

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-142М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсової роботи «**Робочий майданчик виробничої будівлі**» з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Архітектура та містобудування» спеціальності 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол № 1 від 29 серпня 2023 р.

Рівне–2023

Методичні вказівки до виконання курсової роботи «Робочий майданчик виробничої будівлі» з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Архітектура та містобудування» спеціальності 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання. [Електронне видання] / Романюк В. В., Філіпчук С. В., Налєпа О. І. – Рівне : НУВГП, 2023. – 52 с.

Укладачі: Романюк В. В., кандидат технічних наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Філіпчук С. В., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Налєпа О. І., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск: Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Керівник групи забезпечення спеціальності 191 «Архітектура та містобудування»

Потапчук І. В.

© В. В. Романюк, С. В. Філіпчук, О. І. Налєпа, 2023

© Національний університет водного господарства та природокористування, 2023

Зміст

Вступ	4
Вихідні дані для виконання курсової роботи	5
1. Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів	9
1.1. Конструкція робочого майданчика	9
1.2. Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій та їх з'єднань	11
2. Розрахунок сталевого настилу	14
3. Розрахунок балки настилу	14
4. Розрахунок складеної зварної головної балки	18
4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль	18
4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки	21
4.3. Перевірка міцності перерізу за нормальними та дотичними напруженнями	24
4.4. Перевірка прогину головної балки	25
4.5. Зміна перерізу по довжині головної балки	25
4.6. Перевірка міцності головної балки за приведеними напруженнями	27
4.7. Перевірка загальної стійкості головної балки	28
4.8. Перевірка місцевої стійкості елементів головної балки	28
4.9. Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою	31
4.10. Розрахунок опорної частини балки	31
4.11. Проектування монтажного стику	33
4.12. Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки	33
5. Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	33
5.1. Встановлення розрахункової схеми колони	34
5.2. Розрахунок стержня колони	35
5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі	35
5.2.2. Розрахунок колони відносно вільної осі	37
5.2.3. Розрахунок планок	40
5.3. Розрахунок бази колони	42
5.4. Розрахунок оголовка колони	46
5.5. Конструювання колони	50
Література	52

Вступ

В курсовій роботі студенти виконують компонування балкового перекриття та розрахунки сталевого настилу, балки настилу у вигляді прокатного двотавра, головної балки складеного двотаврового перерізу та центрально-стиснутої наскрізної колони, виконаної з двох швелерів або двох двотаврів, з'єднаних між собою планками з широкоштабової сталі, а також виконують розрахунок та конструювання вузлів конструкцій.

Курсова робота складається з розрахунково-пояснювальної записки обсягом 25...30 сторінок друкованого тексту на аркушах формату А4 через 1,5 інтервали, яка містить усі необхідні розрахунки, схеми та рисунки, а також графічної частини, виконаної на одному аркуші формату А1. Скановані рисунки, формули та креслення не допускаються.

Пропонується використовувати текстовий редактор “Word”, редактор формул “Microsoft Equation”, шрифт “Times New Roman” 14 пт.

Виконана студентом курсова робота представляється до захисту і оцінюється у сумі від 60 до 100 балів, з яких від 30 до 50 балів становить повністю завершена і допущена до захисту викладачем робота і від 30 до 50 балів становить оцінка, отримана студентом під час захисту. Розрахунково-пояснювальна записка і креслення оцінюються по 15...25 балів.

Завдання для виконання курсової роботи студенти денної форми навчання одержують на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд на спеціально розроблених бланках, а студенти заочної форми навчання вибирають вихідні дані за шифром, що складається з трьох останніх цифр залікової книжки, з таблиць 1, 2, 3, наведених у даних методичних вказівках.

Розподілення балів
на виконання розрахунково-пояснювальної записки

Пункт записки	Назва пункту пояснювальної записки	Бали
1.	Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів	1,0
1.1.	Конструкція робочого майданчика	0,5
1.2.	Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій та їх з'єднань	0,5
2.	Розрахунок сталюого настилу	0,5
3.	Розрахунок балки настилу	1,0
4.	Розрахунок складеної зварної головної балки	10,5
4.1	Збір навантажень і визначення розрахункових зусиль	0,5
4.2.	Підбір поперечного перерізу головної балки	2,5
4.3	Перевірка міцності підбраного перерізу головної балки за нормальними та дотичними напруженнями	1,0
4.4.	Перевірка прогину головної балки	0,5
4.5.	Зміна перерізу по довжині головної балки	1,0
4.6.	Перевірка міцності головної балки за приведеними напруженнями	0,5
4.7.	Перевірка загальної стійкості головної балки	0,5
4.8.	Перевірка місцевої стійкості елементів головної балки	1,5
4.9.	Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою	0,5
4.10.	Розрахунок опорної частини балки	1,0
4.11.	Проектування монтажного стику	0,5
4.12.	Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки	0,5
5.	Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	12
5.1.	Встановлення розрахункової схеми колони	1,0
5.2.	Компонування перерізу стержня колони	0,5
5.3.	Розрахунок стержня колони	5,5
5.3.1.	Розрахунок колони відносно матеріальної осі	1,5
5.3.2.	Розрахунок колони відносно вільної осі	3,0
5.3.3.	Розрахунок планок	1,0
5.4.	Розрахунок бази колони	3,0
5.5.	Розрахунок оголовка колони	1,5
5.6.	Конструювання колони	0,5
	Разом	25

Вихідні дані для виконання курсової роботи

Відповідно до завдання з таблиць 1, 2, 3 прийнято такі вихідні дані:

– крок колон: поздовжній $l_1 = 12,9 \text{ м}$; поперечний $l_2 = 5,0 \text{ м}$;

– тип балкової клітки – нормальний;

– відмітка верху настилу $H_0 = 9,8 \text{ м}$;

– тип сполучення балок – в одному рівні;

– тип колони – наскрізна з планками;

– тип бази колони – з траверсами;

– обпирання головних балок на колону – через торцеве опорне ребро;

– корисне характеристичне навантаження – $p_0 = 20 \text{ кН/м}^2$;

– тип настилу – сталевий плоский;

– монтажний стик головної балки – на монтажному зварюванні;

– монтажні з'єднання – на болтах класів точності В;

– матеріал конструкцій – сталь за ДСТУ 8539:2015: настилу і балок настилу – С235; головних балок – С245; колон (стержень, база, оголовок) – С275; фундаменти – бетон класу С12/15.

Вихідні параметри балкової клітки робочого майданчика
(для всіх варіантів приймати нормальний тип балкової клітки згідно з рис. 1)

Таблиця 1

Розміри l_1 x l_2 , м										
Перед остання цифра шири	Остання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	9,8 x 4,5	7,7 x 6,0	12,0 x 7,5	8,8 x 4,5	9,0 x 6,3	12,0 x 9,0	12,0 x 4,5	10,0 x 6,0	12,0 x 5,2	13,0 x 4,8
2	11,0 x 5,0	8,8 x 5,5	11,0 x 7,0	12,0 x 8,0	12,0 x 6,1	9,9 x 5,6	11,0 x 7,0	12,8 x 6,0	12,0 x 5,4	12,0 x 6,8
3	12,5 x 5,9	7,9 x 5,0	10,0 x 6,0	9,1 x 6,1	12,2 x 6,0	10,5 x 5,1	12,0 x 6,1	11,3 x 6,9	8,9 x 6,1	12,0 x 7,2
4	8,8 x 5,9	11 x 4,9	9,0 x 6,0	10,5 x 7,0	12,0 x 7,0	9,5 x 5,3	12,1 x 6,2	12,9 x 5,0	10,8 x 5,9	13,0 x 4,8
5	9,8 x 5,5	12,1 x 6,0	8,1 x 5,5	9,1 x 6,1	12,8 x 7,2	10,5 x 6,0	11,0 x 7,0	13,0 x 5,0	12,3 x 7,2	8,5 x 5,3
6	11,0 x 6,5	13,0 x 5,5	9,0 x 7,0	12,0 x 6,9	8,4 x 6,1	10,5 x 7,1	13,0 x 7,5	12,1 x 6,0	10,5 x 5,0	9,1 x 6,1
7	12,7 x 7,1	10,3 x 7,0	11,0 x 4,5	9,0 x 6,0	10,0 x 4,8	13,0 x 5,0	12,1 x 6,4	12,8 x 7,1	9,0 x 5,5	10,5 x 4,8
8	8,8 x 6,5	13,2 x 5,0	11,0 x 5,5	10,0 x 5,5	10,7 x 6,3	13,0 x 6,2	11,0 x 7,1	13,0 x 6,0	12,0 x 8,0	10,5 x 6,0
9	11,2 x 7,0	12,1 x 7,1	12,0 x 5,5	10,5 x 6,0	9,5 x 4,9	12,9 x 7,0	13,1 x 4,5	12,0 x 7,0	10,5 x 6,0	9,0 x 4,8
0	12,6 x 8,0	11,6 x 6,1	13,0 x 6,0	12,0 x 4,5	9,0 x 6,3	12,3 x 6,0	9,0 x 6,0	10,5 x 7,1	9,9 x 6,1	9,5 x 5,9

Вихідні дані для компоновання робочого майданчика

Таблиця 2

Параметри	Передостання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Позначка верху настилу, м	7,5	9,0	7,7	10,0	9,8	8,0	8,7	9,5	10,5	8,5
Тип сполучення балок	1	2	1	1	2	1	2	2	1	1
Тип колони	наскрізна з планками									
Тип бази колони	з траверсами									
Опорне ребро головної балки	торцеве									

Примітка. “Тип сполучення балок” позначено: 1 – поверхове сполучення; 2 – сполучення в одному рівні

Додаткові вихідні дані

Таблиця 3

Найменування	Перша цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Сталь настилу і балок настилу	C235	C245	C235	C255	C245	C255	C235	C255	C235	C245
Сталь головної балки	C245	C235	C235	C245	C255	C235	C245	C245	C255	C255
Сталь колони	C275	C255	C245	C275	C275	C275	C255	C275	C245	C275
Характеристичне навантаження, кН/м ²	20	26	40	37	33	25	24	30	32	35
Стик головної балки	зварний									
Матеріал фундаменту	бетон класу C12/15									

1. Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів

1.1. Конструкція робочого майданчика

Відповідно до вихідних даних прийнято нормальний тип балкової клітки з плоским сталевим настилом (рис. 1).

Головні балки складеного двотаврового перерізу розміщуються вздовж більшої відстані між колонами і їх проліт становить $l_1 = 12900 \text{ мм}$. Балки настилу у подальшому прийнято з прокатних двотаврів і вони розміщені перпендикулярно до головних балок. Проліт балок настилу становить $l_2 = 5000 \text{ мм}$ (рис. 1, а).

Крок балок настилу у випадку використання сталевих балок рекомендується приймати в межах $a = 0,6 \dots 1,6 \text{ м}$ і він повинен вкладатися у розмір l_1 n разів без залишку. Приймають парну кількість балок настилу з метою уникнення розміщення балки настилу посередині прольоту головної балки, оскільки там виконується монтажний стик відправних елементів головної балки.

У наведеному прикладі $l_1 = 12,9 \text{ м}$ і тому можна прийняти кількість балок настилу $n = 10$. У цьому випадку крок балок настилу $a = l_1 / n = 12,9 / 10 = 1,29 \text{ м}$ (див. рис. 1, а).

Відповідно до завдання прийнято сполучення балок в одному рівні (рис. 2, а). (На рис. 2, б наведений варіант поперхового сполучення балок).

Монтажні з'єднання конструкцій робочого майданчика виконуються з використанням звичайних болтів класів точності В (або С).

Перекрытие робочого майданчика опирається на колони наскрізного типу, які виконані з двох швелерів (або з двох двотаврів), з'єднаних між собою планками.

