН}; \lambda = 70 \dots 50.$$

Знаючи λ , визначаємо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \sqrt{R_y/E}$

(E – модуль пружності сталі, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа) і за додатком Ж ДБН, таблиця Ж1, знаходимо коефіцієнт ϕ , враховуючи тип кривої стійкості (а, б, с, табл. 1).

Таблиця 1 – Типи кривих стійкості

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості
	a
	b
	c

Визначення габаритних розмірів перерізу h і b_f

Габаритні розміри перерізу достатньо просто зв'язані з його відповідними радіусами інерції :

$$i_x = \alpha_1 h; \quad i_y = \alpha_2 b_f.$$

Значення перехідних коефіцієнтів наведені в табл. 2. Як видно з таблиці, радіуси інерції для двотаврового перерізу визначаються $i_x = 0,43h, i_y = 0,24b_f$. Для забезпечення рівностійкості ЦСК (якщо однакові розрахункові довжини $l_x = l_y$) необхідно, щоб ці радіуси інерції дорівнювали один одному. Це відповідає співвідношенню габаритних розмірів перерізу $b_f \approx 2h$, тобто нереальному перерізу ЦСК. Оскільки на практиці найчастіше $b_f \approx h$ і $i_x > i_y$, ЦСК двотаврового перерізу ніколи не бувають рівностійкими.

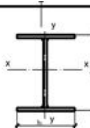
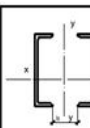
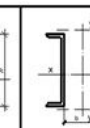
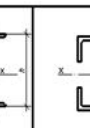
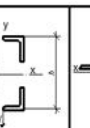
Враховуючи формулу гнучкості, визначаємо потрібний радіус інерції перерізу:

$$\lambda = l_{ef} / i; \quad i_{номп} = l_{ef} / \lambda.$$

Це відкриває можливість визначити габаритні розміри перерізу:

$$h = i_{номп} / \alpha_1; \quad b_f = i_{номп} / \alpha_2 \approx h.$$

Таблиця 2 – Коефіцієнти для визначення радіусів інерції перерізів

Тип перерізу					
α_1	0,43	0,38	0,38	0,43	0,21
α_2	0,24	0,44	0,60	0,43	0,21

Визначення геометричних характеристик перерізу, перевірка прийнятого перерізу

При призначенні товщин стінки та полиць враховуються два критерія: забезпечення потрібної площі $A_{номр}$ і гарантія місцевої стійкості стінки і полиць суцільного перерізу ЦСК. При цьому рекомендуються приймати товщини: стінки $t_w = 8...14 \text{ мм}$ полиць $t_f = 12...20 \text{ мм} \geq t_w$.

Визначаємо геометричні характеристики прийнятого перерізу.

- Площа: $A = t_w h_w + 2 t_f b_f$.
- Моменти інерції: $I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 t_f b_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2$; $I_y \cong 2 \frac{t_f b_f^3}{12}$.
- Радіуси інерції: $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$.
- Гнучкості: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$, вибираємо λ_{\max} .
- Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_{\max} = \lambda_{\max} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.
- Коефіцієнт стійкості при центровому стиску φ – за табл. Ж1

ДБН в залежності від $\bar{\lambda}_{\max}$ і типу кривої стійкості.

Виконуємо перевірку стійкості суцільної ЦСК:

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_{\min} A R_y \gamma_c} \leq 1.$$

При необхідності переріз корегується, і розрахунок повторюється в аналогічній послідовності.

Підбір перерізу наскрізної ЦСК

Розрахунок відносно матеріальної осі $x - x$

Цей розрахунок виконується аналогічно розрахунку суцільної колони: підбирається профіль гілок (швелер або двотавр) і з урахуванням його фактичних геометричних характеристик перевіряється стійкість колони

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_x R_y A \gamma_c} \leq 1.$$

Визначення ширини перерізу b_1

Розглянемо стійку на планках, для якої умова рівності жорсткості має вигляд $\lambda_x = \lambda_{ef}$. Звідси можна перейти до необхідної ширини перерізу:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2} = \lambda_x; \lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2};$$
$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y}; b_1 = \frac{i_y}{\alpha_2} \text{ (див. табл. 2)}$$

Геометричні характеристики перерізу і перевірка ЦСК відносно вільної осі y - y (рис. 16)

Площа перерізу ЦСК: $A = 2A_{b1}$.

