

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет кораблебудування
імені адмірала Макарова

С. В. ДРАГАН, С. А. ЛОЙ

ПРОЕКТУВАННЯ ЗВАРНИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Методичні вказівки
до виконання курсового проекту**

Рекомендовано Методичною радою НУК

Миколаїв • НУК • 2018

УДК 629.021:621.791 (076)

Д 72

Автори: С. В. Драган, кандидат технічних наук, професор НУК;
С. А. Лой, доцент НУК

Рецензенти: Л. І. Коростильов, доктор технічних наук, професор;
Ж. Г. Голобородько, кандидат технічних наук, доцент

Рекомендовано Методичною радою НУК

Драган С. В.

Д 72 Проектування зварних конструкцій : методичні вказівки до виконання курсового проекту / С. В. Драган, С. А. Лой. – Миколаїв : НУК, 2018. – 120 с.

Уміщено загальні рекомендації та методику проектування зварної конструкції. Розглянуто приклад проектування зварної балки двотаврового перерізу та стояка з консолю, подано необхідні довідкові матеріали.

Призначено для студентів, що навчаються за галуззю знань "13 Механічна інженерія", спеціальністю "131 Прикладна механіка", спеціалізацією "Інжиніринг зварювання та споріднених процесів".

УДК 629.021:621.791(076)

© Драган С. В., Лой С. А., 2018
© Національний університет кораблебудування
імені адмірала Макарова, 2018

I. ЗАГАЛЬНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ ПРОЕКТУ

Зварні конструкції є найбільш поширеним типом металевих конструкцій, тому їх проектування має здійснюватися з урахуванням можливості використання типових елементів, що входять до складу таких зварних виробів. Сьогодні у практиці проектування зварних конструкцій використовують такі типові зварні елементи:

балки – це елементи, які працюють в основному на поперечний вигин, рідше на косий вигин або кручення. Вони входять до складу рам різного призначення, перекриттів, мостів та інших конструкцій і машин. Значна більшість типових балок мають профіль, незмінний по довжині. Найбільш широко балки застосовують при відносно невеликих прольотах і великих навантаженнях, в інших випадках більш зручно використовувати ферми. Головне призначення балок полягає у тому, щоб прийнявши навантаження від інших елементів конструкції, передавати його на опори;

колони або стояки – це вертикально розташовані стрижневі елементи, що працюють переважно на стиснення або на стиснення з поздовжнім вигином. За допомогою цих елементів навантаження від верхніх конструкцій передається на

фундамент. До них відносяться колони металевих каркасів будівель, деякі елементи рам і станин, хребтові балки вагонів тощо. У стояках розрізняють три конструктивні головні частини: 1) верхню частину – оголовок, яка сприймає навантаження; 2) середню частину – стрижень, що несе навантаження і 3) нижню частину – базу, що передає тиск стояка на фундамент. Поперечні перерізи колон або стояків мають різні профілі, які залежать від величини зусиль, наявності ексцентриситету прикладеного навантаження, висоти колони (або стояка), опорних закріплень, загального компоновування об'єкта;

гратчасті конструкції, що являють собою систему стрижнів, з'єднаних у вузлах таким чином, що стрижні працюють головним чином на розтяг або стиснення. До них відносять ферми, щогли, арматурні сітки і каркаси.

Метою даного курсового проекту є отримання практичних навичок самостійного розв'язання певних конструкторських завдань з урахуванням технологічності зварної конструкції, яка складається з типових елементів: двотаврової балки, стояка суцільного або складеного перерізу та консолі стояка. Бланк завдання на проектування наведений у дод. А.

Для досягнення поставленої мети проекту необхідно вирішити ряд завдань, в які входить розробка ескізного проекту заданої зварної конструкції, включаючи вибір розрахункових схем, компоновку загального вигляду, окремих вузлів і зварних з'єднань.

При виконанні курсового проекту слід дотримуватися наступних рекомендацій.

Конструкція проектованої зварної балки має бути обґрунтована з позицій економічності та умов забезпечення необхідної вантажопідйомності. Це завдання є найбільш важким порівняно з перевіркою міцності балки або визначенням

допустимого навантаження на балку. Вирішувати його треба у такий спосіб: від заданого навантаження визначити опорні реакції, розрахувати у зазначених перерізах діючі на балку зусилля, обчислити максимальні їх значення при найнебезпечнішому положенні рухомого навантаження. Після цього підібрати розміри поперечного перерізу, які забезпечують міцність та стійкість як балки в цілому, так і окремих елементів перерізу. Зварні з'єднання балки проектуються з можливістю використання переважно автоматичного та механізованого зварювання. Слід також сконструювати опорну плиту балки.

При проектуванні зварного стояка насамперед слід визначитися з типом поперечного перерізу: суцільним або складеним. Для вибраного типу перерізу треба також забезпечити не тільки міцність, а й стійкість його стиснених елементів. Поперечні перерізи стиснених елементів мають володіти якомога більшою жорсткістю в усіх напрямках. З'єднувальні зварні шви стояка, так само як і в балці, слід проектувати з урахуванням виконання їх автоматами під флюсом або апаратами для механізованого зварювання в захисних газах. Окремі гілки стояка складеного перерізу мають бути сполучені за допомогою елементів, що також приварюються. Крім проектування безпосередньо стояка, слід сконструювати його опорні частини – оголовки та базу.

Проектування консолі стояка передбачає вибір її конструкції у вигляді звареної ферми (або в окремих випадках у вигляді зварної балки). Послідовність проектування ферми має бути наступною. Спочатку треба з ряду варіантів вибрати раціональну конструкцію стрижневої системи ферми, тобто таку, яка відрізняється найменшою вагою і трудомісткістю при виготовленні. Далі слід визначити розрахункові зусилля у стрижнях ферми і підібрати переріз стрижнів із прокатного

профілю. Проектування консолі закінчується конструюванням зварних з'єднань ферми та вузлів з'єднання ферми зі стояком.

На останньому етапі проектування мають бути розраховані загальні та місцеві зварювальні деформації балки та призначені, у разі необхідності, відповідні заходи щодо їх зменшення.

Пояснювальну записку до курсового проекту слід завершити загальними висновками, у яких стисло навести головні результати проектування.

Курсовий проект має бути оформлений відповідно до вимог ЄСКД і ЄСТД. Обсяг проекту 35–40 аркушів пояснювальної записки і 2 аркуші графічної частини (формат А3), з яких: складальне креслення балки (1 арк.), складальне креслення стояка з консолю (1 арк.).

II. ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ПРОЕКТУ

Викладемо методику проектування зварної конструкції на прикладі виконання курсового проекту відповідно до наведених нижче вихідних даних. Загальний вигляд конструкції, що підлягає проектуванню, та розрахункові схеми її складових – балки та стояка з консоллю – наведені у дод. Б.

Вихідні дані для проектування

1. Прогін балки l , м	14
2. Консоль балки b , м	3
3. Норма жорсткості f/l	1/500
4. Розподілене навантаження q , кН/м	3
5. Нерухомий вантаж P_n , кН	20
6. Відстань до нерухомого вантажу a , м.....	3,5
7. Рухомий вантаж P_k , кН.....	200
8. База візка c , м	1,4
9. Висота стояка H , м	5,5
10. Довжина консолі стояка l_k , м.....	1,6
11. Вантаж на консолі стояка N_k , кН	120
12. Матеріал фундаменту	бетон

ВСТУП

У вступі слід коротко описати призначення зварного виробу, умови його експлуатації, визначити мету та завдання проекту, перелічити основні методи, які використані при проектуванні.

1. ПРОЕКТУВАННЯ БАЛКИ

1.1. Визначення розрахункових зусиль

При проектуванні зварної балки необхідно забезпечити не тільки її належну працездатність, а й найбільшу економічність. Висока працездатність балки має бути забезпечена виконанням вимог, встановлених умовами міцності, жорсткості та стійкості. Підвищення економічності досягається найбільш повним використанням матеріалу (завдяки чому забезпечується можливість отримання найменшої ваги конструкції) та більш високою технологічністю конструкції (яка забезпечується конструюванням перерізу, що допускає використання високопродуктивних методів зварювання).

Проектування балок принципово виконують у наступній послідовності: від заданого навантаження визначають опорні реакції R , будують епюри поперечних сил Q , згинальних моментів M по довжині балки, визначають максимальні значення зусиль, після чого підбирають розміри поперечного перерізу балки за умов міцності та жорсткості. Якщо на балку діють рухомі навантаження, то для визначення розрахункових зусиль використовують метод побудови ліній впливу. Метод ліній впливу прийнятий також при проектуванні ферм, рамних конструкцій і особливо при розрахунках мостових, краєвих та інших інженерних споруд.

Оскільки в завданні на проектування передбачено комбіноване навантаження балки (див. дод. Б, рис. 1Б, б), у тому числі і рухомим візком, який може знаходитися у різних місцях по довжині балки, то розрахункові зусилля (R , Q та M) у заданих перерізах балки зручніше виконати за допомогою ліній впливу.

Лінія впливу показує залежність зусилля (або деформації) в будь-якому заданому перерізі балки або елементі ферми від

положення вантажу на них. У практичних розрахунках лінії впливу завжди будують від одного вантажу, рівного одиниці, і після їх побудови використовують для визначення зусиль (або деформацій) в досліджуваному перерізі або елементі при будь-якому заданому завантаженні – від декількох зосереджених сил або розподілених навантажень. У нашому прикладі розглянемо п'ять можливих положень рухомого вантажу – візка (рис. 1.1) і побудуємо лінії впливу розрахункових зусиль: реакцій лівої опори R_A і правої R_B , перерізуючих сил на лівій опорі в перерізах Q_{0-dx} і Q_{0+dx} , згинальних моментів на лівій опорі M_A , в середині прогону балки $M_{l/2}$ та в місці розташування монтажного стику $M_{2l/3}$.

Для числового визначення величин розрахункових зусиль відповідно до принципу незалежності дії сил підсумуємо добутки величин зосереджених навантажень на відповідні ординати ліній впливу. При цьому зусилля від рівномірно розподіленого навантаження визначатимемо як добуток інтенсивності навантаження q на площу ω лінії впливу на довжині завантаженої ділянки (рис. 1.2).

Розрахунки будемо виконувати за наступними формулами:

$$R_A = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{R_A} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$R_B = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{R_B} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$Q_{0-dx} = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{Q_{0-dx}} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$Q_{0+dx} = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{Q_{0+dx}} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$M_A = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{M_A} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$M_{l/2} = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{M_{l/2}} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1});$$

$$M_{2l/3} = P_H \cdot y_H + q \cdot \omega_{M_{2l/3}} + P_K / 2 \cdot (y_n + y_{n+1}),$$

де y_n, y_{n+1} – ордината лінії впливу під шуканої точкою, м;
 P_k – величина рухомого вантажу, кН; P_n – величина нерухо-
 мого вантажу, кН; q – величина розподіленого навантажен-
 ня, кН/м; ω – площа лінії впливу, м².

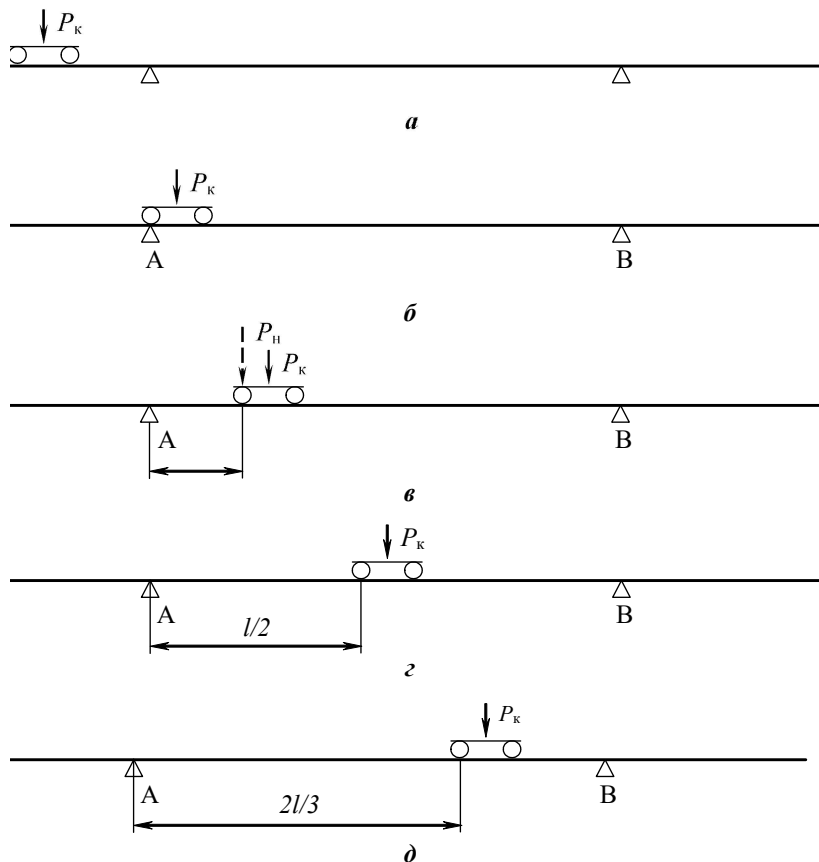


Рис. 1.1. Розрахункові положення рухомого вантажу (візка):
a – крайнє ліве; **б** – на опорі A; **в** – на лінії дії нерухомого вантажу
 (на відстані a від опоры A); **з** – посередині прогону балки; **д** – в місці
 розташування монтажного стику на відстані $2l/3$ від опоры A

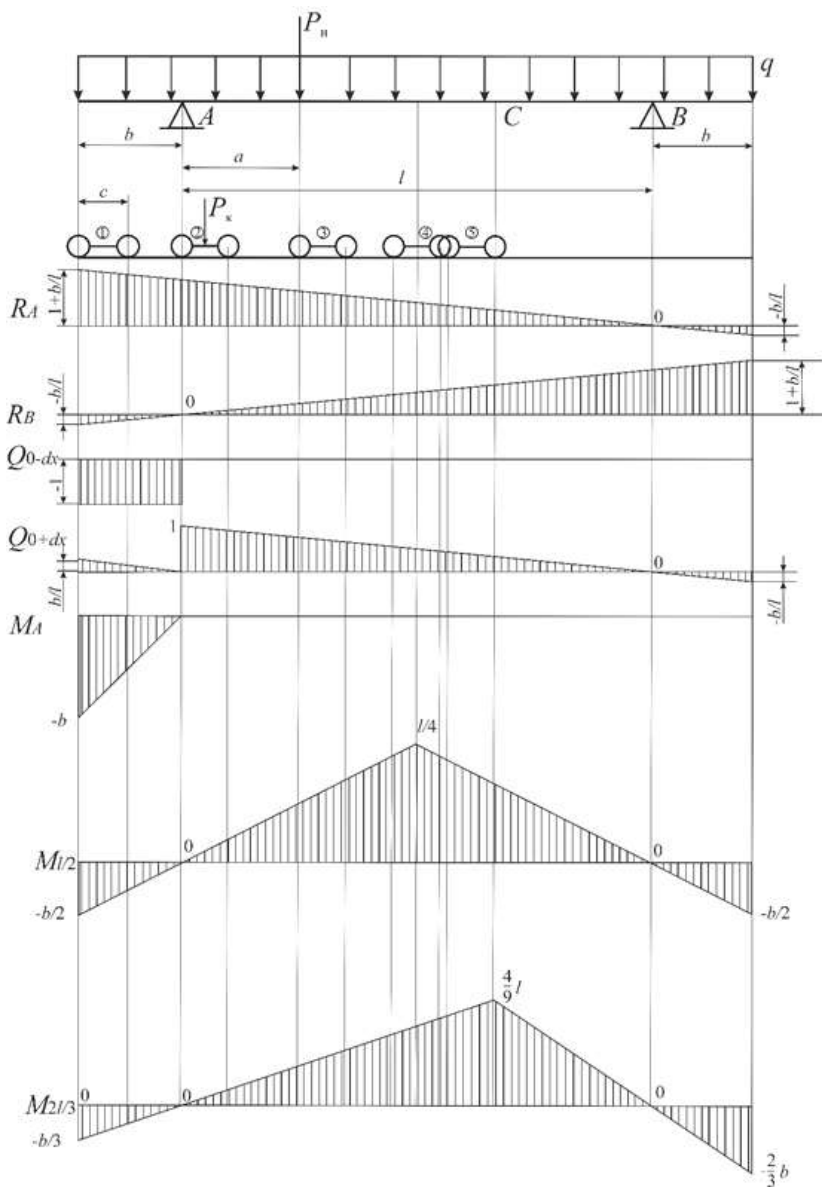


Рис.1.2. Лінії впливу зусиль, діючих у балці

Значення ординат y_i і площ ω ліній впливу наведені в табл. 1.1, зміна діючих зусиль u залежності від положення рухомого вантажу – в табл.1.2.

Таблиця 1.1. Ординати і площі ліній впливу

Значення	R_A	R_B	Q_{0-dx}	Q_{0+-dx}	M_A	$M_{l/2}$	$M_{2l/3}$
y_H	0,750	0,250	0,000	0,750	0,000	1,750	1,167
y_1	1,214	-0,214	-1,000	0,214	-3,000	-1,500	-1,000
y_2	1,114	-0,114	-1,000	0,114	-1,600	-0,800	-0,533
y_3	1,000	0,000	-1,000	1,000	0,000	0,000	0,000
y_4	0,900	0,100	0,000	0,900	0,000	0,700	0,467
y_5	0,750	0,250	0,000	0,750	0,000	1,750	1,167
y_6	0,650	0,350	0,000	0,650	0,000	2,450	1,633
y_7	0,550	0,450	0,000	0,550	0,000	3,150	2,100
y_8	0,450	0,550	0,000	0,450	0,000	3,150	2,567
y_9	0,433	0,567	0,000	0,433	0,000	3,033	2,644
y_{10}	0,333	0,667	0,000	0,333	0,000	2,333	3,111
ω	10,000	10,000	-3,000	7,000	-4,500	20,000	17,278

Таблиця 1.2. Зусилля в балці у залежності від положення рухомого вантажу

Зусилля	Положення рухомого вантажу на балці згідно з рис. 1.2					Найбільше значення
	1	2	3	4	5	
R_A , кН	277,857	235,000	185,000	145,000	121,667	277,857
R_B , кН	2,143	45,000	95,000	135,000	158,333	158,333
Q_{0-dx} , кН	-209,000	-109,000	-9,000	-9,000	-9,000	-209,000
Q_{0+-dx} , кН	68,857	226,000	176,000	136,000	112,667	226,000
M_A , кН·м	-473,500	-13,500	-13,500	-13,500	-13,500	-473,500
$M_{l/2}$, кН·м	-135,000	165,000	515,000	725,000	631,667	725,000
$M_{2l/3}$, кН·м	-78,167	121,833	355,167	541,833	650,722	650,722

Отже, за даними табл. 1.2 встановлюємо наступні розрахункові величини зусиль: реакція опори $R = 277,86$ кН, перерізуюча сила $Q = 226,00$ кН, згинальний момент для балки $M = 725,00$ кН·м, згинальний момент для стику балки $M_c = 650,73$ кН·м.

1.2. Оптимізація перерізу балки

Балка, що проектується, повинна мати як достатню міцність, так і жорсткість, тобто її прогин не повинен перевищувати гранично допустимого значення. Через те, що умови міцності і жорсткості мають виконуватися одночасно, то їх можна об'єднати однією умовою. Мінімальна висота балки, яка задовольняє одночасно умовам міцності і жорсткості, визначається за формулою

$$h \geq \frac{[\sigma]}{6E[f/l]}, \quad (1.1)$$

де E – модуль пружності матеріалу балки (для сталі $E = 2 \cdot 10^{11}$ Па); $[\sigma]$ – допустимі напруження в матеріалі.

Розрахуємо декілька значень висоти балки h для сталей з різними значеннями $[\sigma]$. При цьому врахуємо, що згідно з формулою (1.1) параметри h і $[\sigma]$ зв'язані лінійною залежністю. Тому достатньо задати лише два умовних значення допустимих напружень, наприклад $[\sigma]_1 = 100$ МПа і $[\sigma]_2 = 300$ МПа. Тоді, відповідно:

$$h_1 = \frac{100 \cdot 10^6 \cdot 14}{6 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 1/500} = 0,583 \text{ м};$$

$$h_2 = \frac{300 \cdot 10^6 \cdot 14}{6 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 1/500} = 1,750 \text{ м}.$$

Результати розрахунків подані на рис. 1.3 у вигляді прямої 1.

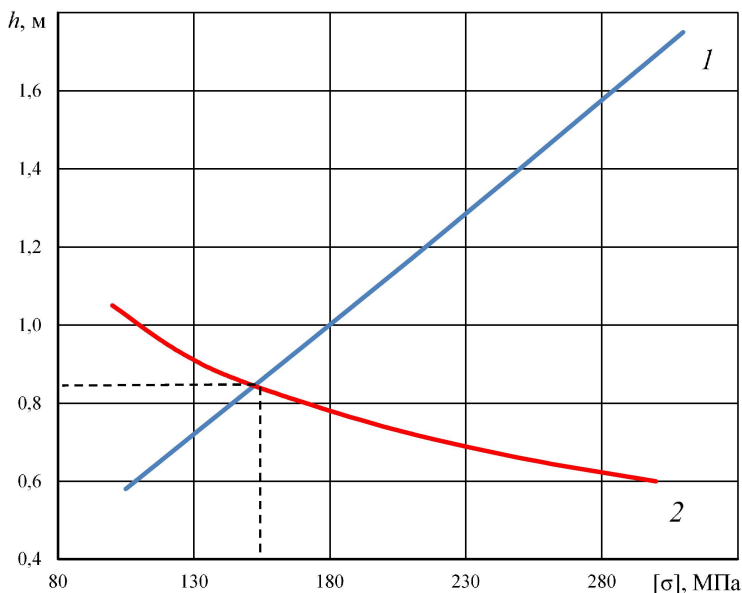


Рис. 1.3. Вибір оптимальних параметрів балки – висоти і матеріалу в залежності від умов:
1 – міцності та жорсткості; 2 – економічності

Крім вимоги міцності та жорсткості, проектувана балка повинна задовольняти умові економічності (найменшої ваги). Ця умова дозволяє вибрати з безлічі варіантів сполучень h і $[\sigma]$ оптимальне співвідношення між головними параметрами перерізу балки – висотою h та товщиною стінки $s_{\text{ст}}$.

Вказане співвідношення визначається залежністю

$$h_{\text{опт}} = (1,2 \dots 1,3) \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{[\sigma] \cdot s_{\text{ст}}}}, \quad (1.2)$$

де M_{max} – максимальний згинальний момент балки.