Геометрична незмінність робочого майданчика в цілому забезпечується в'язями між колонами у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

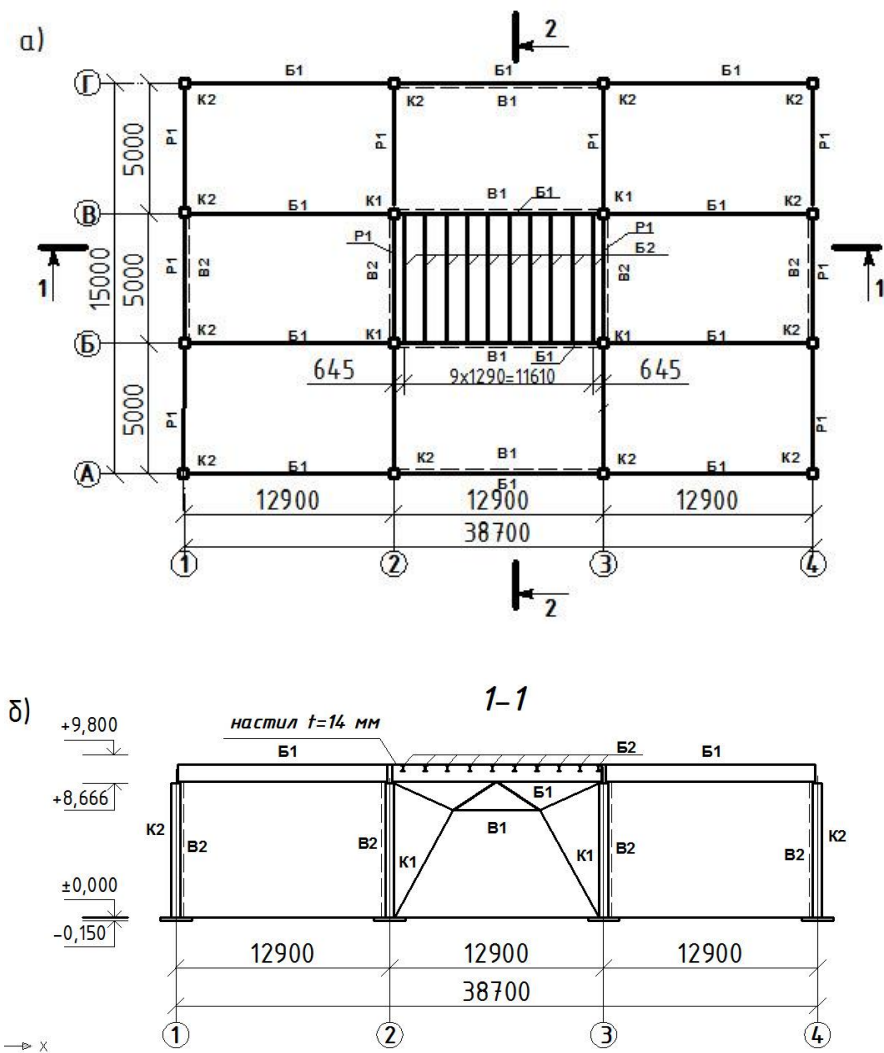


Рис. 1. Схема балкової клітки
 а – розміщення балок в плані; б – поздовжній розріз 1-1

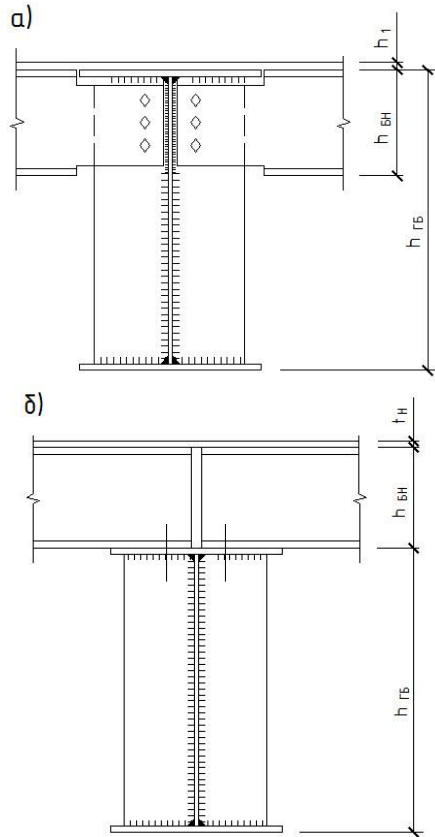


Рис. 2. Варіанти сполучення балок по висоті
 а – сполучення в одному рівні; б – поверхове сполучення

1.2. Розрахункові характеристики матеріалів конструкції та їх з'єднань

Балки настилу

Балки настилу відповідно до вихідних даних проектуються з прокатних двотаврових балок за ДСТУ 8768:2018 зі сталі класу С235 з розрахунковим опором $R_y = 230 \text{ МПа}$ і

характеристичними опорами $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 360 \text{ МПа}$, прийнятими для фасонного прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ з табл. Г. 2 [3]. Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа}$.

Головні балки

Головні балки проектується двотаврового складеного перерізу з листової універсальної широкоштабової сталі за ДСТУ 8540:2015 класу С245 з розрахунковим опором $R_y = 240 \text{ МПа}$ і характеристичними опорами $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 370 \text{ МПа}$, прийнятими для листового прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$. Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$. Розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні приймається залежно від величини характеристичного опору $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ з табл. Г. 4 [6] і становить $R_p = 336 \text{ МПа}$.

Колони

Колони проектується наскрізного типу з двох прокатних швелерів за ДСТУ 3436–96 або двотаврів за ДСТУ 8768:2018 та листових елементів з універсальної широкоштабової сталі за ДСТУ 8540:2015 класу С275.

Для стержня колони розрахунковий опір $R_y = 270 \text{ МПа}$ і характеристичні опори $R_{yn} = 275 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 380 \text{ МПа}$, що прийняті для фасонного прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ з табл. Г. 2 [6].

Для листових елементів колони прийнято товщини $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$, для яких розрахунковий опір $R_y = 260 \text{ МПа}$, характеристичні опори $R_{yn} = 265 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 370 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зсуву

$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі змінанню торцевої поверхні $R_p = 336 \text{ МПа}$.

Фундаменти під колони проектується з бетону класу С12/15 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

Монтажні болти для з'єднання балок настилу з головними балками

У випадку поверхового сполучення балок монтажні болти не розраховують, а приймають конструктивно діаметром $d_b = 20 \text{ мм}$ класу точності В (або С) щонайменше класу міцності 5.6.

У випадку сполучення балок в одному рівні клас міцності болтів приймають для менш міцної сталі, з якої виконані елементи, що з'єднуються, якими є поперечне ребро жорсткості головної балки товщиною в межах $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ і стінка балки настилу товщиною щонайбільше $t_w = 12 \text{ мм}$ (для найбільшої прокатної балки І60/ ДСТУ 8768:2018).

У наведеному прикладі менш міцною є сталь балки настилу (головна балка виконується зі сталі класу С245, а балка настилу зі сталі класу С235), для якої для листового прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ розрахунковий опір $R_y = 230 \text{ МПа}$ і характеристичні опори $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 360 \text{ МПа}$.

Коефіцієнти для вибору класу міцності болтів: $k_1 = R_{un}/100 = 360/100 = 3,6$; $k_2 = 10 R_{yn}/R_{un} = 10 \cdot 235/360 = 6,53$.

Згідно з цими коефіцієнтами з табл. Д. 3 [6] прийнято клас міцності болтів 5.6, для яких розрахунковий опір зрізу $R_{bs} = 210 \text{ МПа}$. З табл. Д. 5 [6] для болтів класів точності В і С залежно від характеристичного опору $R_{un} = 360 \text{ МПа}$ прийнято розрахунковий опір змінанню сталі з'єднувальних елементів балок $R_{bp} = 475 \text{ МПа}$.

2. Розрахунок сталевого настилу

Відповідно до виконаного раніше компонування балкової клітки проліт настилу, тобто крок балок настилу, становить $a = 129 \text{ см}$, характеристичне корисне навантаження на настил згідно з вихідними даними $p_0 = 20 \text{ кН/м}^2$.

Враховуючи, що величина коефіцієнта надійності за навантаженням для експлуатаційного розрахункового навантаження становить $\gamma_{fe} = 1,0$, розрахункове експлуатаційне навантаження на настил $p_e = p_0 \gamma_{fe} = 20 \cdot 1,0 = 20 \text{ кН/м}^2$. Відношення прольоту настилу до граничного прогину прийнято максимально можливим $n_0 = a / f_u = 150$.

Оскільки модуль пружності прокатної сталі $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ і коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$, то необхідний для розрахунків сталевих настилів за граничними станами другої групи параметр

$$E_1 = E / (1 - \nu^2) = 2,06 \cdot 10^5 / (1 - 0,3^2) = 2,26 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахункова товщина настилу

$$t \geq \frac{a}{\left[\frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72000 E_1}{n_0^4 p_e} \right) \right]} = \frac{129}{\left[\frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72000 \cdot 2,26 \cdot 10^5}{150^4 \cdot 20} \right) \right]} = 1,237 \text{ см},$$

Остаточно прийнято товщину настилу $t = 14 \text{ мм}$.

(За дії навантаження до 40 кН/м^2 і прольотах настилу $a = 0,6 \dots 1,6 \text{ м}$ використовують гладкі сталеві листи товщиною $t = 6 \dots 14 \text{ мм}$, заокруглюючи отримане з розрахунку значення у більшу сторону до цілого значення, що є у сортаменті).

3. Розрахунок балки настилу

Балки настилу запроектовано з прокатних двотаврових балок за ДСТУ 8768:2018 зі сталі класу С235 з розрахунковим

опором $R_y = 230 \text{ МПа}$ і характеристичними опорами $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 360 \text{ МПа}$ для фасонного прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$. Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 133,4 \text{ МПа}$.

Експлуатаційне розрахункове погонне навантаження

$$q_e = (p_0 \gamma_{f_{e1}} + g_0 \gamma_{f_{e2}}) a = (20 \cdot 1,0 + 1,078 \cdot 1,0) \cdot 1,29 = 27,19 \text{ кН/м},$$

де $p_0 = 20 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне корисне навантаження, $g_0 = t g \gamma = 0,014 \cdot 9,81 \cdot 7,85 = 1,078 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне навантаження від власної ваги настилу ($t = 0,014 \text{ м}$ – товщина настилу; $g = 9,81 \text{ Н/кг}$ – коефіцієнт пропорційності між силою тяжіння і масою; $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ – густина сталі); $a = 1,29 \text{ м}$ – крок балок настилу (див. рис. 1, а); $\gamma_{f_{e1}} = 1,0$, $\gamma_{f_{e2}} = 1,0$ – коефіцієнти надійності за навантаженнями відповідно для експлуатаційного розрахункового корисного навантаження та експлуатаційного розрахункового навантаження від власної ваги настилу.

Граничне розрахункове погонне навантаження

$$q_m = (p_0 \gamma_{f_{m1}} + g_0 \gamma_{f_{m2}}) a = (20 \cdot 1,2 + 1,078 \cdot 1,05) \cdot 1,29 = 32,42 \text{ кН/м},$$

де $\gamma_{f_{m1}} = 1,2$, $\gamma_{f_{m2}} = 1,05$ – коефіцієнти надійності за навантаженнями відповідно для граничного розрахункового корисного навантаження та граничного розрахункового навантаження від власної ваги настилу.

Розрахункова схема балки настилу представляє собою однопрольотну статично визначну конструкцію, завантажену рівномірно розподіленим по її довжині навантаженням (рис. 3).