Момент інерції: $I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]; b = b_1 - 2z_0$.

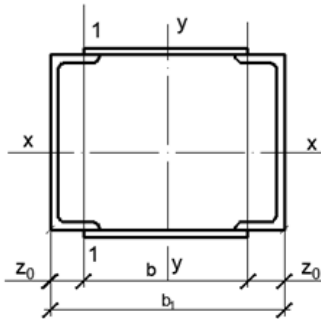


Рисунок 16 – Переріз наскрізної ЦСК

Радіус інерції, гнучкість: $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$.

Приведена гнучкість: $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2}$.

Умовна приведена гнучкість $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Коефіцієнт стійкості при центровому стиску φ_y – за табл. Ж1 ДБН в залежності від $\bar{\lambda}_{ef}$ і типу В кривої стійкості.

Виконуємо перевірку стійкості наскрізної ЦСК відносно вільної осі $Y - Y$:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_y AR_y \gamma_c} \leq 1.$$

Зусилля у решітках ЦСК

Решітка наскрізних ЦСК працює на поперечну силу, що виникає як результат згину стержня у критичному стані втрати стійкості (поздовжнього згину). В цьому стані в стержні ЦСК з'являється згинальний момент $M = Ny$, де y – прогин стержня, що згинається, в перерізі з координатою x (рис. 17).

Критична поперечна сила в стержні

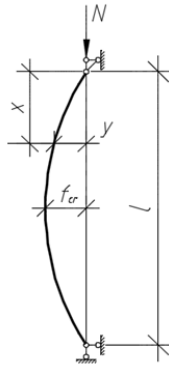


Рисунок 17 – Поздовжній згин ЦСК

$$Q_{cr} = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \frac{dy}{dx}.$$

Опишемо зігнуту вісь стержня півхвилею синусоїди і візьмемо її похідну:

$$y = C \sin \frac{\pi x}{l}; \quad \frac{dy}{dx} = C \cdot \cos \frac{\pi x}{l} \cdot \frac{\pi}{l}.$$

Розглянемо переріз на опорі, де $x = 0$, тут $Q_{cr} = \max$; $\cos 0 = 1$. Приймавши множник C рівним найбільшому прогину стержня f_{cr} , маємо для похідної наступний вигляд:

$$\frac{dy}{dx}_{x=0} = f_{cr} \frac{\pi}{l}.$$

Враховуючи похідну, одержуємо формулу критичної поперечної сили у стержні ЦСК:

$$Q_{cr} = N_{cr} f_{cr} \frac{\pi}{l} = \sigma_{cr} A f_{cr} \frac{\pi}{l} = const,$$

де A – площа перерізу ЦСК; σ_{cr} – критичне напруження, що відповідає критичному стану втрати стійкості ЦСК.

Таким чином, критична поперечна сила, постійна для конкретної по всій довжині ЦСК, залежить від її гнучкості (f_{cr} і l), матеріалу (σ_{cr}) і площі перерізу (A).

В нормах ДБН поперечна сила називається умовною, її рекомендується визначати за формулою

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_f}{\varphi},$$

де Q_{fic} – умовна поперечна сила, Н.

У практичних розрахунках допускається користуватися спрощеними рекомендаціями, що містяться у таблиці 3.

Таблиця 3 – Рекомендації щодо визначення умовної поперечної сили

Розрахунковий опір, МПа	210	260	290	380	440	530
Q_{fic} , кН	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А	0,7А

Проектування планок ЦСК

Планки – це безроскісна система з жорсткими вузлами, елементи якої (гілки та планки) працюють на згин та зріз.