Товщину стінки балки можна у першому наближенні розрахувати за формулою:

$$s_{\text{ст}} = 7(\text{мм}) + 0,25l(\text{м}); \quad (1.3)$$

$$s_{\text{ст}} = 7 + 0,25 \cdot 14 = 10,5 \text{ мм.}$$

Тоді, для сталей з різним значенням $[\sigma]$, можна розрахувати $h_{\text{опт}}$. Вибираємо такий ряд $[\sigma]$: 100, 150, 200, 250, 300 МПа. Відповідна висота балки становитиме:

$$h_{\text{опт1}} = 1,25 \sqrt{\frac{725 \cdot 10^3}{100 \cdot 10^6 \cdot 0,0105}} = 1,039 \text{ м;}$$

$$h_{\text{опт2}} = 1,25 \sqrt{\frac{725 \cdot 10^3}{150 \cdot 10^6 \cdot 0,0105}} = 0,848 \text{ м;}$$

$$h_{\text{опт4}} = 1,25 \sqrt{\frac{725 \cdot 10^3}{250 \cdot 10^6 \cdot 0,0105}} = 0,657 \text{ м;}$$

$$h_{\text{опт5}} = 1,25 \sqrt{\frac{725 \cdot 10^3}{300 \cdot 10^6 \cdot 0,0105}} = 0,599 \text{ м.}$$

Залежність $h_{\text{опт}} = f([\sigma])$ наведена на рис. 1.3 у вигляді кривої 2. Оптимальному сполученню між висотою балки та матеріалом, з якого виготовляється балка, за умови одночасного забезпечення необхідної міцності та жорсткості, відповідає точка перетинання кривих 1 і 2, тобто висота балки має бути $h = 860 \text{ мм}$, а допустиме напруження матеріалу $[\sigma] = 160 \text{ МПа}$.

У цьому випадку розрахункове найменше значення межі плинності матеріалу становитиме $\sigma_T = [\sigma] \cdot 1,5$ (1,5 – коефіцієнт запасу міцності); $\sigma_T = 160 \cdot 1,5 = 240$ МПа. Найближча придатна сталь для проєктованої балки – Ст3сп (ГОСТ 14637–89, ISO 4995–78 Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества) з межею плинності $\sigma_T = 240$ МПа. Для цієї сталі приймаємо:

$$[\sigma] = 160 \text{ МПа}; [\tau] = 0,65 \cdot 160 = 104 \text{ МПа}.$$

Аналогами вибраної сталі є конструкційні сталі, наприклад прийнятих у Євросоюзі марок: Fe37–3FN, Fe37–3FU, S235, S235J0, S235J2G3, S235JR та ін.

1.3. Визначення розмірів перерізу балки

Насамперед визначаємо, що проєктована двотаврова балка матиме симетричний переріз і відповідно розраховуємо висоту h_{CT} і товщину s_{CT} вертикального листа – стінки балки:

$$\begin{aligned} h_{\text{CT}} &= 0,95h; \\ h_{\text{CT}} &= 0,95 \cdot 0,86 = 0,82 \text{ м.} \end{aligned} \tag{1.4}$$

Приймаємо: $h_{\text{CT}} = 0,82$ м.

$$\begin{aligned} s_{\text{CT}} &= \frac{\sqrt{h}}{12,5}; \\ s_{\text{CT}} &= \frac{\sqrt{82}}{12,5} = 0,72 \text{ см.} \end{aligned} \tag{1.5}$$

Приймаємо $s_{\text{ст}} = 0,008$ м згідно з ДСТУ 8540:2015 (Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент) (дод. В).

Далі, виходячи із умови міцності балки при згинанні, слід підібрати розміри елементів поперечного перерізу балки

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}} h}{2I_x} \leq [\sigma] \quad (1.6)$$

Звідси мінімально потрібний момент інерції поперечного перерізу

$$I_{x\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}} h}{2[\sigma]}; \quad (1.7)$$

$$I_{x\text{тр}} = \frac{725 \cdot 10^3 \cdot 0,82}{2 \cdot 160 \cdot 10^6} = 1,85 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

З іншого боку момент інерції всього перерізу балки можна розрахувати через розміри стінки ($h_{\text{ст}} \times s_{\text{ст}}$) і полиць ($b \times s_{\text{п}}$)

$$I_{x\text{тр}} = \frac{s_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2 \left[\frac{b s_{\text{п}}^3}{12} + b s_{\text{п}} \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_{\text{п}}}{2} \right)^2 \right]. \quad (1.8)$$

Нехтуючи малими складовими у формулі (1.8), отримаємо:

$$b s_{\text{п}} = \frac{I_{x\text{тр}} - \frac{s_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12}}{2 \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} \right)^2} \quad (1.9)$$

або після підстановки значень:

$$b \cdot s_{\Pi} = \frac{1,85 \cdot 10^{-3} - \frac{0,08 \cdot 0,82^3}{12}}{2 \cdot \left(\frac{0,82}{2} \right)^2} = 4,35 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Задамося співвідношенням: $b = 15s_{\Pi}$, тоді, розв'язуючи систему із двох рівнянь, знаходимо дві шукані величини:

$$15s_{\Pi}^2 = 4,35 \cdot 10^{-3}; \quad s_{\Pi} = \sqrt{\frac{4,35 \cdot 10^{-3}}{15}} = 0,017 \text{ м.}$$

Приймаємо згідно з ДСТУ 8540:2015 $s_{\Pi} = 0,018 \text{ м}$; і відповідно

$$b = 15 \cdot 0,018 = 0,27 \text{ м.}$$

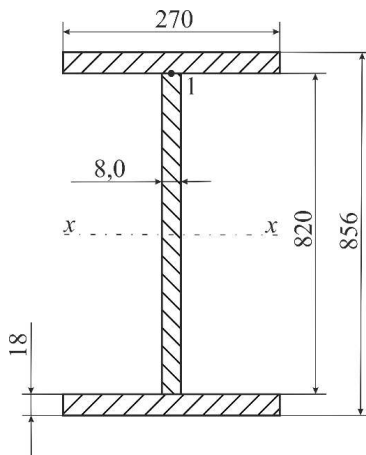


Рис. 1.4. Розміри елементів поперечного перерізу балки

Остаточно приймаємо розміри перерізу балки (рис. 1.4):

$$h_{\text{ст}} = 0,82 \text{ м}; \quad s_{\text{ст}} = 0,008 \text{ м};$$

$$b = 0,27 \text{ м}; \quad s_{\Pi} = 0,018 \text{ м.}$$

Уточнена висота балки становитиме:

$$h = 0,82 + 2s_{\Pi}; \quad (1.10)$$

$$h = 0,82 + 2 \cdot 0,018 = 0,856 \text{ м.}$$

Сконструйований поперечний переріз балки має бути перевірений на міцність та стійкість.

1.4. Перевірка міцності балки

Перевірка міцності на вигин за нормальними напруженнями

Спочатку визначимо уточнене значення моменту інерції підбраного за рівнянням (1.8) поперечного перерізу балки:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{0,008 \cdot 0,82^3}{12} + \\ &+ 2 \cdot \left[\frac{0,27 \cdot 0,018^3}{12} + 0,27 \cdot 0,018 \left(\frac{0,82 + 0,018}{2} \right)^2 \right] = \\ &= 2,07 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Виконаємо перевірку відповідно до умови міцності (1.6):

$$\sigma = \frac{725 \cdot 10^3 \cdot 0,856}{2 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3}} = 149,9 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова міцності на вигин за нормальними напруженнями виконується, недовантаження становить 6,3 %.

Перевірка міцності за дотичними напруженнями

Перевірку виконаємо за формулою

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{lx}}{I_x \cdot s_{\text{сг}}} \leq [\tau], \quad (1.11)$$

де S_{lx} – статичний момент половини площі перерізу відносно центра ваги (осі) балки; $Q_{\max}$ – максимальна розрахункова поперечна сила.

Статичний момент S_{1x} відносно осі $x-x$ розрахуємо як

$$S_{1x} = b s_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_{\Pi}}{2} \right) + \frac{h_{\text{ст}}}{2} s_{\text{ст}} \frac{h_{\text{ст}}}{4}. \quad (1.12)$$

$$S_{1x} = 0,27 \cdot 0,018 \cdot \left(\frac{0,82 + 0,018}{2} \right) + \\ + \frac{0,82}{2} \cdot 0,008 \cdot \frac{0,82}{4} = 2,67 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Тоді

$$\tau = \frac{226 \cdot 10^3 \cdot 2,67 \cdot 10^{-3}}{2,07 \cdot 10^{-3} \cdot 0,008} = 36,4 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа}.$$

Умова міцності за дотичними напруженнями виконується з великим запасом, недовантаження 65,0%.

Перевірка міцності за еквівалентними напруженнями

Перевірку за еквівалентними напруженнями виконують звичайно у тих випадках, коли максимальні значення M і Q співпадають в одному поперечному перерізі. Запишемо умову міцності для поперечного перерізу балки, де діють одночасно нормальні σ_1 та дотичні τ_1 напруження значної величини (точка 1 в місці з'єднання полиці зі стінкою балки, див. рис. 1.4)

$$\sigma_{\text{екв}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq [\sigma] \quad (1.13)$$

Розрахуємо складові формули (1.13):

$$\tau_1 = \frac{Q_{\text{max}} S_{\Pi}}{I_x s_{\text{ст}}}, \quad (1.14)$$

де S_{Π} – статичний момент площі перерізу полиці відносно центра ваги балки, розраховується як:

$$S_{\Pi} = b s_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_{\Pi}}{2} \right). \quad (1.15)$$

$$S_{\Pi} = 0,27 \cdot 0,018 \cdot \left(\frac{0,82 + 0,018}{2} \right) = 2,03 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Тоді за формулою (1.14)

$$\tau_1 = \frac{226 \cdot 10^3 \cdot 2,03 \cdot 10^{-3}}{2,07 \cdot 10^{-3} \cdot 0,008} = 27,70 \text{ МПа},$$

а за формулою (1.6), підставляючи замість h величину $h_{\text{ст}}$,

$$\sigma_1 = \frac{725 \cdot 10^3 \cdot 0,82}{2 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3}} = 143,60 \text{ МПа}.$$

Відповідне еквівалентне напруження

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{екв}} &= \sqrt{(143,6 \cdot 10^6)^2 + 3 \cdot (27,7 \cdot 10^6)^2} = \\ &= 151,4 \text{ МПа} \langle [\sigma] = 160 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Умова міцності за еквівалентними напруженнями виконується, недовантаження становить 5,4 %.

Перевірка міцності за місцевими напруженнями

Якщо на проєктовану балку діє нерухомий зосереджений вантаж (наприклад, вага конструкції, що спирається на дану балку) або по верхньому поясу переміщується рухомий вантаж (наприклад, крановий візок), то слід виконати перевірку

місцевої міцності вертикального листа – стінки. Умова міцності балки в місці прикладання зосередженого навантаження записується у вигляді

$$\sigma_{\mu} = \frac{P_{\kappa} n}{z s_{\text{ст}}} \leq [\sigma], \quad (1.16)$$

де P_{κ} – найбільше зосереджене навантаження (у нашому випадку рухомий вантаж); n – коефіцієнт, що враховує режим роботи балки. При важкому режимі (наприклад, у металургійних цехах) $n = 1,5$; при легкому режимі (наприклад, в ремонтних цехах) $n = 1,0$), $n = 1$; z – умовна довжина, на якій зосереджений вантаж розподіляється у стінці балки (рис. 1.5).

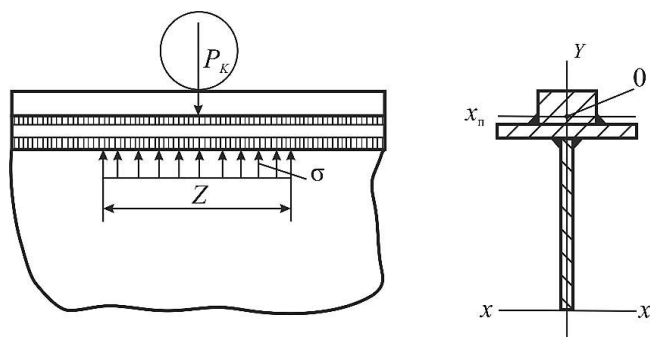


Рис. 1.5. Умовна довжина розосередження вантажу P_{κ} у стінці балки

Розрахуємо умовну довжину z за наступною формулою, беручи до уваги, що I_{Π} – власний момент інерції поперечного перерізу полиці, тобто

$$I_{\Pi} = \frac{b s_{\Pi}^3}{12}.$$

$$z = 3,253 \sqrt{\frac{I_{\Pi}}{s_{\text{ст}}}} = 3,253 \sqrt{\frac{bs_{\Pi}^3}{12s_{\text{ст}}}} \quad (1.17)$$

$$z = 3,25 \cdot 3 \sqrt{\frac{0,27 \cdot 0,018^3}{12 \cdot 0,008}} = 0,083 \text{ м.}$$

Тоді

$$\sigma_{\mu} = \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1}{2 \cdot 0,083 \cdot 0,008} = 150,6 \text{ МПа} \quad \langle [\sigma] = 160 \text{ МПа.}$$

(Число 2 у знаменнику враховує розподіл рухомого вантажу – візка $P_{\text{к}}$ на два колеса).

Умова міцності стінки балки за місцевими напруженнями виконується.

У випадку, коли місцеві напруження у стінці балки перевищують допустимі, верхня полиця балки має бути підсилена шляхом збільшення площі її поперечного перерізу за рахунок приварювання, наприклад, рейки. Розміри перерізу рейки призначаються конструктивно так, щоб задовольнити умові міцності (1.16). При цьому, розраховуючи параметр z , слід мати на увазі, що у формулу (1.17) підставляється величина I_{Π} – момент інерції верхньої полиці разом з рейкою відносно осі x_{Π} , що проходить через їх спільний центр ваги О (див. рис. 1.5).

1.5. Перевірка загальної стійкості балки

Підібравши переріз балки, який задовольняє вимогам міцності та жорсткості, необхідно забезпечити загальну стійкість балки. Перевіряти стійкість балки не треба, якщо:

1) розподілене статичне навантаження передається через жорсткий настил, що неперервно опирається на стиснену

полицю балки та надійно з нею зв'язаний (залізобетонні плити, гофровані або плоскі листи тощо);

2) відношення довжини стисненої полиці двотаврової балки l до її ширини b_{Π} не перевищує величин, наведених у табл. 1.3.

Таблиця 1.3. Найбільші відношення l/b , при яких не потрібна перевірка стійкості зварних балок із сталей з $\sigma_T = 210$ МПа*

h/b	Найбільші значення l/b для балок з співвідношенням розмірів			
	$h/s_{\Pi} = 100$		$h/s_{\Pi} = 50$	
	при навантаженні, прикладеному до полиці			
	верхньої	нижньої	верхньої	нижньої
2	16	25	17	26
4	15	23	16	24
6	13	21	15	22

*Для балок із сталей інших класів наведені в таблиці значення l/b слід

помножити на $\sqrt{\frac{210}{\sigma_T}}$, де σ_T – межа плинності нової сталі, МПа.

Якщо наведені вище умови не виконуються, то необхідно перевірити загальну стійкість балки.

Перевіримо виконання умов згідно з табл. 1.3.

$$\frac{h}{b} = \frac{0,856}{0,27} = 3,17;$$

$$\frac{h}{s_{\Pi}} = \frac{0,856}{0,018} = 47,56; \quad \frac{l}{b} = \frac{14}{0,27} = 51,85.$$

З урахуванням того, що проектувана балка виготовляється із сталі з $\sigma_T = 240$ МПа, відкоригуємо табличне значення

$$\frac{l}{b} = 16,4 \cdot \sqrt{\frac{210}{240}} = 15,34 .$$

Оскільки фактичне відношення $\frac{l}{b} = 51,85 > 15,34$, то слід перевірити загальну стійкість балки.

Загальна стійкість забезпечується, якщо виконується умова

$$\sigma = \frac{M_{\max} h}{2I_x} \leq [\sigma] \cdot \varphi, \quad (1.18)$$

де $\varphi = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_0} \right)^2 10^3$ – коефіцієнт зменшення допустимих

напружень в балці з урахуванням забезпечення її стійкості. Тут l_0 – вільна довжина балки, в першому наближенні $l_0 = 14$ м; ψ – коефіцієнт, який визначається за графіком (рис. 1.6) залежно від параметра α . Параметр α розрахуємо наступним чином:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_0 s_{\Pi}}{hb} \right)^2 \left(1 + \frac{h_{\text{CT}} s_{\text{CT}}^3}{2b s_{\Pi}^3} \right); \quad (1.19)$$

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{14 \cdot 0,018}{0,856 \cdot 0,27} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{0,82 \cdot 0,008^3}{2 \cdot 0,27 \cdot 0,018^3} \right) = 5,077.$$

Момент інерції I_y розрахуємо за формулою

$$I_y = 2 \frac{b^3 s_{\Pi}}{12} + \frac{h_{\text{CT}} s_{\text{CT}}^3}{12}; \quad (1.20)$$

$$I_y = 2 \frac{0,27^3 \cdot 0,018}{12} + \frac{0,820,008^3}{12} = 0,59 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

За графіком (див. рис.1.6) знаходимо $\psi = 2,35$; далі розраховуємо значення коефіцієнта φ :

$$\varphi = 2,35 \cdot \frac{0,59 \cdot 10^{-4}}{20,7 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{0,856}{14} \right)^2 \cdot 10^3 = 0,25.$$

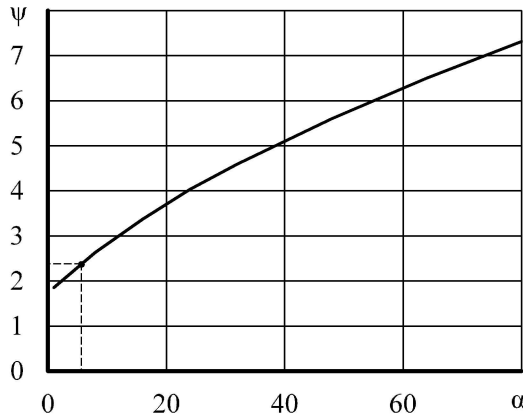


Рис. 1.6. Графік залежності $\psi = f(\alpha)$

Якщо $\varphi > 1,00$, то слід приймати $\varphi = 0,90$; якщо $\varphi > 1,25$, то приймається $\varphi = 0,96$; якщо $\varphi > 1,55$, то приймається $\varphi = 1,00$.

Значення $\varphi < 1,00$ свідчить про те, що загальна стійкість балки за рахунок зниження допустимих напружень не забезпечується.

У цьому випадку слід вкоротити вільну довжину балки шляхом додаткових закріплень по довжині, наприклад, як показано на рис. 1.7: балку 1 зв'язують з другою, паралельною, балкою 2 закріпленнями, встановленими з кроком l_0 .

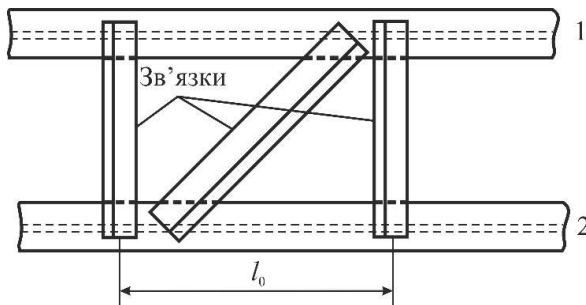


Рис. 1.7. Забезпечення загальної стійкості двотаврової балки шляхом додаткових закріплень

Оскільки в нашому випадку $\varphi < 1,00$, то для забезпечення загальної стійкості балки зменшуємо величину l_0 , встановлюючи один поперечний зв'язок посередині прогону балки. Тоді, відповідно, при $l_0 = 7$ м

$$\varphi = 2,35 \cdot \frac{0,59 \cdot 10^{-4}}{20,7 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{0,856}{7} \right)^2 \cdot 10^3 = 1,01.$$

Приймаємо $\varphi = 0,90$ і за формулою (1.18)

$$\sigma = \frac{725 \cdot 10^3 \cdot 0,856}{2 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3}} = 149 \text{ МПа}; \quad [\sigma] = 160 \cdot 0,90 = 144 \text{ МПа}.$$

Загальна стійкість балки забезпечена. Розрахункові напруження перевищують допустимі на 3,5 %, тобто менше, ніж на 5 %.

1.6. Перевірка місцевої стійкості елементів балки

Перевірка стійкості стисненої полиці балки

Крім перевірки загальної стійкості балки, слід перевірити окремі її елементи на місцеву стійкість. У стиснених полицях втрата стійкості відбувається внаслідок того, що напруження стиску досягають критичного значення ($\sigma = \sigma_{кр}$). Стійкість стисненої полиці балки забезпечена, якщо виконується умова:

$$\frac{b}{s_{II}} \leq 30 \sqrt{\frac{210}{\sigma_T}}. \quad (1.21)$$

Для проектованої балки

$$\frac{0,27}{0,018} \leq 30 \cdot \sqrt{\frac{210}{240}}, \text{ або } 15 < 28,06,$$

де $\sigma_T = 240$ МПа – межа пластичності сталі Ст3сп.

Таким чином, *стійкість стисненої полиці забезпечена.*

Перевірка стійкості стінки балки

У стінці балки втрата стійкості може бути викликана нормальними стискаючими напруженнями, дотичними напруженнями та комбінацією нормальних і дотичних напружень. Найбільш небезпечними стосовно втрати стійкості

є дотичні напруження τ , тому що вони викликають у діагональних поперечних перерізах одночасно напруження сти-ску та розтягу (рис. 1.8).

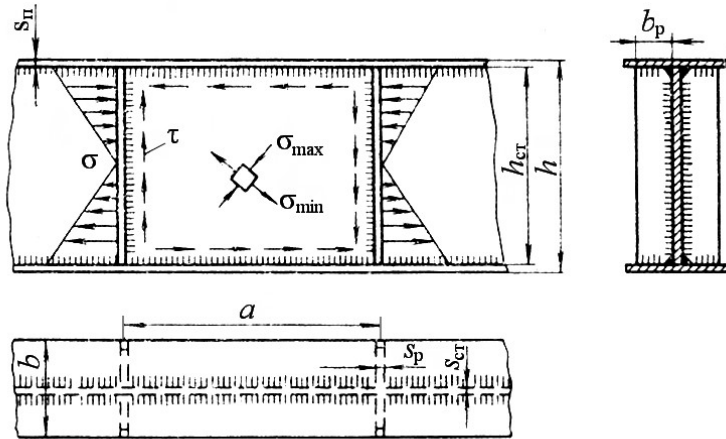


Рис. 1.8. Схематична дія комбінації нормальних σ та дотичних τ напружень, що призводить до втрати стійкості стінки балки

Перевірка стійкості стисненої частини стінки виконується подібно до перевірки стійкості полиці балки. Стійкість стінки забезпечена, якщо виконується умова

$$\frac{h_{\text{ст}}}{s_{\text{ст}}} \leq 70 \sqrt{\frac{210}{\sigma_{\text{т}}}}. \quad (1.22)$$

Тоді

$$\frac{0,82}{0,008} \leq 70 \cdot \sqrt{\frac{210}{240}}, \quad \text{або} \quad 102,5 > 65,48.$$

Як видно, умова стійкості не виконується, тому необхідно зміцнити стінку балки вертикальними ребрами жорсткості. Звичайно їх конструюють з листового металу, рідше – з профільного. З економічних міркувань вибираємо листовий метал.