Максимальні значення згинаючих моментів і поперечної сили в балці:

– від розрахункового експлуатаційного навантаження

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_2^2}{8} = \frac{27,19 \cdot 5^2}{8} = 84,96 \text{ кНм};$$

– від розрахункового граничного навантаження:

$$M_{max} = \frac{q_m l_2^2}{8} = \frac{32,42 \cdot 5^2}{8} = 101,31 \text{ кНм};$$

$$Q_{max} = q_m l_2 / 2 = 32,42 \cdot 5 / 2 = 81,05 \text{ кН}.$$

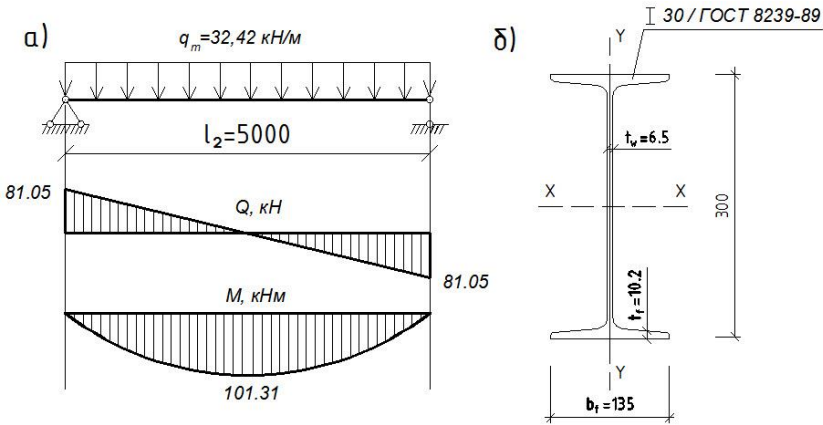


Рис. 3. До розрахунку балки настилу
а – розрахункова схема; б – поперечний переріз

Балку настилу, як правило, розраховують з урахуванням розвитку пружно-пластичних деформацій.

Підбір перерізу прокатної балки полягає у виборі необхідного номеру профіля із сортамента та виконанні перевірок його міцності, стійкості та жорсткості.

1) На першому етапі приймають значення $c_x = 1,10$ і $\beta = 1$.

2) Необхідний момент опору

$$W_{nec} = \frac{M_{max}}{c_x \beta R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{101,31 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 230 \cdot 1,0 / 0,95} = 421,5 \text{ см}^3,$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи (оскільки конкретні умови роботи конструкції не обумовлено); $\gamma_n = 0,95$ – коефіцієнт надійності за відповідальністю, який прийнято для усталеної розрахункової ситуації для класу відповідальності будівлі СС1 для

категорії відповідальності конструкції В для розрахунку за граничними станами першої групи (як правило, приймають одне значення коефіцієнта γ_n для всіх конструкцій будівлі) [1].

За необхідним значенням W_{nec} із сортамента приймають двотавр, для якого $W_x \geq W_{nec}$. У даному випадку прийнято двотаврову балку І30/ ДСТУ 8768:2018 з такими геометричними характеристиками:

$$W_x = 472 \text{ см}^3; I_x = 7080 \text{ см}^4; S_x = 268 \text{ см}^3; h = 30 \text{ см}; b_f = 13,5 \text{ см}; \\ t_f = 1,02 \text{ см}; t_w = 0,65 \text{ см}; A = 46,5 \text{ см}^2; R = 12 \text{ мм}.$$

3) Оскільки в балці одночасно виникають згинаючий момент і поперечна сила, то дотичні напруження визначають за формулою

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{max}}{t_w h_w} = \frac{81,05 \cdot 10}{0,65 \cdot 27,96} = 44,60 \text{ МПа} < \\ < 0,5R_s = 0,5 \cdot 0,58R_y = 66,70 \text{ МПа},$$

де h_w – висота стінки, $h_w = h - 2t_f = 30 - 2 \cdot 1,02 = 27,96 \text{ см}$.

Оскільки умова виконується, то коефіцієнт $\beta = 1$.

Обчисливши співвідношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{t_w (h - 2t_f)} = \frac{13,5 \cdot 1,02}{0,65(30,0 - 2 \cdot 1,02)} = \frac{13,77}{18,174} = 0,7576,$$

з табл. М. 1 [6] для двотаврового перерізу визначають точне значення коефіцієнта $c_x = 1,0942$.

4) Нормальні напруження в поперечному перерізі балки за граничними станами 1 -ї групи

$$\sigma = \frac{M_{max}}{c_x \beta W_{xn, min}} = \frac{101,31 \cdot 10^3}{1,0942 \cdot 1 \cdot 472} = 196 \text{ МПа} < \\ < R_y \gamma_c / \gamma_n = 230 \cdot 1 / 0,95 = 242 \text{ МПа},$$

де $W_{xn, min} = W_x = 472 \text{ см}^3$ оскільки переріз є симетричним і у ньому відсутні послаблення.

Оскільки сполучення балок виконується в одному рівні, то балки настилу кріплять до поперечних ребер жорсткості головних балок болтами і в їх стінці необхідно влаштувати отвори. У цьому випадку виконують розрахунок міцності послабленого перерізу за дотичними напруженнями

$$\tau_{max} = \frac{1,5 Q_{max}}{t_w (h - 2t_f - a_1)} = \frac{1,5 \cdot 81,05 \cdot 10}{0,65(30 - 2 \cdot 1,02 - 2)} = 72,05 \text{ МПа} <$$

$$< 0,58 R_y \gamma_c / \gamma_n = 0,58 \cdot 240 \cdot 1 / 0,95 = 146,53 \text{ МПа},$$

де $a_1 = 2 \text{ см}$ – розмір, на який зменшується висота стінки через вирізи полиць разом з заокругленнями при переході з полиці на стінку.

$$(У разі поверхового сполучення $\tau_{max} = \frac{Q_{max} S_x}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$.)$$

5) Відносний прогин балки за граничними станами другої групи

$$\frac{f}{l} = \frac{5 q_e l^3}{384 E I_x} = \frac{5}{384} \frac{27,19 \cdot 10^{-2} \cdot 500^3}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = \frac{1}{330} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{250}.$$

6) Перевірка місцевої стійкості поясів і стінки балки не виконується, оскільки вона забезпечується прийнятими товщинами елементів під час прокатування профілів.

7) Перевірка загальної стійкості балки не виконується, оскільки вона забезпечується приварюванням настилу до верхнього поясу балки по всій її довжині.

4. Розрахунок складеної зварної головної балки

4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

Головні балки проектується у вигляді двотаврового складеного перерізу з листової універсальної широкоштабової сталі класу С245 за ДСТУ 8540:2015.

Навантаження на головну балку складається з зосереджених сил F , що передаються від балок настилу, і рівномірно

розподіленого постійного навантаження q_{const_0} , обумовленого вагою головної балки.

Розрахункове експлуатаційне значення зосередженої сили

$$F_e = q_e l_2 = 27,19 \cdot 5,0 = 135,95 \text{ кН}.$$

Розрахункове граничне значення зосередженої сили

$$F = q_m l_2 = 32,42 \cdot 5,0 = 162,1 \text{ кН}.$$

Характеристичне навантаження від власної ваги головної балки орієнтовно прийнято $q_{const_0} = 6 \text{ кН/м}$ (зазвичай приймають $q_{const_0} = 3 \dots 6 \text{ кН/м}$ залежно від величини прольоту балки) з коефіцієнтами надійності за граничним розрахунковим навантаженням $\gamma_{f_m} = 1,05$ і за експлуатаційним розрахунковим навантаженням $\gamma_{f_e} = 1,0$.

Реальне навантаження на балку для зручності розрахунку замінюють еквівалентним рівномірно розподіленим у прольоті (рис. 4, а).

Розрахункові значення еквівалентного навантаження:

а) експлуатаційного

$$q_e = \frac{n^2 + 1}{n} \frac{F_e}{l_1} + q_{const_0} \quad \gamma_{f_e} = \frac{10^2 + 1}{10} \cdot \frac{135,95}{12,9} + 6 \cdot 1 = 112,44 \text{ кН/м};$$

б) граничного

$$q_m = \frac{n^2 + 1}{n} \frac{F}{l_1} + q_{const_0} \quad \gamma_{f_m} = \frac{10^2 + 1}{10} \cdot \frac{162,1}{12,9} + 6 \cdot 1,05 = 133,21 \text{ кН/м},$$

де $n = 10$ – кількість балок настилу, що обпираються на головну балку.

Максимальні значення згинаючих моментів і поперечної сили в головній балці:

– від розрахункового експлуатаційного навантаження

$$M_e = \frac{q_e l_1^2}{8} = \frac{112,44 \cdot 12,9^2}{8} = 2338,9 \text{ кНм};$$

– від розрахункового граничного навантаження:

$$M_{max} = \frac{q_m l_1^2}{8} = \frac{133,21 \cdot 12,9^2}{8} = 2770,9 \text{ кНМ};$$

$$Q_{max} = q_m l_1 / 2 = 133,21 \cdot 12,9 / 2 = 859,2 \text{ кН}.$$

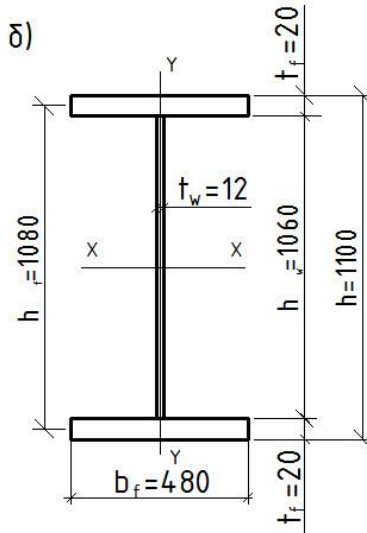
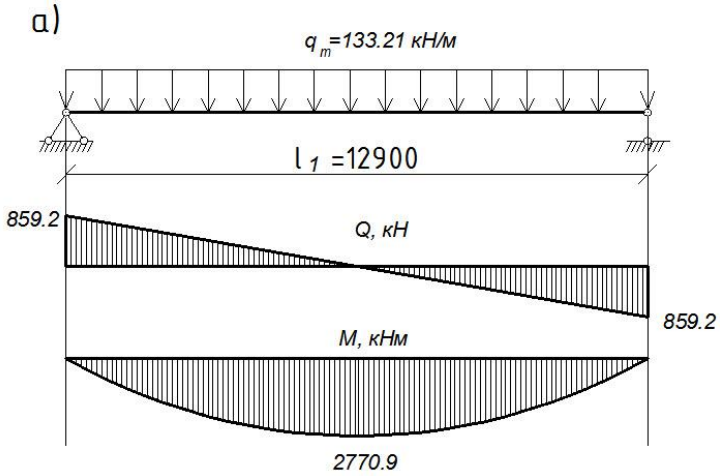


Рис. 4. До розрахунку головної балки
а – розрахункова схема; б – поперечний переріз

4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки

Розрахунок головної балки виконують за пружної роботи сталі.

Необхідний момент опору

$$W_{nec} = \frac{M_{max} \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{2770,90 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{240 \cdot 1} = 10968,15 \text{ см}^3.$$

Висоту перерізу головної балки у першому наближенні приймають з конструктивних міркувань залежно від її прольоту

$$h_{constr} = \frac{1}{10} l_1 = \frac{1}{10} \cdot 12900 = 1290 \text{ мм},$$

де $l_1 = 12,9 \text{ м} = 12900 \text{ мм}$.

Для попередніх розрахунків прийнято висоту $h = 1290 \text{ мм}$.

Орієнтовне значення товщини стінки

$$t_{w_1} = 7 + 3h_{constr} / 1000 = 7 + 3 \cdot 1290 / 1000 = 10,87 \text{ мм}.$$

Розрахункове значення товщини стінки заокруглюють у більшу сторону і приймають стандартним із сортамента. Тому для попередніх розрахунків прийнято $t_{w_1} = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$.

Оптимальна висота балки

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{nec}}{t_{w_1}}} = 1 \sqrt{\frac{10968,15}{1,2}} = 95,6 \text{ см},$$

де k коефіцієнт, величина якого залежить від способу з'єднання стінки з поясами: $k=1$ для зварного з'єднання та змінного по довжині перерізу балки; $k=1,2$ для болтового з'єднання та змінного по довжині перерізу балки (для балок постійного перерізу приймають $k=1,15 \dots 1,2$ та $k=1,25$ відповідно).

Для попередніх розрахунків прийнято $h_{opt} = 100 \text{ см}$. (Як правило, h_{opt} заокруглюють у більшу сторону до числа кратного 10 см).