Відстань між планками (в чистоті) визначається як

$$l_b = \lambda_{b1} i_1.$$

Розміри планок: довжина $l_s \cong (0,6 \dots 0,75) b_1$;

товщина $t_s = (1/10 \dots 1/15) \cdot l_s \cong 16 \dots 10 \text{ мм}$.

Відстань між осями планок (рис. 17): $l = l_b + l_s$.

Умовна поперечна сила, діюча на одну площину планок:

$$Q_s = 0,5 Q_{fic}.$$

Оскільки нульові точки епюри згинальних моментів у гілках знаходяться посередині між планками, можна виділити фрагмент

решітки (рис. 18, б), рівновагу якого забезпечують поперечні сили на гілках $Q_s/2$ і сили F_s , що перерізають планки.

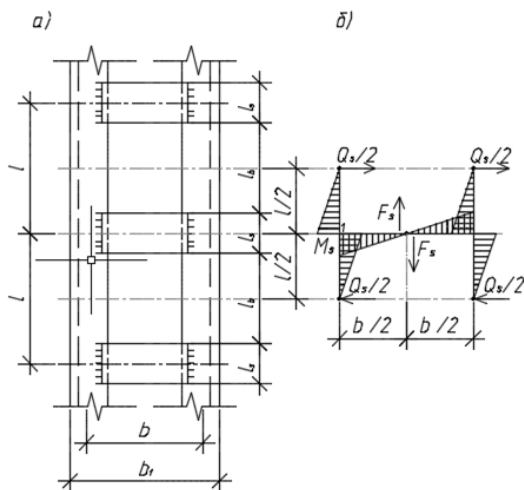


Рисунок 18 – До розрахунку планок: а – схема решітки на планках; б – розрахункова схема

Запишемо умову рівноваги половини фрагмента решітки у точці 1:

$$2 \frac{Q_s}{2} \frac{l}{2} - \frac{F_s b}{2} = 0.$$

Звідси знаходимо силу, що перерізає планку

$$F_s = \frac{Q_s l}{b}.$$

Момент, що згинає планку, дорівнює (точка 1):

$$M_s = \frac{F_s b}{2} = \frac{Q_s l b}{b 2} = \frac{Q_s l}{2}.$$

На цей момент перевіряються планки, що працюють на згин. Зварні шви, що кріплять планки до гілок, сприймають M_s і F_s , тобто вони працюють на сумісну дію згину і зрізу.

Розрахункова площа кутового шва планки (у площині наплавленого металу):

$$A_{wf} = \beta_f k_f (l_s - 2k_f),$$

де k_f – катет поясного шва;

β_f – коефіцієнт, що знаходиться за таблицею 16.2 ДБН.

Момент опору кутового шва планки:

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f (l_s - 2k_f)^2}{6}.$$

Напруження згину і зрізу зварного шва:

$$\sigma_{wf} = \frac{M_s}{W_{wf}}; \tau_{wf} = \frac{F_s}{A_{wf}}.$$

Перевірка шва на сумісну дію згину і зрізу має наступний вигляд:

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \gamma_c / \gamma_n,$$

де R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу.

Практичні заняття № 14–15 РОЗРАХУНОК БАЗИ СТАЛЕВОЇ ЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

Мета заняття: вивчити методику розрахунку елементів бази сталеві центрово-стиснутої колони суцільного двотаврового перерізу згідно вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рисунку 19. Найчастіше використовують бази з траверсами, де траверси є допоміжними елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

Розраховуючи базу, в першу чергу визначають потрібну площу опорної плити. Виходячи з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою,

$$A = \frac{N}{f_{cd} \cdot \gamma_b \cdot \alpha},$$

де f_{cd} – розрахунковий опір бетону фундаменту;

γ_b, α – коефіцієнти згідно з ДБН «Бетонні і залізобетонні конструкції».

Далі визначають ширину плити:

$$B = b + 2 \cdot (t_s + c),$$

де b, t_s, c – умовні позначення згідно з рисунком 19.