Розміри ребер жорсткості призначаємо конструктивно:

$$b_p = \frac{h_p(\text{мм})}{40} + 40(\text{мм});$$

$$b_p = \frac{820}{30} + 40 = 67,3 \text{ мм.}$$

$$s_p = \frac{b_p}{15};$$

$$s_p = \frac{67}{15} = 4,5 \text{ мм.}$$

$$h_p = h_{\text{ст}}.$$

Приймаємо розміри ребер жорсткості: $h_p = 0,82 \text{ м}$, $b_p = 0,07 \text{ м}$, $s_p = 0,005 \text{ м}$.

Крок встановлення ребер жорсткості призначаємо також конструктивно:

$$a = (2,0 \dots 2,5) h_{\text{ст}};$$

$$a = 2,4 \cdot 0,82 = 1,97 \text{ м.}$$

Приймаємо крок $a = 2 \text{ м}$ (рис. 1.9). При цьому $a = 2,44 h_{\text{ст}}$. Ребра жорсткості обов'язково мають бути встановлені в місцях розташування опор балки. Загальне число ребер $n = 20$.

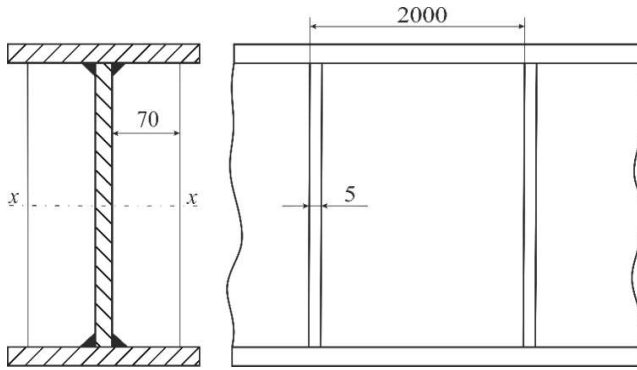


Рис. 1.9. Схема розміщення ребер жорсткості на балці

Перевіримо стійкість стінки балки з ребрами жорсткості.
Для цього скористаємося наступною умовою стійкості:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0} + \frac{\sigma_\mu}{\sigma_{\mu_0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_0}\right)^2} \leq 1^*, \quad (1.23)$$

(*для підкранових балок $\leq 0,9$)

де σ_1 – нормальне напруження на верхній кромці стінки;
 σ_0 – критичні нормальні напруження при згинанні стінки;
 σ_{μ_0} – критичні напруження при дії вантажу, що переміщується;
 τ_1 – дотичне напруження на верхній кромці стінки;
 τ_0 – критичні дотичні напруження в стінці.

$$\sigma_0 = 7,5 \left(\frac{100 s_{\text{ст}}}{h_{\text{ст}}} \right)^2 10^2; \quad (1.24)$$

$$\sigma_0 = 7,5 \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,008}{0,82} \right)^2 \cdot 10^2 = 713,86 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\mu_0} = k_1 \left(\frac{100 s_{\text{ст}}}{a} \right)^2 10^2, \quad (1.25)$$

де k_1 – коефіцієнт, що визначається згідно з табл. 1.4.

Таблиця 1.4. Значення коефіцієнта k_1 у залежності від параметра $a/h_{\text{ст}}$

$a/h_{\text{ст}}$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
k_1	7,16	8,25	9,63	11,30	13,22	15,36	17,82	20,45	23,32

При $a/h_{\text{ст}} = 2,44$ коефіцієнт $k_1 = 21$.

$$\sigma_{\mu_0} = 21 \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,008}{2} \right)^2 \cdot 10^2 = 336.$$

$$\tau_0 = \left(125 + \frac{95}{\mu^2} \right) \left(\frac{100 s_{\text{ст}}}{d} \right)^2, \quad (1.26)$$

де μ – відношення більшої сторони (a або $h_{\text{ст}}$) до меншої;
 d – менша із сторін a або $h_{\text{ст}}$.

$$\tau_0 = \left(125 + \frac{95}{2/0,82^2} \right) \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,008}{0,82} \right)^2 = 149,1 \text{ МПа.}$$

Тоді:

$$\sqrt{\left(\frac{143,6}{713,9} + \frac{150,6}{336} \right)^2 + \left(\frac{27,7}{149,1} \right)^2} = 0,68 < 1.$$

Умова стійкості стінки балки виконується.

1.7. Проектування зварних з'єднань балки

Зварні з'єднання балки у загальному випадку виконуються трьома типами швів (рис. 1.10): поясні (шви № 1), якими полиці балки з'єднуються з вертикальною стінкою; шви, якими приварюються ребра жорсткості до стінки і полиць балки (шви № 2 і № 3 відповідно) та стики (шов № 4).

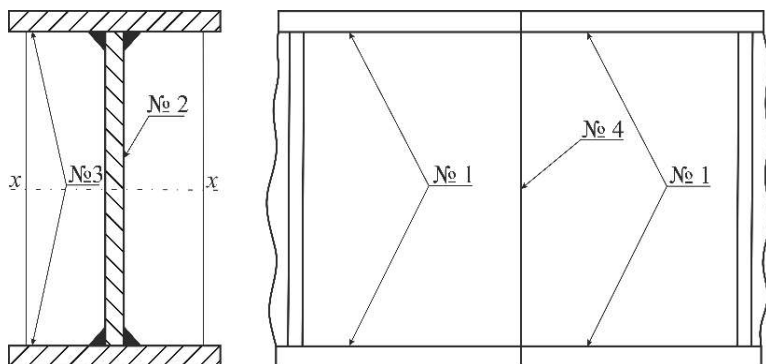


Рис. 1.10. Зварні шви балки

Поясні шви мають забезпечити умови сумісної роботи всіх частин складеного перерізу. Ці шви, як правило, кутові та в рідкісних випадках при наявності великих зосереджених вантажів, що переміщуються, або при дії змінних навантажень – з підготовкою кромки (рис. 1.11,а).

Якщо балка працює на поперечний вигин, то в поясних швах виникають зв'язуючі нормальні та дотичні напруження (рис. 1.11,б). Перші є наслідком спільної деформації шва і основного металу і не враховуються, а другі, незважаючи на їх невелике значення, є робочими і відіграють суттєву роль у забезпеченні міцності балки. За наявності на балці зосереджених вантажів, що переміщуються, поясні

шви також беруть деяку участь у передачі навантаження з полиці до стінки (рис. 1.11, *в*).

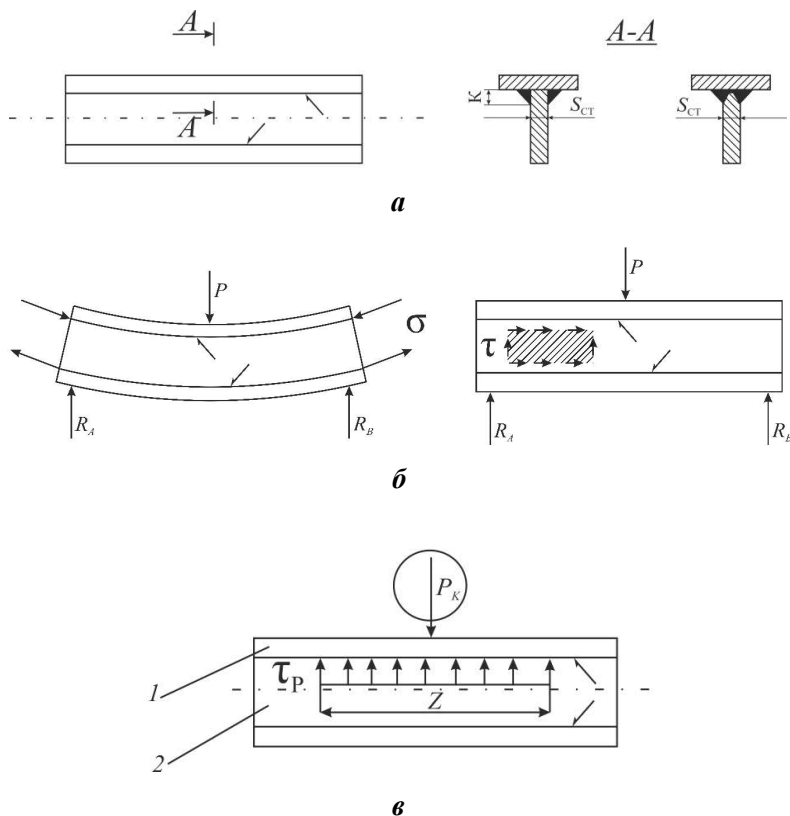


Рис. 1.11. Конструкція поясних швів (*а*) та схеми дії напружень в них:

б – при згинанні балки; *в* – під дією рухомого вантажу;
1 – полиця; *2* – стінка

Поясні шви виконують звичайно автоматичним зварюванням під флюсом.

Перевірка міцності шва № 1 (див. рис. 1.10).

Призначимо конструкцію з'єднання полиці із стінкою балки у вигляді двобічного неперервного шва без оброблення кромки (тип з'єднання ТЗ, ГОСТ 8713 або відповідне позначення за стандартом ISO 2553:2013).

Умова міцності даного поясного шва:

$$\tau_{\text{екв}} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_\mu^2} \leq [\tau], \quad (1.27)$$

де $\tau_{\text{екв}}$ – еквівалентні напруження у шві; τ_Q – дотичні напруження при згинанні балки; τ_μ – місцеві напруження від дії вантажу, що котиться по верхньому поясу балки.

$$\tau_Q = \frac{Q_{\text{max}} S_{\text{пх}}}{2I_x \cdot 0,7k}, \quad (1.28)$$

де k – катет шва, приймаємо $k = 4$ мм; $Q_{\text{max}} = 226$ кН – максимальна перерізуюча сила (див. табл. 1.2); $S_{\text{пх}}$ – статичний момент полиці відносно осі $x-x$ (див. формулу 1.15), $S_{\text{пх}} = 2,03 \cdot 10^{-3}$ м³.

$$\tau_Q = \frac{226 \cdot 10^3 \cdot 2,03 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7 \cdot 0,004} = 39,58 \text{ МПа.}$$

$$\tau_\mu = \frac{nP_{\text{к}}}{2z \cdot 2 \cdot 0,7k}; \quad (1.29)$$

$$\tau_\mu = \frac{0,4 \cdot 200 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,083 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 0,004} = 86,06 \text{ МПа.}$$

$$\tau_{\text{екв}} = \sqrt{36,58^2 + 86,06^2} = 93,51 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа.}$$

Умова міцності поясного шва (№ 1) виконується.

Для проходження поясних швів передбачаємо скіс крайок ребер жорсткості розміром 10×10 мм.

Перевірка міцності шва № 4 (див. рис. 1.10).

Шов № 4 є одним із видів стиків балки. Розрізняють заводські стики, які виконують на заводі металоконструкцій, коли прокат, що є у наявності, менше за потрібну довжину балки, і монтажні або укрупнювальні стики балок, які виконуються на місці монтажу під час з'єднання відправних елементів. Заводські стики за міцністю повністю рівноцінні основному металу, тому необхідності у їх перевірці немає. Умови виконання монтажних стиків можуть значною мірою відрізнятися від умов виконання зварних з'єднань на заводі. Ця відмінність утворюється завдяки не тільки технологічним особливостям монтажного зварювання, а й також особливостями конструктивного оформлення самих монтажних стиків. Тому оцінку міцності зварних з'єднань, виконуваних у монтажних умовах, треба здійснювати з урахуванням цих особливостей.

При виконанні монтажних робіт ще часто застосовують ручне дугове зварювання штучними електродами. Але цей спосіб зварювання не може задовольнити всім сучасним вимогам як за продуктивністю, так і за стабільністю якості. Тому при конструюванні монтажних стиків перевагу слід віддавати з'єднанням, які можна виконувати автоматичним способом. Можливі конструкції монтажних стиків балок наведені на рис. 1.12.

Раціональними є стики, наведені на рис. 1.12,*б,в* тому, що конструкція стику (рис. 1.12,*а*) передбачає значне збільшення числа монтажних швів порівняно з числом швів у звичайній конструкції монтажного стику, що виконується ручним дуговим зварюванням.

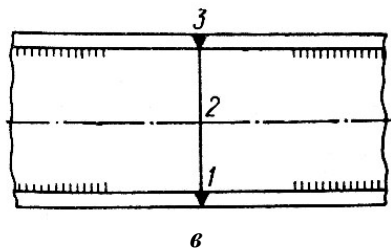
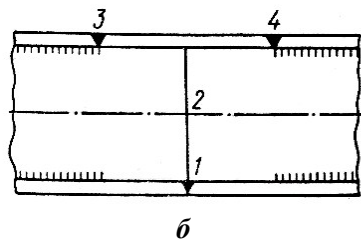
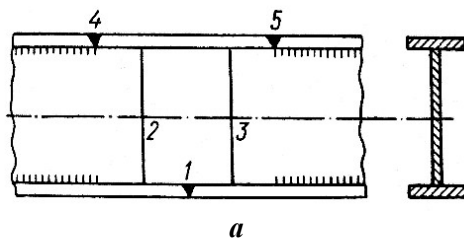


Рис. 1.12. Монтажні стики балок:
а – з двома вставками; *б* – з однією вставкою; *в* – без вставок.
 Цифрами позначена послідовність зварювання

Завданням на проектування передбачено виготовлення балки з двох окремих частин з монтажним стиком на відстані $2/3$ довжини прогону балки від лівої опори (див. точка С на рис. 1.2), тому необхідно виконати розрахунок міцності цього стику. Передбачимо конструкцію стику балки відповідно до схеми на рис. 1.11, *в*, спосіб виконання – ручний з обробленням кромek згідно з вимогами ГОСТ 5264

(або відповідно до стандарту ISO 2553:2013): на поясах V-подібне, на стінці – X-подібне.

Умова міцності монтажного шва при дії згинального моменту

$$\sigma = \frac{M^*}{W^*} = \frac{M^* h}{2I_x} \leq [\sigma]_{\text{мон}}, \quad (1.30)$$

де M^* – розрахунковий момент для стику ($M^* = 650,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$, див. табл. 1.2).

$$[\sigma]_{\text{мон}} = 0,85[\sigma];$$

$$[\sigma]_{\text{мон}} = 0,85 \cdot 160 = 136 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{650,73 \cdot 10^3 \cdot 0,856}{2 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3}} = 134,54 \text{ МПа} < [\sigma]_{\text{мон}} = 136 \text{ МПа}.$$

Умова міцності монтажного шва (№ 4) виконується.

Якщо зварювання стику буде виконуватися механізованим або автоматичним способом, то міцність швів також буде забезпечена.

Конструювання швів № 2 та № 3 (див. рис. 1.10)

Швами № 3 приварюються ребра жорсткості. Через незначну протяжність швів зварювання доцільно виконувати механізованим способом у захисному газовому середовищі. Ці шви в опорних перерізах, а також в місцях прикладання зосереджених сил неодмінно виконуються неперервними. Ребра жорсткості поза опорних перерізів у найбільш напружених волокнах розтягнутої зони балки іноді не приварюють. Зазначені шви, як правило, розрахунком на міцність не пере-

віряються, їх конструюють кутовими, без обробки кромek, з катетом k . Катет кутових швів призначається як

$$k = (0,5 \dots 0,8) s_p \text{ або } k = (0,5 \dots 1,0) s_{\text{ст}}.$$

Приймаємо катет шва $k = 0,8 \cdot 5 = 4$ мм.

1.8. Проектування опорних плит

Опорні частини балок найчастіше конструюють у формі опуклих плит, щоб забезпечити шарнірне спирання. Рідше плити виконують плоскими, але така конструкція не раціональна. При дуже великих навантаженнях опорні частини, наприклад, залізнично- і автодорожніх мостів, виконують зварними.

Балка спирається на плити з однією циліндричною поверхнею (рис. 1.13). При деформуванні під навантаженням балка, встановлена на таку опору, повертається, завдяки чому забезпечується шарнірне обпирання балки. На одній опорі балка закріплюється болтами, на іншій вона повинна мати свободу для поздовжнього переміщення. Це досягається наявністю овальних отворів для монтажних болтів або штирів. Плити виготовляються сталевими.

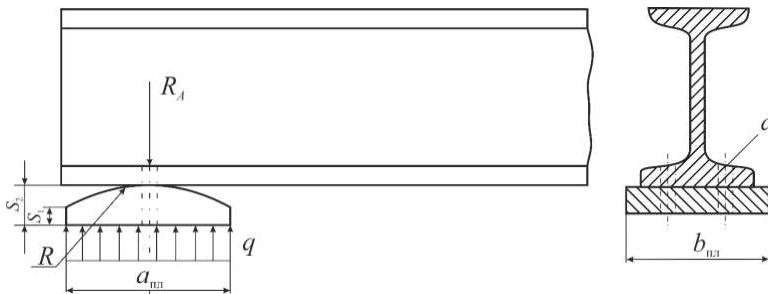


Рис. 1.13. Схема закріплення балки на опорній плиті

Більшість розмірів опорної плити призначається конструктивно. При цьому можна користуватися наступними рекомендаціями: ширина плити $b_{\text{пл}} = (1,1 \dots 1,2)b$; довжина $a_{\text{пл}} = (1,0 \dots 1,5)b_{\text{пл}}$; товщина на краю $s_1 \geq 10 \dots 15$ мм; діаметр отворів під болти (штири) $d = 18 \dots 25$ мм.

Тоді:

$$b_{\text{пл}} = 1,27 \cdot 0,27 = 0,324 \text{ м}; \quad a_{\text{пл}} = 1,5 \cdot 0,324 = 0,486 \text{ м}.$$

Приймаємо: $b_{\text{пл}} = 0,33$ м; $a_{\text{пл}} = 0,50$ м; $s_1 = 0,015$ м;
 $d = 0,02$ м.

Товщину на осі (розмір s_2) визначаємо з умови міцності при роботі плити на вигин

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пл}}} \leq [\sigma], \quad (1.31)$$

де $M = \frac{qa_{\text{пл}}^2}{8} = \frac{R_A a_{\text{пл}}}{8}$ – згинальний момент на осі плити;

$W_{\text{пл}} = (b_{\text{пл}} - 2d) \frac{s_2^2}{6}$ – момент опору поперечного перерізу плити.

Після підстановки у формулу (1.31) значень M та $W_{\text{пл}}$ і перетворень, отримаємо рівняння для розрахунку величини s_2 :

$$s_2 = \sqrt{\frac{3R_A a_{\text{пл}}}{4(b_{\text{пл}} - 2d)[\sigma]}}; \quad (1.32)$$

$$s_2 = \sqrt{\frac{3 \cdot 277,86 \cdot 10^3 \cdot 0,5}{4 \cdot (0,33 - 2 \cdot 0,02) \cdot 160 \cdot 10^6}} = 0,0474 \text{ м}.$$

Приймаємо $s_2 = 0,048$ м.

Радіус циліндричної поверхні плити (див. рис. 1.13) визначаємо за формулою

$$R = \frac{(a_{\text{пл}} / 2)^2}{2(s_2 - s_1)}; \quad (1.33)$$

$$R = \frac{(0,5 / 2)^2}{2 \cdot (0,048 - 0,015)} = 0,95 \text{ м.}$$

Отримані результати проектування є підставою для розробки складального креслення балки (дод. Е).

2. ПРОЕКТУВАННЯ ЗВАРНОГО СТОЯКА

2.1. Підбір і перевірка перерізу стояка

Поперечні перерізи стояків мають різні профілі. Вони залежать від величини зусиль, місць їх прикладання (наявності ексцентриситетів), висоти стояків, конструкції опорних закріплень, загальної компоновки об'єкта. Стиснені елементи стояків мають бути не тільки міцними, а й стійкими, тому поперечні перерізи стиснених елементів повинні володіти якомога великою жорсткістю по всіх напрямках.

Якщо стояк працює на сприйняття навантаження від одної поздовжньої сили, яка прикладена по центру ваги перерізу, то він називається центрально-стисненим. Якщо поздовжнє навантаження не співпадає з центром ваги перерізу або до головної частини стояка – стрижня прикладені будь-які поперечні сили, то крім стиснення виникає вигин, і стояк називається позацентрово-стисненим.

За конструктивним оформленням розрізняють суцільні стояки, тобто такі, що мають суцільний поперечний переріз, та наскрізні або ґратчасті стояки, що складаються з окремих гілок, з'єднаних між собою переривчастими зв'язками – планками або розкосами. Слід мати на увазі, що у технологічному відношенні з'єднання за допомогою розкосів менш зручні і тому їх намагаються використовувати не так часто. Загальний вигляд стояка та типи перерізів стояків наведені на рис. 2.1, розрахункова схема стояка – у дод. Б, рис. 1Б,б.

Проектування стояків починають з вибору типу перерізу та визначення його площі. Суцільні стояки доцільно застосовувати при великих навантаженнях і невеликих висотах, ґратчасті, навпаки – при менших навантаженнях і великих висотах. Площу поперечного перерізу визначають методом послідовного наближення. Якщо нехтувати напруженнями

від згинального моменту від дії ексцентрично прикладеного зусилля, то необхідна площа перерізу становитиме

$$F_0 \geq \frac{N}{\varphi_0 \cdot [\sigma]}, \quad (2.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила у стояку; $\varphi_0 < 1$ – коефіцієнт поздовжнього вигину; $[\sigma]$ – допустимі напруження для матеріалу стояка.

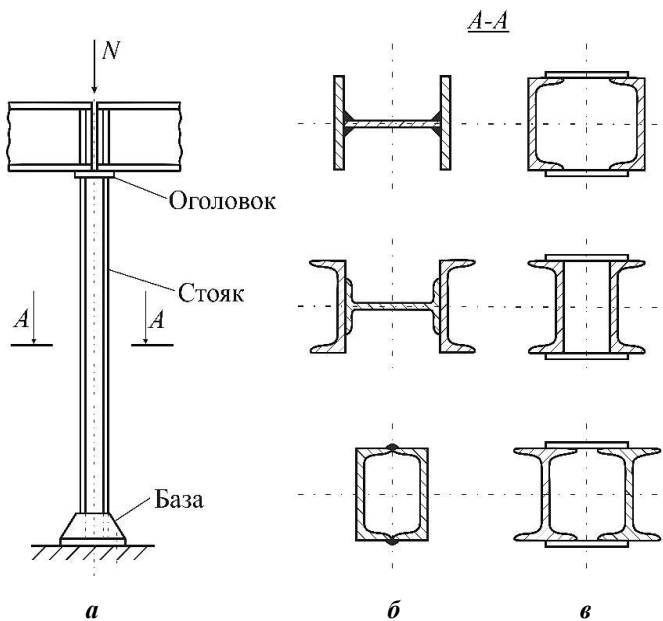


Рис. 2.1. Конструкція зварного стояка:
а – загальний вигляд; **б** – типи суцільного перерізу;
в – типи складеного перерізу зі з'єднувальними планками

Величина φ_0 залежить від гнучкості стисненого елемента λ (дод. Г, табл. Г1), яка, у свою чергу, визначається геометричними характеристиками поперечного перерізу елемента, характером спирання його кінців і залежить від матеріалу елемента.