Для перевірки достатності попередньо прийнятої товщини стінки виконують такі перевірки:

а) у разі роботи на зсув

$$t_{wmin1} = \frac{1,5 Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 859,2 \cdot 10}{95 \cdot 139,2 \cdot 1 / 0,95} = 0,926 \text{ см},$$

де $h_w = 0,95 h_{opt} = 0,95 \cdot 100 = 95 \text{ мм}$;

б) для забезпечення умови, за виконання якої непотрібно використовувати поздовжні ребра жорсткості

$$t_{wmin2} = \frac{h_w}{6} \sqrt{R_y / E} = \frac{95}{6} \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 0,54 \text{ см}.$$

Оскільки $t_{wmin1} = 0,926 \text{ см}$ і $t_{wmin2} = 0,54 \text{ см}$ є меншими за $t_{w1} = 12 \text{ мм}$, то з урахуванням сортаменту універсальної широкоштабової сталі остаточно прийнято стінку товщиною $t_w = 12 \text{ мм}$.

(У загальному випадку остаточно значення товщини стінки приймають за найбільшим з трьох наведених вище начень).

Мінімальна висота балки з умови забезпечення нормативного прогину $f_u / l_1 = 1/400$

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{M_e l_1}{W_{nec} E f_u / l} = \frac{5}{24} \frac{2338,9 \cdot 10^3 \cdot 1290 \cdot 400}{1096815 \cdot 2,06 \cdot 10^5} = 111,28 \text{ см}.$$

(Остаточно висоту балки приймають не меншою за h_{min} , близькою до h_{opt} і кратною величині 10 см).

З урахуванням виконаних розрахунків остаточно висоту балки прийнято $h \approx h_{min} = 110 \text{ см}$.

Необхідний момент інерції перерізу балки

$$I_0 = 0,5 W_{nec} h = 0,5 \cdot 1096815 \cdot 110 = 60324825 \text{ см}^4.$$

Орієнтовно висота стінки

$$h_w = 0,95 h = 0,95 \cdot 110 = 104,5 \text{ см}.$$

Необхідний момент інерції стінки

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 104,5^3}{12} = 114116,6 \text{ см}^4.$$

Необхідний момент інерції поясних листів

$$I_f = I_0 - I_w = 603248,25 - 114116,61 = 489131,64 \text{ см}^4.$$

(Якщо розрахункове значення I_f є від'ємним, то переріз поясу призначають з конструктивних міркувань, приймаючи ширину поясу b_f і товщину поясу t_f мінімальними, тобто $b_{f_{min}} = 200 \text{ мм}$ і $t_{f_{min}} = 16 \text{ мм}$).

Орієнтовна відстань між центрами ваги поясів

$$h_f = 0,97 h = 0,97 \cdot 110 = 106,7 \text{ см.}$$

Необхідна площа перерізу одного пояса

$$A_f = 2 I_f / h_f^2 = 2 \cdot 489131,64 / 106,7^2 = 85,93 \text{ см}^2.$$

Згідно з класом сталі С245 максимальна товщина листового прокату становить $t = 20 \text{ мм}$ і тому товщину поясу прийнято $t_f = 20 \text{ мм}$.

Ширина поясу

$$b_f = A_f / t_f = 85,93 / 2 = 42,97 \text{ см} \approx 43 \text{ см.}$$

З деяким запасом ширину поясу прийнято $b_f = 48 \text{ см}$.

(Якщо товщина листового прокату сталі певного класу може бути більшою за 20 мм і становить 20...40 мм, то спочатку визначають ширину поясу $b_f = (1/3...1/5) h$, а потім $t_f = A_f / b_f$. У загальному випадку товщину поясу приймають у межах $t_f = 16...40 \text{ мм}$, а товщину стінки $t_w = 8...16 \text{ мм}$).

Із умови можливості якісного зварювання пояса зі стінкою повинна виконуватися умова $t_f / t_w \leq 2...3$.

У даному випадку $t_f / t_w = 20 / 12 = 1,6 < 2,0$.

Умова забезпечення місцевої стійкості стиснутого пояса

$$b_f = 48 \text{ см} < t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 58,59 \text{ см.}$$

4.3. Перевірка міцності перерізу за нормальними та дотичними напруженнями

Геометричні характеристики перерізу балки (див. рис. 4, б):
– момент інерції

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f h_f^2}{4} = \\ &= \frac{1,2 \cdot 106^3}{12} + 2 \frac{48 \cdot 2^3}{12} + 2 \frac{48 \cdot 2 \cdot 108^2}{4} = 679037,6 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

де $h_w = h - 2 t_f = 110 - 2 \cdot 2 = 106 \text{ см}$ – висота стінки;
 $h_f = h - t_f = 110 - 2 = 108 \text{ см}$ – відстань між центрами ваги поясів;
– момент опору

$$W_x = 2 \frac{I_x}{h} = 2 \frac{679037,7}{110} = 12346,138 \text{ см}^3 > W_{\text{нec}} = 10968,15 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження в перерізі балки з максимальним згинаючим моментом

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{2770,9 \cdot 10^3}{12346,138} = 224,4 \text{ МПа} < \\ &< R_y \gamma_c / \gamma_n = 240 \cdot 1 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Обпирання головної балки на колону здійснюється за допомогою торцевого ребра і поперечна сила у цьому випадку сприймається тільки стінкою

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1,5 Q_{\text{max}}}{t_w h_w} = \frac{1,5 \cdot 859,2 \cdot 10}{1,2 \cdot 106} = 101,32 \text{ МПа} < \\ &< R_s \gamma_c / \gamma_n = 139,2 \cdot 1 / 0,95 = 146,5 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

4.4. Перевірка прогину балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_e l_1}{\alpha E I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{2338,9 \cdot 10^2 \cdot 1290}{0,9 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 679037,6} = \frac{1}{400,6} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{400},$$

де $\alpha = 0,9$ – коефіцієнт, що враховує збільшення прогину балки за рахунок зменшення її перерізу в опорній частині.

4.5. Зміна перерізу по довжині головної балки

Зміна перерізу балки у даному випадку здійснюється шляхом зменшення ширини поясних листів на відстані $c = l_1 / 6 = 12900 / 6 = 2150 \text{ мм}$ від кожної з її опор (рис. 5). В роботі прийнято $c = 2100 \text{ мм}$.

Зусилля у місцях зміни перерізів поясів:

– згинаючий момент

$$M_1 = \frac{q_m c (l_1 - c)}{2} = \frac{133,21 \cdot 2,1 \cdot (12,9 - 2,1)}{2} = 1510,6 \text{ кНм};$$

– поперечна сила

$$Q_1 = q_m (0,5 l_1 - c) = 133,21 \cdot (0,5 \cdot 12,9 - 2,1) = 579,46 \text{ кН}.$$

Необхідні геометричні характеристики та розміри зміненого перерізу балки:

– момент опору

$$W_{nec_1} = \frac{M_1}{R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1510,6 \cdot 10^3}{240 \cdot 1 / 0,95} = 5979,46 \text{ см}^3;$$

– момент інерції

$$I_{nec_1} = 0,5 W_{nec_1} h = 0,5 \cdot 5979,46 \cdot 110 = 328870,3 \text{ см}^4;$$

– площа перерізу зменшеного поясного листа

$$A_{f_{nec_1}} = 2 \frac{I_{nec_1} - \frac{t_w h_w^3}{12}}{h_f^2} = 2 \frac{328870,3 - \frac{1,2 \cdot 106^3}{12}}{108^2} = 35,97 \text{ см}^2 \approx 36 \text{ см}^2;$$

– ширина перерізу зменшеного поясного листа

$$b_{f_{nec1}} = A_{f_{nec1}} / t_f = \frac{36}{2} = 18 \text{ см.}$$

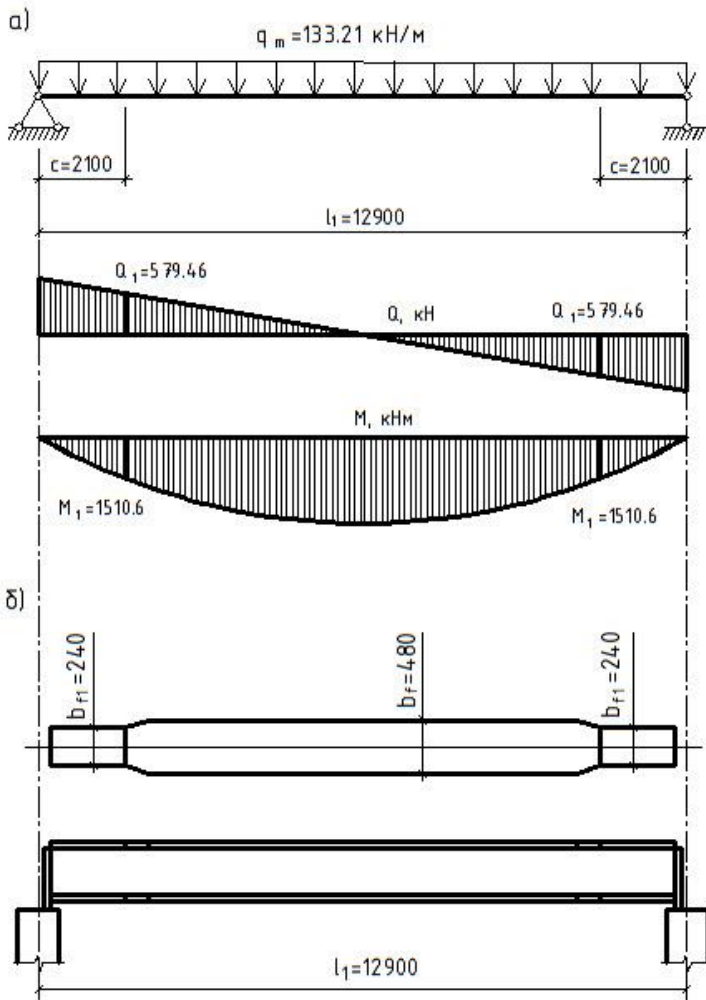


Рис. 5. Зміна перерізу головної балки
а – розрахункова схема; б – загальний вигляд балки

Враховуючи, що ширина зменшеного поясного листа повинна бути: $b_{f1} \geq b_{f_{нец1}} = 18 \text{ см}$; $b_{f1} \geq \frac{h}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ см}$;
 $b_{f1} \geq 0,5b_f = 0,5 \cdot 48 = 24 \text{ см}$; $b_{f1} \geq b_{f_{\min}} = 20 \text{ см}$, то з урахуванням сортаменту остаточно прийнято $b_{f1} = 24 \text{ см}$ (рис. 6).

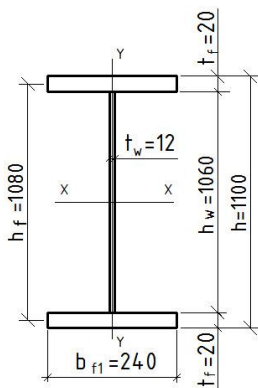


Рис. 6. Зменшений переріз головної балки

4.6. Перевірка міцності балки за приведеними напруженнями

У небезпечному перерізі, яким є переріз зміни ширини поясних листів, діють згинаючий момент $M_1 = 1510,6 \text{ кНм}$ і поперечна сила $Q_1 = 579,46 \text{ кН}$.

Момент інерції зміненого перерізу балки

$$I_{x_1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \frac{b_{f1} t_f^3}{12} + 2 \frac{b_{f1} t_f h_f^2}{4} =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 106^3}{12} + 2 \frac{24 \cdot 2^3}{12} + 2 \frac{24 \cdot 2 \cdot 108^2}{4} = 399069,6 \text{ см}^4.$$

Середнє дотичне напруження

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w h_w} = \frac{579,46 \cdot 10}{1,2 \cdot 106} = 45,55 \text{ МПа}.$$

Нормальне напруження на рівні поясних швів балки

$$\sigma = \frac{M_1 \cdot 10^3 h_w}{2 I_{x1}} = \frac{1510,6 \cdot 10^3 \cdot 106}{2 \cdot 399069,6} = 200,62 \text{ МПа.}$$

Умова міцності перерізу балки за приведеними напруженнями

$$\sigma_{red} = 0,87 \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{200,62^2 + 3 \cdot 45,55^2} = 215,57 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 252,6 \text{ МПа}.$$

4.7. Перевірка загальної стійкості балки

За сполучення балок в одному рівні на всі балки зверху безперервно обпирається жорсткий металевий настил і тому згідно з пунктом 9.4.4 [6] балка стійка і перевірка не потрібна.