У першому наближенні приймають товщину траверси $t_s = 8 \dots 16$ мм. Величину консольного звису опорної плити призначають $c = 50 \dots 120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині $i < 40$ мм та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення). Остаточну ширину плити B приймають кратною 50 мм.

Знаючи потрібну площу A і ширину B , обчислюють довжину плити:

$$L = \frac{A}{B}.$$

Розмір L також заокруглюють, приймаючи кратним 50 мм і таким, щоб дотримувалася умова $a \geq 50$ мм.

Напруження стиску в бетоні фундаменту σ_b під подошвою опорної плити вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} \leq f_{cd} \cdot \gamma_b \cdot \alpha.$$

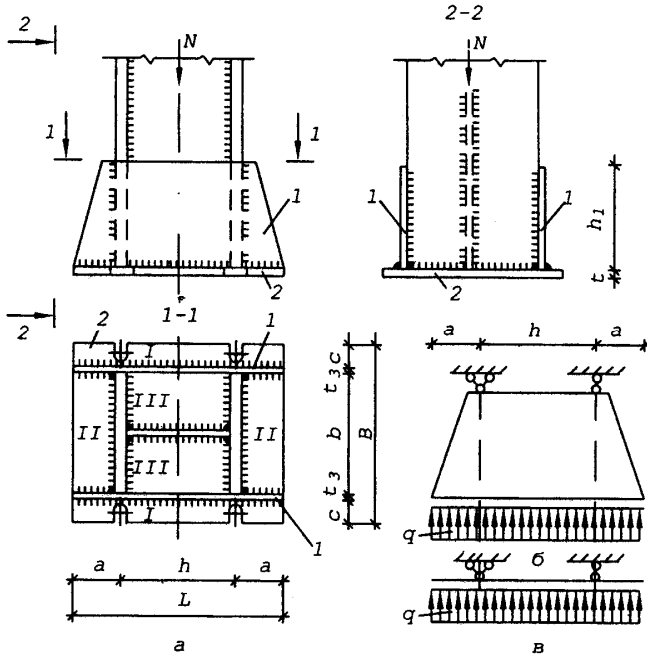


Рисунок 19 – База суцільної колони:

а – загальний вигляд; б – схема навантаження траверси;
в – розрахункова схема траверса; 2 – опорна плита

Власне опорна плита під діє цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, сперту на траверси, полицки та стінки колони, можна виділити три характерні ділянки (рис. 20):

- I – консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;
- II – сперта і відповідно защемлена з трьох сторін;
- III – защемлена по контуру.

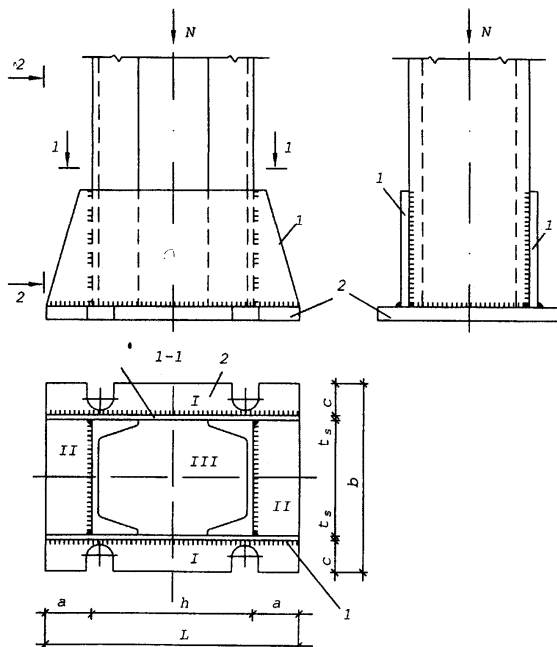


Рисунок 20 – База наскрізної колони:
1 – траверси; 2 – опорна плита

Згинальний момент для смужки одиничної ширини ($L = 1$) на ділянці I обчислюють як для консолі:

$$M_1 = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2}.$$

У ділянках II і III від дії σ_b згинальні моменти виникають у площинах обох осей симетрії (відповідно M_x , M_y). Їх значення обчислюють за методиками теорії пружності. Спрощено допускається обчислювати значення найбільшого згинального моменту, використовуючи коефіцієнти α і β згідно з наведеними у таблицях 4, 5 даними відповідно до співвідношення сторін b і a та h і $\frac{b-t_w}{2}$