Оскільки задача підбору перерізу стисненого елемента є статично невизначеною, то орієнтовно задаються величиною $\varphi_0 = 0,6 \dots 0,8$ у залежності від виду конструкції.

Визначивши величину необхідної площі F_0 , конструюють поперечний переріз стояка і виконують перевірку його міцності і стійкості. Якщо напруження відхиляються від допустимих більше, ніж на $\pm 5\%$, то розміри перерізу коригують і знову перевіряють його міцність і стійкість.

Розрахуємо відповідно до вихідних даних проекту необхідну площу F_0 , прийнявши у першому наближенні $\varphi_0 = 0,6$. Стояк, як і балка, виготовляється із сталі Ст3сп ($[\sigma] = 160$ МПа).

Розрахункова поздовжня сила у стояку становить

$$N = R_{\max} + N_k;$$

$$N = 277,86 + 120 = 397,86 \text{ кН.}$$

Тоді

$$F_0 \geq \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,6 \cdot 160 \cdot 10^6} = 0,0041 \text{ м}^2.$$

Далі розглянемо проектування позацентрово-стисненого стояка при двох варіантах поперечного перерізу.

2.1.1. Стояк суцільного перерізу (варіант 1)

Із великої різноманітності форм поперечного перерізу для виготовлення суцільних стояків достатньо часто використовують прокатні та зварні двотаври (див. рис. 2.1,б). Вибір поперечного перерізу стояка у вигляді зварного двотавра обґрунтуємо наступними міркуваннями.

Стояк із одного стандартного прокатного двотавра найбільш простий, однак внаслідок відносно невеликої бокової жорсткості вибір такого стояка є доцільним у тому випадку, коли у площині найменшої жорсткості встановлені додаткові

розкріплення (поздовжні зв'язки). Зварений двотавровий стоек володіє достатньою жорсткістю у двох напрямках, нескладний у виготовленні і тому є широко застосовуваним.

При проектуванні стояків суцільного перерізу на підставі попередньо розрахованої площі (див. формулу (2.1)), з урахуванням сортаменту сталі, komponують переріз стержня. У зварному двотаврі висоту перерізу h приймають не менше $(1/15 \dots 1/20) H$ (при висоті стояка $H = 10 \dots 20$ м); товщину стінки звичайно приймають $s_{\text{ст}} = 6 \dots 14$ мм, а товщину полиць $s_{\text{п}} = 8 \dots 40$ мм (переріз є більш економічним, коли більше металу зосереджено у полицях, тому стінка має бути якомога тонкою). Ширину полиці звичайно не призначають більше за висоту перерізу, тобто $b_{\text{п}} \leq h$. При цьому з метою забезпечення стійкості елементів перерізу стояків із малоуглецевих сталей мають бути витримані наступні умови: $b_{\text{п}} / s_{\text{п}} \leq 30 \dots 40$; $s_{\text{ст}} / h \leq 70$. Якщо остання умова не виконується, то ставляться поперечні ребра жорсткості на відстані $(2,5 \dots 3,0) h$ по висоті стояка.

На підставі викладених вище рекомендацій *приймаємо* наступні розміри зварного двотаврового стояка (рис. 2.2): $h = 0,5$ м; $s_{\text{ст}} = 0,01$ м; $b_{\text{п}} = 0,45$ м; $s_{\text{п}} = 0,015$ м. Площа перерізу $F = 0,0185 \text{ м}^2$.

Для виконання перевірок міцності стійкості та гнучкості стояка розраховуємо геометричні характеристики сконструйованого перерізу.

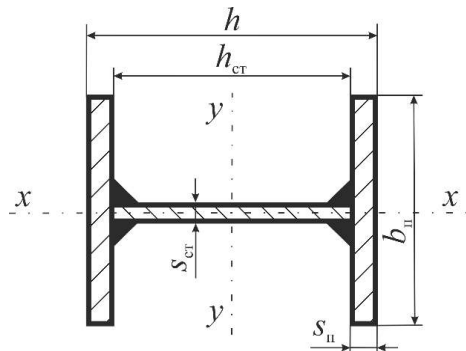


Рис. 2.2. Розрахункові розміри поперечного перерізу стояка

Осьові моменти інерції:

$$I_x = \frac{s_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2 \frac{b_{\text{п}} s_{\text{п}}^3}{12} + 2 b_{\text{п}} s_{\text{п}} \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_{\text{п}}}{2} \right)^2; \quad (2.2)$$

$$I_x = \frac{0,01 \cdot 0,5^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,45 \cdot 0,015^3}{12} + 2 \cdot 0,45 \cdot 0,015 \cdot \left(\frac{0,5 + 0,015}{2} \right)^2 = 10 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$I_y = 2 \frac{s_{\text{п}} b_{\text{п}}^3}{12} + \frac{h_{\text{ст}} s_{\text{ст}}^3}{12}; \quad (2.3)$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{0,015 \cdot 0,45^3}{12} + \frac{0,5 \cdot 0,01^3}{12} = 2,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Радіуси інерції перерізу:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}}; \quad r_x = \sqrt{\frac{10 \cdot 10^{-4}}{0,0185}} = 0,23 \text{ м}; \quad (2.4)$$

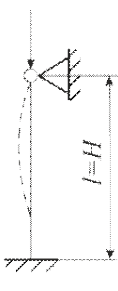
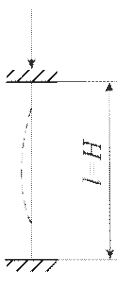
$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{2,3 \cdot 10^{-4}}{0,0185}} = 0,11 \text{ м}. \quad (2.5)$$

Гнучкість

$$\lambda = \frac{\mu l_0}{r}, \quad (2.6)$$

де l_0 – розрахункова довжина стисненого стрижня, яка залежить від умов закріплення його кінців (табл. 2.1); r – радіус інерції перерізу.

Таблиця 2.1. Коефіцієнти розрахункової довжини μ для стрижнів постійного перерізу

Схема закріплення кінців стрижня				
Коефіцієнт розрахункової довжини, μ	1	0,7	0,5	2

Примітка. Розрахункова довжина стрижня l_0 визначається множенням коефіцієнта розрахункової довжини μ на геометричну довжину l (для стояка на висоту H), тобто $l_0 = \mu l$, ($l_0 = \mu H$)

Заданий у проекті схемі стояка відповідає коефіцієнт розрахункової довжини $\mu = 2$.

Тоді:

$$\lambda_x = \frac{2H}{r_x}; \quad \lambda_y = \frac{2H}{r_y};$$

$$\lambda_x = \frac{2 \cdot 5,5}{0,23} = 47,8; \quad \lambda_y = \frac{2 \cdot 5,5}{0,11} = 100.$$

Якщо сила прикладена до стисненого елементу конструкції (стояка) ексцентрично, то слід виконати три перевірки:

1. *Перевірка міцності стояка від моменту M і поздовжньої сили N*

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} \leq [\sigma], \quad (2.7)$$

де N – поздовжня сила; $M = N_k I_k$ – згинальний момент на стояку від ексцентрично прикладеної сили; W_x момент опору перерізу відносно осі $x-x$.

$$M = 120 \cdot 1,6 = 192 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h}, \quad (2.8)$$

де $h = h_{\text{ст}} + 2s_{\text{п}}$ – повна висота перерізу стояка.

$$h = 0,5 + 2 \cdot 0,015 = 0,53 \text{ м}.$$

$$W_x = \frac{2 \cdot 10 \cdot 10^{-4}}{0,53} = 3,77 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 10^{-3}} + \frac{192 \cdot 10^3}{3,77 \cdot 10^{-3}} = 72,44 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова міцності від моменту і поздовжньої сили виконується.

2. *Перевірка стійкості в площині дії згинального моменту M .*

Стійкість у площині дії, що збігається, як правило, з напрямком найбільшої жорсткості поперечного перерізу, оцінюється формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_M \cdot F} \leq [\sigma], \quad (2.9)$$

де φ_M – коефіцієнт, який для суцільних перерізів (у яких всі осі матеріальні) визначається за дод. Г (табл. Г2) у залежності від гнучкості λ_x у напрямку дії моменту і від величини $m\eta$. Тут m – відносний ексцентриситет, що являє собою відношення найбільшого напруження від моменту до напруження від поздовжньої сили

$$m = \frac{\sigma_M}{\sigma_N} = \frac{MF}{W_x N}; \quad (2.10)$$

$$m = \frac{192 \cdot 10^3 \cdot 18,5 \cdot 10^{-3}}{3,77 \cdot 10^{-3} \cdot 397,86 \cdot 10^3} = 2,37.$$

Коефіцієнт η для більшості перерізів дорівнює одиниці. За дод. Г (табл. Г2) при $\lambda_x = 47,8$ знаходимо $\varphi_M = 0,41$.
Тоді

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,41 \cdot 18,5 \cdot 10^{-3}} 52,45 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості в площині дії згинального моменту виконується.

3. Перевірка стійкості від дії сили N в площині найбільшої гнучкості.

Ця площина, як правило, перпендикулярна площині дії моменту M . Перевірку слід виконати з урахуванням згинально-крутильної форми втрати стійкості. В цьому випадку перевірка здійснюється за формулою

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_{\min} F} \leq [\sigma], \quad (2.11)$$

де $\varphi_{\min}$ – коефіцієнт, що відповідає найбільшій гнучкості стисненого елемента (дод. Г, табл. Г1). Для $\lambda_{\max} = \lambda_y = 100$ значення $\varphi_{\min} = 0,56$; c – коефіцієнт зниження критичних напружень

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m}. \quad (2.12)$$

Параметр β може бути прийнятий рівним одиниці. Значення параметра α розраховується у залежності від величини відносного ексцентриситету m (дод. Г, табл. Г3). При $1 < m \leq 5$

$$\alpha = 0,7 + 0,05(m - 1); \quad (2.13)$$

$$\alpha = 0,7 + 0,05 \cdot (2,37 - 1) = 0,77;$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,77 \cdot 2,37} = 0,35.$$

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,35 \cdot 0,56 \cdot 18,5 \cdot 10^{-3}} = 109,53 \text{ } \langle [\sigma] = 160 \text{ МПа.}$$

Умова стійкості від дії сили N в площині найбільшої гнучкості виконується.

2.1.2. Конструювання та розрахунок вузлів

Оголовок стояка

Оголовок стояка служить опорою для балки та розподіляє зосереджене навантаження на стояк рівномірно по перерізу стержня.

Конструкція оголовка вибирається у залежності від типу сполучення стояка з балкою. У випадку, коли балка передає лише вертикальне навантаження, прикріплення є найбільш простим та зручним для монтажу. Вільне спирання балки зверху (рис. 2.3) здійснюється через плиту, яка приварюється до верхнього торця стояка по периметру. Розміри зварних швів визначаються за умови передачі через них тільки реакції опори балки.

Приймаємо основні розміри оголовка: $l_{ог} = 0,6$ м; $b_{ог} = 0,6$ м; $s_{ог} = 0,018$ м.

База стояка

База (башмак) стояка служить для розподілення зосередженого тиску від стержня стояка рівномірно по площі спирання на фундамент та забезпечує закріплення нижнього кінця стояка у відповідності до розрахункової схеми.

Часто базу конструюють у формі плити, до якої стояк

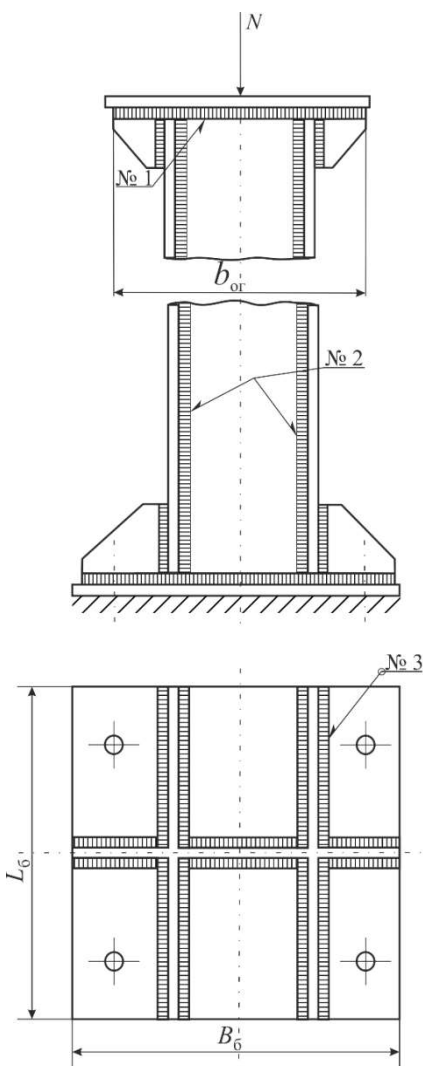


Рис. 2.3. Конструкція оголовка і бази стояка

приварюється швами втавр. Товщину плити звичайно приймають у межах 16...40 мм. Плита кріпиться до фундаменту анкерними болтами. Діаметр болтів приймається не менше 25 мм (ДСТУ 24379.1. Болти фундаментні. Конструкція та розміри). З кожного боку бази ставляться не менше двох болтів. Бази позацентрово-стиснених стояків суцільного перерізу мають у площині дії моменту витягнуту форму та більше плече анкерних болтів.

Для більш рівномірної передачі тиску на опорну плиту встановлюють траверси та ребра жорсткості (книці), які приварюють втавр до стояка та бази кутовими неперервними швами.

Приклад конструкції бази стояка наведено на рис. 2.3. Шви № 2 працюють слабо. Вони сприймають лише фіктивне поперечне зусилля, яке, як правило, мале (див. п. 2.1.3). Шви № 3 беруть часткову участь у передачі осьового зусилля N зі стояка на плиту. Це зусилля передається також через площину дотику стояка з плитою. Шви № 2 та № 3 виконують з катетом $k = (0,75 \dots 1,0)s_p$, де s_p – товщина ребра жорсткості.

Розміри елементів бази *приймаємо* конструктивно.

Плита:

$$L_6 = 0,73 \text{ м}; B_6 = 0,65 \text{ м}; s_6 = 0,02 \text{ м};$$

траверса та ребра жорсткості:

$$h_{\text{тр}} = h_p = 0,2 \text{ м}; s_{\text{тр}} = s_p = 0,006 \text{ м}.$$

Виконаємо перевірку бетонного фундаменту на міцність за формулою

$$\sigma = \frac{N}{B_6 L_6} + \frac{6M}{B_6 \cdot L_6^2} \leq [\sigma]_{\text{бет}}, \quad (2.14)$$

де $[\sigma]_{\text{бет}} = 6 \dots 10$ МПа, допустимі напруження бетону на сти-
скання.

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,65 \cdot 0,73} + \frac{6 \cdot 192 \cdot 10^3}{0,65 \cdot 0,73^2} = 4,16 \text{ МПа} \quad \langle [\sigma]_{\text{бет}} = 6 \text{ МПа.}$$

Умова міцності фундаменту виконується.

2.1.3. Проектування зварних з'єднань

З'єднання оголовка зі стояком (шви № 1 на рис. 2.3)

Міцність швів перевіряється за дотичними напружен-
нями, що виникають під дією реакції найбільш навантаже-
ної опори балки, у даному випадку $N = R_A = 277,86$ кН (див.
табл. 1.2).

$$\tau = \frac{R_A}{0,7kL_{\text{ш1}}} \leq [\tau] \quad (2.15)$$

де $L_{\text{ш1}}$ – сумарна довжина швів; R_A – реакція опори А.

$$L_{\text{ш1}} = 4b_{\text{п}} + 2h_{\text{ст}};$$

$$L_{\text{ш1}} = 4 \cdot 0,45 + 2 \cdot 0,5 = 2,9 \text{ м.}$$

Приймаємо $k = 4$ мм, тоді

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{277,86 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 2,9} = \\ &= 34,22 \quad \langle [\tau] = 104 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Умова міцності швів № 1 виконується.

З'єднання полиць стояка зі стінкою (шви № 2 на рис. 2.3)

У стиснених стояках, що мають суцільні поперечні перерізи, з'єднувальними елементами є зварні шви. Їх конструюють неперервними; при цьому зварювання виконують автоматами. Розрахунковим зусиллям у з'єднувальних швах є поперечна сила (реальна чи умовна), величина якої визначається розрахунковою схемою стояка.

Якщо стояк навантажений ексцентрично докладеною силою N_k відповідно до схеми на рис. 2.4, то в ньому виникають поздовжня N та поперечна сила Q , яка дорівнює горизонтальній реакції

$$Q = N_k \frac{l_k}{H}. \quad (2.16)$$

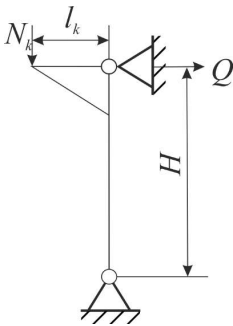


Рис. 2.4. Схема навантаження стояка, у якому виникає реальна поперечна сила Q

Якщо стояк є центрально-навантаженим, то реальна поперечна сила відсутня і тоді для розрахунків використовується поняття умовної поперечної сили, значення якої визначається за емпіричною залежністю відповідно до матеріалу стояка

$$Q = KF, \quad (2.17)$$

де $K = 200$ – для конструкцій із малоуглецевої сталі; $K = 400$ – для конструкцій із сталі підвищеної міцності; F – площа поперечного перерізу стояка, см^2 .

У випадку, коли існуюча реальна поперечна сила Q менше умовної, за розрахункове значення приймається величина умовної Q .

Оскільки розрахункова схема стояка, задана у проекті, відрізняється від прикладу на рис. 2.4, то поперечну силу розрахуємо як умовну

$$Q = 200 \cdot 185 = 37 \text{ кН.}$$

Перевірку міцності за дотичними напруженнями в з'єднувальних швах виконують за формулою

$$\tau = \frac{QS_{\Pi}}{2I_y \cdot 0,7k} \leq [\tau], \quad (2.18)$$

де Q – поперечна сила; I_y та S_{Π} – відповідно момент інерції поперечного перерізу стояка та статичний момент площі пояса відносно осі $y-y$ (див. рис. 2.1); k – катет шва № 2.

$$S_{\Pi} = b_n s_n \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_n}{2} \right); \quad (2.19)$$

$$S_{\Pi} = 0,45 \cdot 0,015 \cdot \left(\frac{0,5 + 0,015}{2} \right) = 1,74 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Приймаємо $k = 4$ мм, тоді

$$\tau = \frac{37 \cdot 10^3 \cdot 1,74 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 2,3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 \cdot 0,004} = 49,98 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа.}$$

Умова міцності швів № 2 виконується.

З'єднання бази (шви № 3 на рис. 2.3)

Міцність швів перевіряється для двох випадків:

- 1) на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від плити;
- 2) на відрив стояка від плити, траверси і ребер жорсткості.

Умова міцності швів № 3 на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від плити

$$\tau = \frac{N}{F_{\text{ш3}}} + \frac{M}{W_{\text{ш3}}} \leq [\tau], \quad (2.20)$$

де $F_{\text{ш3}}$ – площа поперечного перерізу шва; $W_{\text{ш3}}$ – момент опору площі поперечного перерізу шва,

$$F_{\text{ш3}} = 0,7k(4L_6 + 4B_6 + 2h_{\text{ст}});$$

$$W_{\text{ш3}} = 0,7k \frac{2}{L_6} \left[4 \frac{L_6^3}{12} + 2 \frac{h_{\text{ст}}^3}{12} + 4B_6 \left(\frac{h_{\text{ст}} + s_{\text{ст}}}{2} \right)^2 \right].$$

Приймаємо $k = 4$ мм, тоді:

$$F_{\text{ш3}} = 0,7 \cdot 0,004 \cdot (4 \cdot 0,73 + 4 \cdot 0,65 + 2 \cdot 0,5) = 0,018 \text{ м}^2;$$

$$W_{\text{ш3}} = 0,7 \cdot 0,004 \cdot \frac{2}{0,73} \times \\ \times \left[4 \cdot \frac{0,73^3}{12} + 2 \cdot \frac{0,5^3}{12} + 4 \cdot 0,65 \cdot \left(\frac{0,5 + 0,015}{2} \right)^2 \right] = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$\tau = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,018} + \frac{192 \cdot 10^3}{2,5 \cdot 10^{-3}} = 98,9 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа}.$$

Умова міцності швів № 3 на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від плити виконується.

Перевірка швів № 3 на відрив стояка від плити, траверси і ребер жорсткості виконується також за формулою (2.20).

При цьому

$$F_{ш3} = 0,7k(2h_{ст} + 4b_{п} + 8h_{тр});$$

$$W_{ш3} = 0,7k \frac{2}{h_{ст.}}$$

$$\times \left[2 \frac{h_{ст}^3}{12} + 2h_{ст}Z^2 + 4b_{п} \left(\frac{h_{ст} + s_{п}}{2} \right)^2 + 8h_{тр} \cdot \left(\frac{h_{ст} + s_{п}}{2} \right)^2 \right].$$

Тут

$$Z = \frac{\frac{h_{ст}}{2} s_{ст} \frac{h_{ст}}{4} + b_{п} s_{п} \frac{h_{ст} + s_{ст}}{2}}{\frac{h_{ст}}{2} s_{ст} + b_{п} s_{п}}. \quad (2.21)$$

Приймаємо $k = 4$ мм, тоді:

$$F_{ш3} = 0,7 \cdot 0,004 \cdot (2 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0,45 + 8 \cdot 0,15) = 0,011 \text{ м}^2;$$

$$Z = \frac{\frac{0,5}{2} \cdot 0,01 \cdot \frac{0,5}{4} + 0,45 \cdot 0,015 \cdot \frac{0,5 + 0,015}{2}}{\frac{0,5}{2} \cdot 0,01 + 0,45 \cdot 0,015} = 0,245 \text{ м};$$

$$W_{ш3} = 0,7 \cdot 0,004 \cdot \frac{2}{0,5} \times$$

$$\times \left[2 \cdot \frac{0,5^3}{12} + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,245^2 + 4 \cdot 0,45 \cdot \left(\frac{0,5 + 0,015}{2} \right)^2 + 8 \cdot 0,2 \cdot \left(\frac{0,5 + 0,015}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= 3,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

$$\tau = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,011} + \frac{192 \cdot 10^3}{3,3 \cdot 10^{-3}} = 94,35 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа}.$$

Умова міцності швів № 3 на відрив стояка від плити, траверси і ребер жорсткості виконується.