(За поперхового сполучення балок повинна виконуватись умова

$$a \leq b_f [0,41 + 0,0032 b_f / t_f + (0,73 - 0,016 b_f / t_f) b_f / h_f] \sqrt{E / R_y}.$$

4.8. Перевірка місцевої стійкості елементів балки

Стиснутий пояс є стійким, оскільки розміри його поперечного перерізу прийняті з урахуванням умови стійкості (див. п. 4.2).

Поперечні ребра розміщують під кожною балкою настилу (рис. 7) і, таким чином, крок поперечних ребер головної балки і балок настилу збігається і становить $a = 1290 \text{ мм}$. Розрахункова висота стінки балки $h_{ef} = h_w = 1060 \text{ мм}$.

Ширина виступаючої частини ребра згідно з п. 9.5.9 [6]

$$b_r = h_{ef} / 30 + 25 = 1060 / 30 + 25 = 60,33 \text{ мм.}$$

Для зручності виконання ребер з універсальної широкоштабової сталі ширину ребра прийнято $b_r = 100 \text{ мм}$.

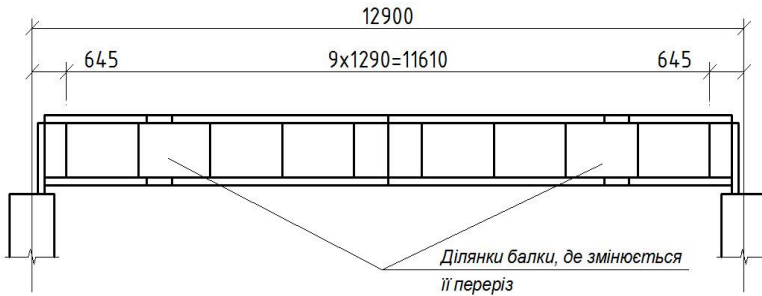


Рис. 7. Розміщення поперечних ребер жорсткості в головній балці

Товщина ребра

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 100 \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 6,82 \text{ мм.}$$

Остаточно товщину ребра прийнято з урахуванням сортаменту $t_r = 8 \text{ мм}$.

Умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{R_y/E} = \frac{1060}{12} \cdot \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 3,003.$$

Перевірка стійкості стінки виконується для ділянки, де розташоване місце зміни перерізу поясів. Висота ділянки $h_{ef} = h_w = 1060 \text{ мм}$, тобто $a = 1290 \text{ мм} > h_{ef} = h_w = 1060 \text{ мм}$, і тому розрахунок виконується для умовної ділянки довжиною $h_{ef} = 1060 \text{ мм}$.

Оскільки зміна перерізу виконується на відстані $c = 2100 \text{ мм}$ від кожної опори балки і крайні ребра в балці розміщені на відстані $0,5 a = 0,5 \cdot 1290 = 645 \text{ мм}$ від опор, то відстані від опор балки до меж ділянки:

$$x_I = 1,5 a = 1,5 \cdot 1290 = 1935 \text{ мм};$$

$$x_{II} = 1,5a + h_{ef} = 1935 + 1060 = 2995 \text{ мм.}$$

Згинаючі моменти та поперечні сили в перерізах I і II:

$$M_I = \frac{q_m x_1 (l_1 - x_1)}{2} = \frac{133,21 \cdot 1,935 (12,9 - 1,935)}{2} = 1413,18 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = \frac{q_m x_2 (l_1 - x_2)}{2} = \frac{133,21 \cdot 2,995 \cdot (12,9 - 2,995)}{2} = 1975,87 \text{ кНм};$$

$$Q_I = q_m (0,5l_1 - x_1) = 133,21 \cdot (0,5 \cdot 12,9 - 1,935) = 604,44 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = q_m (0,5l_1 - x_2) = 133,21 \cdot (0,5 \cdot 12,9 - 2,995) = 460,24 \text{ кН}.$$

Середні значення зусиль:

$$M = 0,5 (M_I + M_{II}) = 0,5 \cdot (1413,18 + 1975,87) = 1694,53 \text{ кНм};$$

$$Q = 0,5 (Q_I + Q_{II}) = 0,5 \cdot (604,44 + 460,24) = 532,34 \text{ кН}.$$

Стискаюче нормальне напруження в стінці на рівні поясних швів

$$\sigma = \frac{M h_w}{2 I_{x_1}} = \frac{1694,53 \cdot 10^3 \cdot 106}{2 \cdot 399069,6} = 225,05 \text{ МПа}.$$

Дотичне напруження

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{532,34 \cdot 10}{1,2 \cdot 106} = 88,33 \text{ МПа}.$$

У разі сполучення балок в одному рівні згідно з табл. 9.3 [6] коефіцієнт $\beta_{r2} = \infty$.

Коефіцієнт

$$\delta = \beta_{r2} \frac{b_{f1}}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = \infty \frac{24}{106} \left(\frac{2,0}{1,2} \right)^3 = \infty.$$

Залежно від величини коефіцієнта $\delta = \infty$ з табл. 9.2 [6] визначають коефіцієнт $c_{cr} = 35,5$.

(У разі поверхового сполучення балок коефіцієнт c_{cr} визначають, приймаючи у формулі для визначення коефіцієнта δ $\beta_{r2} = 0,8$ згідно з табл. 9.3 [6]).

З двох розмірів розрахункової ділянки менша сторона становить $d_g = h_{ef} = 1060$ мм. Умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d_g}{t_w} \sqrt{R_y/E} = \frac{1060}{12} \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 3,015.$$

Відношення більшої сторони ділянки стінки до меншої $\mu_w = a/d_g = 1290/1060 = 1,22$.

Критичні напруження:

– нормальні

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_d^2} = \frac{35,5 \cdot 240}{3,015^2} = 937,27 \text{ МПа};$$

– дотичні

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu_w^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,22^2} \right) \frac{139,2}{3,015^2} = 238,26 \text{ МПа}.$$

Місцеву стійкість стінки балки перевіряють за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{225,05}{937,27} \right)^2 + \left(\frac{88,33}{238,26} \right)^2} = 0,442 < < \gamma_c / \gamma_n = 1/0,95 = 1,05.$$

4.9. Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою

Поясні шви виконують автоматичним зварюванням. Згідно з табл. 16.1 [6] прийнято $k_f = k_{f_{min}} = 5,0$ мм.

4.10. Розрахунок опорної частини балки

Головна балка опирається на колону зверху через торцеве опорне ребро (рис. 8). Опорна реакція головної балки становить $F = Q_{max} = 859,2$ кН. Розрахунковий опір сталі змінанню торцевої поверхні опорного ребра $R_p = 336$ МПа.

Необхідна площа перерізу опорного ребра

$$A_r = \frac{F}{R_p \gamma_c / \gamma_n} = \frac{859,2 \cdot 10}{336 \cdot 1 / 0,95} = 24,3 \text{ см}^2.$$

Ширину опорного ребра прийнято $b_r = b_{f1} = 24 \text{ см}$.

(Ширину опорного ребра приймають рівною ширині поясного листа в опорній частині балки).

Товщина ребра

$$t_r = \frac{A_r}{b_r} = \frac{23,718}{24} = 0,988 \text{ см}.$$

(Товщину ребра приймають не меншою за розрахункове значення з урахуванням розмірів, наведених у сортаменті, і не меншою за товщину $t = 20 \text{ мм}$).

З урахуванням конструктивних вимог прийнято $t_r = 20 \text{ мм}$.

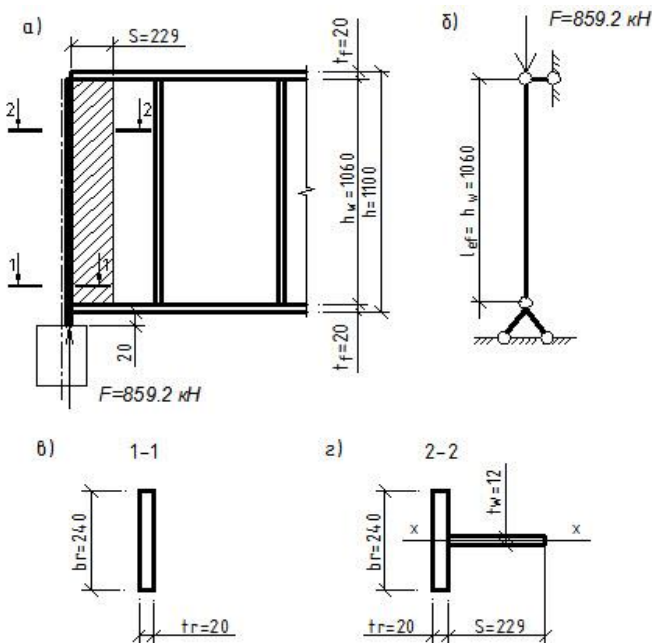


Рис. 8. Опорна частина головної балки
 а – загальний вигляд; б – розрахункова схема;
 в – переріз опорного ребра; г – переріз умовного стояка

4.11. Проектування монтажного стику

Монтажний стик виконують посередині прольоту балки прямим зварним швом з повним проварюванням елементів, що з'єднуються, із застосуванням фізичних методів контролю якості швів, які у цьому випадку є рівноміцними з основним металом і тому не розраховуються.

4.12. Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки

У разі поперхового сполучення балок кріплення балок настилу до головної балки здійснюється болтами діаметром $d_b = 20 \text{ мм}$ класу міцності 5.6 без розрахунку. Відстані між болтами призначаються згідно з вимогами табл. 16.3 [6].

5. Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони

Колони проектується наскрізного типу з двох прокатних швелерів за ДСТУ 3436–96 або двотаврів за ДСТУ 8768:2018 та листових елементів з універсальної широкоштабової сталі за ДСТУ 8540:2015 класу С275.

Для стержня колони розрахунковий опір $R_y = 270 \text{ МПа}$ і характеристичні опори $R_{yn} = 275 \text{ МПа}$ та $R_{un} = 380 \text{ МПа}$, що прийняті для фасонного прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ з табл. Г. 2 [6].

Для листових елементів колони прийнято товщини $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$, для яких розрахунковий опір $R_y = 260 \text{ МПа}$, характеристичні опори $R_{yn} = 265 \text{ МПа}$ і $R_{un} = 370 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні $R_p = 336 \text{ МПа}$.

Фундаменти під колони проектується з бетону класу С12/15 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

5.1. Встановлення розрахункової схеми колони

Розрахункова схема центрально-стиснутої наскрізної колони представляє собою стержень певної геометричної довжини, закріплений кінцями відповідно до прийнятої розрахункової схеми робочого майданчика промислової будівлі, і завантажений силою F , прикладеною по осі перерізу (рис. 11). З'єднання колони з фундаментом та обпирання головних балок на оголовки колони прийнято шарнірними.

Розрахункове зусилля в колоні

$$N = 2 Q_{max} = 2 \cdot 859,2 = 1718,4 \text{ кН.}$$

Оскільки завданням на проектування задана відмітка підлоги робочого майданчика H_0 , то для поперерізу сполучення балок у балковій клітці нормального типу геометрична довжина колони

$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{BH} + h_{GB} + d),$$

а для сполучення в одному рівні

$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{GB} + d),$$

де H_0 – відмітка підлоги робочого майданчика відповідно до вихідних даних; 150 мм – заглиблення бази колони нижче відмітки чистої підлоги; t_H – товщина настилу (див. п. 2); h_{BH} – висота балки настилу (див. п. 3); h_{GB} – висота головної балки (див. п. 4.2); $d \leq 1,5 t_r$ – виступаюча донизу частина торцевого опорного ребра головної балки (п. 4.10).