(рис. 20) чи b і a та h і b (рис. 20) для ділянок, спертих на три сторони чи вздовж контура на чотири.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті для ділянки II, спертої на три сторони

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot b^2 ;$$

для ділянки III, спертої по контуру

$$M_3 = \beta \cdot \sigma_b \cdot s^2 ,$$

де s – розмір меншої сторони ділянки.

При співвідношенні сторін, що перевищують 2 чи менші за 0,5, розрахунок виконують, як для елемента з прольотом, що дорівнює меншій зі сторін і закріпленого уздовж довгих. Так, ділянку II, сперту на три сторони, при співвідношенні $\frac{b}{a} < 0,5$ розглядають як балку з прольотом b , сперту на траверси:

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{b^2}{8} ,$$

а при $\frac{b}{a} > 2$ як консоль прольотом a :

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{a^2}{2} .$$

Аналогічно ділянку III при $d > 2$ розраховують як балку з прольотом, що дорівнює розмірові меншої сторони. Невеликими згинальними моментами у напрямку меншої жорсткості (більшої сторони) нехтуємо.

Таблиця 4 – Значення коефіцієнта α для плити, спертої на три сторони

Кое- фіці- єнт	Відношення сторін $\frac{b}{a}$									
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	більше 2
α	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	1,126	0,132	0,133

Таблиця 5 – Значення коефіцієнта для плити, спертої по контуру

Коефіцієнт	Відношення більшої сторони плити до меншої											
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	більше 2
β	0,048	0,055	0,063	0,07	0,08	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

У подальшому розрахунку розглядаємо переріз одиничної смужки плити товщиною t і шириною, рівною одиниці. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом

$$W = \frac{b \cdot t^2}{6},$$

де $b = 1$, тобто

$$W = \frac{t^2}{6}.$$

За більшим зі згинальних моментів M_1 , M_2 чи M_3 обчислюємо потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

Знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}.$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм. Коли ж за розрахунком отримують більші значення, то у конструкцію бази вносять зміни, вводячи в ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткові ребра чи діафрагми, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

Траверсу наближено розглядають як балку, сперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 19, б). Навантаження на траверсу приймають рівномірно розподіленим:

$$g = \sigma_b \cdot \frac{B}{2}.$$

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:

на консольних ділянках $M = g \cdot \frac{a^2}{2}$;

у прогоні $M = \frac{gh^2}{8} - g \cdot \frac{a^2}{2}$.

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де M_{\max} – більше зі значень згинальних моментів за чи;

$$W_s = \frac{t_s \cdot h^2}{6} - \text{момент опору поперечного перерізу траверси.}$$

З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають $h_1 = (0,5 \dots 0,7) \cdot h$. Коли ж умова не виконується, збільшують товщину t_s .

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів, швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту. Для швів між стержнем колони і траверсою вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви. Тобто для конструкцій, зображених на рисунках 19 та 20, через один шов передається зусилля $N_1 = 0,25 N$ (кількість швів – чотири).

Розраховуючи шви приєднання опорної плити до траверс, вважають, що через одиницю довжини цих швів ($l_w = 1$) передається зусилля, що дорівнює навантаженню на траверсу g . В обох випадках шви проєктують згідно з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

Висота траверси h_{tr}

Висота траверси визначається з умови розміщення зварних швів, що передають зусилля N зі стержня колони на траверси (рис. 20, поз. 1).

$$h_{tr} = \frac{N\gamma_n}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

У необхідних випадках розраховуються траверси на згин і зварні кріплення ребер і діафрагм.

Список джерел

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Чинний від 2015–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
2. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження та впливи. Норми проектування. Чинний від 2007–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2006. – 60 с.
3. ДСТУ 2251:2018. Кутики сталеві гарячекатані рівнополочні. Чинний від 2018–08–28 – Київ : «УкрНДНЦ», 2018. – 13 с.
4. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006. Прогини та зміщення. Вимоги проектування. Чинний від 2007–01–01 – Київ : Мінрегіон України, 2006. – 9 с.
5. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels : European Committee for Standardization, 2005. – 91 p.
6. EN 1993-1-1:2006. Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : European Committee for Standardization, 2006. – 130 p.
7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). Чинний від 01.07.2013 – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. – 38 с.
8. Цифровий репозиторій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова [Електронний ресурс]: сайт. Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua>, вільний (дата звернення 14.09.2020). – Назва з екрана.
9. Бреттл М. Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины / М. Бреттл, Д. Браун, Н. А. Беляев, А. С. Билык. – Киев : Украинский центр стального строительства, 2017. – 232 с
10. Металеві конструкції. Загальний курс. Підручник для вищих навчальних закладів. [Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О.] – Видання друге, перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – Київ : «Сталь», 2010. – 869 с.

11. Лоусон М. Стальные конструкции в архитектуре / М. Лоусон, А. С. Билык. – Киев : Украинский центр стального строительства, 2014. – 140 с.

ДОДАТОК А
Механічні властивості сталей

Клас сталі за ГОСТ27772	Замінна сталі	
	марки сталі, товщина прокату, мм	ГОСТ або ТУ
C235	ВСтЗкп2 ВСтЗкп2-1	ГОСТ 380-94 ТУ І4-І-3023
C245	ВСтЗпс6 (листовий – до 20, фасонний – до 30) ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380 ТУ І4-І-3023
C255	ВСтЗпс5, ВСтЗГпс6, ВСтЗпс6 (листовий – св. 20 до 40, фасонний – більш 30) ВСтЗпс5-1, ВСтЗГпс5-1	ГОСТ 380 ТУ І4-І-3023
C275	ВСтЗпс6-2	ТУ І4-І-3023
C285	ВСтЗпс5-2, ВСтЗГпс5-2	ТУ І4-І-3023
C345, C345Т	09Г2	ГОСТ 19281 ГОСТ 19282
	09Г2С 15ХСНД (листовий до 10, фасонний до 20) 14Г2 (листовий, фасонний до 20)	ГОСТ 19282
	12Г2С гр.1	ТУ І4-І-4323
	09Г2 гр.1, 09Г2 гр.2, 09Г2С гр.1, 14Г2 гр.1 (фасонний – до 20)	ТУ І4-І-3023
C375	12Г2С гр.2	ТУ І4-І-4323
	09Г2С гр.2, 14Г2 гр.1 (фасонний – св.20), 14Г2 гр.2 (фасонний – до 20)	ТУ І4-І-3023
	14Г2 (листовий, фасонний – св.20) 10Г2С1, 15ХСНД (листовий – св.10, фасонний – св.20), 10ХСНД (листовий – до 10, фасонний – без обмежень)	ГОСТ 19281, ГОСТ 19282

Рисунок А.1 – Марки сталі, які змінюються сталями за ГОСТ 27772-88
(Джерело: Таблица 51 ДБН В2.6-198:2014)

Сталь	Товщина прокату мм	Розрахунковий опір, МПа, прокату			
		листового, широкоштабового універсального		Фасонного	
		R_y	R_u	R_y	R_u
С235	От 2 до 20	230	350	230	350
	Св. 20 до 40	220	350	220	350
	Св. 40 до 100	210	350	-	-
	Св. 100	190	350	-	-
С245	От 2 до 20	240	360	240	360
	Св. 20 до 30	-	-	230	360
С255	От 2 до 3,9	250	370	-	-
	От 4 до 10	240	370	250	370
	Св. 10 до 20	240	360	240	360
	Св. 20 до 40	230	360	230	360
С275	От 2 до 10	270	370	270	380
	Св. 10 до 20	260	360	270	370
С285	От 2 до 3,9	280	380	-	-
	От 4 до 10	270	380	280	390
	Св. 10 до 20	260	370	270	380
С345	От 2 до 10	335	480	335	480
	Св. 10 до 20	315	460	315	460
	Св. 20 до 40	300	450	300	450
	Св. 40 до 60	280	440	-	-
	Св. 60 до 80	270	430	-	-
	Св. 80 до 160	260	420	-	-
С345К	От 4 до 10	335	460	335	460
С375	От 2 до 10	365	500	365	500
	Св. 10 до 20	345	480	345	480
	Св. 20 до 40	325	470	325	470

Рисунок А.2 – Розрахункові й нормативні опори на розтяг, стиск і згин листового, широкоштабового універсального і фасонного прокату за ГОСТ 27772-88 для конструкцій будівель та споруд.
(Джерело: Таблиця 51* ДБН В2.6-198:2014)

ДОДАТОК Б
Матеріали для з'єднань сталевих конструкцій

Сталь	Матеріали для зварювання			
	під флюсом	в вуглекислому газі (згідно з ГОСТ 8050-85) або в його суміші з аргоном (ГОСТ 10157-79*)		покритими электро- дами ГОСТ 9467-75*
		Марка		
	флюсу (по ГОСТ 9087-81*)	сварного дроту (ГОСТ 2246-70*)		
C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А, АН-60	Св-08А, Св-08ГА		Э42, Э46
C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-17-М, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ГА	Св-08Г2С	Э50
C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А
C235, C245, C255, C275, C285, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА		Э42А, Э46А
C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-348-А	Св-10НМА, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ІА	Св-08Г2С	Э50А

Рисунок Б.1 – Матеріали для зварювання, відповідні до міцності сталі елементів, нормативні опори метала шва, розрахункові опори металу кутових швів

Зварювальні матеріали		$R_{wип}$, МПа	R_{wf} , МПа
Тип електрода (ГОСТ 9467-75)	марка дроту		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА	450	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490	215

Рисунок Б.2 – Нормативні та розрахункові опори металу швів зварних з'єднань з кутовими швами

Напружений стан	Умовне позначення	Розрахунковий опір, МПа болтів класу						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Зріз	R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400
Розтяг	R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500

Рисунок Б.3 – Розрахункові опори зрізу та розтягу болтів, МПа

Тимчасовий опір сталі з'єднаних елементів, МПа (кгс/кв.мм)	Розрахункові опори, МПа, змінанню елементів, що з'єднані болтами	
	клас точності А	класи точності В та С, високоміцних без регулювання натягу
360	475	430
365	485	440
370	495	450
380	515	465
390	535	485
400	560	505
430	625	565
440	650	585
450	675	605
460	695	625
470	720	645
480	745	670
490	770	690
500	795	710
510	825	735
520	850	760
530	875	780
540	905	805
570	990	880
590	1045	930

Рисунок Б.4 – Розрахункові опори змінанню елементів, що з'єднуються болтами, R_{bp}

Номинальний діаметр різьби d , мм	Марка сталі ГОСТ 4543-71*	Найменший тимчасовий опір МПа
От 16 до 27	40X "селект"	1100
	30X3МФ, 30X2НМФА	1350
30	40X "селект"	950
	30X3МФ, 35X2АФ	1200
36	40X "селект"	750
	30X3МФ	1100
42	40X "селект"	650
	30X3МФ	1000
48	40X "селект"	600
	30X3МФ	900

Рисунок Б.5 – Механічні властивості високоміцних болтів за ГОСТ 22356-77*

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Рисунок Б.6 – Площі перерізу болтів, см² за ГОСТ 1759.4

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації

до практичних занять
із навчальної дисципліни

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для здобувачів вищої освіти усіх форм навчання спеціальності
192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми
«Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладач **ЛУГЧЕНКО** Олена Іванівна

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання *О. І. Лугченко*

План 2021, поз. 2 М

Підп. до друку 02.07.2021. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 3,0.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідोцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.