2.2. Проектування стояка складеного перерізу (варіант 2)

2.2.1. Стояк з гілками із швелера

Задаємо поперечний переріз стояка у вигляді двох однакових швелерів, з'єднаних між собою планками (рис. 2.5).

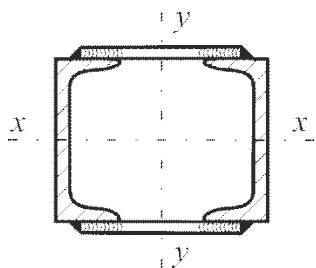


Рис. 2.5. Схема складеного перерізу стояка

Площу поперечного перерізу стояка визначаємо так само, як для стояка суцільного перерізу, тобто способом послідовного наближення. Загальну площу перерізу стояка $F_0 = 0,0041 \text{ м}^2$, розраховану за формулою (2.1), розподіляємо порівну між двома швелерами. Тоді площа перерізу кожного швелера становитиме $F_{\text{шв}} = 0,0021 \text{ м}^2$.

Вибираємо швелер № 33У за ДСТУ 3436–96 Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент (дод. Д, табл. 1,Д), який має наступні головні розміри та геометричні характеристики перерізу: $h = 330 \text{ мм}$; $b = 105 \text{ мм}$; $s = 7,0 \text{ мм}$; $F_{\text{шв}} = 46,5 \text{ см}^2$; $I_{x \text{ шв}} = 7980,0 \text{ см}^4$; $I_{y \text{ шв}} = 410,0 \text{ см}^4$; $x_0 = 2,59 \text{ см}$.

Оскільки стрижень стояка складається з двох гілок, утворених швелерами, то при конструюванні перерізу має бути забезпечена рівнотійкість стояка в обох площинах (по головних осях $x-x$ та $y-y$) шляхом розсунення гілок на таку відстань,

щоб приведена гнучкість $\lambda_{\text{пр}}$ щодо вільної осі $y-y$ була не більше гнучкості відносно матеріальної осі $x-x$ ($\lambda_{\text{пр}} \leq \lambda_x$). Вибираємо відстань між центрами гілок $t = 0,6$ м. Тоді, при перевірці стійкості стояка відносно вільної осі $y-y$, коефіцієнт φ маємо знаходити як функцію приведеної гнучкості $\lambda_{\text{пр}}$.

Для перевірки міцності та стійкості сконструйованого перерізу стояка визначимо його геометричні характеристики:

1) радіуси інерції перерізу відносно осей $x-x$ та $y-y$ (табл. 2.2):

$$r_x = 0,38h \quad (2.22)$$

$$r_x = 0,38 \cdot 0,33 = 0,12 \text{ м.}$$

$$r_y = 0,44b_1, \quad (2.23)$$

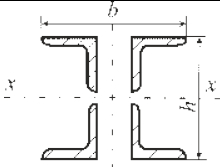
де b_1 – повна відстань між двома швелерами.

$$b_1 = t + 2x_0; \quad (2.24)$$

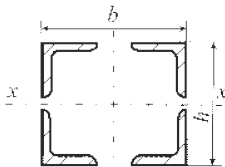
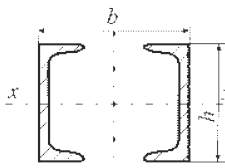
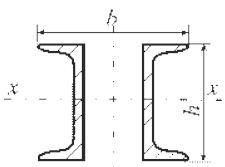
$$b_1 = 0,6 + 2 \cdot 0,026 = 0,65 \text{ м;}$$

$$r_y = 0,44 \cdot 0,65 = 0,29 \text{ м.}$$

Таблиця 2.2. Радіуси інерції найбільш вживаних перерізів складених стояків

Поперечний переріз	Радіус інерції відносно відповідної осі	
	r_x	r_y
	$0,45h$	$0,24b$

Продовж. табл. 2.2

Поперечний переріз	Радіус інерції відносно відповідної осі	
	r_x	r_y
	$0,43h$	$0,43b$
	$0,38h$	$0,44b$
	$0,38h$	$0,60b$

2) гнучкість відносно осей $x-x$ та $y-y$ (див. формулу (2.6))

$$\lambda_x = \frac{2 \cdot 5,5}{0,12} = 91,7; \quad \lambda_y = \frac{2 \cdot 5,5}{0,29} = 37,9.$$

Гнучкість перерізу однієї гілки між з'єднуючими планками рекомендується приймати $\lambda \leq 40$; приймаємо $\lambda_{\Gamma} = 40$.

3) приведена гнучкість

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{\Gamma}^2}; \quad \lambda_{\text{пр}} = \sqrt{40^2 + 30^2} = 50. \quad (2.25)$$

За дод. Г (табл. Г1) знаходимо при $\lambda_{\text{пр}} = 50$ $\varphi = 0,853$.

У випадку позацентрово стисненого стояка слід виконати чотири перевірки:

1. Перевірка міцності стояка від моменту M і поздовжньої сили N

Перевірку виконуємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{2F_{\text{шв}\phi}} + \frac{M}{W_x} \leq [\sigma], \quad (2.26)$$

де W_x – момент опору перерізу стояка відносно осі x – x

$$W_x = \frac{2I_y}{b_1}.$$

Тут

$$I_y = 2 \left[I_{y\text{шв}} + F_{\text{шв}} \left(\frac{b_1 - 2x_0}{2} \right)^2 \right]; \quad (2.27)$$

$$I_y = 2 \cdot \left[0,0041 \cdot 10^{-4} + 46,5 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,65 - 2 \cdot 0,026}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 10^{-3}}{0,65} = 2,15 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{2 \cdot 4,65 \cdot 10^{-3} \cdot 0,853} + \frac{192 \cdot 10^3}{2,15 \cdot 10^{-3}} = 139,45 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова міцності стояка від моменту і поздовжньої сили виконується.

2. *Перевірка стійкості стояка у площині дії моменту M*
Перевірку виконуємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi_{\text{BH}} F_{\text{ШВ}}} \leq [\sigma], \quad (2.28)$$

де φ_{BH} – коефіцієнт, що визначається за дод. Г (табл. Г2).

Для цього спочатку розрахуємо величину відносного ексцентриситету m :

$$m = \frac{\sigma_M}{\sigma_N} = \frac{2MF_{\text{ШВ}}}{W_x \cdot N}; \quad (2.29)$$

$$m = \frac{\sigma_M}{\sigma_N} = \frac{2 \cdot 192 \cdot 10^3 \cdot 4,65 \cdot 10^{-3}}{2,15 \cdot 10^{-3} \cdot 397,86 \cdot 10^3} = 2,09.$$

Значення коефіцієнта $\varphi_{\text{BH}} = 0,43$.

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,43 \cdot 4,65 \cdot 10^{-3}} = 99,49 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості стояка у площині дії моменту виконується.

3. *Перевірка стійкості від сили N у площині найбільшої гнучкості*

Перевірку виконуємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot c \cdot \varphi_{\text{min}} F_{\text{ШВ}}} \leq [\sigma], \quad (2.30)$$

де $\varphi_{\min} = 0,77$, що відповідає найбільшій гнучкості стисненого елемента $\lambda_x = 91,7$.

Тут $\beta = 1$; $\alpha = 0,6 + 0,05(m - 1)$, тому що $1 < m \leq 5$. (див. дод. Г, табл. Г3)

$$\alpha = 0,6 + 0,05(2,09 - 1) = 0,65;$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,65 \cdot 2,09} = 0,42;$$

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,42 \cdot 0,77 \cdot 4,65 \cdot 10^{-3}} = 131,29 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості від сили N у площині найбільшої гнучкості виконується.

4. Перевірка стійкості найбільш стисненої гілки

Стояки зі складеними перерізами можуть втрачати несучу спроможність не лише від втрати стійкості стержня в цілому, а й від втрати стійкості окремої гілки на ділянці між вузлами кріплення планок чи розкосів. Стійкість гілки перевіряємо за формулою

$$\sigma = \frac{N_{\Gamma}}{\varphi_{\Gamma} F_{\text{шв}}} \leq [\sigma], \quad (2.31)$$

де

$$N_{\Gamma} = \frac{N}{n} + \frac{N_{\text{к}} L_{\text{к}}}{t}. \quad (2.32)$$

Тут $n = 2$ – кількість гілок стояка; $t = 0,6$ м – відстань між осями гілок (швелерів); $\varphi_{\Gamma} = (\lambda_{\Gamma})$; $\varphi_{\Gamma} = 0,89$.

$$N_r = \frac{397,86 \cdot 10^3}{2} + \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 1,6}{0,6} = 518,93 \text{ кН};$$

$$\sigma = \frac{518,93 \cdot 10^3}{0,89 \cdot 4,65 \cdot 10^{-3}} = 125,39 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості найбільш стисненої гілки виконується.

2.2.2. Проектування з'єднувальних елементів

Для утворення складеного перерізу стояка його частини – гілки скріплюють з'єднувальними елементами: планками або решітками. У зварних конструкціях стояків, як правило, використовують планки (рис. 2.6), тому що вони є більш зручними в технологічному відношенні. З'єднувальні планки розраховуються в основному на вигин, що виникає в них від дії моменту, створюваному умовною поперечною силою Q .

Вибираємо розміри підкріплюючих планок, використовуючи наступні рекомендації: довжина $l_{\text{пл}} = t$; висота $h_{\text{пл}} = (0,5 \dots 0,7) b_1$; товщина $s_{\text{пл}} \geq h_{\text{пл}} / 50$. Крім того, для запобігання втрати стійкості планок, мають бути витримані наступні співвідношення їх розмірів:

$$\frac{h_{\text{пл}}}{s_{\text{пл}}} \leq 30; \quad \frac{l_{\text{пл}}}{s_{\text{пл}}} \leq 50. \quad (2.33)$$

Приймаємо такі розміри планок:

$$l_{\text{пл}} = 0,6 \text{ м}; \quad h_{\text{пл}} = 0,5 \cdot 0,65 = 0,325 \text{ м}; \quad s_{\text{пл}} = 0,325 / 30 = 0,01 \text{ м}.$$

За ДСТУ 8540:2015 (див. дод. В) *приймаємо* $s_{\text{пл}} = 0,012 \text{ м}$.

Перевіряємо виконання умов (2.33):

$$\frac{0,325}{0,012} = 27,1 < 30; \quad \frac{0,6}{0,012} = 50.$$

Умови виконуються.

Умова міцності планки при згинанні:

$$\sigma = \frac{M_Q}{W_{x_{пл}}} \leq [\sigma], \quad (2.34)$$

де M_Q – згинальний момент від умовної сили Q ; $W_{x_{пл}}$ – момент опору перерізу планки.

$$Q = 200 \cdot 2F_{шв};$$

$$Q = 200 \cdot 2 \cdot 46,5 = 18,6 \text{ кН};$$

$$M_Q = \frac{Q \cdot l_1}{4}, \quad (2.35)$$

де l_1 – відстань між осями планок

$$l_1 = \lambda_{\Gamma} \cdot r_{y_{шв}}. \quad (2.36)$$

Тут

$$r_{y_{шв}} = \sqrt{\frac{I_{y_{шв}}}{F_{шв}}};$$

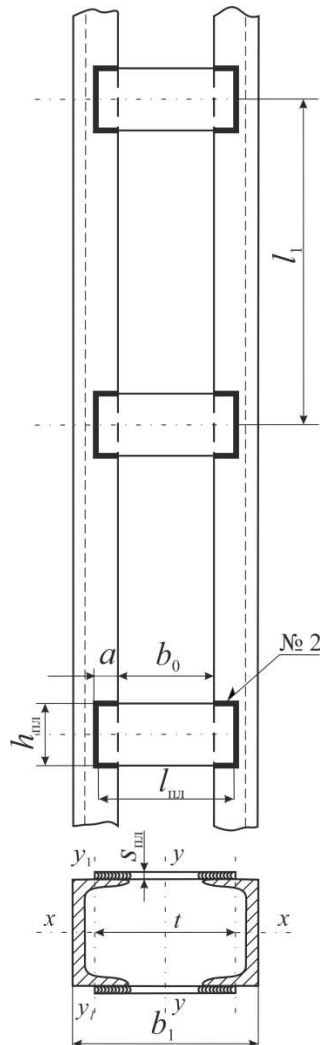


Рис. 2.6. Розташування планок на стояку складеного перерізу

$$r_{y\cdot\text{шв}} = \sqrt{\frac{410 \cdot 10^{-8}}{46,5 \cdot 10^{-4}}} = 0,03 \text{ м};$$

$$l_1 = 40 \cdot 0,03 = 1,2 \text{ м};$$

$$M_Q = \frac{18,6 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{4} = 5,58 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{x\text{пл}} = \frac{s_{\text{пл}} h_{\text{пл}}^2}{6};$$

$$W_{x\text{пл}} = \frac{0,012 \cdot 0,325^2}{6} = 0,21 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$\sigma = \frac{5,58 \cdot 10^3}{0,21 \cdot 10^{-3}} = 26,57 \text{ МПа} \langle [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова міцності планки при згинанні виконується.

Гілки поперечного перерізу стояка, окрім планок, мають бути з'єднані між собою діафрагмами, розташованими перпендикулярно осі стержня. Призначення діафрагм – перешкодження скручуванню профіля, яке може відбутися через зміщення однієї гілки перерізу відносно другої. Число діафрагм у стояку залежить від його довжини, але воно має становити не менше двох. Діафрагми на міцність не перевіряються; їх геометричні розміри визначаються відстанню між гілками стояка та його поперечним перерізом. Товщину діафрагм слід приймати рівною товщині з'єднувальних планок.

Приймаємо число діафрагм 2, товщину діафрагм 12 мм.

2.2.3. Проектування оголовка і бази

Оголовок стояка, як сказано вище (див. п. 2.1.2), забезпечує передачу зосередженого навантаження від розташованих вище конструкцій на стояк. При цьому для стояків складеного перерізу широко розповсюджене рішення, у якому опорний тиск передається спочатку на опорну плиту оголовка стояка, далі на опорне ребро оголовка, з цього ребра на траверсу стояка (рис. 2.7) і далі рівномірно розподіляється по перерізу стояка.

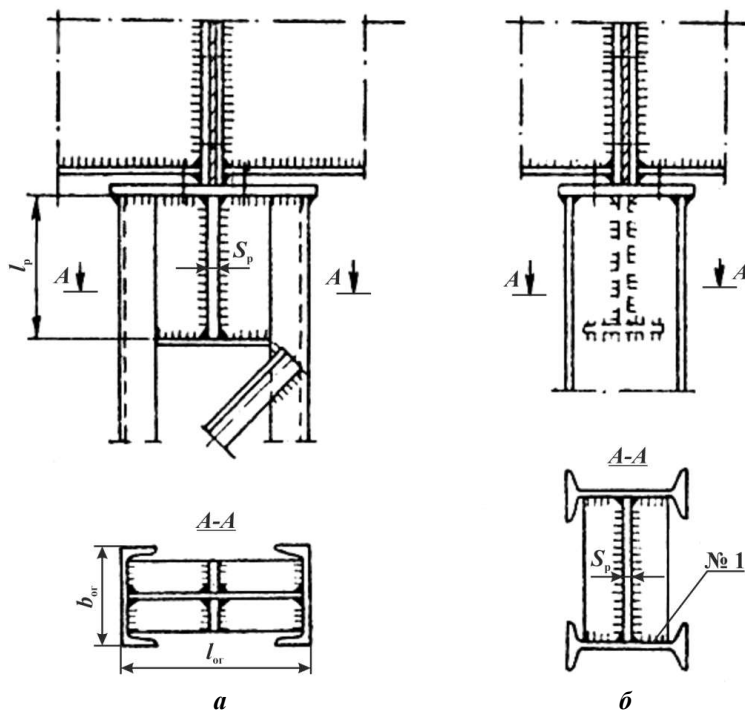


Рис. 2.7. Конструкція оголовка з опорним ребром:
 а – у стояках із швелерів; б – у стояках із двутаврів

Приймаємо основні розміри оголовка і підкріплюючого ребра: $l_{ог} = 0,68$ м; $b_{ог} = 0,36$ м; $s_{ог} = 0,012$ м; $h_p = 0,5$ м.

Товщину і довжину опорного ребра визначаємо розрахунком.

Товщина ребра має бути не менше визначеної залежністю

$$s_p \geq \frac{1}{15} \sqrt{\frac{210}{\sigma_t}}; \quad (2.37)$$

$$s_p \geq \frac{1}{15} \sqrt{\frac{210}{240}} = 0,062 \text{ м.}$$

Приймаємо $s_p = 0,007$ м.

Довжина ребра

$$b_p = b_l - 2s_{шв} \quad (2.38)$$

$$b_p = 0,65 - 2 \cdot 0,007 = 0,636 \text{ м.}$$

Базу стояка конструємо у вигляді опорної плити з двома траверсами та чотирма ребрами жорсткості для закріплення стояка на фундаменті за допомогою чотирьох анкерних болтів (рис. 2.8).

Приймаємо основні розміри бази: $L_б = 0,9$ м; $B_б = 0,6$ м; $s_б = 0,02$ м; $h_{тр} = 0,4$ м; $s_{тр} = 0,008$ м.

Перевіряємо фундамент на міцність за формулою (2.14):

$$\sigma = \frac{397,86 \cdot 10^3}{0,6 \cdot 0,9} + \frac{6 \cdot 192 \cdot 10^3}{0,66 \cdot 0,9^2} = 3,11 \text{ МПа} < [\sigma]_{бет} = 6 \text{ МПа.}$$

Умова міцності фундаменту виконується.

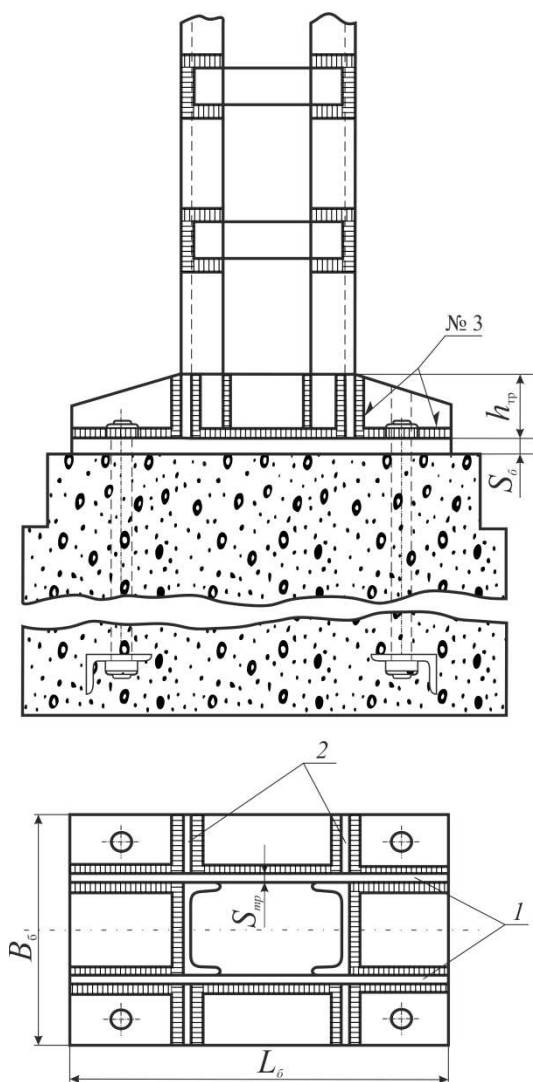


Рис. 2.8. Конструкція бази стояка:
1 – траверси; 2 – ребра жорсткості

2.2.4. Проектування зварних з'єднань

1. З'єднання оголовка зі стрижнем стояка

(шви № 1 на рис. 2.7)

Розподіл тиску з плити та траверси оголовка передається на гілки стояка через кутові шви, які при проектуванні стояка мають бути перевірені на міцність.

Умова міцності кутових швів записується у вигляді

$$\tau = \frac{R_A}{0,7kL_{\text{шл}}} \leq [\tau], \quad (2.39)$$

де R_A – максимальна реакція опори; k – катет кутового шва; $L_{\text{шл}}$ – довжина швів:

$$L_{\text{шл}} = 8b_{\text{шв}} + 4h_{\text{шв}} + 2(b_1 - s_{\text{шв}});$$

$$L_{\text{шл}} = 8 \cdot 0,105 + 4 \cdot 0,33 + 2 \cdot (0,65 - 0,007) = 3,45 \text{ м.}$$

Приймаємо $k = 4 \text{ мм.}$

$$\tau = \frac{277,86 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 0,004 \cdot 3,45} = 26,68 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа.}$$

Умова міцності швів № 1 виконується.

2. З'єднання планок з гілками стояка

(шви № 2 на рис. 2.6)

Планки між гілками стояка доцільно приварювати встик, тому що при цьому число швів, необхідних для прикріплення планок, менше, ніж при інших способах з'єднань. Але внаслідок технологічних труднощів приварку планок встик часто замінюють з'єднаннями внапусток з кутовими швами.

Умова міцності швів № 2 визначається формулою

$$\tau = \frac{M}{0,7ka(h_{\text{пл}} + k) + \frac{0,7kh_{\text{пл}}^2}{6}} \leq [\tau], \quad (2.40)$$

де M – згинальний момент (див. формулу 2.35); k – катет кутового шва; a – величина напустку, ($a = b - x_0$; $a = 0,105 - 0,026 = 0,079$ м).

Приймаємо $k = 4$ мм.

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{5,58 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 0,004 \cdot 0,079 \cdot (0,325 + 0,004) + \frac{0,7 \cdot 0,004 \cdot 0,325^2}{6}} = \\ &= 45,73 \text{ МПа} < [\tau] = 104 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Умова міцності швів № 2 виконується.

3. З'єднання бази (шви № 3 на рис.2.8)

Міцність швів перевіряється для двох випадків:

1) на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від плити;

2) на відрив стояка від плити, траверси і ребер жорсткості.

Перевірку на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від листа бази виконуємо за формулою (2.20), попередньо розрахувавши геометричні характеристики даного зварного з'єднання:

$$F_{\text{ш3}} = 0,7k(4L_6 + 4B_6);$$

$$W_{\text{ш3}} = 0,7k \frac{2}{L_6} \left[4 \frac{L_6^3}{12} + 4B_6 \left(\frac{h_{\text{шв}} + s_{\text{шв}}}{2} \right) \right].$$

Приймаємо $k = 5$ мм.

$$F_{ш3} = 0,7 \cdot 0,005 \cdot (4 \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,6) = 0,022 \text{ м}^2;$$

$$W_{ш3} = 0,7 \cdot 0,005 \cdot \frac{2}{0,9} \times$$

$$\times \left[4 \cdot \frac{0,9^3}{12} + 4 \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{0,33 + 0,007}{2} \right)^2 \right] = 2,42 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$\tau = \frac{397,86 \cdot 10^3}{22 \cdot 10^{-3}} + \frac{192 \cdot 10^3}{2,42 \cdot 10^3} = 97,42 \text{ МПа} \langle [\tau] = 104 \text{ МПа}.$$

Умова міцності швів № 3 на відрив стояка разом з траверсами і ребрами жорсткості від плити виконується.