У даному випадку для сполучення балок в одному рівні геометрична довжина колони (див. рис. 9)

$$\begin{aligned} l_c &= H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{GB} + d) = \\ &= 9800 + 150 - (14 + 1100 + 20) = 8816 \text{ мм,} \end{aligned}$$

де $H = 9,8 \text{ м} = 9800 \text{ мм}$; $t_H = 14 \text{ мм}$; $h_{GB} = 1100 \text{ мм}$; $d = 20 \text{ мм}$.

У розрахунках необхідно враховувати умови закріплення кінців стержня колони у двох головних площинах і визначати $l_{efx} = \mu_x l_x$ і $l_{efy} = \mu_y l_y$, де μ_x і μ_y – коефіцієнти приведення

розрахункової довжини відповідно у площинах $x-x$ і $y-y$; l_x - геометрична довжина елемента у площині $x-x$; l_y - довжина ділянки колони, яка закріплена від горизонтального переміщення у площині $y-y$.

Оскільки розрахункова колона у даному випадку не закріплена у проміжних перерізах і має шарнірне кріплення до фундаменту і шарнірне обпирання головних балок, то $\mu_x = \mu_y = \mu = 1$ і $l_{efx} = l_{efy} = l_{ef} = \mu l_c = 1 \cdot 8816 = 8816$ мм.

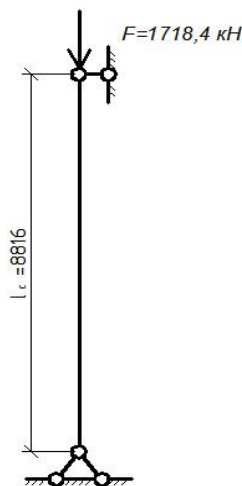


Рис. 9. Розрахункова схема колони

5.2. Розрахунок стержня колони

5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі

1) Необхідна площа поперечного перерізу стержня колони з умови стійкості з урахуванням класу відповідальності споруди

$$A_{nec} = \frac{N}{\varphi_1 R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1718,4}{0,741 \cdot 27 / 0,95} = 81,6 \text{ см}^2,$$

де $N = F = 1718,4$ кН – зусилля в стержні колони; $\varphi_1 = 0,741$ – попередньо прийняте значення коефіцієнта стійкості з

табл. Ж. 1 [6] для типу кривої стійкості b для значення $\bar{\lambda} = 2,5$, що відповідає гнучкості $\lambda \approx 60$; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_c = 1$; $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$.

2) Необхідна площа перерізу вітки колони

$$A_1 = \frac{A_{\text{нec}}}{2} = \frac{81,6}{2} = 40,8 \text{ см}^2.$$

3) Необхідний радіус інерції перерізу колони відповідно до попередньо прийнятого значення гнучкості

$$i_{x_1} = l_{\text{efx}} / \lambda = 881,6 / 60 = 14,69 \text{ см.}$$

4) За необхідними площею перерізу вітки $A_1 = 40,8 \text{ см}^2$ та радіусом інерції $i_{x_1} = 14,69 \text{ см}$ з сортаменту прийнято швелер $\square 33\text{У/ДСТУ 3436-96}$ з такими геометричними характеристиками: $A = 46,5 \text{ см}^2$; $I_x = 7980 \text{ см}^4$; $I_y = 410 \text{ см}^4$; $h = 33 \text{ см}$; $b_f = 10,5 \text{ см}$; $t_f = 1,17 \text{ см}$; $t_w = 0,7 \text{ см}$; $i_x = 13,1 \text{ см}$; $i_y = 2,97 \text{ см}$; $z_0 = 2,59 \text{ см}$.

5) Для перевірки стійкості підбраного перерізу колони відносно матеріальної осі $x-x$ обчислюють гнучкість колони

$$\lambda_x = l_{\text{efx}} / i_x = 881,6 / 13,1 = 67,29 < \lambda_u = 120,$$

де $\lambda_u = 120$ – попередньо прийняте максимальне значення гнучкості, яке у подальшому буде уточнене.

6) Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 67,29 \cdot \sqrt{270 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,43.$$

7) Залежно від $\bar{\lambda}_x = 2,43$ з табл. Ж. 1 [6] прийнято коефіцієнт $\varphi = 0,754$.

8) Точне значення гнучкості стержня колони

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,862 = 128,28,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1718,4}{0,754 \cdot 93 \cdot 27 \cdot 1 / 0,95} = 0,862,$$

$A = 2 A_1 = 2 \cdot 46,5 = 93 \text{ см}^2$ – площа перерізу стержня колони з двох швелерів.

9) Перевіряють стійкість центрально-стиснутої колони

$$\sigma = N / (\varphi A) = 1718,4 \cdot 10 / (0,754 \cdot 93) = 245,06 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \gamma_c / \gamma_n = 270 \cdot 1 / 0,95 = 284,2 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості виконується.

5.2.2. Розрахунок стержня колони відносно вільної осі

Для колони з планками, виходячи з умови рівності стійкості $\lambda_x = \lambda_{ef}$ і задавшись значенням гнучкості окремої вітки колони на ділянці між планками $\lambda_{b1} = 30$ (згідно з вимогами норм приймають $\lambda_{b1} = 30 \dots 40$, але не більше за 40), попередньо обчислюють необхідне значення гнучкості відносно вільної осі

$$\lambda_{y1} = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{67,29^2 - 30^2} = 60,23.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі

$$i_{y1} = I_{efy} / \lambda_{y1} = 881,6 / 60,23 = 14,63 \text{ см}.$$

Необхідна відстань між осями віток колони

$$b = i_{y1} / \alpha_{y1} = 14,63 / 0,44 = 33,25 \text{ см},$$

де $\alpha_{y1} = 0,44$ – коефіцієнт для перерізу з двох швелерів (для перерізу з двох двотаврів $\alpha_{y1} = 0,6$).

Розрахункова ширина колони

$$c = b + 2 z_0 = 33,25 + 2 \cdot 2,59 = 38,43 \text{ см}.$$

(Ширина перерізу колони зазвичай приймається кратною розміру 10 мм таким чином, щоб відстань між внутрішніми краями полиць профілів становила не менше за 100...150 мм).

Остаточно ширину колони прийнято $c = 400 \text{ мм}$ (рис. 10)

і тоді для перерізу колони з двох швелерів

$$a = c - 2 b_f = 400 - 2 \cdot 105 = 190 \text{ мм} > 150 \text{ мм};$$

$$b = c - 2 z_0 = 400 - 2 \cdot 25,9 = 348,2 \text{ мм}.$$

(Для перерізу колони з двох двотаврів:
 $a = c - b_f > 100 \dots 150 \text{ мм}$; $b = c$).

Розміри планок (див. рис. 12):

висота $h_s = (0,5 \dots 0,75) c = (0,5 \dots 0,75) 400 = 200 \dots 300 \text{ мм}$,

прийнято $h_s = 260 \text{ мм}$;

довжина

$b_s = a + (100 \dots 140 \text{ мм}) = 190 + (100 \dots 140) = 290 \dots 330 \text{ мм}$,

прийнято $b_s = 320 \text{ мм}$; товщина $t_s = 10 \text{ мм}$ є достатньою для забезпечення стійкості планки, оскільки виконуються умови $h_s / t_s = 260 / 10 = 26 < 30$ і $b_s / t_s = 320 / 10 = 32 < 50$ (товщина планки приймається в межах $t_s = 6 \dots 12 \text{ мм}$ і вона повинна бути достатньою для забезпечення її стійкості і тому повинні виконуватись умови $h_s / t_s \leq 30$; $b_s / t_s \leq 50$).

Геометричні характеристики поперечного перерізу планки:

$$I_s = I_x = t_s h_s^3 / 12 = 1,0 \cdot 26^3 / 12 = 1464,66 \text{ см}^4;$$

$$W_s = W_x = t_s h_s^2 / 6 = 1,0 \cdot 26^2 / 6 = 112,66 \text{ см}^3.$$

Відстань між краями планок

$$l_b < \lambda_{b_1} i_1 = 30 \cdot 2,97 = 89,1 \text{ см},$$

де $i_1 = i_y$ – радіус інерції перерізу швелера С33У/ДСТУ 3436–96 із сортамента.

Для попередніх розрахунків прийнято $l_b = 89 \text{ см}$.

Відстані:

– між осями планок $l = l_b + h_s = 89 + 26 = 115 \text{ см}$;

– між осями віток для колони з двох швелерів

$$b = c - 2 z_0 = 40 - 2 \cdot 2,59 = 34,82 \text{ см}.$$

Величина відношення погонних жорсткостей вітки колони і планки

$$n = \frac{I_{b_1} b}{I_s l} = \frac{410 \cdot 34,82}{1464,66 \cdot 115} = 0,084.$$

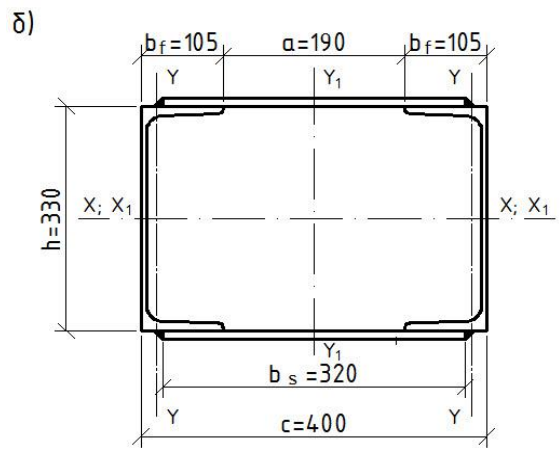
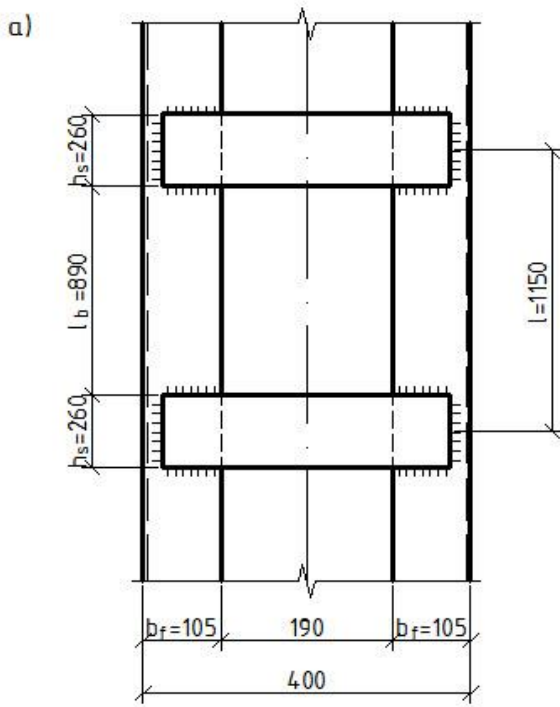


Рис. 10. Фрагмент стержня колони
 а – загальний вигляд; б – поперечний переріз

Момент інерції та радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі $y_1 - y_1$:

$$I_{y_1} = 2[I_{b_1} + A_{b_1} (b/2)^2] = 2 \cdot [410 + 46,5 \cdot (34,82/2)^2] = 29009,05 \text{ см}^4,$$

де $I_{b_1} = I_y = 410 \text{ см}^4$; $A_{b_1} = A = 46,5 \text{ см}^2$ – характеристики із сортаменту для однієї вітки (для одного профілю);

$$i_{y_1} = \sqrt{I_{y_1} / (2 A_{b_1})} = \sqrt{29009,05 / (2 \cdot 46,5)} = 17,66 \text{ см.}$$

Гнучкість колони відносно вільно осі $y_1 - y_1$

$$\lambda_{y_1} = l_{efy} / i_{y_1} = 881,6 / 17,66 = 49,92.$$

Приведена гнучкість колони відносно вільної осі $y_1 - y_1$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{y_1}^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b_1}^2} = \sqrt{49,92^2 + 0,82(1+0,084) \cdot 29,96^2} = 57,36,$$

де $\lambda_{b_1} = l_b / i_y = 89 / 2,97 = 29,96$.