Перевірка на відрив стояка від листа бази, траверси і ребер жорсткості.

Перевірку виконуємо також за формулою (2.20), попередньо розрахувавши геометричні характеристики даного зварного з'єднання:

$$F_{ш3} = 0,7k(4h_{шв} + 8b_{шв} + 8h_{тр})$$

$$W_{ш3} = 0,7k \frac{2}{b_1} \times$$

$$\times \left[8 \frac{b_{шв}^3}{12} + 8b_{шв} \left(\frac{b}{2} \right)^2 + 4h_{шв} \left(\frac{b_1}{2} \right)^2 + 4h_{тр} \left(\frac{b_1}{2} \right)^2 + h_{тр} \left(\frac{b_0}{2} \right)^2 \right]$$

Приймаємо $k = 5$ мм.

$$F_{ш3} = 0,7 \cdot 0,005 \cdot (4 \cdot 0,33 + 8 \cdot 0,105 + 8 \cdot 0,4) = 0,02 \text{ м}^2;$$

$$W_{ш3} = 0,7 \cdot 0,005 \cdot \frac{2}{0,65} \times$$

$$\times \left[8 \cdot \frac{0,105^3}{12} + 8 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 + 4 \cdot 0,33 \cdot \left(\frac{0,65}{2} \right)^2 + \right.$$

$$\left. + 4 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{0,65}{2} \right)^2 + 4 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{0,44}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= 3,58 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$\tau = \frac{397,86 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^{-3}} + \frac{192 \cdot 10^3}{3,58 \cdot 10^3} = 73,52 \text{ МПа} \langle [\tau] = 104 \text{ МПа}.$$

Умова міцності швів № 3 на відрив стояка від листа бази, траверси і ребер жорсткості виконується.

Отримані результати проектування стояка є підставою для розробки його складального креслення (див. дод. Е).

3. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСОЛІ СТОЯКА

Завданням на проектування передбачена розробка конструкції консолі, що з'єднується зі стояком (див. дод. Б, рис. 1Б,б).

Зварні з'єднання ферм зосереджені в основних вузлах, які мають відповідати таким основним вимогам:

- геометричні осі всіх з'єднань, що сходяться в одному вузлі, повинні перетинатися в одній точці;
- конструктивно вузли повинні забезпечувати можливість якісного зварювання всіх швів;
- розміри швів повинні забезпечувати міцне з'єднання стрижнів з вузовими фасонними листами (косинками) будь-якої форми.

Найбільш прості у виготовленні такі ферми, які взагалі не мають косинок. Їх слід застосовувати за умови, якщо можуть бути додержані всі правила раціонального конструювання вузлів з'єднань.

У раціонально сконструйованому вузлі осі всіх завантажених стрижнів проходять через центри ваги розрахункових перерізів зварних з'єднань. У цьому випадку останні працюють і розраховуються тільки на осьове навантаження.

3.1. Вибір схеми розташування стрижнів

Конструкція ферми складається з окремих стрижнів, які з'єднуються у вузлах та утворюють геометрично незмінювану систему. При цьому скріплення стрижнів у вузлах вважається шарнірним і це значно спрощує проектуванню завдання конструювання та розрахунку ферми.

Навантаження на ферму діє, як правило, у вузлах, тому у всіх її стрижнях виникають лише поздовжні зусилля стиску або розтягу при роботі в цілому на згинання. Завдяки цьому

метал у фермах використовується більш раціонально, ніж у балках, вони більш економічні за балки по масі, але більш трудомісткі у виготовленні.

Проектування ферми на задане навантаження починають з вибору раціональної її схеми (розташування стрижнів) з урахуванням ряду вимог: економічності за витратою металу, простоти виготовлення, вимог уніфікації та типізації елементів.

Далі виконують розрахунок ферми у наступному порядку: обчислюють вузлові сили, знаходять зусилля в усіх стрижнях та підбирають їх перерізи. Після цього розраховують та конструюють з'єднання, вузли і деталі ферми.

Через малу довжину консолі у завданні ($l_k = 1,6$ м) вибираємо її схему у вигляді трикутника (рис. 3.1). Ферми трикутного обрису застосовуються лише для невеликих прогонів.

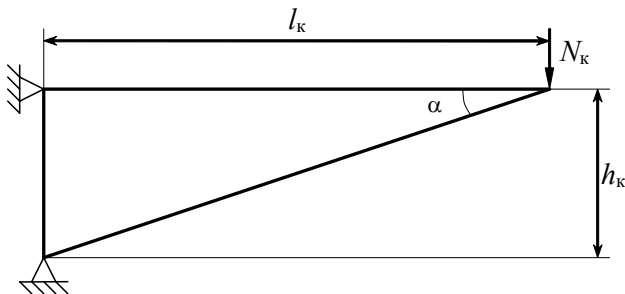


Рис. 3.1. Схема розташування стрижнів у фермі

Висоту ферми приймаємо як $h_k = l_k / 3$; $h_k = 1,6 / 3 = 0,53$ м.
Довжина нижнього поясу ферми:

$$l_{\text{н.п.}} = \sqrt{l_k^2 + h_k^2}; \quad (3.1)$$

$$l_{\text{н.п.}} = \sqrt{1,6^2 + 0,53^2} = 1,69 \text{ м.}$$

Кут між верхнім та нижнім поясами:

$$\alpha = \arccos (1,6 / 1,69) = 18,65^\circ.$$

Матеріал консолі, як і всієї проєктованої конструкції, СтЗсп.

3.2. Визначення розрахункових зусиль у стрижнях

У сучасній практиці проєктування ферм зусилля в стрижнях визначають аналітичними методами (вирізання вузлів, перерізів) або комп'ютерними методами.

Розрахуємо зусилля в стрижнях ферми відповідно до розрахункової схеми на рис. 3.2 методом вирізання вузлів.

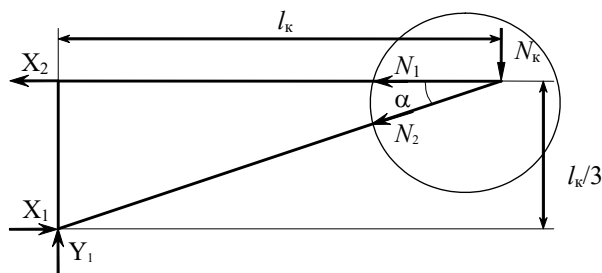


Рис. 3.2. Визначення вузлових зусиль у консолі та стрижнях

Реакції опор (зусилля у вузлах) знайдемо із рівнянь статички.

$$\sum X = 0; X_1 - X_2 = 0; X_1 = X_2;$$

$$\sum Y = 0; Y_1 - N_k = 0; Y_1 = N_k;$$

$$\sum M = 0; X_1 \frac{l_k}{3} - N_k l_k = 0; X_1 = 3N_k.$$

Тоді:

$$X_1 = X_2 = 3 \cdot 120 = 360 \text{ кН}; Y_1 = 120 \text{ кН}.$$

Далі визначимо зусилля в елементах ферми, використовуючи дві умови рівноваги для виділеного колом вузла ферми:

$$\sum X = 0; -N_1 - N_2 \cos \alpha = 0;$$

$$N_1 = -N_2 \cos \alpha;$$

$$\sum Y = 0; -N_k - N_2 \sin \alpha = 0;$$

$$N_2 = -\frac{N_k}{\sin \alpha}; \quad N_2 = -\frac{120}{\sin 18,65^\circ}; \quad ;$$

$$N_2 = -\frac{120}{0,32} = -375 \text{ кН}; \text{ (стрижень стискається);}$$

$$N_1 = -N_2 \cos 18,65^\circ;$$

$$N_1 = -(-375) \cdot 0,947 = 355,13 \text{ кН}; \text{ (стрижень розтягується).}$$

Результати розрахунку є вихідними даними для підбору поперечних перерізів стрижнів ферми.

3.3. Підбір перерізу стрижнів

При підборі поперечних перерізів стрижнів ферми необхідно враховувати наступні обставини. Стрижні повинні мати достатню міцність і жорсткість. Перевищення розрахункового напруження відносно допустимого ні в якому разі не повинно бути більше ніж на 5%. Стрижні по можливості мають бути економічно сконструйовані, тобто розрахункові напруження – близькі до допустимих. Однак поперечні перерізи стрижнів, навантажених невеликими поздовжніми силами, часто підбирають з умов жорсткості, тому в цих стрижнях напруження можуть становити дуже малу величину.

У фермах гнучкість обмежується не тільки в стиснених, але і в розтягнутих стрижнях. Це робиться з метою усунути їх провисання при досить великій гнучкості і вібрації при динамічних навантаженнях.

Найбільша величина гнучкості стрижнів сталевих ферм не повинна перевищувати:

для розтягнутих стрижнів $\lambda_{\max} \leq 250$;

для стиснених стрижнів $\lambda_{\max} \leq 120$.

Деякі типи найбільш розповсюджених поперечних перерізів стрижнів ферм наведені на рис. 3.3.

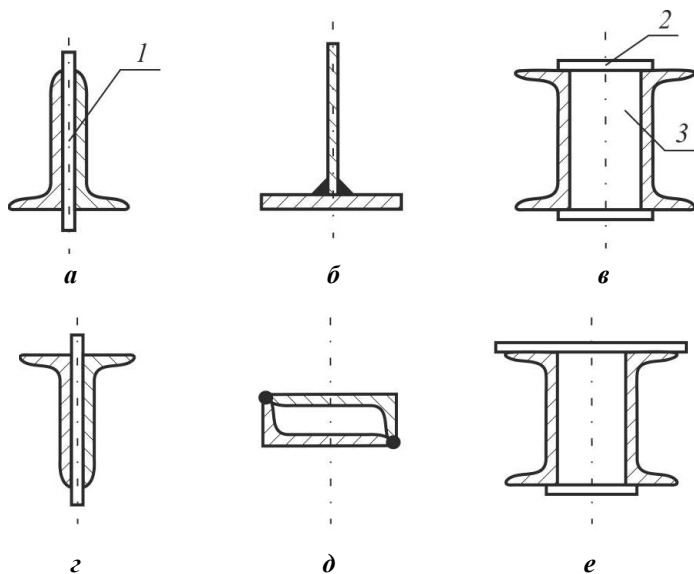


Рис. 3.3. Типові поперечні перерізи зварних стрижнів ферми:

а–в – розтягнутих; *г–е* – стиснених;

1 – прокладка; *2* – планка; *3* – діафрагма

Перерізи у формі кутників застосовують у слабо навантажених фермах; замкнені перерізи доцільні в конструкціях, де

потребується підвищений опір крутінню. Можливе застосування й інших видів конструкцій стрижнів, якщо це виправдано вимогами раціонального конструювання та економічності.

Сортамент металу, що використовується для виготовлення стрижнів, має бути по можливості одноманітним, тобто слід мати якомога меншу кількість різнорідних елементів (позицій). Це спрощує та здешевлює виготовлення ферм на заводі. Ферми у значній більшості випадків конструюють із прокатних профільних елементів.

Підбір перерізу розтягнутого стрижня

Необхідну площу перерізу стисненого стрижня визначимо з умови міцності, тому що у цьому випадку допустимі напруження в металі не залежать від гнучкості елемента, тобто

$$F_1 \geq \frac{N_1}{[\sigma]}; \quad (3.2)$$

$$F_1 \geq \frac{355,13 \cdot 10^3}{160 \cdot 10^6} = 22,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 22,2 \text{ см}^2.$$

Вибираємо переріз стрижня у вигляді двох кутиків (див. рис. 3.3,а). Тоді мінімальна площа перерізу кожного кутика становитиме $F_1/2$, тобто $11,1 \text{ см}^2$. Найближчим за сортаментом є кутик № 7,5 за ДСТУ 2251 Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент (дод. Д, табл. Д2), який має наступні головні розміри та геометричні характеристики перерізу: $b = 75 \text{ мм}$; $t = 8 \text{ мм}$; $F = 11,50 \text{ см}^2$; $I_x = 59,84 \text{ см}^4$; $I_{x0 \max} = 94,89 \text{ см}^4$; $I_{y0 \min} = 24,80 \text{ см}^4$; $x_0 = 2,15 \text{ см}$.

Перевіримо гнучкість розтягнутого стрижня.

Умова гнучкості: $\lambda \leq 250$.

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}, \quad (3.3)$$

де l_1 – розрахункова довжина розтягнутого стрижня; $l_1 = l_k$ (див. табл. 2.1); $l_1 = 1,6$ м; r_1 – радіус інерції перерізу стрижня; $r_1 = 0,015$ м.

$$\lambda_1 = \frac{1,6}{0,015} = 106,7 < \lambda_{\max} = 250.$$

Умова гнучкості розтягнутого стрижня виконується.
Перевіримо міцність розтягнутого стрижня за формулою

$$\sigma = \frac{N_1}{F_1} \leq [\sigma]; \quad (3.4)$$

$$\sigma = \frac{353,13 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,15 \cdot 10^{-3}} = 154,4 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова міцності розтягнутого стрижня виконується.

Підбір перерізу стисненого стрижня

Необхідну площу перерізу стисненого стрижня визначимо з умови стійкості методом послідовних наближень, приймаючи спочатку коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi_0 = 0,6$.

$$F_2 = \frac{N_2}{\varphi_0 [\sigma]}; \quad (3.5)$$

$$F_2 = \frac{375 \cdot 10^3}{0,6 \cdot 160 \cdot 10^6} = 38,02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 38,02 \text{ см}^2.$$

Подібно розтягнутому стрижню приймаємо переріз стисненого стрижня у вигляді двох кутиків (див. рис. 3.3,*a*). Площа перерізу кожного кутика становитиме $F_2/2$, тобто $19,01 \text{ см}^2$. Найближчим за сортаментом є кутик № 10 за ДСТУ 2251 (див. дод. Д, табл. Д2), який має наступні головні розміри та геометричні характеристики перерізу: $b = 100 \text{ мм}$; $t = 10 \text{ мм}$; $F = 19,24 \text{ см}^2$; $I_x = 178,95 \text{ см}^4$; $I_{x0 \text{ max}} = 283,83 \text{ см}^4$; $I_{y0 \text{ min}} = 74,08 \text{ см}^4$; $x_0 = 2,83 \text{ см}$.

Перевіримо стійкість стрижня

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_2 F_2} \leq [\sigma], \quad (3.6)$$

де $\varphi_2 = f(\lambda_{2\text{max}})$. Гнучкість λ_2 розрахуємо як

$$\lambda_2 = \frac{l_2}{r_2}, \quad (3.7)$$

де l_2 – розрахункова довжина стисненого стрижня; $l_2 = l_{\text{н.п.}} = 1,69 \text{ м}$; r_1 – радіус інерції перерізу стрижня; $r_2 = 0,02 \text{ м}$.

$$\lambda_2 = \frac{1,69}{0,02} = 84,5 < \lambda_{\text{max}} = 120.$$

Умова гнучкості виконується.

При $\lambda_2 = 84,5$ $\varphi_2 = 0,663$ (див. дод. Г, табл. Г1)

$$\sigma = \frac{375 \cdot 10^3}{0,663 \cdot 2 \cdot 19,2 \cdot 10^{-3}} = 147,29 \text{ МПа} < [\sigma] = 160 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості стисненого стрижня виконується.

Результати розрахунку консолі зведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1. Результати розрахунку стрижнів консолі

№ стрижня	N_i , кН	l_i , м	Тип перерізу та розміри, мм	$F_i \cdot 10^3$, м ²	$\lambda_{\max}$	φ_i	Напруження ^{*)} , МПа
1	355,13	1,60	Кутик № 7,5 ДСТУ 2251 75 × 75 × 9	1,15	106,7	1	+154,40
2	375,00	1,69	Кутик № 10 ДСТУ 2251, 100 × 100 × 10	1,92	84,5	0,663	-147,29

^{*)} + розтяг; – стискання.

3.4. Проектування зварних з'єднань

Стрижні ферми з'єднують шляхом приварювання їх кінців до вузлових фасонних листів, форма і розміри яких визначаються довжинами зварних швів. Кожний кутик у вузлі приварюють до фасонного листа (косинки) двома швами, розташованими вздовж полиці з обох боків. Застосовують різні види косинок: надставки, вставки, прокладки.

Вузли з надставками (рис. 3. 4,*а*) конструюють відносно рідко, їх можна застосовувати головним чином у мало навантажених елементах ферми. Надставки приварюються втавр кутовими швами. Це надає можливість міцного прикріплення розкосів до поясів.

У вузлах зі вставками (рис. 3. 4,*б*) передбачається обрив вертикальних листів поясів і встановлення замість них фасоннок, розміри яких дозволяють забезпечити міцне прикріплення розкосів та стояків. Вузли зі вставками застосовують у фермах, що працюють під перемінними навантаженнями.

Вузли з прокладками (рис. 3.4,*в*) застосовують, коли перерізи стрижнів ферм складаються з парних елементів – кутиків, розставлених з зазором відносно один одного, достатнім для того, щоб помістити в вузлах прокладку. Товщина прокладки залежить від зусиль у стрижнях ферми і може

бути прийнятою по табл. 3.2. Прокладки, як і косинки іншого виду, звичайно приймаються однакової товщини для всієї ферми.

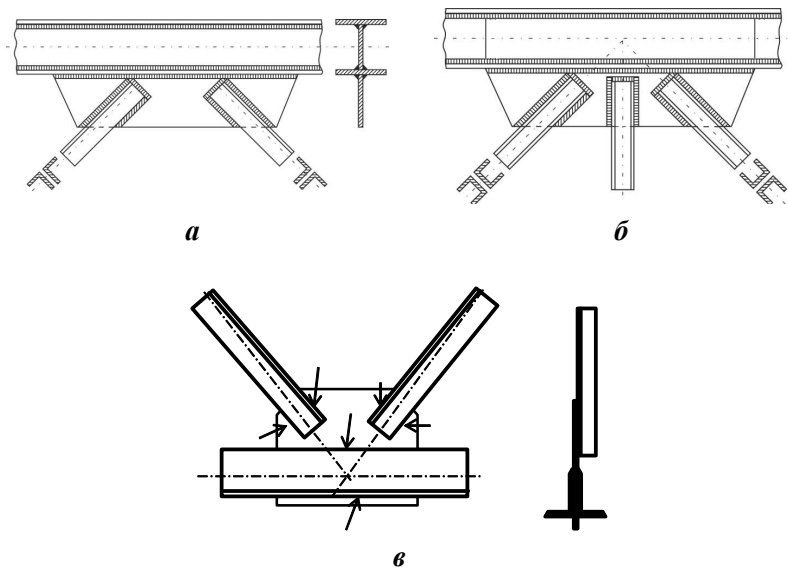


Рис. 3.4. Приклади вузлів зварної ферми з косинками різної форми:
а – з надставкою при двотавровому перерізі пояса;
б – зі вставкою з косими швами; *в* – у вигляді прокладки

Таблиця 3.2. Рекомендовані товщини косинок ферми

Найбільше розрахункове зусилля в стрижні ферми, кН	До 200	200...450	450...750	750...1150	1150...1650	1650...2250
Товщина косинки, мм	8	10	12	14	16	18

Міцність з'єднання прокладки з поясами ферми забезпечується призначенням катета та довжини шва, яким прикріплюється прокладка.

Найбільший катет шва k можна орієнтовно призначити у залежності від товщини полиці кутика t :

$$\begin{array}{ll} \text{при } t \leq 6 \text{ мм} & k = 4 \dots 6 \text{ мм;} \\ t = 7 \dots 16 \text{ мм} & k = 1,4(t - 2); \\ t > 16 \text{ мм} & k = 1,4(t - 4). \end{array}$$

Загальну довжину шва для прикріплення стержня розраховують за умови міцності на зріз

$$\tau = \frac{N_i}{0,7kL_{iш}} \leq [\tau] \quad (3.8)$$

де N_i – зусилля в стрижні; k – катет шва; $[\tau]$ – допустиме напруження для шва на зріз.

Звідси

$$L_{iш} \geq \frac{N_i}{0,7k[\tau]}. \quad (3.9)$$

Для того, щоб в стрижні додатково до центрального розтягування або стискання не виникав вигин, шви з кожного боку полиці кутика (флангові шви) повинні мати різну довжину. Оскільки зусилля в кутику, що приварюється, діє по його осі, яка віддалена від флангових швів з одного боку на відстань x_0 (відстань від центра ваги перерізу кутика до обушка), а з іншого – на відстань b (ширина полиці, що приварюється), то довжини флангових швів мають бути зворотно пропорційними цим відстаням.

Для конструювання ферми вибираємо з'єднання стрижнів за допомогою вузлів з прокладками. Товщину прокладок вибираємо згідно з рекомендаціями табл. 3.2 для більш навантаженого стрижня. Товщину прокладок *приймаємо* 10 мм.

Розрахуємо довжину швів для розтягнутого та стисненого стрижнів, прийнявши катети швів відповідно:

для розтягнутого стрижня $k_1 = 1,4(9 - 2) = 9,8$ мм;

приймаємо $k_1 = 10$ мм;

для стисненого стрижня $k_2 = 1,4(12 - 2) = 14,0$ мм;

приймаємо $k_2 = 12$ мм.

$$L_{1ш} = \frac{355,13 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 0,01 \cdot 104 \cdot 10^6} = 0,542 \text{ м};$$

$$L_{2ш} = \frac{375 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 0,014 \cdot 104 \cdot 10^6} = 0,429 \text{ м}.$$

Довжина флангових швів при цьому становитиме:

$$L_{фл} = L_{i шв} - L_{лоб}, \quad (3.10)$$

де $L_{лоб}$ – довжина лобового шва.

Тоді сумарна довжина флангових швів дорівнюватиме відповідно:

$$L_{фл1} = 0,542 - 0,075 = 0,485 \text{ м};$$

$$L_{фл2} = 0,429 - 0,01 = 0,419 \text{ м}.$$

Розподіл довжин флангових швів становитиме:

з боку обушка кутика № 7,5 $L_{1o} = 0,21$ м;

з боку полиці $L_{1п} = 0,28$ м;

з боку обушка кутика № 10 $L_{2o} = 0,16$ м;

з боку полиці $L_{2п} = 0,26$ м.

Необхідна висота кріпильних косинок (вузол стояк-консоль):

для розтягнутого стрижня $h_1 = 0,32$ м;

для стисненого стрижня $h_2 = 0,30$ м.

Загальну довжину косинок $L_{\text{кос}}$ знайдемо із умови міцності швів, якими косинки приварюються до стояка

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq [\tau], \quad (3.11)$$

де τ_M – напруження у шві таврового з'єднання від згинального моменту; τ_Q – напруження у шві таврового з'єднання від поперечної сили.

$$\tau_M = \frac{M}{W_{\text{ш}}}. \quad (3.12)$$

Тут M – згинальний момент на консолі, $M = N_{\text{к}} \cdot l_{\text{к}}$; $W_{\text{ш}}$ – момент опору перерізу шва.

$$W_{\text{ш}} = \frac{2 \cdot 0,7kL_{\text{кос}}}{6}; \quad (3.13)$$

$$\tau_Q = \frac{N}{2 \cdot 0,7kL_{\text{кос}}}. \quad (3.14)$$

Розв'язуючи сумісно рівняння (3.11–3.14), отримаємо біквдратне рівняння для розрахунку довжини кожної косинки. Рішенням цього рівняння при $k = 7$ мм (допустима величина катету при виготовленні стояка із швелерів № 33У) є $L_{\text{кос}} = 1,07$ м, тобто кожний із стрижнів прикріплюється до стояка косинкою довжиною $L_{\text{кос 1}} = L_{\text{кос 2}} = 0,54$ м.

Для спроектованого стояка з суцільним перерізом при обраній товщині прокладки катет шва можна збільшити до 8 мм, тоді відповідна довжина косинок становитиме $L_{\text{кос 1}} = L_{\text{кос 2}} = 0,47$ м.

За отриманими результатами проектування розробляється складальне креслення консолі (див. дод. Е).

4. РОЗРАХУНОК ЗВАРЮВАЛЬНИХ ДЕФОРМАЦІЙ БАЛКИ

4.1. Загальні рекомендації по технології складання і зварювання

При проектуванні зварної конструкції необхідно забезпечити можливість її виготовлення з найменшими витратами праці, матеріальних ресурсів і з високою якістю, у тому числі і точністю, яка визначається залишковими зварювальними деформаціями і напруженнями. Значною мірою характер та величина зварювальних деформацій залежать від способу зварювання та порядку виконання складально-зварювальних робіт.

При розробці технології виготовлення балки для мінімізації залишкових деформацій слід дотримуватися наступних рекомендацій щодо послідовності виконання робіт та вибору способів зварювання:

- спочатку зібрати на прихопленнях стінку з полицями і далі передати балку на зварювання;
- зварювання поясних швів виконати автоматичним способом під флюсом. Уникнути прогину осі балки симетричного поперечного перерізу після зварювання можна, виконуючи одночасно обидва поясних кутових шва з одного боку стінки;
 - перекантувати балку;
 - заварити одночасно обидва кутових поясних шва з другого боку стінки;
 - встановити на прихопленнях всі ребра жорсткості і передати балку на зварювання;
 - ребра жорсткості приварити механізованим зварюванням у середовищі CO_2 або у захисній суміші газів послідовно

від середини балки до країв. Кожне ребро спочатку приварити до стінки балки, потім до полиць у напрямку від стінки до краю полиці.

Якщо балка виготовляється з декількох частин, то остаточне складання та зварювання балки здійснити на місці установки.

4.2. Мета розрахунку деформацій

Метою розрахунку є оцінка точності виготовлення балки відповідно до вибраної технологічної послідовності зварювання. Схема розташування та позначення зварних швів наведені на рис. 4.1. При цьому в першу чергу виконуються поясні шви № 1 автоматичним способом під флюсом одночасно з одного боку, а потім одночасно з другого боку стінки балки. Далі ребра жорсткості приварюються до стінки (шви № 2) та полиць (шви № 3) балки механізованим способом плавким електродом у двоокису вуглецю.

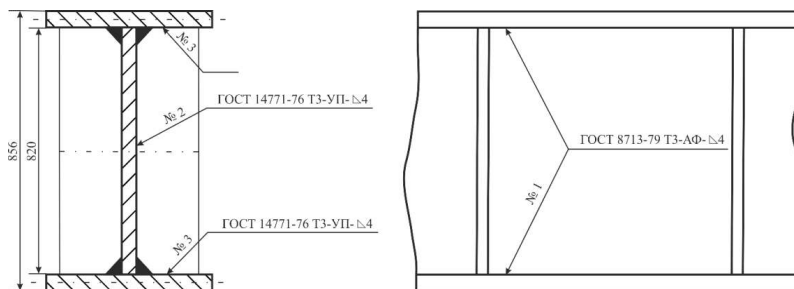


Рис.4.1. Розташування зварних швів на балці

Оскільки на спроектованій балці всі шви розташовані симетрично відносно центру ваги перерізу і поясні шви виконуються одночасно, то прогин балки практично відсутній.

У цьому випадку загальні зварювальні деформації балки будуть визначатися лише укороченням у напрямку поздовжньої осі, а місцеві деформації – грибоподібність полиць – кутовою деформацією поясних швів.

4.2.1. Розрахунок поздовжнього укорочення балки

Укорочення балки у поздовжньому напрямку (без урахування монтажного шва № 4, див. рис. 1.10) визначається поздовжньою усадкою швів № 1 та поперечною усадкою швів № 2 та № 3. Поздовжнє укорочення від зварювання монтажного шва враховувати не будемо.

У цьому випадку

$$\begin{aligned}\Delta L_6 &= \Delta L_1 + \Delta L_2 + \Delta L_3 = \\ &= \frac{2 \cdot 1,15 V_1 + 4n W_{2\text{ст}} + 4n W_{3\text{п}}}{F_6},\end{aligned}\tag{4.1}$$

де ΔL_1 – укорочення балки від поздовжньої усадки поясних швів № 1; ΔL_2 – укорочення балки від поперечної усадки швів № 2 (приварювання ребер жорсткості до стінки балки); ΔL_3 – укорочення балки від поперечної усадки швів № 3 (приварювання ребер жорсткості до полиць балки); V_1 – абсолютний об'єм поздовжнього укорочення шва № 1; $W_{2\text{ст}}$ – абсолютний об'єм поперечного укорочення шва № 2; $W_{3\text{п}}$ – абсолютний об'єм поперечного укорочення шва № 3; n – кількість пар ребер жорсткості, $n = 10$; F_6 – площа поперечного перерізу балки.

$$V_1 = -0,84 \cdot 10^{-6} q_{\text{пл}} L_1,\tag{4.2}$$

де $q_{\text{пл}}$ – погонна енергія зварювання шва № 1; L_1 – довжина шва № 1.

Для автоматичного зварювання під флюсом

$$q_{n1} = 64500 \frac{k^2}{2} 1,2, \quad (4.3)$$

де k – катет кутового шва.

$$q_{n1} = 64500 \cdot \frac{0,4^2}{2} \cdot 1,2 = 6192 \text{ Дж / см};$$

$$V_1 = -0,84 \cdot 10^{-6} \cdot 6192 \cdot 2000 = -10,4 \text{ см}^3.$$

$$W_{2\text{ст}} = -\xi q_{\text{п2ст}} L_2, \quad (4.4)$$

де ξ – коефіцієнт, що враховує вплив конструктивних факторів на об'єм пластичних деформацій поперечного укорочення шва

$$\xi = \frac{\alpha}{c_p} [0,25 + 0,75 k_s (0,1 + 0,9 k_{\text{ж}})], \quad (4.5)$$

де $\frac{\alpha}{c_p}$ – коефіцієнт теплової деформації, для сталі Ст3сп

$\frac{\alpha}{c_p} = 3,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^3/\text{Дж}$; k_s – коефіцієнт, що враховує ступінь

прогріву стінки по товщині, $k_s = f\left(\frac{q_{\text{п2ст}}}{s_{\text{ст}}^2}\right)$. Тут $q_{\text{п2ст}}$ – частка

погонної енергії $q_{\text{п2}}$, яка вводиться у стінку; $k_{\text{ж}}$ – коефіцієнт, що враховує вплив жорсткості конструкції на об'єм пластич-

них деформацій поперечного укорочення шва, $k_{\text{ж}} = f\left(\frac{a}{2s_{\text{ст}}}\right)$.

Тут a – відстань між ребрами жорсткості; L_2 – довжина шва № 2, $L_2 = h_{\text{ст}} - 2$ см. Коефіцієнти k_s та $k_{\text{ж}}$ визначаються за графіками на рис. 4.2.

$$q_{\text{п2ст}} = q_{\text{п2}} \left(0,82 - 0,2 \frac{s_{\text{p}}}{s_{\text{ст}}} \right). \quad (4.6)$$

Для механізованого зварювання у двоокису вуглецю

$$q_{\text{п2}} = 37500 \frac{k^2}{2} 1,2; \quad (4.7)$$

$$q_{\text{п2}} = 37500 \cdot \frac{0,4^2}{2} \cdot 1,2 = 3600 \text{ Дж/см};$$

$$q_{\text{п2ст}} = 3600 \cdot \left(0,82 - 0,2 \frac{0,5}{0,8} \right) = 2502 \text{ Дж/см};$$

$$k_s = f \left(\frac{2502}{0,8^2} \right) = 0,19; \quad k_{\text{ж}} = f \left(\frac{200}{2 \cdot 0,8} \right) = 1,0;$$

$$\xi = 3 \cdot 10^{-6} [0,25 + 0,75 \cdot 0,19_s \cdot (0,1 + 0,9 \cdot 1)] = 1,18 \cdot 10^{-6};$$

$$W_2 = -1,18 \cdot 10^{-6} \cdot 2502 \cdot (82 - 2) = -0,24 \text{ см}^3;$$

$$W_3 = -\xi q_{\text{п3п}} L_3, \quad (4.8)$$

де ξ – розраховується за формулою (4.5); $q_{\text{п3п}}$ – частка погонної енергії $q_{\text{п3}}$, яка вводиться у полицю; коефіцієнти k_s та $k_{\text{ж}}$

визначаються, як показано вище, $k_s = f \left(\frac{q_{\text{п3п}}}{s_{\text{п}}^2} \right)$; $k_{\text{ж}} = f \left(\frac{a}{2s_{\text{п}}} \right)$;

L_3 – довжина шва № 3, $L_3 = 2b_{\text{п}} - 2$ см.

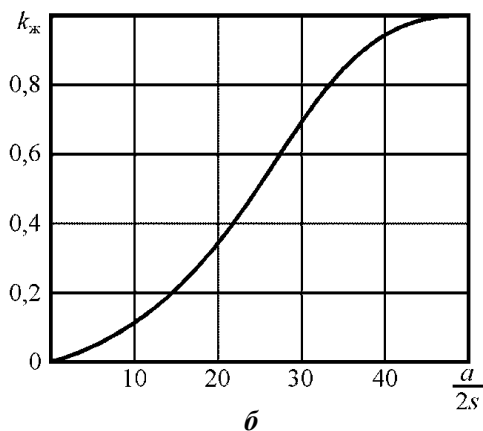
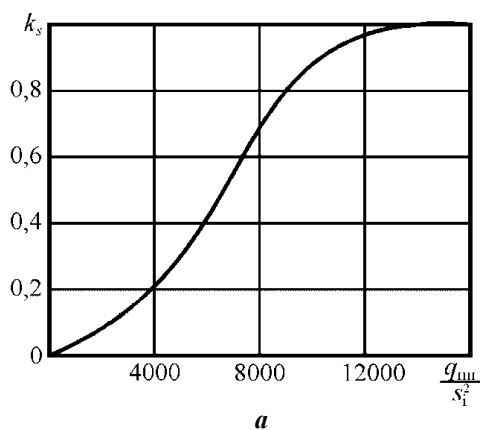


Рис. 4.2. До визначення коефіцієнтів $k_s(a)$ та $k_{\text{ж}}(\delta)$

$$q_{\text{н3п}} = 3600 \cdot \left(0,82 - 0,2 \frac{0,5}{1,8} \right) = 2752 \text{ Дж/см}; \quad (4.9)$$

$$k_s = f\left(\frac{2752}{1,8^2}\right) = 0,08; \quad k_{\text{ж}} = f\left(\frac{200}{2 \cdot 1,8}\right) = 1,0;$$

$$\xi = 3 \cdot 10^{-6} [0,25 + 0,75 \cdot 0,08 \cdot (0,1 + 0,9 \cdot 1)] = 0,93 \cdot 10^{-6};$$

$$W_3 = -0,93 \cdot 10^{-6} \cdot 2752 \cdot (2 \cdot 7 - 2) = -0,03 \text{ см}^3;$$

$$F_{\bar{G}} = h_{\text{ст}} s_{\text{ст}} + 2bs_{\text{п}}; \quad (4.10)$$

$$F_{\bar{G}} = 82 \cdot 0,8 + 2 \cdot 27 \cdot 1,8 = 162,8 \text{ см}^2.$$

Складові поздовжнього укорочення балки від швів № 1 – № 3:

$$\Delta L_1 = \frac{2 \cdot 1,15 \cdot (-10,4)}{162,8} = -0,15 \text{ см};$$

$$\Delta L_2 = \frac{4 \cdot 10 \cdot (-0,24)}{162,8} = -0,06 \text{ см};$$

$$\Delta L_3 = \frac{4 \cdot 10 \cdot (-0,03)}{162,8} \approx -0,01 \text{ см}.$$

Повне укорочення балки:

$$\Delta L_{\bar{G}} = -(0,15 + 0,06 + 0,01) = -0,22 \text{ см}.$$

Розраховане укорочення має бути враховано при виготовленні стінки та полиць балки.

4.2.2. Розрахунок грибоподібності полиць

Грибоподібність полиць балки є наслідком кутових деформацій, що виникають при зварюванні полиць зі стінкою. Величину максимального відхилення крайки полиці від площини (рис. 4.3) можна визначити за формулою

$$\Delta_{\Pi} = \beta \frac{b}{4}, \quad (4.11)$$

де β – кутова деформація від зварювання поясних швів № 1;
 b – ширина полиці балки.

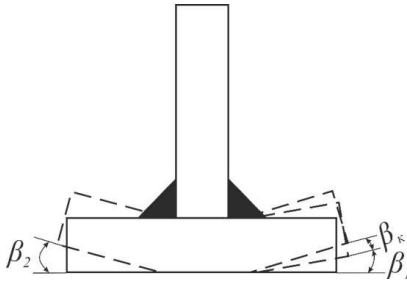


Рис. 4.3. Утворення грибоподібності полиць при зварюванні поясних швів балки

Кутова деформація при зварюванні таврових з'єднань складається з двох частин (див. рис. 4.3): $\beta_1 = \beta_2$ – деформація обумовлена нерівномірністю прогрівання горизонтального листа (полиці балки) і β_k – деформація викликана ливарною усадкою наплавленого металу поясного шва.

Деформація β_1 (β_2) є функцією питомої погонної енергії,

$$\text{гії, що при зварюванні вводиться в полицю, тобто } \beta_1 = f\left(\frac{q_{\Pi 1 \Pi}}{s_{\Pi}^2}\right)$$

і визначається згідно з рис. 4.4 у залежності від відносної ширини зони прогрівання b/s_{Π} ; $b = 1,7k$; $b/s_{\Pi} = 1,7 \cdot 0,4 / 1,8 \approx 0,4$.

$$q_{\Pi 1 \Pi} = q_{\Pi} \left(0,82 - 0,2 \frac{s_{\text{ст}}}{s_{\Pi}} \right); \quad (4.12)$$

$$q_{\Pi 1 \Pi} = 6192 \cdot \left(0,82 - 0,2 \cdot \frac{0,8}{1,8} \right) = 4527 \text{ Дж/см};$$

$$q_{\Pi 1 \Pi} / s_{\Pi 2} = 1397 \text{ Дж / см}^3; \beta_1 = \beta_2 = 0,002 \text{ рад.}$$

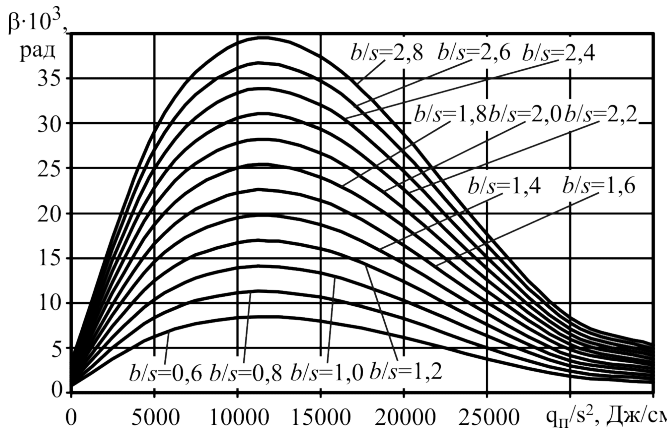


Рис. 4.4. Залежність кутових деформацій від питомої погонної енергії

Кут повороту β_k знайдемо за емпіричною формулою

$$\beta_k = 0,02 \left(\frac{k}{s_{\pi}} \right)^2; \quad (4.13)$$

$$\beta_k = 0,02 \cdot \left(\frac{0,4}{1,8} \right)^2 = 0,001 \text{ рад.}$$

Загальна кутова деформація полиці після зварювання поясних швів:

$$\beta = \beta_1 + \beta_2 + \beta_k; \quad (4.14)$$

$$\beta = 0,002 + 0,002 + 0,001 = 0,005 \text{ рад.}$$

Відхилення крайки полиці від площини

$$\Delta_{\pi} = 0,005 \cdot \frac{27}{4} = 0,03 \text{ см.}$$

Допустиме відхилення від проектної геометричної форми полиці становить $[\Delta] = 0,005 \cdot 27 = 0,14$ см.

Умова виконується.

Висновки

Висновки мають містити конкретні результати проектних розробок, викладаються стисло і охоплюють всі розділи проекту.

Приклади складання висновків наведені нижче.

1. Спроекована оптимальна конструкція зварної двотаврової балки симетричного поперечного перерізу, яка відповідає умовам міцності та економічності, загальної та місцевої стійкості. Розміри елементів балки: $h_{\text{ст}} = \text{мм}$, $s_{\text{ст}} = 8,0$ мм; $b = 270$ мм; $s_{\text{п}} = 18,0$ мм. Балка виготовляється із сталі Ст3сп ($\sigma_{\text{т}} = 240$ МПа.).

2. Загальна стійкість балки забезпечується встановленням додаткового закріплення в середині прогону балки, місцева стійкість стінки балки – за рахунок встановлення 20 ребер жорсткості з кроком $a = 2,0$ м. Розміри ребер жорсткості: $b_{\text{р}} = 270$ мм; $s_{\text{р}} = 5,0$ мм.

.....
N. Розраховані загальні та місцеві зварювальні деформації балки і встановлено, що поздовжнє укорочення становить $\Delta L_{\text{б}} = 2,2$ мм, відхилення полиць від площини (грибоподібність) $\Delta_{\text{п}} = 0,3$ мм. Укорочення балки має бути враховано при виготовленні елементів балки. Грибоподібність полиць не перевищує допустимої величини.

III. РОЗРОБКА ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ ПРОЕКТУ

Графічна частина проекту складається з двох складальних креслень спроектованої зварної конструкції: балки і стояка з консоллю.

На кресленнях мають бути наведені головні проєкції виробів та вузли, що розкривають сутність проєктних рішень, з позначенням зварних швів символами відповідно до стандарту ISO 2553:2013 "Зварювання та споріднені процеси – символічне позначення на кресленнях – зварні з'єднання", розробленого Міжнародною організацією зі стандартизації (ISO) спільно з Міжнародним інститутом зварювання. До набуття чинності відповідного державного стандарту України допускається використовувати позначення швів за ГОСТ 2.312–72.

Специфікації до креслень можуть бути розміщені безпосередньо на кресленнях або наведені у додатку до пояснювальної записки проєкту. Креслення доцільно виконати за допомогою комп'ютера з оформленням у відповідності до вимог ЄСКД. Приклад виконання графічної частини проєкту наведений у дод. Е.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. **Васильев, А. А.** Металлические конструкции. Учеб. пособие. Изд. 2-е, перераб. и доп. [Текст] / А. А. Васильев. – М. : Стройиздат, 1975. – 420 с.
2. ГОСТ 14637–89, ISO 4995–78 Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия. [Текст] Введен 01.01.1991.
3. **Драган, С. В.** Технологія зварювання суднових корпусних конструкцій (проектування і організація): навч. посібник [Текст] / С. В. Драган, Ж. Г. Голобородько, І. В. Сімутенков ; під заг. ред. С. В. Драгана. – Миколаїв : НУК, 2017. – 328 с.
4. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент. [Текст] Чинний від 01.07.2016.
5. ДСТУ 3436–96 Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент. [Текст] Чинний від 01.01.1999.
6. ДСТУ 2251–93 Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент. [Текст] Чинний від 01.01.1997.
7. **Єрмолаєв, Г. В.** Міцність зварних з'єднань: підручник. [Текст] / – Миколаїв : НУК, 2007. – 220 с.
8. Міжнародний стандарт ISO 2553:2013 Welding and allied processes. Symbolic representation on drawings. Welded joints. Чинний від 01.10.2017.
9. Напруження та деформації при зварюванні і паянні: підручник [Текст] / Л. М. Лобанов, Г. В. Єрмолаєв, В. В. Квасниць-

кий, О. В. Махненко та ін. ; за заг. ред. Л. М. Лобанова. – Миколаїв : НУК, 2016. – 248 с.

10. **Николаев, Г. А.** Сварные конструкции. Автоматизация производства и проектирование сварных конструкций [Текст] / Г. А. Николаев, С. А. Куркин, В. А. Винокуров. – М. : Высшая школа, 1982. – 272 с.

11. **Чертов, І. М.** Зварні конструкції підручник [Текст] / І. М. Чертов. – К. : Арістей, 2006. – 376 с.

Додаток А

Зразок бланка завдання на проектування

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет кораблебудування
імені адмірала Макарова

Кафедра
зварювального виробництва

ЗАВДАННЯ

на курсовий проект з дисципліни
"Проектування зварних конструкцій"

Тема: Проектування зварної конструкції – балки,
що спирається на два стояка з консолями
(розрахункова схема додається)

Студент _____ Група 5121м

Завдання видане " ____ " _____ 20__ р.

Термін здачі " ____ " _____ 20__ р.

Керівник
курсowego проектування,

Підпис

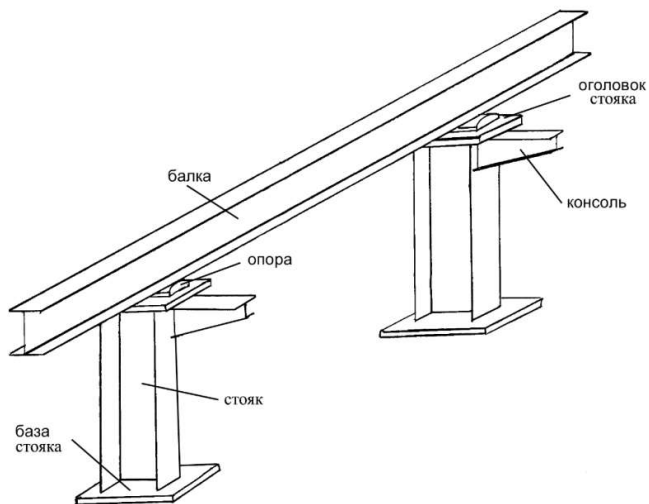
ПІБ

Зворотний бік завдання

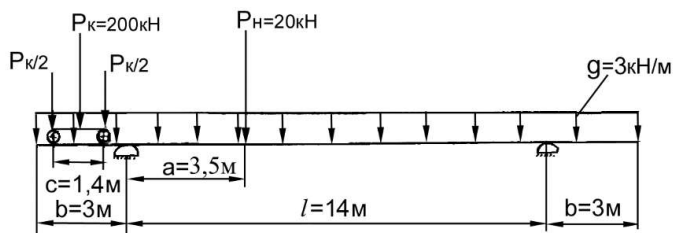
Вихідні дані

1. Прогін балки l , м
2. Консоль балки b , м
3. Норма жорсткості f/l
4. Розподілене навантаження q , кН/м
5. Нерухомий вантаж P_n , кН
6. Відстань до нерухомого вантажу a , м.....
7. Рухомий вантаж P_k , кН.....
8. База візка c , м
9. Висота стояка H , м
10. Довжина консолі стояка l_k , м.....
11. Вантаж на консолі стояка N_k , кН
12. Матеріал фундаменту

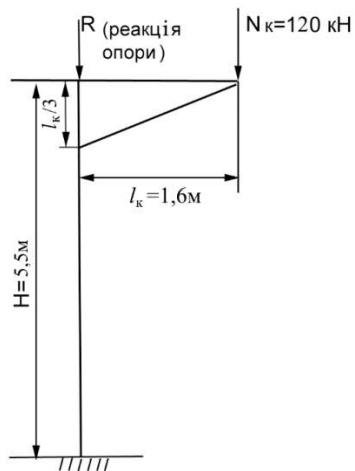
Додаток Б



a



б



в

Рис. 1Б. Загальний вигляд зварної конструкції,
що проектується (а), та розрахункові схеми балки (б)
і стояка з консоллю (в)

Додаток В

ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент (вибірка)

Таблиця В1. Розміри прокату, виготовленого в листах

Назва параметра	Значення номінальних розмірів, мм
Товщина	2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,5; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0; 25,5; 26,0; 27,0; 28,0; 29,0; 30,0; 31,0; 32,0; 34,0; 38,0; 40,0; 42,0; 45,0; 48,0; 50,0; 52,0; 55,0; 58,0; 60,0; 62,0; 65,0; 68,0; 70,0; 72,0; 75,0; 78,0; 80,0; 82,0; 85,0; 87,0; 90,0; 92,0; 95,0; 100,0
Ширина	500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800; 4000
Довжина	710; 1200; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2200; 2500; 2800; 3000; 3200; 3400; 3500; 3600; 4000; 4500; 5000; 5500; 6000; 6500; 7000; 7500; 8000; 8200; 8500; 9000; 10000; 11000; 12000

Таблиця В2. Розміри прокату, виготовленого в рулонах, мм

Ширина прокату	Товщина прокату
500; 530; 600; 630; 1000; 1100; 1250	2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,7; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0
550	2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,5; 12,0; 12,7
650; 670; 700; (710); 750; 800; 850; 900; 950; 1400; (1420; 1500)	2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,7; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0

Продовж. табл. В2.

Ширина прокату	Товщина прокату
1600; 1700; 1800	3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,7; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0
1900; 2000	6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0
2100; 2200	7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0

Дані для розрахунку на стійкість

Таблиця Г1. Коефіцієнти ф поздовжнього згину центрально-стиснених сталевих стрижнів

Грубість $\lambda = -\frac{l}{r}$	Клас сталі											високоміцні						
	С 38/23* (нормальної міцності)											підвищеної міцності						
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75		
0	1	0,999	0,998	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,99	0,989	1	1	1	1	1	1		
10	0,998	0,986	0,984	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,974	0,972	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982		
20	0,97	0,967	0,965	0,962	0,959	0,957	0,954	0,951	0,948	0,946	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,95		
30	0,943	0,939	0,935	0,932	0,928	0,924	0,92	0,916	0,913	0,909	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903		
40	0,905	0,901	0,897	0,894	0,89	0,886	0,882	0,878	0,875	0,871	0,892	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838		
50	0,867	0,862	0,858	0,853	0,848	0,844	0,839	0,834	0,829	0,825	0,843	0,837	0,823	0,81	0,79	0,76		
60	0,82	0,815	0,81	0,803	0,8	0,795	0,79	0,785	0,78	0,775	0,792	0,78	0,764	0,74	0,7	0,66		
70	0,77	0,765	0,759	0,754	0,748	0,743	0,737	0,732	0,726	0,721	0,73	0,71	0,682	0,65	0,61	0,558		
80	0,715	0,709	0,703	0,697	0,691	0,685	0,679	0,673	0,667	0,661	0,66	0,637	0,604	0,57	0,518	0,432		
90	0,655	0,648	0,64	0,633	0,626	0,619	0,611	0,604	0,597	0,589	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343		
100	0,582	0,575	0,568	0,561	0,554	0,547	0,54	0,533	0,526	0,519	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288		
110	0,512	0,506	0,499	0,493	0,486	0,48	0,474	0,467	0,461	0,454	0,44	0,413	0,37	0,325	0,273	0,23		
120	0,448	0,443	0,438	0,433	0,428	0,423	0,417	0,412	0,407	0,402	0,383	0,35	0,315	0,273	0,23	0,192		
130	0,397	0,392	0,387	0,382	0,377	0,373	0,368	0,363	0,358	0,353	0,33	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164		
140	0,348	0,344	0,339	0,335	0,331	0,327	0,322	0,318	0,314	0,309	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142		
150	0,305	0,302	0,298	0,295	0,291	0,288	0,284	0,281	0,277	0,274	0,25	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123		
160	0,27	0,267	0,264	0,261	0,258	0,255	0,252	0,249	0,246	0,243	0,22	0,2	0,176	0,153	0,13	0,108		
170	0,24	0,238	0,235	0,233	0,23	0,228	0,226	0,223	0,221	0,218	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096		
180	0,216	0,214	0,212	0,21	0,208	0,206	0,204	0,202	0,2	0,198	0,175	0,16	0,139	0,122	0,102	0,086		
190	0,196	0,194	0,192	0,19	0,188	0,186	0,183	0,181	0,179	0,177	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077		
200	0,175	0,174	0,172	0,171	0,169	0,168	0,166	0,165	0,163	0,162	0,142	0,129	0,112	0,098	0,082	0,069		
210	0,16	0,159	0,157	0,156	0,154	0,153	0,152	0,15	0,149	0,147	0,13	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063		
220	0,146	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057		

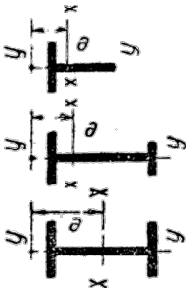
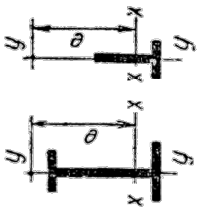
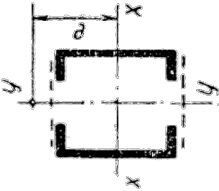
* Прийняте позначення класу сталі: С – сталь, число у чисельнику – тимчасовий опір $\sigma_{\text{ст}}$, у знаменнику – межа пластичності $\sigma_{\text{п}}$, кН/см².

Таблиця Г2. Коефіцієнти ϕ_m для маловуглецевих сталей*
з урахуванням напружень від N та M

λ	Значення ϕ_m при $m\eta$, що дорівнює									
	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	14,0
20	0,96	0,80	0,67	0,58	0,50	0,39	0,32	0,23	0,17	0,11
30	0,94	0,77	0,64	0,55	0,48	0,37	0,30	0,22	0,17	0,10
40	0,92	0,74	0,61	0,52	0,45	0,35	0,29	0,21	0,16	0,10
50	0,89	0,71	0,57	0,49	0,43	0,34	0,28	0,20	0,16	0,10
60	0,86	0,67	0,54	0,46	0,40	0,32	0,27	0,19	0,15	0,10
70	0,81	0,53	0,51	0,43	0,38	0,30	0,25	0,18	0,15	0,09
80	0,75	0,59	0,47	0,40	0,35	0,28	0,24	0,17	0,14	0,09
90	0,69	0,55	0,44	0,37	0,33	0,27	0,22	0,16	0,14	0,09
100	0,60	0,50	0,40	0,34	0,31	0,25	0,21	0,16	0,13	0,09
110	0,52	0,46	0,37	0,32	0,28	0,23	0,20	0,15	0,13	0,08
120	0,45	0,41	0,34	0,30	0,26	0,22	0,19	0,14	0,12	0,08
130	0,40	0,37	0,31	0,27	0,24	0,21	0,18	0,14	0,12	0,08
140	0,36	0,33	0,28	0,25	0,22	0,19	0,17	0,13	0,11	0,07
160	0,29	0,28	0,24	0,22	0,20	0,16	0,15	0,12	0,10	0,07
180	0,23	0,23	0,21	0,19	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09	0,06
200	0,19	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,06

* При використанні низьколегованих сталей слід замінити гнучкість елемента λ умовною гнучкістю $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{\sigma_T}{240}}$ (σ_T – границя пластичності низьколегованої сталі, МПа)

Таблиця Г3. Коефіцієнт α для різних перерізів у залежності від значення параметра m

Відносний ексцентриситет	Відкриті перерізи двотаврові і таврові		Замкнені перерізи суцільні або з решітками
			
$m \leq 1$	0,7	$1 - 0,3 \frac{I_1}{I_2}$	0,6
$1 < m \leq 5$	$0,7 + 0,05 (m - 1)$	$1 - [0,3 - 0,05 (m - 1)] \frac{I_2}{I_1}$	$0,6 + 0,05 (m - 1)$
$m > 5$	0,9	$1 - 0,1 \frac{I_2}{I_1}$	0,8

Позначення, прийняті у табл. Г3: I_1 та I_2 – моменти інерції відповідно більшої і меншої полиці відносно осі симетрії перерізу у–у.

Примітка. Використання коефіцієнту, встановленого для стрижнів замкнутого перерізу, можливе тільки при наявності не менше двох проміжних діафрагм по довжині стрижня. В іншому випадку слід користуватися коефіцієнтом, встановленим для стрижнів відкритого двотаврового перерізу.

Додаток Д

Геометричні характеристики профільного прокату Швелери сталеві гарячекатані

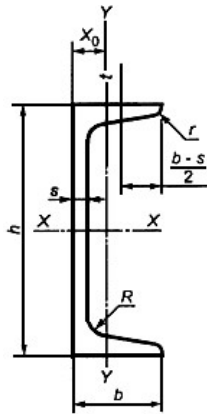


Рис. Д1. Розміри та розташування осей перерізу швелера

11 Таблица Д1. ДСТУ 3436-96 Швелери сталеві гарячекатані (вibірка)

Номер швелера серії У	h	b	s	t	R	r не більше	Площа поперечного перерізу F_x , см ²	Довідкові значення величин для осей							x_0 , см
								x - x				y - y			
								I_{xx} , см ⁴	W'_{xx} , см ³	i_{xx} , см	Δx , см ³	I_{yy} , см ⁴	W'_{yy} , см ³	i_{yy} , см	
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75

Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні

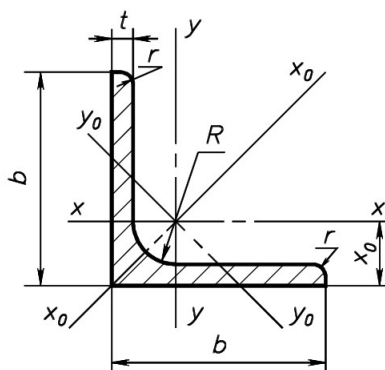


Рис. Д2. Розміри та розташування осей перерізу кутика

12 Таблиця Д2. ДСТУ 225-93 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні (вибірка)

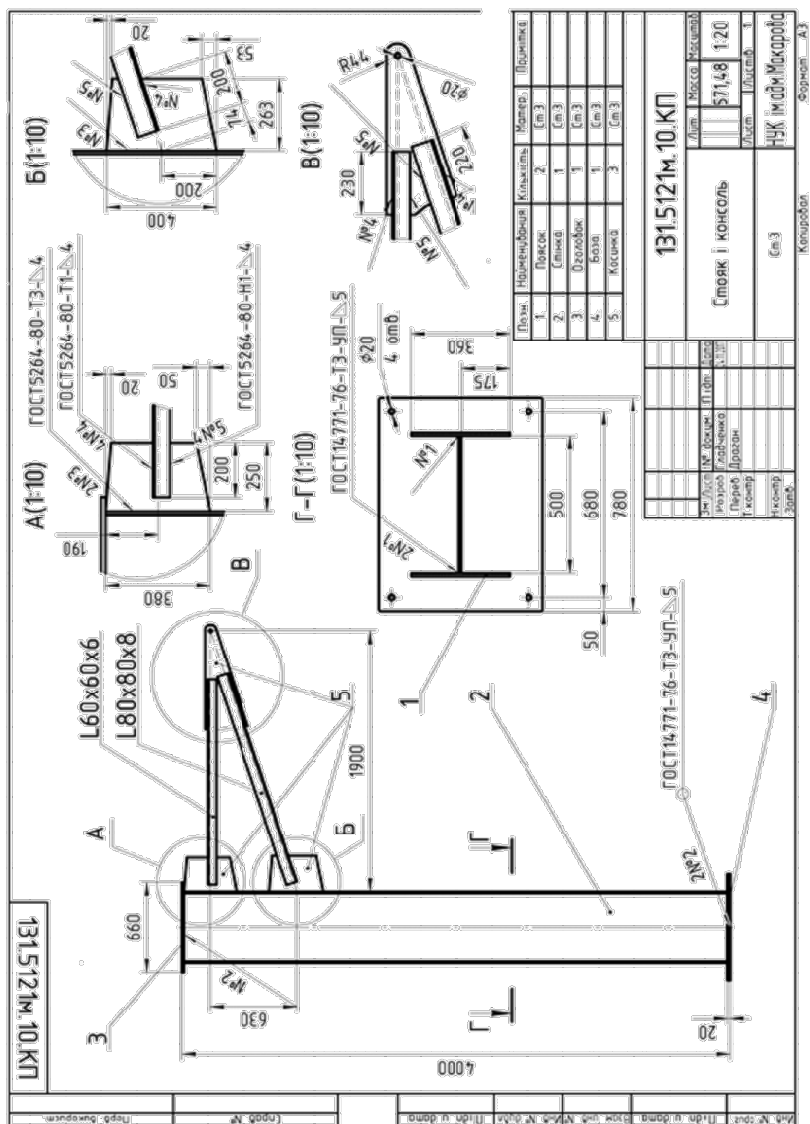
Номер кутика	Площа поперечного перерізу F , см^2					Х-Х					Хв-Хв					Уг-Уг					X_0 , см
	b	t	k	r	мм	I_{Σ} , см^4	W_{Σ} , см^3	I_{Σ} , см	I_{Σ} , см	I_{Σ} , см	I_{Σ} , см	I_{Σ} , см	W_{Σ} , см^3	I_{Σ} , см	I_{Σ} , см	W_{Σ} , см^3	I_{Σ} , см				
2	20	3	3,5	1,2	1,13	0,40	0,28	0,59	0,63	0,75	0,17	0,20	0,39	0,60							
		4	3,5	1,2	1,46	0,50	0,37	0,58	0,78	0,73	0,22	0,24	0,38	0,64							
2,5	25	3	3,5	1,2	1,43	0,81	0,46	0,75	1,29	0,95	0,34	0,33	0,49	0,73							
		4	3,5	1,2	1,86	1,03	0,59	0,74	1,62	0,93	0,44	0,41	0,48	0,76							
2,8	28	3	4,0	1,3	1,62	1,16	0,58	0,85	1,84	1,07	0,48	0,42	0,55	0,80							
		3	30	3	4,0	1,3	1,74	1,45	0,67	0,91	2,30	1,15	0,60	0,53	0,59	0,85					
3	32	4	4,0	1,3	2,27	1,84	0,87	0,90	2,92	1,13	0,77	0,61	0,58	0,89							
		3	32	3	4,5	1,5	1,77	0,77	0,97	2,80	1,23	0,74	0,59	0,63	0,89						
3,5	35	4	4,5	1,5	2,43	2,26	1,00	0,96	3,58	1,21	0,94	0,71	0,62	0,94							
		3	35	3	4,5	1,5	2,35	0,93	1,07	3,72	1,35	0,97	0,71	0,69	0,97						
4	40	4	4,5	1,5	2,67	3,01	1,21	1,06	4,76	1,33	1,25	0,88	0,68	1,01							
		5	4,5	1,5	3,28	3,61	1,47	1,05	5,71	1,32	1,52	1,02	0,68	1,05							
4,5	45	3	5,0	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	1,09							
		4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	1,22	7,26	1,53	1,90	1,19	0,78	1,13							
5	50	5	5,0	1,7	3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,30	1,39	0,78	1,17							
		3	50	1,7	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	1,21							
5,6	56	4	5,0	1,7	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	1,26							
		5	5,0	1,7	4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	1,30							
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	1,33							
		4	5,5	1,8	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,80	1,95	0,99	1,38							
6,3	63	5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	1,42							
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	1,46							
7	70	4	6,0	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	1,52							
		5	6,0	2,0	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	1,57							
7	70	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	1,69							
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	1,74							
7	70	6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	1,78							
		4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	1,88							
7	70	5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	1,90							
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	1,94							
7	70	7	8,0	2,7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	1,99							
		8	8,0	2,7	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	2,02							

7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,33	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	2,02
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	2,06
		7	9,0	3,0	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	2,10
		8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	2,15
		9	9,0	3,0	12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	2,18
8	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	2,17
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	2,19
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	2,23
		8	9,0	3,0	12,30	73,56	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	2,27
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	2,43
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	2,47
		8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	2,51
		9	10,0	3,3	15,60	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	2,55
10	100	6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	2,68
		7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	2,71
		8	12,0	4,0	15,00	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	2,75
		10	12,0	4,0	17,95	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	2,83
		12	12,0	4,0	22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	2,91
		14	12,0	4,0	26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	2,99
		16	12,0	4,0	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	3,06
11	110	7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	2,96
		8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	3,00
12,5	125	8	14,0	4,6	19,69	294,36	32,20	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	3,36
		9	14,0	4,6	22,00	327,48	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	3,40
		10	14,0	4,6	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	3,45
		12	14,0	4,6	28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	3,53
		14	14,0	4,6	33,37	481,76	54,17	3,80	763,90	4,78	199,62	39,10	2,45	3,61
		16	14,0	4,6	37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,10	2,44	3,68
14	140	9	14,0	4,6	24,72	465,72	43,53	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	3,76
		10	14,0	4,6	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	3,82
		12	14,0	4,6	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	3,90
16	160	10	16,0	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	4,30
		11	16,0	5,3	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	4,35
		12	16,0	5,3	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	4,39
		14	16,0	5,3	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	4,47
		16	16,0	5,3	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	4,55
		18	16,0	5,3	54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	4,63
		20	16,0	5,3	60,40	1418,85	125,60	4,85	2248,26	6,10	589,43	90,02	3,12	4,70
18	180	11	16,0	5,3	38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	4,85
		12	16,0	5,3	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	4,89

Продовж. табл. Д2

Номер кутика	b	t	R	r	Площа поперечного перерізу F, см ²	Довідкові значення величин для осей										X ₀ , см
						X-X		Y-Y		X ₀ -X ₀			Y-Y ₀			
						I _x , см ⁴	I _y , см ³	i _x , см	I _{x0} max, см ⁴	I _{x0} max, см	I _{y0} min, см ⁴	I _{y0} min, см ³	I _{y0} min, см			
20	200	12	18,0	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	5,37		
		13	18,0	6,0	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	5,42		
		14	18,0	6,0	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	5,46		
		16	18,0	6,0	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	5,54		
		20	18,0	6,0	76,54	2871,47	200,37	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	5,70		
		25	18,0	6,0	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	5,89		
22	220	30	18,0	6,0	111,54	4019,60	288,57	6,00	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	6,07		
		14	21,0	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	5,91		
25	250	16	21,0	7,0	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	6,02		
		18	24,0	8,0	78,40	4717,10	238,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	6,75		
		16	24,0	8,0	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	6,83		
		20	24,0	8,0	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	6,91		
		22	24,0	8,0	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,30	9,69	2579,04	260,52	4,93	7,00		
		25	24,0	8,0	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	7,11		
		28	24,0	8,0	133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,98	4,90	7,23		
		30	24,0	8,0	141,96	8176,82	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	7,31		
		35	24,0	8,0	163,71	9281,05	530,11	7,53	14682,73	9,47	3879,37	366,13	4,87	7,53		





ЗМІСТ

I. Загальні рекомендації до виконання проекту	3
II. Пояснювальна записка проекту	7
1.1. Визначення розрахункових зусиль	8
1.2. Оптимізація перерізу балки	13
1.3. Визначення розмірів перерізу балки	16
1.4. Перевірка міцності балки	19
1.5. Перевірка загальної стійкості балки	23
1.6. Перевірка місцевої стійкості елементів балки	28
1.7. Проектування зварних з'єднань балки	33
1.8. Проектування опорних плит	39
2. Проектування зварного стояка	42
2.1. Підбір і перевірка перерізу стояка	42
2.1.3. Проектування зварних з'єднань	53
2.2. Проектування стояка складеного перерізу (варіант 2)	58
3. Проектування консолі стояка	74
3.1. Вибір схеми розташування стрижнів	74
3.2. Визначення розрахункових зусиль у стрижнях	76
3.3. Підбір перерізу стрижнів	77
3.4. Проектування зварних з'єднань	82
4. Розрахунок зварювальних деформацій балки	87

4.1. Загальні рекомендації по технології складання і зварювання	87
4.2. Мета розрахунку деформацій	88
4.2.1. Розрахунок поздовжнього укорочення балки	89
4.2.2. Розрахунок грибоподібності полиць	93
III. Розробка графічної частини проекту	97
Список рекомендованої літератури	98
Додатки	100

Навчальне видання

ДРАГАН Станіслав Володимирович
ЛОЙ Сергій Анатолійович

ПРОЕКТУВАННЯ ЗВАРНИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Методичні вказівки
до виконання курсового проекту**

Комп'ютерне складання та верстання *В. В. Москаленко*
Коректор *М. О. Паненко*

Формат 60×84/16. Ум. друк. арк. 6,9. Тираж 100 прим. Вид № 7. Зам. № 163.

Видавець і виготівник Національний університет кораблебудування
імені адмірала Макарова

просп. Героїв України, 9, м. Миколаїв, 54025

E-mail : publishing@nuos.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2506 від 25.05.2006 р.