Умовна приведена гнучкість

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 57,36 \sqrt{270 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,08.$$

Залежно від $\bar{\lambda}_{ef} = 2,08$ з табл. Ж. 1 [6] для типу кривої стійкості b коефіцієнт $\varphi = 0,819$ і стійкість колони відносно вільної осі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{1718,4 \cdot 10}{0,819 \cdot 93} = 225,6 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 284,2 \text{ МПа.}$$

5.2.3. Розрахунок планок

Умовна поперечна сила, що припадає на планки у двох площинах перерізу колони,

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{260} \right) \frac{1718,4}{0,819} = 23,07 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Умовна поперечна сила, що передається на систему планок, розміщених в одній площині (рис. 11)

$$Q_s = Q_{fic} / 2 = 23,07 / 2 = 11,54 \text{ кН.}$$

Розрахункове зусилля в планці:

– перерізуюча сила

$$F_s = Q_s \cdot l / c = 11,54 \cdot 115 / 40 = 33,18 \text{ кН ;}$$

– згинаючий момент

$$M_s = Q_s \cdot l / 2 = 11,54 \cdot 115 / 2 = 663,55 \text{ кНсм.}$$

Міцність планок на згин за нормальними напруженнями

$$\sigma = M_s / W_s = 663,55 \cdot 10 / 112,66 = 58,9 \text{ МПа} < < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 260 \cdot 1 / 0,95 = 273,7 \text{ МПа.}$$

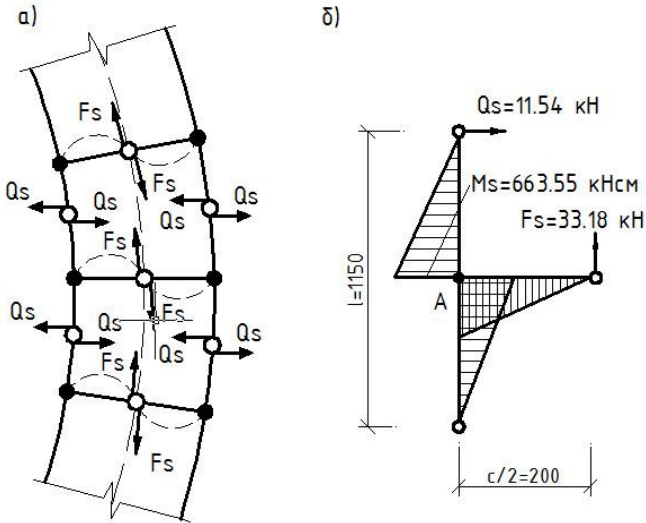


Рис. 11. До визначення зусиль у планках колони

а – схема деформування стержня колони; б – розрахункова схема ділянки вітки

5.3. Розрахунок бази колони

Конструктивно база колони проектується з опорною плитою і траверсами (рис. 12), виконаними з листового прокату товщиною $t \leq 20\text{мм}$ зі сталі класу С275 з розрахунковим опором $R_y = 260\text{МПа}$. Розрахункове навантаження на базу становить $F = N = 1718,4\text{кН}$.

Фундаменти під колони проектуються з бетону класу С12/15 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 8,5\text{МПа}$.

Оскільки площа опорної плити бази колони менша за площу верхнього обрізу фундаменту, то розрахунковий опір значно збільшується і становить

$$\gamma f_{cd} = 1,2 \cdot 8,5 = 10,2\text{МПа} = 1,02\text{кН/см}^2,$$

де $\gamma = 1,2$ – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону за місцевого зім'яття (загалом приймають $\gamma = 1,2 \dots 1,5$).

Необхідна площа опорної плити у плані

$$A_{нл,нec} = \frac{N}{\gamma f_{cd}} = \frac{1718,4}{1,02} = 1684,7\text{ см}^2.$$

Ширина плити

$$B_{нл} = h + 2(t_{тр} + c_1) = 330 + 2(10 + 75) = 500\text{мм},$$

де $h = 330\text{мм}$ – висота перерізу колони, яка для наскрізних колон визначається номером швелера (або двотавра); $t_{тр} = 10\text{мм}$ – товщина траверси; $c_1 = 75\text{мм}$ – ширина консолі.

(Зазвичай товщину траверси приймають $t_{тр} = 8 \dots 16\text{мм}$, а ширину консолі $c_1 = 40 \dots 120\text{мм}$. Обчислене значення ширини плити необхідно узгодити з сортаментом листового прокату і у разі необхідності скоригувати виліт консолі c_1).

Розрахункова довжина плити

$$L_{нл} = \frac{A_{нл,нec}}{B_{нл}} = \frac{1684,7}{50} = 33,69\text{ см}.$$

З конструктивних міркувань довжина опорної плити повинна бути такою, щоб на ній вільно розміщувався стержень

колони і щоб її можна було закріпити у проектному положенні (див. рис. 15). Для перерізу наскрізної колони з двох швелерів

$$L_{нл} = c + 2 \times (70 \dots 80) \text{ мм} = 400 + 2 \times 75 = 550 \text{ мм},$$

де $c = 400 \text{ мм}$ – ширина перерізу колони; $70 \dots 80 \text{ мм}$ – розмір, що необхідний для кріплення колони.

(Для перерізу наскрізної колони з двох двотаврів

$$L_{нл} = c + b_f + 2 \times (40 \dots 50) \text{ мм}).$$

Остаточно прийнято $L_{нл} = 550 \text{ мм}$.

(Довжину плити приймають кратною розміру 10 мм).

Напруження в бетоні під опорною плитою

$$g = \sigma_{\phi} = \frac{N}{B_{нл} L_{нл}} = \frac{1718,4 \cdot 10}{50 \cdot 55} = 6,25 \text{ МПа}.$$

Товщину плити прийнято $t_{нл} = 30 \text{ мм}$ відповідно до сортамента листової сталі.

Траверса працює на згин як двоконсольна балка, оберта на вітки наскрізної колони, і завантажена реактивним тиском фундаменту з певної вантажної площі (рис. 13).

Розрахункове погонне навантаження на траверсу

$$q_{тр} = g \frac{B_{нл}}{2} = 0,625 \cdot \frac{50}{2} = 15,625 \text{ кН / см}.$$

Зусилля у траверсі:

а) згинаючий момент на опорі

$$M_{тр,оп} = q_{тр} b_1^2 / 2 = 15,625 \cdot 7,5^2 / 2 = 439,45 \text{ кНсм};$$

б) згинаючий момент у прольоті

$$M_{тр,пр} = q_{тр} \left(\frac{c^2}{8} - \frac{b_1^2}{2} \right) = 15,625 \cdot \left(\frac{40^2}{8} - \frac{7,5^2}{2} \right) = 2685,55 \text{ кНсм};$$

в) поперечна сила

$$Q_{тр} = q_{тр} b_1 = 15,625 \cdot 7,5 = 117,19 \text{ кН}.$$

Оскільки торець колони не фрезерується, то зусилля зі стержня колони спочатку передається на траверсу через вертикальні кутові зварні шви, довжина яких і визначає висоту траверси. Причому зусилля у колоні N розподіляється між швами рівномірно.

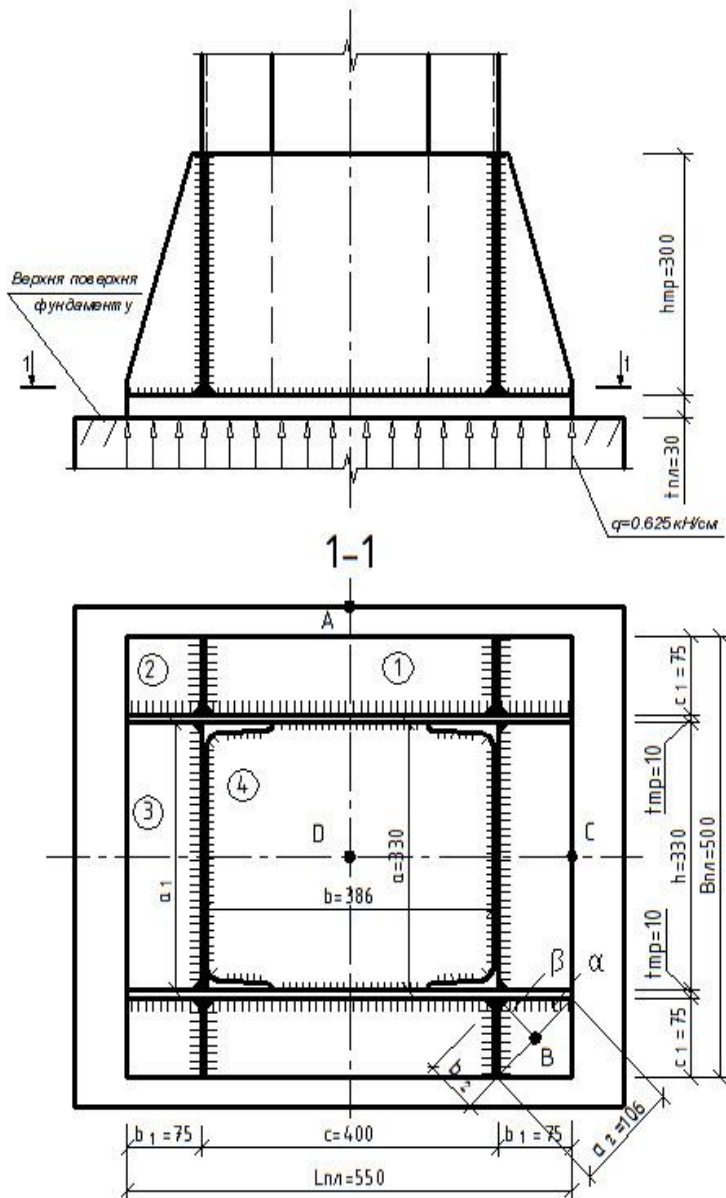


Рис. 12. База наскрізної колони з двох швелерів

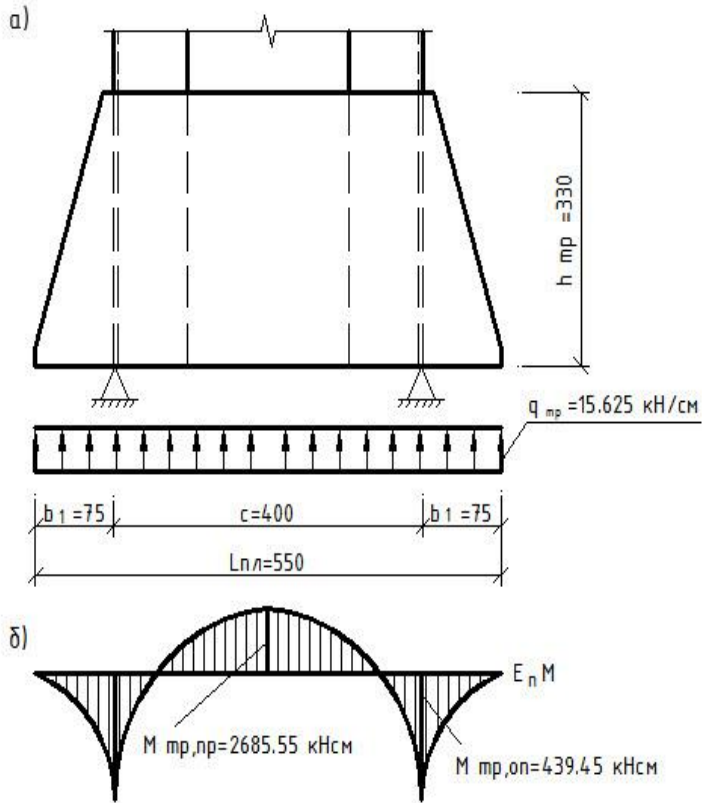


Рис. 13. Розрахункова схеми траверси для колони з двох швелерів
 а – загальний вигляд траверси; б – епюра моментів

Відповідно до марки сталі колони С275 зварні шви виконуються ручним зварюванням електродами типу Э42 з розрахунковим опором $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$.

Висота траверси

$$h_{mp} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{of} \gamma_c / \gamma_n} + 1...2 \text{ см} = \frac{1718,4 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 180 \cdot 1/0,95} + 1 \text{ см} = 27 \text{ см} < 85\beta_f k_f + 1...2 \text{ см} = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 1,6 \text{ см} = 73,0 \text{ см},$$

де $n = 4$ – кількість вертикальних кутових швів; $\beta_f = 0,7$;
 $k_f = 1,2t_{min} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$, (тут $t_{min} = t_{mp} = 10 \text{ мм}$);
 $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір кутового шва зрізу з
табл. Д. 2 [6]; $1...2 \text{ см}$ – доданок, який враховує перехід від
розрахункової довжини шва до конструктивної.

(Якщо умова не виконується, то можливе застосування 8-ми вертикальних швів ($n=8$)).

Остаточно прийнята висота траверси повинна знаходитись у межах

$$h_{mp,min} = 0,5 c = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ см}...$$

$$...h_{mp,max} = 85\beta_f k_f + 1...2 \text{ см} = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 1,6 \text{ см} = 73,0 \text{ см}$$

і бути не меншою за мінімальну $h_{mp} \geq h_{mp,min} = 300 \text{ мм}$.

Висоту траверси приймають кратною величині 10 мм і у даному випадку остаточно прийнято $h_{mp} = 30 \text{ см}$.

Міцність траверси перевіряють на згин і зріз відповідно за формулами:

$$\sigma = \frac{M_{mp,max}}{W_{mp}} = \frac{6 M_{mp,max}}{t_{mp} h_{mp}^2} = \frac{6 \cdot 2685,55 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 179 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \gamma_c / \gamma_n = 260 \cdot 1 / 0,95 = 273,7 \text{ МПа} ;$$

$$\tau = \frac{Q_{mp}}{A_{mp}} = \frac{Q_{mp}}{t_{mp} h_{mp}} = \frac{117,19 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 39,06 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_n =$$

$$= 0,58 R_y \gamma_c / \gamma_n = 0,58 \cdot 260 \cdot 1 / 0,95 = 158,74 \text{ МПа}.$$

5.4. Розрахунок оголовка колони

Для листових елементів оголовка колони (рис. 14) прийнято товщини $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$, для яких розрахунковий опір $R_y = 260 \text{ МПа}$, характеристичні опори $R_{yn} = 265 \text{ МПа}$ і $R_{un} = 370 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі зсуву

$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа}$, розрахунковий опір сталі змінанню торцевої поверхні $R_p = 336 \text{ МПа}$.

Розрахункове навантаження на оголовок становить $F = N = 1718,4 \text{ кН}$.

Плита оголовка

Товщину плити оголовка прийнято з конструктивних міркувань $t_{nл1} = 20 \text{ мм}$ зі сталі класу С275 (товщину плити приймають в межах 20...25 мм).

Розміри плити в плані для колони з двох швелерів:

$$L_{nл1} = c + 40 = 400 + 40 = 440 \text{ мм}; B_{nл1} = h + 40 = 330 + 40 = 370 \text{ мм},$$

де $c = 400 \text{ мм}$ – ширина перерізу колони; $h = 330 \text{ мм}$ – висота перерізу колони.

З урахуванням сортаменту розміри плити в плані прийнято

$$L_{nл1} \times B_{nл1} = 440 \times 370 \text{ мм}.$$

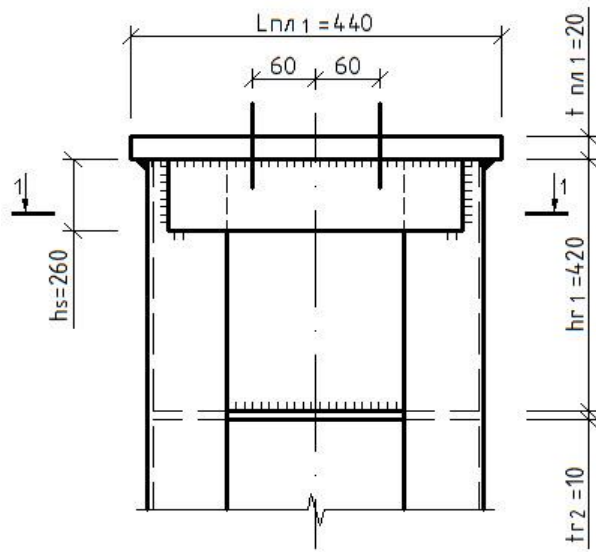
Проектне положення головних балок на колонах фіксується монтажними болтами діаметром $d_b = 20 \text{ мм}$, для чого в плиті оголовка передбачено отвори діаметром $d = 23 \text{ мм}$.

Вертикальне ребро оголовка

Товщину вертикального ребра оголовка (див. рис. 18) обчислюють із умови його роботи на змінання по контакту з плитою

$$t_{r1} = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1718,4 \cdot 10}{28 \cdot 336 \cdot 1/0,95} = 1,74 \text{ см},$$

де $l_{ef} = b_r + 2t_{nл1} = 240 + 2 \cdot 20 = 280 \text{ мм}$, тут $b_r = 240 \text{ мм}$ – ширина опорного ребра головної балки, $t_{nл1} = 20 \text{ мм}$ – товщина плити оголовка.



1-1

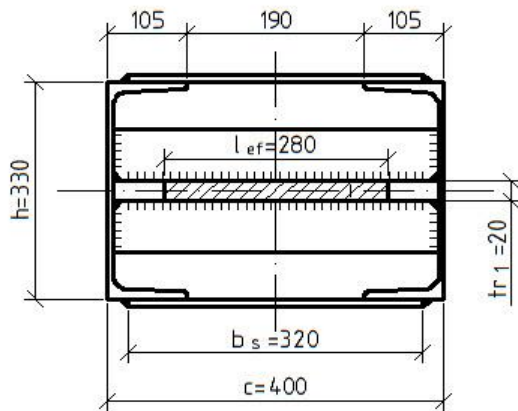


Рис. 14. Оголовок наскрізної колони

З урахуванням сортаменту на листову сталь товщину вертикального ребра оголовка прийнято $t_{r1} = 20\text{мм}$.

Ребро оголовка приварюють до стінок віток колони чотирма вертикальними швами, довжина яких і визначає висоту ребра. Шви виконують ручним зварюванням електродами типу Э42 з $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ і $\beta_f = 0,7$. Катет кутових швів $k_f = 1,2 t_{min} = 1,2 t_w = 1,2 \cdot 7,5 = 9 \text{ мм}$; прийнято $k_f = 8 \text{ мм}$.

Довжина кутових швів

$$l_w = \frac{N}{4 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1718,4 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 1/0,95} = 40,49 \text{ см}$$

відповідає конструктивним вимогам

$$l_w = 40,49 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6 \text{ см}.$$

Висота вертикального ребра

$$h_{r1} = l_w + 1 \dots 2 \text{ см} = 40,49 + 1,51 = 42 \text{ см}.$$

Перевірка міцності вертикального ребра на зріз

$$\tau = \frac{0,5N}{2 h_{r1} t_{r1}} = \frac{0,5 \cdot 1718,4 \cdot 10}{2 \cdot 42 \cdot 2} = 51,14 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_n = 158,74 \text{ МПа}.$$

Горизонтальне ребро оголовка

Розміри ребра приймають такими, щоб була можливість розмістити його між вітками колони (див. рис. 14):

$$- \text{довжина } l_{r2} = c - 2 t_w = 400 - 2 \times 7 = 386 \text{ мм},$$

де $c = 400 \text{ мм}$ – ширина перерізу колони; $t_w = 7 \text{ мм}$ – товщина стінки $\square 330/\text{ДСТУ 3436-96}$;

– ширина

$$b_{r2} = h - 2(t_f + 20 \dots 30 \text{ мм}) = 330 - 2(11,7 + 28,3) = 250 \text{ мм},$$

де $h = 330 \text{ мм}$ – висота перерізу вітки колони; $t_f = 11,7 \text{ мм}$ – товщина полиці $\square 330/\text{ДСТУ 3436-96}$;

– товщина $t_{r2} = 10 \text{ мм}$ (приймається в межах

$$t_{r2} = 10 \dots 16 \text{ мм}).$$

Горизонтальні шви, що кріплять елементи колони до плити оголовка

На ділянках контакту опорної плити оголовка з елементами стержня колони катет зварних кутових швів прийнято конструктивно $k_f = 5 \text{ мм}$.

5.5. Конструювання колони

Геометрична довжина колони, що обчислена в п. 5.1, $l_c = 8816 \text{ мм}$.

Розрахункова кількість планок

$$n = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nl} - t_{nl_1}}{h_s + l_b} = \frac{8816 - 300 - 30 - 20}{260 + 890} = 7,362.$$

Прийнято кількість планок $n=8$ (рис. 15).

Відстань між планками

$$l_b = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nl} - t_{nl_1} - n h_s}{n} = \frac{8816 - 300 - 30 - 20 - 8 \cdot 260}{8} = 798,25 \text{ мм}.$$

Прийнято $l_b = 80 \text{ см}$.

Відстань між траверсою і першою знизу планкою

$$l_{b1} = l_c - (n-1)l_b - h_{mp} - t_{nl} - t_{nl_1} - n h_s = 8816 - (8-1) \cdot 800 - 300 - 30 - 20 - 8 \cdot 260 = 786 \text{ мм}.$$

Геометрична довжина колони

$$l_c = (n-1)l_b + l_{b1} + h_{mp} + t_{nl} + t_{nl_1} + n h_s = (8-1) \cdot 800 + 786 + 300 + 30 + 25 + 8 \cdot 260 = 8816 \text{ мм}$$

відповідає обчисленій раніше у п. 5.1

$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{ГБ} + d) = 9800 + 150 - (14 + 1100 + 20) = 8816 \text{ мм}.$$

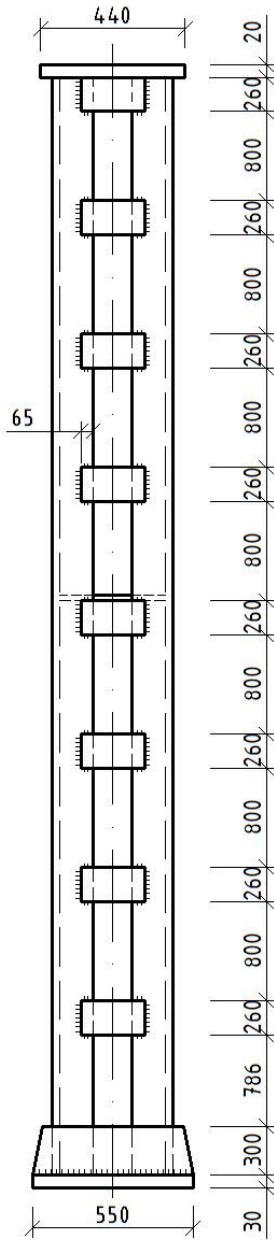


Рис. 15. Загальний вигляд колони

Література

1. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд [На заміну ДБН В. В.1.2-14-2009; чинний від 2019-01-01]. Київ : Мінрегіон України, 2018. 29 с. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [На заміну СНиП 2.01.07-85; чинний від 2007-10-01]. Київ : Мінрегіон України, 2006. 75 с. (Державні будівельні норми України).
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [Чинний від 2015-01-01]. Київ : Мінрегіон України, 2014. 198 с. (Державні будівельні норми України).
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування [На заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85; чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 10 с. (Національний стандарт України).
5. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції : підручник. 2-е вид., випр. і доп. Львів : Світ, 2002. 312 с.
6. Металеві конструкції. Загальний курс : підручник / О. О. Нілов та ін. 2-е вид., перероб. і доп. Київ : Сталь, 2010. 869 с.
7. Романюк В. В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2014. 449 с.
8. Романюк В. В., Супрунюк В. В. Металеві конструкції. Каркаси одноповерхових промислових будівель : навч. посіб. [Електронне видання]. Рівне : НУВГП, 2021. 501 с.
9. Романюк В. В. Робочі майданчики виробничих будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2007. 281 с.
10. Методичні вказівки 03-01-130 до виконання курсової роботи з навчальної дисципліни «Металеві конструкції» на тему «Робочий майданчик виробничої будівлі» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання.