



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Кафедра «Будівельні конструкції»

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1

«СТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

У трьох частинах

Частина 1

Розрахунок елементів

Укладач Д. О. Банніков

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

Дніпропетровськ – 2016

УДК 624.014

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

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

Рекомендовано до друку МКФ ПЦБ (протокол № 5 від 12.03.2015).
Зареєстровано НМВ ДНУЗТ (№ 198/15-7 від 11.03.2015).

Металеві конструкції [Текст] : метод. вказівки до виконання курсового проекту № 1 «Сталева балкова клітка». У трьох частинах. Ч. 1. Розрахунок елементів / уклад. Д. О. Банніков; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2016. – 59 с.

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

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

Іл. 24. Табл. 9. Бібліогр.: 12 назв.

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

ВСТУПНІ ЗАУВАЖЕННЯ

Курсовий проект, присвячений розрахунку та конструюванню сталевій балкової клітки, був уведений у дисципліну «Металеві конструкції» для студентів ВНЗ спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» ще в 40-х роках минулого сторіччя. За час, який минув з тих пір, він не зазнав принципових змін та майже в незмінному вигляді виконується сучасними студентами. Насамперед це пов'язано з тим, що хоча сталеві балкові клітки в «чистому» вигляді проектуються доволі рідко, особливо в теперішній період, проте сам склад та структура курсового проекту виявилися досить вдалимими. Проект включає розрахунок та конструювання достатньо типових і поширених несучих елементів сталевих каркасів будівель та різноманітних споруд – балок з прокатних профілів та складених перерізів, колон суцільного типу разом з оголовком і плитною базою, в'язей різних видів, а також вузлів з'єднання окремих балок між собою та з колонами.

Усе це визначає надзвичайну актуальність та величезну практичну значущість цього курсового проекту для формування інженерного мислення студента й підготовки його як майбутнього фахівця з проектування сталевих будівельних конструкцій. Під час виконання проекту студент як набуває практичних навичок розрахунку несучих сталевих елементів, їх конструювання, так і усвідомлює певні принципи проектно-конструкторської діяльності, елементи інженерної філософії та трансформування конструктивних форм.

Ще в середині минулого сторіччя відомий світовий вчений у галузі прикладної механіки, член багатьох національних Академій наук, почесний професор низки відомих університетів світу Степан Прокопович Тимошенко у своєму звіті про роботу з вивчення інженерної освіти в Росії [1] відмічав неocenену важливість самостійної роботи студентів над курсовими та дипломними проектами. Саме через це інженерна підготовка випускників технічних вищих навчальних закладів Росії, зокрема й транспортного спрямування, виявлялась набагато кращою, ніж у США та Європі.

Оскільки обсяг розрахунково-конструкторських робіт для виконання цього курсового проекту є досить значним, то автором було прийнято рішення поділити проект на три окремі частини. Перша з них присвячена розрахунку елементів сталевій балкової клітки, друга – розрахунку вузлів, а третя містить рекомендації щодо конструювання та графічного виконання курсового проекту. Відповідно до кожної з цих частин автором підготовлені окремі методичні вказівки.

Ці методичні вказівки присвячені першій частині курсового проекту й включають питання загального компонування сталевій балкової клітки та призначення несучих перерізів її основних конструктивних елементів.

СКЛАД І МЕТА ВИКОНАННЯ ПРОЕКТУ

Курсовий проект передбачає практичне ознайомлення з основними положеннями й особливостями розрахунку та конструювання несучих елементів і вузлів їх з'єднання сталеві балкової клітки нормальної схеми на колонах для робочого майданчика виробничої будівлі. Такими елементами є панелі настилу, другорядна й головна балки, колони та в'язі. Кожен з цих конструктивних елементів має бути розрахований та сконструйований окремо, з урахуванням своїх специфічних особливостей. Проте в цілому ці елементи є основою просторового каркасу балкової клітки, який працює як єдина система.

Останнім часом в Україні прискореними темпами йде оновлення національної нормативної бази в галузі будівництва. Не оминуло це й сферу металевих будівельних конструкцій. Так, нещодавно введені в дію нові норми ДБН [2] містять низку відмінностей в проектуванні сталевих конструкцій порівняно із попередніми відмінними нормами СНиП [3]. Виконання курсового проекту орієнтовано на використання саме нових норм і включає низку нововведень.

З метою зручності користування методичне забезпечення до курсового проекту поділено на три частини.

Частина 1. Розрахунок елементів.

Частина 2. Розрахунок вузлів.

Частина 3. Конструювання.

Усі ці частини включають детальні рекомендації і вказівки із відповідних питань та за необхідності можуть використовуватися окремо.

Методологічною метою курсового проекту є набуття студентами та закріплення в них навичок самостійного розрахунку й конструювання основних несучих конструктивних елементів та вузлів сталеві балкової клітки нормальної схеми на колонах.

ВИМОГИ ДО ПІДГОТОВКИ Й ОФОРМЛЕННЯ ПРОЕКТУ

Курсовий проект виконується кожним студентом самостійно відповідно до методичних вказівок. Вихідні дані обираються відповідно до затвердженого й підписаного викладачем бланка завдання за індивідуальним літерним шифром. Правила складання літерного шифру визначає викладач.

Якщо виникають будь-які непорозуміння або невідповідності з вибором вихідних даних, слід звернутися до викладача для узгодження цього питання. **У випадку, якщо вихідні дані обрані студентом неправильно або з помилками, робота вважається недійсною та потребує переробки за правильними даними.**

Працюючи з текстом кожного розділу курсового проекту, необхідно спочатку уважно розібратись із наведеним прикладом виконання розрахунків, звертаючи увагу на незрозумілі місця, стосовно яких можна отримати роз'яснення у викладача. Далі за власними вихідними даними виконати аналогічні обчислення, чітко дотримуючись вказаної в методичних вказівках послідовності. Під час використання нормативно-довідкової літератури слід звертатися до теоретичних відомостей, розглянутих на лекційних та практичних заняттях.

У випадку виникнення певних утруднень та невизначеностей слід припинити роботу й також звернутися до викладача для отримання відповідної консультації. У цьому разі не рекомендується продовжувати подальші обчислення, оскільки вони можуть виявитися неправильними та потребуватимуть у майбутньому коректування або спростовування.

Структурно курсовий проект складається з пояснювальної записки та графічної частини.

Пояснювальна записка оформлюється на стандартних аркушах білого паперу формату А4 з дотриманням вимог чинних державних стандартів щодо оформлення проектної документації в будівництві й має містити всі необхідні обчислення та ескізи, що ілюструють процес виконання курсового проекту.

Розрахунки слід записувати у вигляді повної формули, у яку підставлено відповідні числові значення з отриманим результатом і одиницями виміру:

$$q_m^c = \gamma_{fm} \cdot Q_0 \cdot a_0 = 1,25 \cdot 19 \cdot 0,394 = 9,36 \text{ кН/м}^2.$$

Записка обов'язково повинна бути жорстко скріплена, мати титульний аркуш прийнятого в університеті зразка, рамочки на кожному аркуші, сторінки мають бути пронумеровані. Не слід переписувати наведений у цих методичних вказівках загальний текстовий матеріал.

Графічна частина проекту виконується на одному аркуші формату А1 в стадії КМД з дотриманням вимог чинних державних стандартів щодо оформлення проектної документації в будівництві.

Неправильно або неохайно оформлена робота повертається студенту для доопрацювання.

ВИБІР ВИХІДНИХ ДАНИХ

Виконання курсового проекту необхідно розпочинати з вибору вихідних даних відповідно до бланка завдання. Вихідні дані складаються із семи позицій та обираються за індивідуальним літерним шифром, визначеним викладачем. Кожна позиція вихідних даних має власний номер, на який є посилання в певних місцях методичних вказівок. Тому слід дуже уважно та ретельно виписати ці дані.

Виберемо вихідні дані відповідно до позицій за бланком завдання.

1. Сталь конструкцій.

У практиці проектування сталь обирається інженером-конструктором залежно від рекомендацій ДБН [2] та наявного ринку металопрокату.

Як приклад приймемо С285.

2. Характеристичне значення технологічного навантаження.

У практиці проектування технологічне навантаження, яке діє на настил балкової клітки, задається інженером-технологом у технічному завданні.

Як приклад приймемо $Q_0 = 19 \text{ кН/м}^2$.

3. Коефіцієнт надійності технологічного навантаження.

У практиці проектування значення цього коефіцієнта задається інженером-технологом у технічному завданні.

Як приклад приймемо $\gamma_{fm} = 1,25$.

4. Товщина настилу.

У практиці проектування товщина настилу обирається інженером-проектувальником за практичним досвідом проектування.

Як приклад приймемо $t = 5 \text{ мм}$.

5. Проліт другорядної балки.

У практиці проектування цей проліт визначається габаритами обладнання, розташованого на балковій клітці, та об'ємно-планувальним рішенням тієї будівлі, де розташована сама балкова клітка.

Як приклад приймемо $l = 6,30 \text{ м}$.

6. Проліт головної балки.

У практиці проектування цей проліт визначається габаритами обладнання, розташованого на балковій клітці, та об'ємно-планувальним рішенням тієї будівлі, де розташована сама балкова клітка.

Як приклад приймемо $L = 13,0 \text{ м}$.

7. Відмітка підлоги.

У практиці проектування ця відмітка визначається параметрами того технологічного процесу, для якого проектується балкова клітка, та об'ємно-планувальним рішенням тієї будівлі, де розташована сама балкова клітка.

Як приклад приймемо $H_0 = 8,5 \text{ м}$.

Після вибору та перевірки вихідних даних можна розпочинати процес проектування сталевих балкової клітки.

Далі відповідно до вихідних даних слід ескізно **на міліметрівці в масштабі** зобразити план та профіль балкової клітки. Креслення рекомендується розпочинати з плану балкової клітки, розставляючи спочатку координатні осі, на основі яких далі прорисовуються відповідні конструктивні елементи. Зображення профілю та плану балкової клітки мають повністю відповідати вимогам чинного ДСТУ [4].

Для розглядуваного прикладу балкова клітка зображена на рис. 1 і 2.

Балкова клітка для всіх варіантів вихідних даних має по два прольоти та по два кроки, хоча, у принципі, їх кількість може бути довільною. Проте порядок та принцип розрахунку від цього не будуть залежати, адже балки прийнято за розрізною схемою.

До складу балкової клітки нормальної схеми входять елементи настилу (поз. 1), другорядна балка (поз. 2), головна балка (поз. 3), колона (поз. 4) та в'язі (поз. 5). Нумерація позицій елементів відповідає порядку їх розрахунку, адже навантаження на подальші конструктивні елементи мають включати власну вагу попередньо розрахованих.

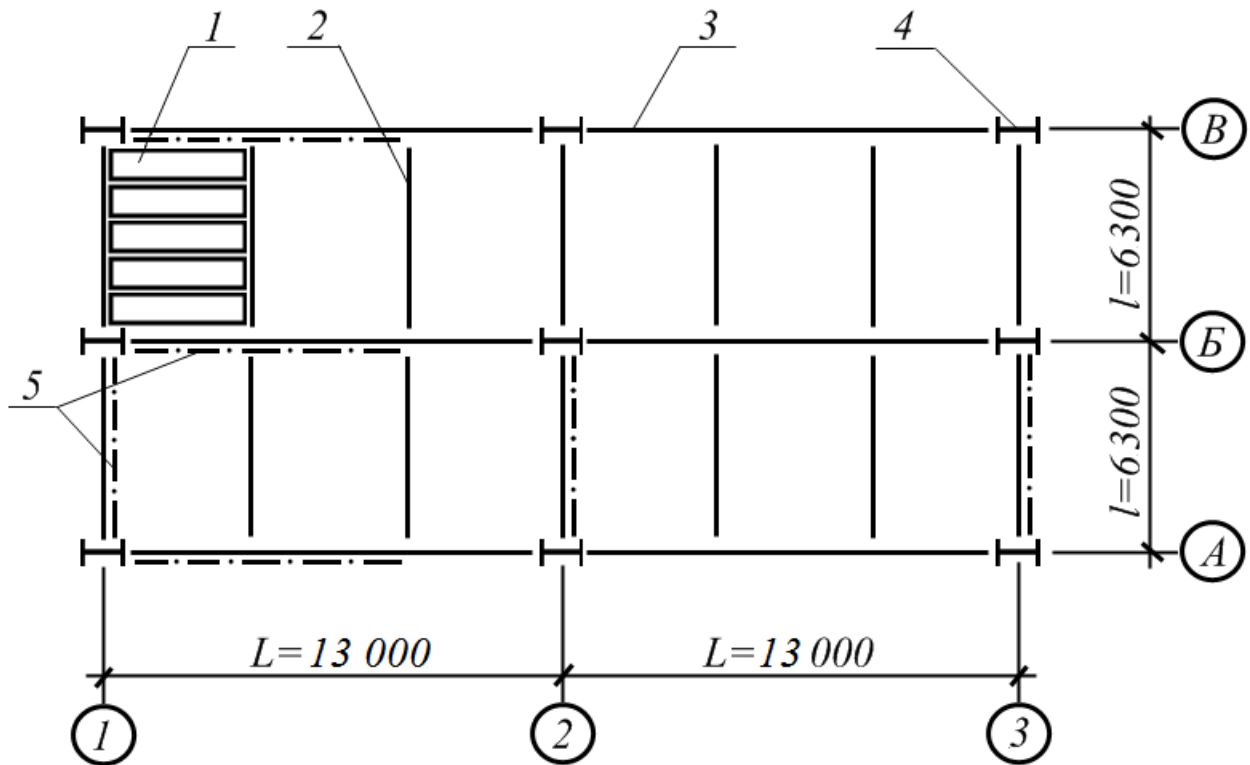


Рис. 1. План балкової клітки

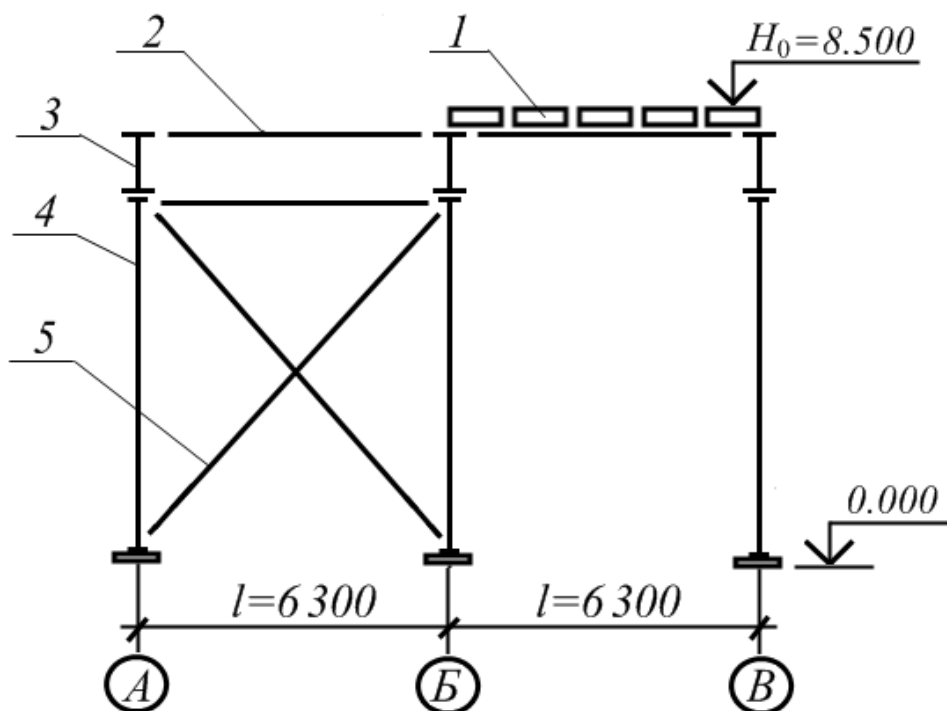


Рис. 2. Профіль балкової клітки

Сталева балкова клітка зазвичай працює під дією статичних навантажень, проте розрахунок її елементів все ж таки рекомендується виконувати за пружною стадією роботи без урахування можливих пластичних деформацій. У цьому випадку відповідно до нової класифікації за ДБН [2] такі елементи належать до 1-го класу. Розрахунок і конструювання саме таких елементів і розглядається далі в цьому курсовому проекті.

0. Визначення розрахункових параметрів

Перед початком розрахунку конструктивних елементів балкової клітки необхідно визначити розрахункові параметри, які будуть використовуватися надалі. До таких параметрів відносять коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності об'єкта) та розрахункові характеристики заданої сталі.

0.1. Коефіцієнт відповідальності

Цей коефіцієнт визначається відповідно до табл. 5 ДБН [5] залежно від класу наслідків об'єкта, що проектується, категорії його відповідальності й типу розрахункової ситуації. Для розглядуваної балкової клітки клас наслідків приймається – СС1, категорія відповідальності – Б. Тоді для установлених розрахункових ситуацій коефіцієнт відповідальності дорівнюватиме:

- для першої групи граничних станів $\gamma_n = 0,975$;
- для другої групи граничних станів $\gamma_n = 0,950$.

Відповідно до цих значень відкоригуємо задане характеристичне значення навантаження (позиція 2 вихідних даних):

- для першої групи граничних станів $Q_{01} = Q_0 \cdot \gamma_n = 19 \cdot 0,975 = 18,53 \text{ кН/м}^2$;
- для другої групи граничних станів $Q_{02} = Q_0 \cdot \gamma_n = 19 \cdot 0,950 = 18,05 \text{ кН/м}^2$.

0.2. Розрахункові характеристики сталі

До потрібних розрахункових характеристик сталі відносять розрахунковий опір, а також модуль пружності та густину.

Розрахунковий опір сталі визначають за табл. Г.2 дод. Г ДБН [2], яка наведена в табл. Б.1 дод. Б до методичних вказівок, залежно від заданого за вихідними даними класу сталі С285 (позиція 1 вихідних даних):

- розрахунковий опір для листового прокату настилу товщиною $t = 5 \text{ мм}$ $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір для іншого листового прокату $R_y = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2$;
- розрахунковий опір для фасонного прокату $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$.

Модуль пружності та густину сталі визначають за табл. Б.1 дод. Б ДБН [2]. Ці характеристики є однаковими для всіх сталей незалежно від їх класу:

- модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 20\,600 \text{ кН/см}^2$;
- густина $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$.

1. Панель настилу

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати компонування й розрахунок С-подібної холодногнутої панелі настилу. Її загальний вигляд із відповідними розмірами наведено на рис. 3, а поперечний переріз – на рис. 4.

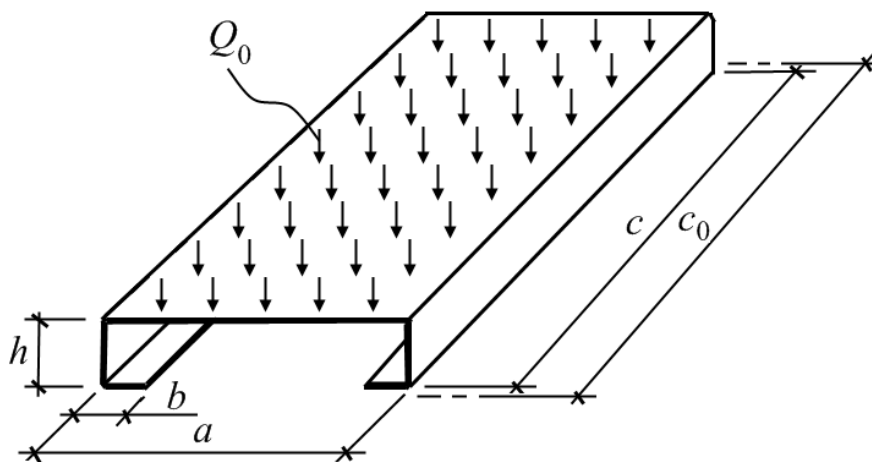


Рис. 3. Загальний вигляд панелі настилу

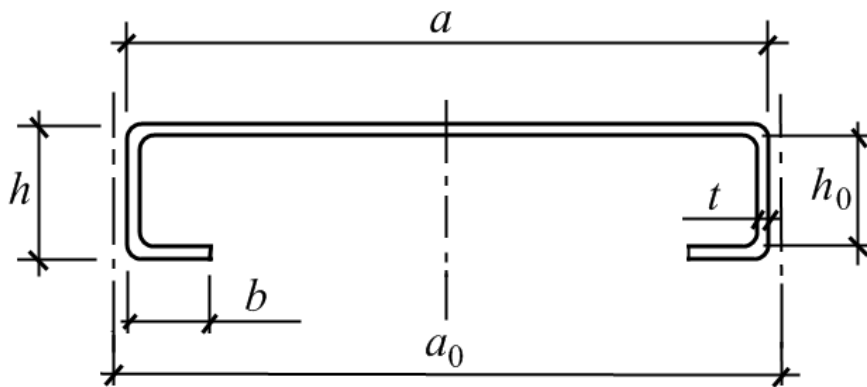


Рис. 4. Поперечний переріз панелі настилу

Заданим за вихідними даними розміром є товщина панелі t (позиція 4 вихідних даних). Вона пов'язана з товщиною листа сталі, з якого виготовляється ця панель шляхом гнуття в холодному стані.

У результаті розрахунку необхідно визначити інші розміри панелі, зображені на рис. 3 і 4:

a – ширина верхньої полиці панелі (ширина панелі);

a_0 – ширина панелі в осях;

b – ширина нижньої полиці панелі;

c – довжина панелі;

c_0 – довжина панелі в осях;

h – повна висота панелі;

h_0 – висота панелі «в просвіті».

1.1. Компонування поперечного перерізу

Розрахунок панелі настилу починається з компонування її поперечного перерізу.

Висота вертикальної стінки «в просвіті» і ширина нижньої полиці визначаються технологічними умовами виготовлення панелі та є стандартизованими:

$$h_0 = 20 \cdot t = 20 \cdot 0,5 = 10,0 \text{ см};$$

$$b = 8 \cdot t = 8 \cdot 0,5 = 4,0 \text{ см},$$

де t – товщина листа сталі для панелі настилу, задана за вихідними даними (позиція 4 вихідних даних).

Тоді повна висота панелі буде дорівнювати:

$$h = h_0 + 2 \cdot t = 10,0 + 2 \cdot 0,5 = 11,0 \text{ см}.$$

Ширина верхньої полиці визначається з умов роботи її на згин як тонкої пластини. З теорії роботи таких пластин відомо, що її дозволяється розраховувати як балку, шарнірно обперту по кінцях з відповідним поперечним перерізом. Тому розрахункова схема верхньої полиці панелі у вигляді балки зображена на рис. 5, а розрахунковий поперечний переріз цієї балки – на рис. 6.

Задане за вихідними даними технологічне навантаження рівномірно розподілене по всьому настилу. Його характеристичне значення Q_0 визначається позицією 2 вихідних даних. Відповідні розрахункові граничне та експлуатаційне значення цього навантаження для прийнятої ширини перерізу 1 м (позначено додатковим індексом «а») з урахуванням коефіцієнта відповідальності визначаються таким чином:

$$q_m^a = \gamma_{fm} \cdot Q_{01} \cdot 1 \text{ м} = 1,25 \cdot 18,53 \cdot 1 \text{ м} = 23,16 \text{ кН/м} = 0,24 \text{ кН/см};$$

$$q_e^a = \gamma_{fe} \cdot Q_{02} \cdot 1 \text{ м} = 1,0 \cdot 18,05 \cdot 1 \text{ м} = 18,05 \text{ кН/м} = 0,18 \text{ кН/см},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження, який заданий за вихідними даними (позиція 3 вихідних даних);
 γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження, який у практиці проектування для технологічних навантажень на робочі майданчики здебільшого приймається $\gamma_{fe} = 1,0$.

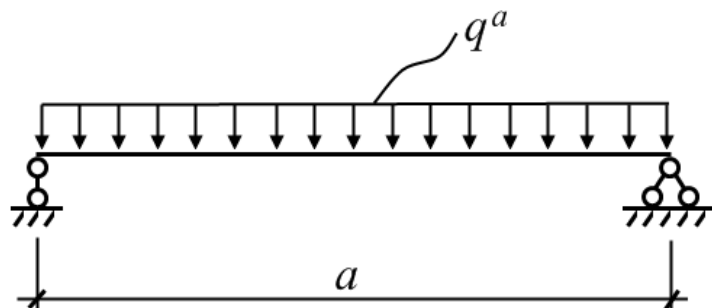


Рис. 5. Розрахункова схема верхньої полиці панелі настилу для визначення її ширини

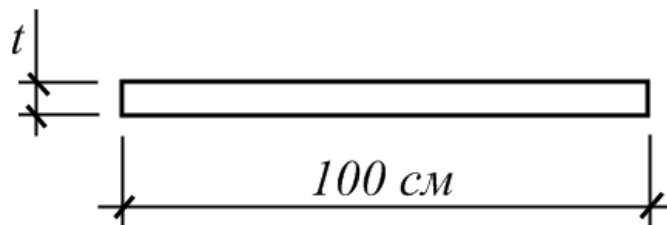


Рис. 6. Розрахунковий поперечний переріз верхньої полиці панелі настилу для визначення її ширини

Максимальний граничний проліт балки (за рис. 5) визначається двома відними умовами – роботи за першою групою граничних станів (міцність за нормальними напруженнями) і за другою групою граничних станів (жорсткість). Індексми «1» і «2» позначено відповідну групу граничних станів:

$$a_1 = 11,55 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{q_m^a}} = 11,55 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{27 \cdot 1,0}{0,24}} = 61,3 \text{ см},$$

$$a_2 = 1,75 \cdot t \cdot \sqrt[3]{\frac{E}{q_e^a}} = 1,75 \cdot 0,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{20\,600}{0,18}} = 42,5 \text{ см},$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, який визначається за табл. 5.1 ДБН [2] (табл. Г.1 дод. Г до методичних вказівок) залежно від типу елемента, що розраховується. Для сталевих панельних настилів, спеціально не наведених у цій таблиці, слід приймати $\gamma_c = 1,0$.

Необхідно звернути увагу на те, що в останні два вирази всі величини слід підставляти тільки в сантиметрах та кілоньютонх.

З отриманих двох значень ширини верхньої полиці панелі для подальших обчислень обираємо **менше** значення $a_{\min} = a_2 = 42,5$ см, оскільки в іншому випадку якась із двох останніх умов не буде виконуватись.

За допомогою прийнятого таким чином значення ширини полиці визначаємо кількість панелей настилу по довжині другорядної балки:

$$n^a = \frac{l}{a_{\min}} = \frac{630}{42,5} = 14,82,$$

де l – проліт другорядної балки, заданий за вихідними даними (позиція 5 вихідних даних).

Отриману кількість панелей настилу n^a округляємо в **більшу** сторону до найближчого цілого значення, адже кількість панелей має бути цілою. Отримуємо при цьому відкориговану кількість панелей $n^{a*} = 15$ шт.

Далі зворотним перерахунком визначаємо відкориговану ширину панелі, яку приймаємо за ширину панелі в осях:

$$a_0 = \frac{l}{n^{a*}} = \frac{630}{15} = 42,0 \text{ см} = 420 \text{ мм}.$$

Отримане таким чином значення округляється в **меншу** сторону з кратністю 5 мм. за рахунок цього між окремими панелями настилу утворюється технологічний зазор до 5 мм, який дозволяє змонтувати конструкцію. При цьому отримуємо остаточне значення ширини верхньої полиці панелі настилу (ширину панелі): $a = 415$ мм.

Скомпонований поперечний переріз панелі настилу з усіма визначеними вище розмірами (**проставляються в міліметрах!**) ескізно зображуємо на рис. 7. Додатково проставляється радіус гнуття, який рекомендується приймати рівним товщині листа панелі – у нашому випадку $R = 5$ мм.

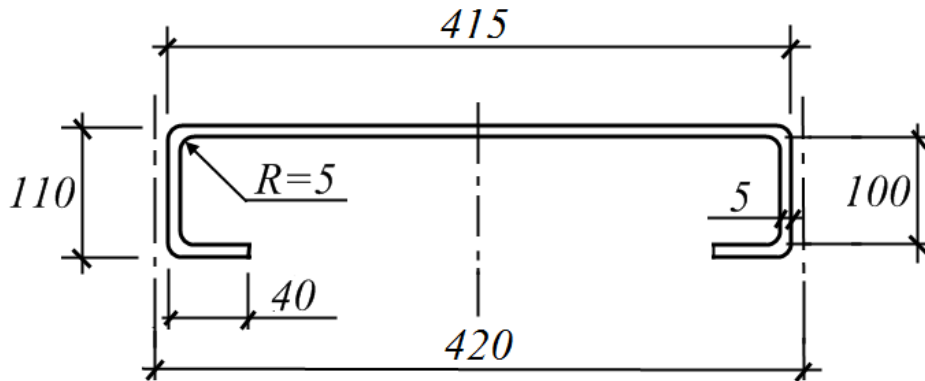


Рис. 7. Скомпонований поперечний переріз панелі настилу

Тепер переходимо до визначення довжини панелі настилу.

1.2. Визначення довжини

Для визначення довжини панелі розглянемо роботу всієї панелі настилу в поздовжньому напрямку. Розрахункова схема, як і для визначення ширини панелі, може бути представлена у вигляді шарнірно опертої балки (рис. 8). При цьому поперечний переріз такої балки буде мати вигляд скомпанованого вище перерізу панелі (рис. 7), однак для спрощення подальших розрахунків будемо розглядати переріз як такий, що складається з прямокутних ділянок без урахування закруглень у кутах (рис. 9). Похибка при цьому не перевищить 1 %.

Спершу визначимо навантаження для розрахункової схеми. Воно збирається за заданим характеристичним значенням технологічного навантаження (позиція 2 вихідних даних) з розрахованої вище ширини панелі “в осях”. Відповідні розрахункові граничне та експлуатаційне значення з урахуванням коефіцієнта відповідальності дорівнюватимуть (позначено додатковим індексом “с”):

$$q_m^c = \gamma_{fm} \cdot Q_{01} \cdot a_0 = 1,25 \cdot 18,53 \cdot 0,420 = 9,73 \text{ кН/м} = 0,097 \text{ кН/см};$$

$$q_e^c = \gamma_{fe} \cdot Q_{02} \cdot a_0 = 1,0 \cdot 18,05 \cdot 0,420 = 7,58 \text{ кН/м} = 0,076 \text{ кН/см}.$$

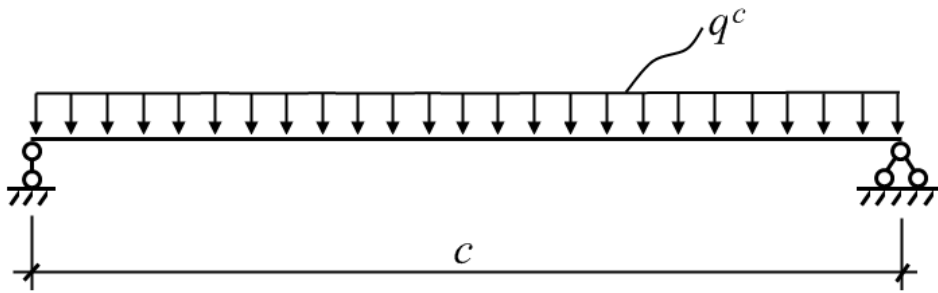


Рис. 8. Розрахункова схема панелі настилу
для визначення її довжини

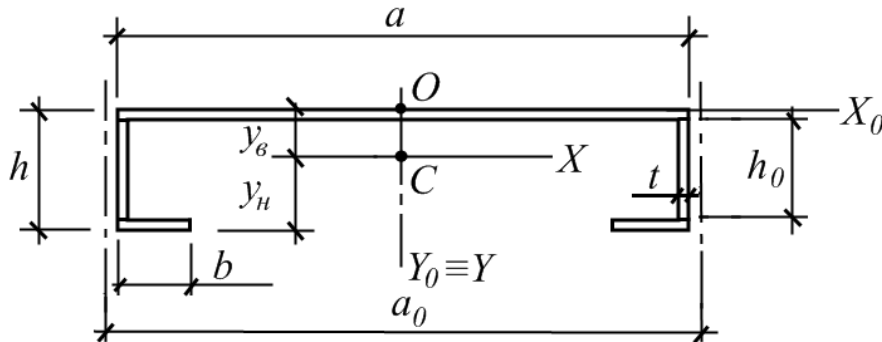


Рис. 9. Розрахунковий поперечний переріз
панелі настилу для визначення її довжини

Знайдемо геометричні характеристики розрахункового поперечного перерізу панелі.

Площа перерізу дорівнює:

$$A = a \cdot t + 2 \cdot (b \cdot t + h_0 \cdot t) = 41,5 \cdot 0,5 + 2 \cdot (4 \cdot 0,5 + 10 \cdot 0,5) = 34,75 \text{ см}^2.$$

Оскільки розрахунковий поперечний переріз панелі являє собою складну геометричну фігуру, то для визначення інших потрібних геометричних характеристик (моменти опору та момент інерції) необхідно знайти його центр ваги (т. С на рис. 9). Для цього введемо систему координат X_0OY_0 з центром у т. О.

Оскільки переріз симетричний відносно вертикальної осі, то горизонтальна координата центру ваги буде дорівнювати нулю.

Для визначення вертикальної координати центру ваги y_v розрахуємо статичний момент розрахункового поперечного перерізу панелі відносно осі X_0 :

$$\begin{aligned} S_{x0} &= a \cdot t \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot \left[h_0 \cdot t \cdot \left(\frac{h_0}{2} + t \right) + b \cdot t \cdot \left(h_0 + t + \frac{t}{2} \right) \right] = \\ &= 41,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5}{2} + 2 \cdot \left[10 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{10}{2} + 0,5 \right) + 4 \cdot 0,5 \cdot \left(10 + 0,5 + \frac{0,5}{2} \right) \right] = 103,19 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Тоді вертикальна координата центру ваги буде дорівнювати:

$$y_B = \frac{S_{x0}}{A} = \frac{103,19}{34,75} = 2,97 \text{ см},$$

а

$$y_H = h - y_B = 11 - 2,97 = 8,03 \text{ см}.$$

Момент інерції розрахункового поперечного перерізу панелі відносно центральної осі x визначається за виразом

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{a \cdot t^3}{12} + a \cdot t \cdot \left(y_B - \frac{t}{2} \right)^2 + \\ &+ 2 \cdot \left[\frac{t \cdot h_0^3}{12} + t \cdot h_0 \cdot \left(\frac{h_0}{2} + t - y_B \right)^2 + \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(y_H - \frac{t}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{41,5 \cdot 0,5^3}{12} + 41,5 \cdot 0,5 \cdot \left(2,97 - \frac{0,5}{2} \right)^2 + \\ &+ 2 \cdot \left[\frac{0,5 \cdot 10^3}{12} + 0,5 \cdot 10 \cdot \left(\frac{10}{2} + 0,5 - 2,97 \right)^2 + \frac{4 \cdot 0,5^3}{12} + 4 \cdot 0,5 \cdot \left(8,03 - \frac{0,5}{2} \right)^2 \right] = 543,49 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Моменти опору розрахункового поперечного перерізу панелі для крайніх верхніх та нижніх волокон визначаються відповідно:

$$W_B = \frac{I_x}{y_B} = \frac{543,49}{2,97} = 182,99 \text{ см}^3;$$

$$W_H = \frac{I_x}{y_H} = \frac{543,49}{8,03} = 67,68 \text{ см}^3.$$

Найменший момент опору розрахункового поперечного перерізу панелі дорівнює моменту опору для крайніх нижніх волокон: $W_{\min} = W_H = 67,68 \text{ см}^3$.

Тепер можна розрахувати безпосередньо довжину панелі. Її максимальне граничне значення, як і у випадку знаходження її ширини, визначається двома умовами – роботи за першою групою граничних станів (міцність за нормальними напруженнями) і за другою групою граничних станів (жорсткість). представлені розрахункові формули є вивідними, а індексами “1” і “2” позначено відповідну групу граничних станів:

$$c_1 = 2,83 \cdot \sqrt{\frac{W_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c}{q_m^c}} = 2,83 \cdot \sqrt{\frac{67,68 \cdot 27 \cdot 1,0}{0,097}} = 388,4 \text{ см},$$

$$c_2 = 0,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_x \cdot E}{q_e^c}} = 0,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{543,49 \cdot 20600}{0,076}} = 385,5 \text{ см}.$$

Необхідно звернути увагу на те, що в останні два вирази всі величини слід підставляти тільки в сантиметрах та кілоньютонах.

З отриманих двох значень довжини панелі для подальших обчислень обираємо **менше** значення $c_{\min} = c_2 = 385,5 \text{ см}$, оскільки в іншому випадку якась із двох останніх умов не буде виконуватись.

Як і випадку визначення ширини панелі, довжину панелі також слід приймати кратною, у даному випадку – довжині головної балки. При цьому одночасно визначиться крок другорядних балок, адже панелі настилу по коротких сторонах опираються на них. Кількість рядів панелей по довжині головної балки

$$n^c = \frac{L}{c_{\min}} = \frac{1300}{385,5} = 3,37,$$

де L – проліт головної балки, заданий за вихідними даними (позиція 6 вихідних даних).

Розраховану кількість панелей настилу n^c округляємо в **більшу** сторону до найближчого цілого значення, адже кількість рядів панелей має бути цілою. Отримуємо при цьому відкориговану кількість рядів панелей $n^{c*} = 4$ шт.

Далі зворотним перерахунком визначаємо відкориговану довжину панелі, яку приймаємо за довжину панелі в осях:

$$c_0 = \frac{L}{n^{c*}} = \frac{1300}{4} = 325 \text{ см} = 3\,250 \text{ мм}.$$

Розраховане таким чином значення округляється в **меншу** сторону з кратністю 5 мм. За рахунок цього між окремими панелями настилу утворюється технологічний зазор 2 ... 5 мм, який дозволяє змонтувати конструкцію. При цьому отримуємо остаточне значення довжини панелі настилу: $c = 3\,245 \text{ мм}$.

2. Другорядна балка

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок та підбір другорядної балки. Оскільки така балка сприймає обмежене навантаження з невеликої вантажної площі балкової клітки (рис. 10), то якщо

дозволяє сортамент металопрокату, її бажано прийняти у вигляді прокатного профілю. Таким чином у результаті розрахунку необхідно визначити профіль балки за сортаментом.

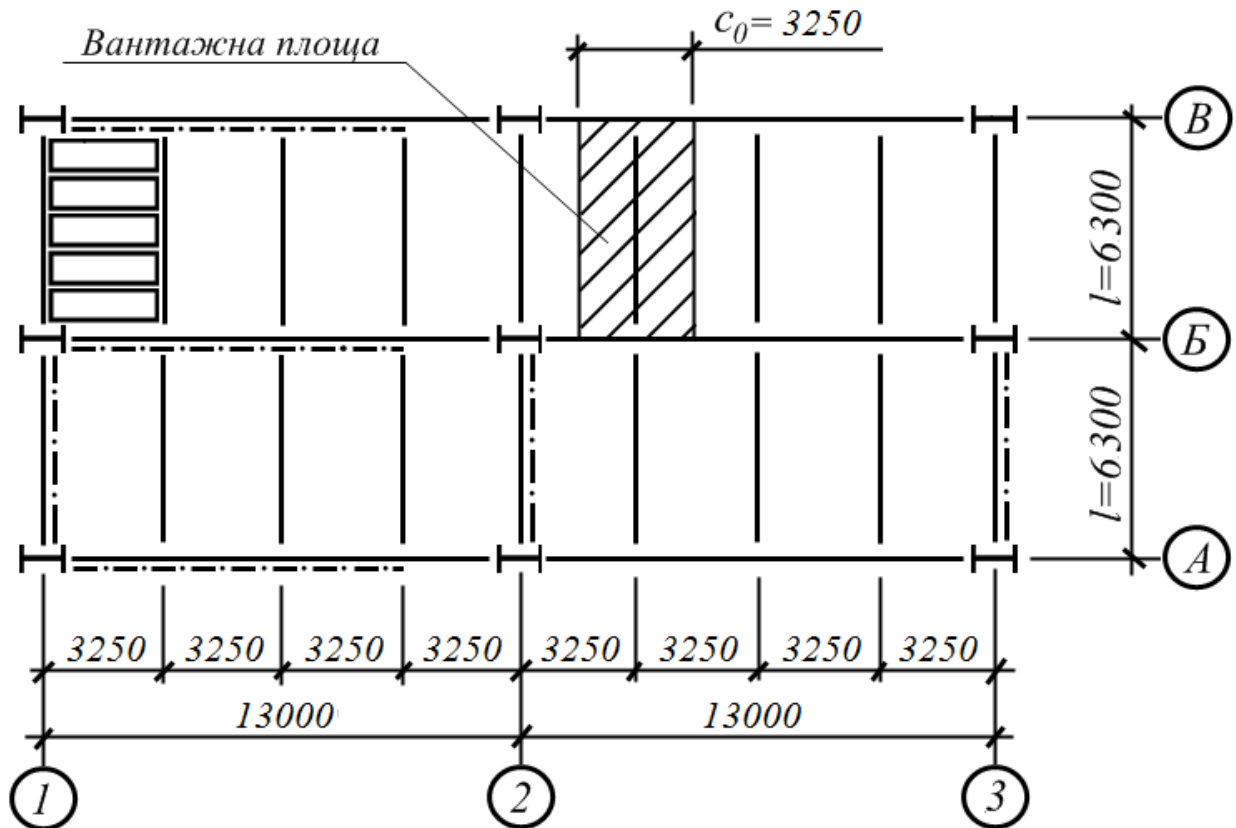


Рис. 10. Вантажна площа другорядної балки

Відповідно до ДБН [2] така балка за відсутності динамічних навантажень має відповідати семи основним вимогам:

- міцності за нормальними напруженнями;
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за приведеними напруженнями;
- міцності за локальними напруженнями;
- загальної стійкості;
- місцевої стійкості елементів перерізу;
- жорсткості.

Розрахункова схема другорядної балки являє собою шарнірно оперту по кінцях балку (рис. 11), у якій від зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження виникають внутрішні зусилля – поперечна сила та згинальний момент. Епюри цих зусиль також зображено на рис. 11.

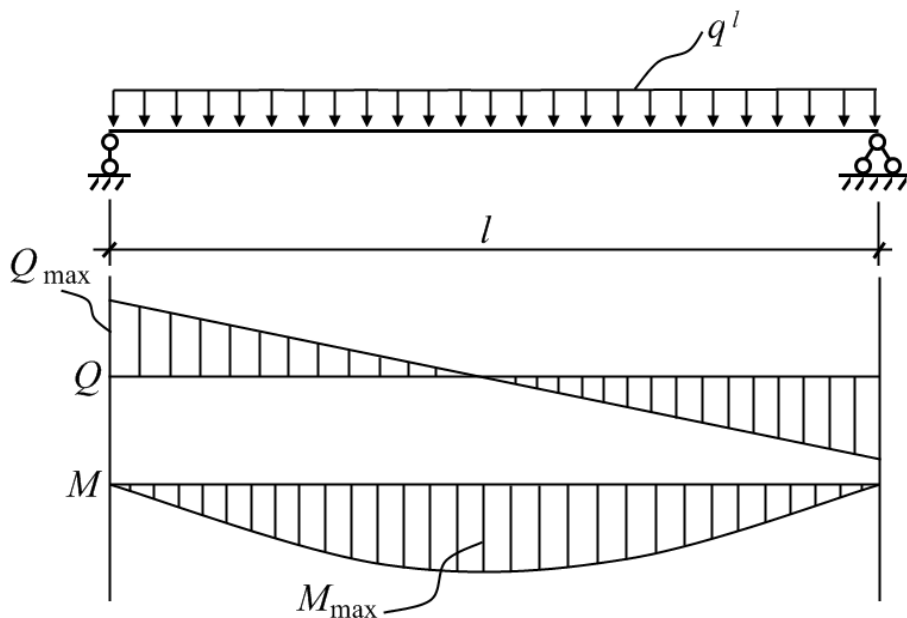


Рис. 11. Розрахункова схема другорядної балки

2.1. Визначення навантажень

Визначимо навантаження, які діють на другорядну балку. другорядна балка окрім технологічного навантаження на панелі настилу сприймає навантаження від ваги панелей настилу, а також власної ваги самої балки.

Характеристичне значення навантаження від ваги панелі настилу може бути розраховане за таким виразом:

$$q_0^H = \rho \cdot \frac{A \cdot c}{a_0 \cdot c_0} = 7850 \cdot \frac{0,003475 \cdot 3,245}{0,420 \cdot 3,250} = 64,8 \text{ кг/м}^2 = 0,65 \text{ кН/м}^2,$$

де A – площа поперечного перерізу панелі настилу; за результатами розрахунку настилу в розд. 1 $A = 34,75 \text{ см}^2 = 0,003475 \text{ м}^2$;

a_0 – ширина панелі настилу в осях; за результатами розрахунку настилу в розд. 1 $a_0 = 42,0 \text{ см} = 0,420 \text{ м}$.

Характеристичне значення навантаження від власної ваги другорядної балки на даному етапі може бути встановлено лише наближено, оскільки переріз балки поки ще невідомий. Рекомендується приймати це значення залежно від прольоту балки таким чином:

$$q_0^{ДБ} = 20 - 25 \text{ кг/м}^2 \text{ для прольотів } l = 5,00 - 5,50 \text{ м};$$

$$q_0^{ДБ} = 25 - 30 \text{ кг/м}^2 \text{ для прольотів } l = 5,50 - 6,00 \text{ м};$$

$$q_0^{ДБ} = 30 - 35 \text{ кг/м}^2 \text{ для прольотів } l = 6,00 - 6,50 \text{ м};$$

$$q_0^{ДБ} = 35 - 40 \text{ кг/м}^2 \text{ для прольотів } l = 6,50 - 7,00 \text{ м}.$$

Тоді в нашому випадку приймемо для заданого прольоту балки $l = 6,30$ м (позиція 5 вихідних даних) $q_0^{\text{дб}} = 33 \text{ кг/м}^2 = 0,33 \text{ кН/м}^2$.

Повне навантаження на другорядну балку збирається з ширини визначеної вантажної площі $c_0 = 3,25$ м (рис. 10). Розрахункові граничне та експлуатаційне значення дорівнюватимуть (позначено додатковим індексом “l”):

$$q_m^l = Q_m + q_m^{\text{н}} + q_m^{\text{б}} = (\gamma_{fm} \cdot Q_{01} + \gamma_{fm} \cdot q_0^{\text{н}} + \gamma_{fm} \cdot q_0^{\text{дб}}) \cdot c_0 =$$

$$= (1,25 \cdot 18,53 + 1,05 \cdot 0,65 + 1,05 \cdot 0,33) \cdot 3,25 = 78,6 \text{ кН/м} = 0,79 \text{ кН/см},$$

$$q_e^l = Q_e + q_e^{\text{н}} + q_e^{\text{б}} = (\gamma_{fe} \cdot Q_{02} + \gamma_{fe} \cdot q_0^{\text{н}} + \gamma_{fe} \cdot q_0^{\text{дб}}) \cdot c_0 =$$

$$= (1,0 \cdot 18,05 + 1,0 \cdot 0,65 + 1,0 \cdot 0,33) \cdot 3,25 = 61,8 \text{ кН/м} = 0,62 \text{ кН/см},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження, який для технологічного навантаження заданий за вихідними даними (позиція 3 вихідних даних), а для навантаження від власної ваги сталевих елементів визначається за табл. 5.1 ДБН [6];

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження, який у практиці проектування для технологічних навантажень на робочі майданчики й навантаження від власної ваги сталевих елементів здебільшого приймається $\gamma_{fe} = 1,0$.

2.2. Підбір поперечного перерізу

Розрахунок другорядної балки почнемо з підбору її поперечного перерізу. Він виконується відповідно до умови міцності за нормальними напруженнями, з якої визначають потрібний момент опору поперечного перерізу:

$$W_{cal} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{q_m^l \cdot l^2}{8 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,79 \cdot 630^2}{8 \cdot 27 \cdot 1,0} = 1451,6 \text{ см}^3,$$

де $M_{\max}$ – максимальний згинальний момент в другорядній балці,

$$M_{\max} = \frac{q_m^l \cdot l^2}{8};$$

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який визначається за табл. 5.1 ДБН [2] (табл. Г.1 дод. Г до методичних вказівок) залежно від типу елемента, що розраховується. Для другорядних балок, спеціально не наведених у цій таблиці, слід приймати $\gamma_c = 1,0$.

Далі за сортаментом металопрокату ГОСТ 26020-83 [7] підбираємо балковий двотавр з найближчим більшим моментом опору. Допускається з метою економічності підбору перерізу приймати профіль з моментом опору меншим за потрібний до 2 %.

Для нашого випадку обираємо І 50Б1 з такими геометричними характеристиками (рис. 12):

- момент опору $W_x = 1511 \text{ см}^3$;
- момент інерції $I_x = 37160 \text{ см}^4$;
- статичний момент $S_x = 860,4 \text{ см}^3$;
- маса 1 метра $m_1 = 73,0 \text{ кг/м}$.

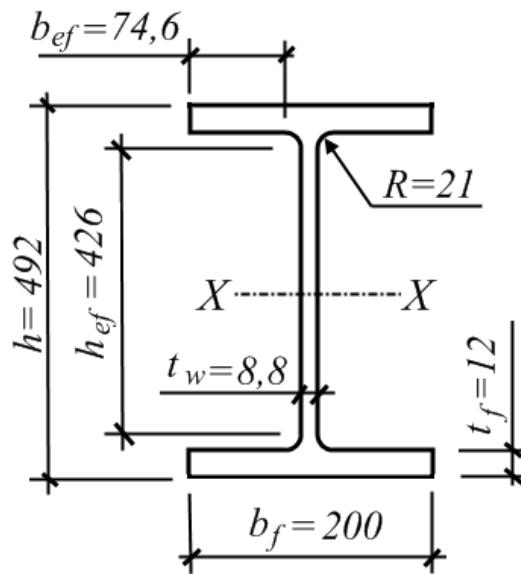


Рис. 12. Підібраний переріз другорядної балки

Підібраний поперечний переріз другорядної балки необхідно перевірити на відповідність усім вимогам ДБН [2], переліченим вище.

2.3. Перевірка поперечного перерізу

1. Міцність за дотичними напруженнями перевіряється за виразом:

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{248,9 \cdot 860,4}{37160 \cdot 0,88 \cdot 15,66 \cdot 1,0} = 0,42 < 1,$$

де $Q_{\max}$ – максимальна поперечна сила в другорядній балці,

$$Q_{\max} = \frac{q_m^l \cdot l}{2} = \frac{0,79 \cdot 630}{2} = 248,9, \text{ кН};$$

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

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно обрати за сортаментом найближчий більший профіль, виписати його характеристики та знову виконати перевірку.

2. Міцність за приведеними напруженнями для другорядної балки не перевіряється, оскільки на епюрах внутрішніх зусиль відсутні місця, де поперечна сила та згинальний момент одночасно набувають великих значень.

3. Міцність за локальними напруженнями для другорядної балки не перевіряється, оскільки прикладене зовнішнє навантаження є рівномірно розподіленим, а зосереджене навантаження на пояс балки відсутнє.

4. Загальна стійкість другорядної балки є забезпеченою і не перевіряється, оскільки на стиснутий пояс майже неперервно обпирається суцільний жорсткий настил.

5. Місцева стійкість поясу та стінки елементів з прокатних профілів зазвичай не перевіряється, оскільки сортамент металопрокату вже передбачає їх виконання. Проте останнім часом у практиці проектування з'являються нові сортаменти, особливо для тонкостінних гнутих елементів. Тому практична значущість цих перевірок підвищується.

Місцева стійкість поясу балки перевіряється за величиною умовної гнучкості поясу:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{7,46}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{27}{20600}} = 0,23 < 0,5.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно обрати за сортаментом найближчий більший профіль з більшою шириною поясу, виписати його характеристики та знову виконати перевірку.

Місцева стійкість стінки балки перевіряється за величиною умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{426}{8,8} \cdot \sqrt{\frac{27}{20600}} = 1,75 < 3,2.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно обрати за сортаментом найближчий більший профіль з більшою товщиною стінки, виписати його характеристики та знову виконати перевірку.

6. Жорсткість другорядної балки (максимальний вертикальний прогин) перевіряється за виразом:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e^l \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,62 \cdot 630^4}{20600 \cdot 37160} = 1,66 \text{ см} < f_u = \frac{l}{250} = \frac{630}{250} = 2,52 \text{ см},$$

де f_u – граничний прогин, який за табл. 1 ДСТУ [8] дорівнює:

- $f_u = \frac{l}{200}$ – для статично навантажених балок прольотом 3 – 6 м;
- $f_u = \frac{l}{250}$ – для статично навантажених балок прольотом 6 – 12 м.

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно обрати за сортаментом найближчий більший профіль, виписати його характеристики та знову виконати перевірку.

Остаточний переріз другорядної балки – **I 50Б1** за ГОСТ 26020-83 [7].

Зауважимо також, що рівномірне розподілене навантаження від власної ваги на 1 м² підібраної другорядної балки буде дорівнювати

$$q_0^{\text{дб}} = \frac{m_1}{c_0} = \frac{73}{3,25} = 22,5 \text{ кг/м}^2 = 0,23 \text{ кН/м}^2,$$

що є меншим за попередньо прийняту величину 0,33 кН/м².

3. Головна балка

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок головної балки. Розглядається центральна балка, розташована по осі *В* (див. рис. 1), тому що вона є найбільш навантаженою. Оскільки така балка сприймає значне навантаження, то відповідно до сортаменту в більшості випадків не вдається підібрати прокатний профіль – сортаменту не вистачає. Тому рекомендується проектувати головну балку складеного зварного поперечного перерізу з окремих сталевих листів.

Відповідно до ДБН [2] така балка за відсутності динамічних навантажень має відповідати семи основним вимогам:

- міцності за нормальними напруженнями;
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за приведеними напруженнями;
- міцності за локальними напруженнями;
- загальної стійкості;
- місцевої стійкості елементів перерізу;
- жорсткості.

Розрахунок балки виконується таким чином.

3.1. Визначення навантажень

Визначимо навантаження, які діють на головну балку. Навантаженнями на головну балку є реакції другорядних балок, прикладені в місці їх обпирання, а також власна вага самої балки.

Реакції другорядних балок визначаються від двох другорядних балок для граничного та експлуатаційного значень навантажень за виразами

$$F_m = 2 \cdot \frac{q_m^l \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{0,79 \cdot 630}{2} = 497,7 \text{ кН};$$

$$F_e = 2 \cdot \frac{q_e^l \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{0,62 \cdot 630}{2} = 390,6 \text{ кН}.$$

Характеристичне значення навантаження від власної ваги головної балки на цьому етапі може бути встановлено лише наближено, оскільки переріз балки поки ще невідомий. Рекомендується приймати це значення залежно від прольоту балки таким чином:

$$q_0^{\text{гб}} = 2,5 \text{ кН/м для прольотів } L = 9,0 - 11,0 \text{ м};$$

$$q_0^{\text{гб}} = 3,5 \text{ кН/м для прольотів } L = 12,0 - 15,0 \text{ м};$$

$$q_0^{\text{гб}} = 5,0 \text{ кН/м для прольотів } L = 16,0 - 18,0 \text{ м}.$$

Тоді в нашому випадку приймемо для заданого прольоту балки $L = 13,0 \text{ м}$ (позиція 6 вихідних даних) $q_0^{\text{гб}} = 3,5 \text{ кН/м}$.

Відповідні розрахункові граничне та експлуатаційне значення дорівнюватимуть (позначено додатковим індексом “L”):

$$q_m^L = \gamma_{fm} \cdot q_0^{\text{гб}} = 1,05 \cdot 3,5 = 3,675 \text{ кН/м};$$

$$q_e^L = \gamma_{fe} \cdot q_0^{\text{гб}} = 1,0 \cdot 3,5 = 3,500 \text{ кН/м},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження для навантаження від власної ваги сталевих елементів, визначається за табл. 5.1 ДБН [6];

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження, який у практиці проектування для навантаження від власної ваги сталевих елементів здебільшого приймається $\gamma_{fe} = 1,0$.

3.2. Визначення розрахункових зусиль

Визначимо внутрішні розрахункові зусилля від зовнішнього навантаження, адже їх розподіл для головної балки є не зовсім простим.

Розрахункова схема головної балки являє собою шарнірно оперту по кінцях балку, у якій від прикладеного навантаження виникають внутрішні зусилля – поперечна сила та згинальний момент. Епюри цих зусиль будуються за правилами опору матеріалів і зображені на рис. 13. На цьому рисунку слід показати значення внутрішніх зусиль від розрахункових граничних навантажень для всіх характерних точок на епюрах.

Максимальні значення внутрішніх зусиль головної балки для граничного значення навантажень визначають за виразами:

$$\begin{aligned} Q_{m,\max} &= R_m = \frac{F_m \cdot n}{2} + \frac{q_m^L \cdot L}{2} = \frac{497,7 \cdot 3}{2} + \frac{3,675 \cdot 13}{2} = 770,44 \text{ кН}, \\ M_{m,\max} &= R_m \cdot \frac{L}{2} - F_m \cdot c_0 - \frac{q_m^L \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} = \\ &= 770,44 \cdot \frac{13}{2} - 497,7 \cdot 3,25 - \frac{3,675 \cdot \left(\frac{13}{2}\right)^2}{2} = \\ &= 3\,312,70 \text{ кН} \cdot \text{м} = 33\,1270 \text{ кН} \cdot \text{см}, \end{aligned}$$

де n – кількість реакцій другорядних балок.

Для експлуатаційного значення навантажень:

$$\begin{aligned} Q_{e,\max} &= R_e = \frac{F_e \cdot n}{2} + \frac{q_e^L \cdot L}{2} = \frac{390,6 \cdot 3}{2} + \frac{3,500 \cdot 13}{2} = 608,65 \text{ кН}, \\ M_{e,\max} &= R_e \cdot \frac{L}{2} - F_e \cdot c_0 - \frac{q_e^L \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} = \\ &= 608,65 \cdot \frac{13}{2} - 390,6 \cdot 3,25 - \frac{3,500 \cdot \left(\frac{13}{2}\right)^2}{2} = \\ &= 2612,84 \text{ кН} \cdot \text{м} = 261\,284 \text{ кН} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

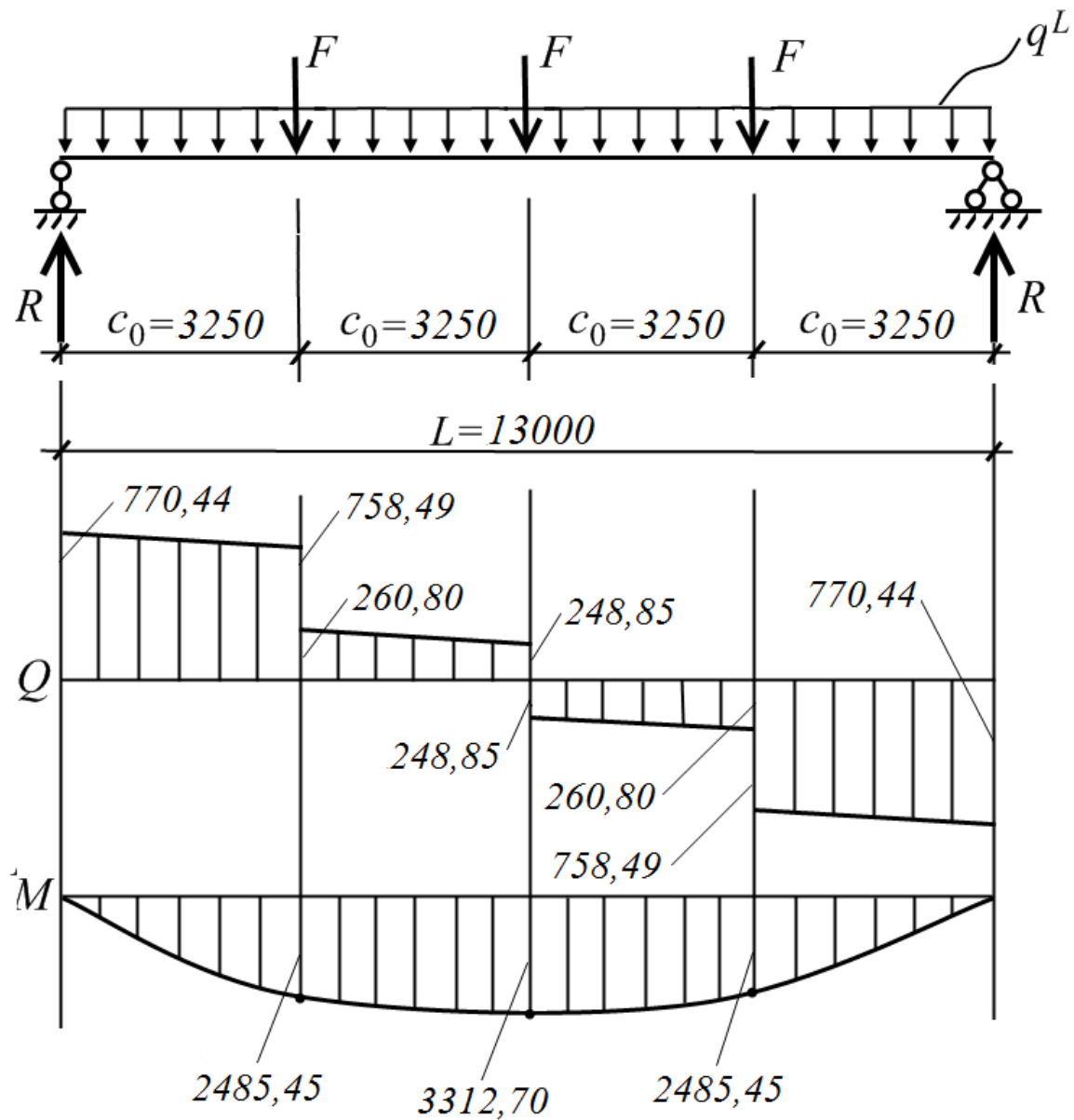


Рис. 13. Розрахункова схема головної балки

3.3. Компонування поперечного перерізу

Розрахунок головної балки почнемо з компонування її поперечного перерізу.

Поперечний переріз головної балки, що проектується, зображений на рис. 14. Він складається з двох полиць та стінки, зварених між собою двостороннім зварним швом. Полиці та стінки виконані з листової сталі. Їх розміри й потрібно визначити:

- h_w – висота стінки;
- t_w – товщина стінки;
- b_f – ширина полиці;
- t_f – товщина полиці.

Визначення цих розмірів виконують відповідно до умови міцності за нормальними напруженнями, з якої визначають потрібний момент опору поперечного перерізу:

$$W_{cal} = \frac{M_{m,max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{331\,270}{26 \cdot 1,0} = 12\,741 \text{ см}^3,$$

де коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$ для головних балок, спеціально не наведених у табл. 5.1 ДБН [2] (табл. Г.1 дод. Г до методичних вказівок).

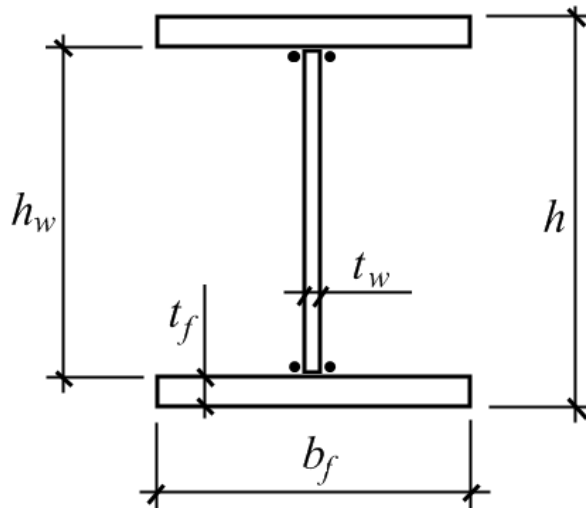


Рис. 14. Переріз головної балки

Висота балки визначається з наближеної формули, у яку значення **потрібного моменту опору слід підставляти в кубічних сантиметрах**:

$$h = 6 \cdot \sqrt[3]{W_{cal}} = 6 \cdot \sqrt[3]{12741} = 140,1 \text{ см} = 1401 \text{ мм}.$$

Висоту стінки головної балки приймають **близькою до оптимальної** (краще в меншу сторону) з урахуванням стандартної ширини прокатної сталі за сортаментом ГОСТ 82-70* [9] або ГОСТ 19903-74* [10], який наведений у дод. А до цих методичних вказівок.

У нашому випадку за сортаментом приймаємо $h_w = 1\,400 \text{ мм} = 140,0 \text{ см}$ за ГОСТ 19903-74* [10].

Товщину стінки балки визначають з двох умов – міцності на зріз за дотичними напруженнями і місцевої стійкості стінки:

$$t_{w1} = \frac{1,12 \cdot Q_{m,max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,12 \cdot 770,44}{140 \cdot 15,08 \cdot 1,0} = 0,41 \text{ см} = 4,1 \text{ мм},$$

$$t_{w2} = \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,90 \text{ см} = 9,0 \text{ мм},$$

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

Товщину стінки головної балки приймають **більшою за більше значення** з урахуванням стандартної товщини прокатної сталі за сортаментом ГОСТ 82-70* [9] або ГОСТ 19903-74* [10] (дод. А до цих методичних вказівок).

У нашому випадку за сортаментом приймаємо $t_w = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см}$ за ГОСТ 19903-74* [10].

Товщину полиці головної балки приймають приблизно **у 2 рази більшою за товщину стінки** з урахуванням стандартної товщини прокатної сталі за сортаментом ГОСТ 82-70* [9] або ГОСТ 19903-74* [10] (дод. А до цих методичних вказівок).

У нашому випадку за сортаментом приймаємо $t_f = 20 \text{ мм} = 2,0 \text{ см}$ за ГОСТ 82-70* [9].

Для визначення ширини полиці головної балки розрахуємо потрібний момент інерції її поперечного перерізу за таким виразом, у який підставляються вже визначені розміри:

$$I_{cal} = W_{cal} \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) = 12\,741 \cdot \left(\frac{140}{2} + 2 \right) = 917\,352 \text{ см}^4.$$

Потрібний момент інерції поясів:

$$I_f = I_{cal} - I_w = I_{cal} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = 917\,352 - \frac{1 \cdot 140^3}{12} = 688\,685 \text{ см}^4.$$

Тоді ширина поясного листа:

$$b_f = \frac{2 \cdot I_f}{\frac{t_f^3}{3} + t_f \cdot (h_w + t_f)^2} = \frac{2 \cdot 688\,685}{\frac{2^3}{3} + 2 \cdot (140 + 2)^2} = 34,15 \text{ см}.$$

За сортаментом сталі приймаємо найближчу більшу ширину поясу $b_f = 360 \text{ мм} = 36,0 \text{ см}$ за ГОСТ 82-70* [9].

Скомпонований таким чином поперечний переріз головної балки з усіма прийнятими розмірами зображено на рис. 15.

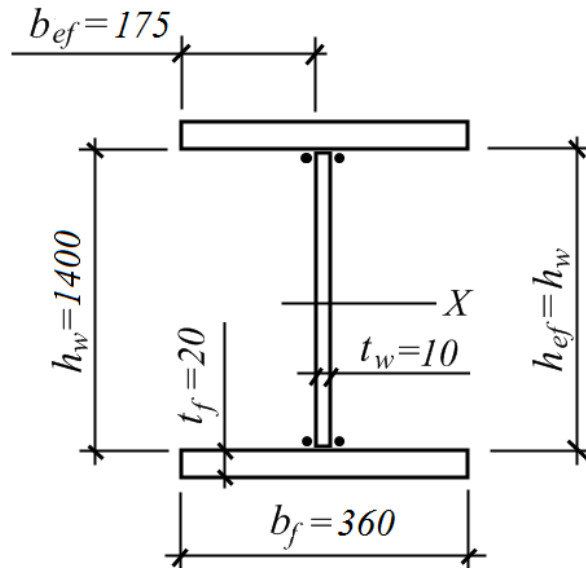


Рис. 15. Скомпонований переріз головної балки

Рекомендується також перевірити скомпонований переріз на оптимальність:

$$\frac{A_w}{A_w + 2 \cdot A_f} = \frac{h_w \cdot t_w}{h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f} = \frac{140 \cdot 1}{140 \cdot 1 + 2 \cdot 36 \cdot 2} = 0,49.$$

Якщо цей показник перебуває в межах 0,45 ... 0,55, то переріз підбрано достатньо раціонально без зайвих перевитрат сталі.

3.4. Перевірка поперечного перерізу

Перевіримо скомпонований поперечний переріз головної балки на відповідність семи основним вимогам за ДБН [2].

1. Міцність за нормальними напруженнями перевіряється за виразом:

$$\frac{M_{m,\max} \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right)}{I_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{331\,270 \cdot \left(\frac{140}{2} + 2 \right)}{954\,619 \cdot 26 \cdot 1,0} = 0,96 < 1,$$

де момент інерції підбраного поперечного перерізу балки дорівнює:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1 \cdot 140^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{36 \cdot 2^3}{12} + 36 \cdot 2 \cdot \left(\frac{140 + 2}{2} \right)^2 \right] = 954\,619 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Таким чином, ця умова виконана. Допускається недонапруження в межах 5 % або перенапруження в межах 2 %.

Невиконання цієї перевірки в такому діапазоні означає помилку в компонуванні поперечного перерізу балки. Рекомендується звернути увагу на значення розрахованого моменту інерції перерізу I_x , який має бути дещо більшим за потрібний I_{cal} .

2. Міцність за дотичними напруженнями перевіряється за виразом

$$\frac{Q_{m,max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{770,44 \cdot 7\,562}{954\,619 \cdot 1 \cdot 15,08 \cdot 1,0} = 0,40 < 1,$$

де статичний момент підбраного поперечного перерізу балки дорівнює:

$$S_x = \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{140 \cdot 1}{2} \cdot \frac{140}{4} + 36 \cdot 2 \cdot \frac{140 + 2}{2} = 7562 \text{ см}^3.$$

Таким чином, ця умова виконана.

Невиконання цієї перевірки означає помилку в призначенні товщини стінки балки.

3. Міцність за приведеними напруженнями для головної балки в даному випадку не перевіряється, оскільки на епюрах внутрішніх зусиль відсутні місця, де поперечна сила та згинальний момент одночасно набувають великих значень.

4. Міцність за локальними напруженнями для головної балки не перевіряється, оскільки в місцях прикладання зосереджених реакцій від другорядних балок передбачається постановка вертикальних поперечних ребер жорсткості з кроком $a_p = c_0 = 3\,250$ мм (рис. 16). Тому локальні напруження дорівнюватимуть нулю: $\sigma_{loc} = 0$.

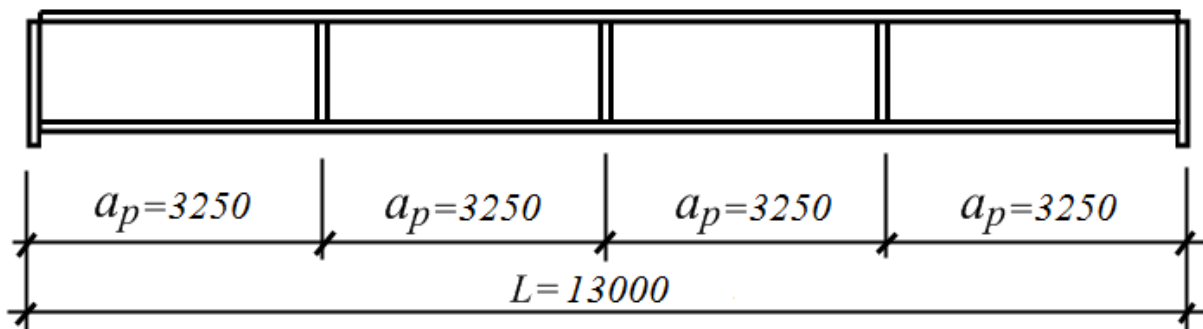


Рис. 16. Вертикальні ребра жорсткості в місцях обпирання другорядних балок

5. Загальну стійкість головна балка може втрачати на ділянках між точками обпирання другорядних балок довжиною $l_{ef} = c_0 = 325$ см.

Загальна стійкість буде забезпечена, якщо виконується умова $\bar{\lambda}_b < \bar{\lambda}_{ub}$.

Умовна гнучкість верхнього стиснутого поясу балки дорівнює:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{325}{36} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,32.$$

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

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{ub} &= 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_w + t_f} = \\ &= 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{36}{2} + \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{36}{2} \right) \cdot \frac{36}{140 + 2} = 0,51.\end{aligned}$$

Зазначимо, що якщо співвідношення $\frac{b_f}{t_f} < 15$, то в попередньому виразі слід приймати $\frac{b_f}{t_f} = 15$. (У нашому випадку $\frac{b_f}{t_f} = \frac{36}{2} = 18 > 15$.)

Відповідно до основної умови:

$$\bar{\lambda}_b = 0,32 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,51.$$

Таким чином, ця умова виконана.

Невиконання цієї умови означає необхідність перевірки головної балки на загальну стійкість. З метою уникнення цього рекомендується перекомпонувати переріз головної балки таким чином, щоб ця умова виконувалася.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання вимог міцності за нормальними й дотичними напруженнями (вимоги 1 і 2).

6. Місцева стійкість поясу балки перевіряється за величиною умовної гнучкості поясу:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{17,5}{2,0} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,31 < 0,5.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз головної балки таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання всіх попередніх вимог (вимоги 1 – 5).

Місцева стійкість стінки балки перевіряється за величиною умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 4,97 > 3,5.$$

Таким чином, ця умова не виконана й необхідно виконувати перевірку місцевої стійкості стінки.

Для цього спочатку перевіряємо крок розстановки вертикальних ребер жорсткості. При цьому має виконуватись умова:

$$a_p < 2 \cdot h_{ef}.$$

У нашому випадку $a_p = 3\,250 \text{ мм} > 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 1\,400 = 2\,800 \text{ мм}$, тобто умова не виконується. Тому розставляють додаткові проміжні ребра жорсткості (рис. 17), що зменшує їх крок вдвічі до нового кроку $a_{p1} = 1\,625 \text{ мм}$.

Перевірку місцевої стійкості стінки балки слід виконувати для тих відсіків балки, де внутрішні зусилля найбільші. У нашому випадку це є перший відсік, де найбільшого значення набуває поперечна сила, і четвертий відсік, де найбільшого значення набуває згинальний момент.

Якщо новий крок вертикальних ребер $a_{p1} < h_{ef}$, то розташування точок перевірки місцевої стійкості у відсіку приймають посередині відсіку. У випадку $a_{p1} > h_{ef}$ розташування цих точок приймають на відстані $0,5 \cdot h_{ef}$ від найбільш напруженої сторони відсіку.

У нашому випадку $a_{p1} = 1\,625 \text{ мм} > h_{ef} = 1\,400 \text{ мм}$, тому точки перевірки будуть розташовані на відстані $b_p = 0,5 \cdot h_{ef} = 0,5 \cdot 1\,400 = 700 \text{ мм}$ (рис. 17).

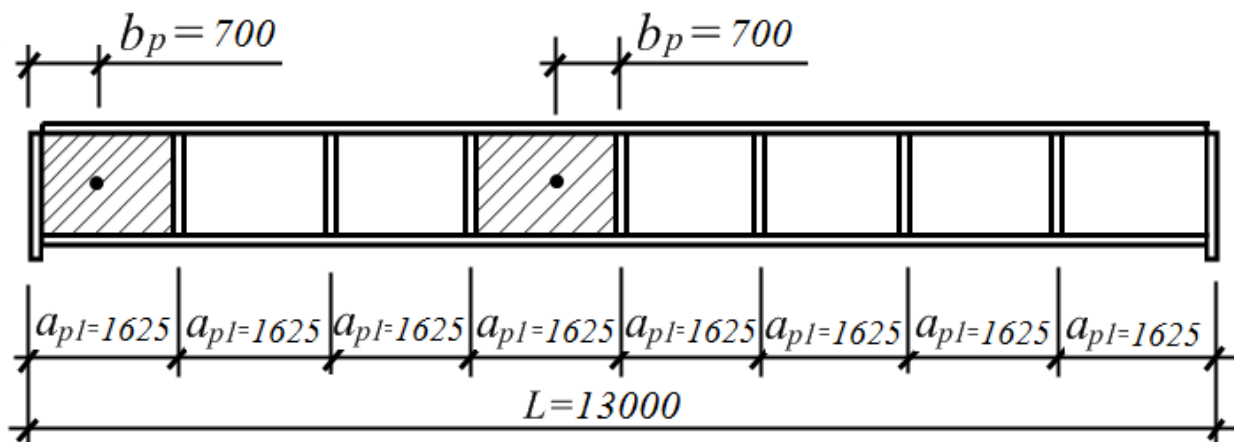


Рис. 17. Вертикальні ребра жорсткості головної балки

Для першого відсіку. Розрахункові зусилля для граничного значення навантажень дорівнюють:

$$Q_{m1} = R_m - q_m^L \cdot b_p = 770,44 - 3,675 \cdot 0,700 = 767,87 \text{ кН},$$

$$M_{m1} = R_m \cdot b_p - \frac{q_m^L \cdot b_p^2}{2} = 770,44 \cdot 0,700 - \frac{3,675 \cdot 0,700^2}{2} = 538,41 \text{ кН} \cdot \text{м} = 53\,841 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Розрахункові напруження в стінці балки в рівні її з'єднання з поясом дорівнюють

$$\sigma_1 = \frac{M_{m1} \cdot \frac{h_w}{2}}{I_x^*} = \frac{53\,841 \cdot \frac{140}{2}}{954\,619} = 3,95 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_1 = \frac{Q_{m1}}{h_w \cdot t_w} = \frac{767,87}{140 \cdot 1} = 5,48 \text{ кН/см}^2.$$

При обчисленнях необхідно використовувати перерахований момент інерції поперечного перерізу, якщо в попередніх перевірках відбувалося його коригування.

У нашому випадку поперечний переріз балки в попередніх перевірках не коригувався, тому $I_x^* = I_x$.

Для обчислення критичних напружень розрахуємо додатковий параметр μ_w , який дорівнює відношенню більшої сторони відсіку до меншої:

$$\mu_w = \frac{1\,625}{1\,400} = 1,16.$$

Критичні нормальні напруження розраховуються за виразом:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{32,67 \cdot 26}{4,97^2} = 34,39 \text{ кН/см}^2,$$

де коефіцієнт c_{cr} у випадку відсутності локальних напружень ($\sigma_{loc} = 0$) визначається за табл. 9.2 ДБН [2] (наведена в табл. Г.2 дод. Г до методичних вказівок) залежно від коефіцієнта δ , який для звичайних балок розраховується за виразом

$$\delta = 0,8 \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{36}{140} \cdot \left(\frac{2}{1} \right)^3 = 1,65 \text{ і тоді } c_{cr} = 32,67 \text{ за інтерполяцією.}$$

Критичні дотичні напруження розраховуються за виразом

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu_w^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,16^2} \right) \cdot \frac{15,08}{4,97^2} = 9,84 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } \bar{\lambda}_d = \frac{d_g}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1} \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 4,97,$$

d_g – менша сторона відсіку стінки (h_{ef} або a_{p1}).

Безпосередньо перевірка місцевої стійкості стінки балки в першому відсіку виконується за виразом, у який слід підставити всі розраховані вище величини:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}} \right)^2} = \frac{1}{1,0} \cdot \sqrt{\left(\frac{3,95}{34,39} + \frac{0}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{5,48}{9,84} \right)^2} = 0,57 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз головної балки таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання всіх попередніх вимог (вимоги 1 – 5).

Для четвертого відсіку. Розрахункові зусилля для граничного значення навантажень дорівнюють:

$$\begin{aligned} Q_{m4} &= R_m - F_m - q_m^L \cdot \left(\frac{L}{2} - b_p \right) = \\ &= 770,44 - 497,7 - 3,675 \cdot \left(\frac{13}{2} - 0,700 \right) = 251,43 \text{ кН,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{m4} &= R_m \cdot \left(\frac{L}{2} - b_p \right) - F_m \cdot (2 \cdot a_p - b_p) - \frac{q_m^L \cdot \left(\frac{L}{2} - b_p \right)^2}{2} = \\ &= 770,44 \cdot \left(\frac{13}{2} - 0,700 \right) - 497,7 \cdot (2 \cdot 1,625 - 0,700) - \frac{3,675 \cdot \left(\frac{13}{2} - 0,700 \right)^2}{2} = \end{aligned}$$

$$= 3\,137,60 \text{ кН} \cdot \text{м} = 313\,760 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Розрахункові напруження в стінці балки в рівні її з'єднання з поясом до-
рівнюють

$$\sigma_4 = \frac{M_{m4} \cdot \frac{h_w}{2}}{I_x^*} = \frac{313\,760 \cdot \frac{140}{2}}{954\,619} = 23,01 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_4 = \frac{Q_{m4}}{h_w \cdot t_w} = \frac{251,43}{140 \cdot 1} = 1,80 \text{ кН/см}^2.$$

При обчисленнях необхідно використовувати перерахований момент інерції поперечного перерізу, якщо в попередніх перевірках відбувалося його коригування.

У нашому випадку поперечний переріз балки в попередніх перевірках не коригувався, тому $I_x^* = I_x$.

Значення критичних нормальних і дотичних напружень для цього відсіку будуть такими самими, як для першого відсіку, адже їх геометричні розміри однакові.

У випадку, якщо геометричні розміри відсіків різні, критичні напруження слід розраховувати додатково.

Безпосередньо перевірка місцевої стійкості стінки балки в четвертому відсіку виконується за виразом, у який слід підставити всі розраховані вище величини:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{cr}}\right)^2} = \frac{1}{1,0} \cdot \sqrt{\left(\frac{23,01}{34,39} + \frac{0}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{1,80}{9,84}\right)^2} = 0,69 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз головної балки таким чином, щоб ця умова виконувалася.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання всіх попередніх вимог (вимоги 1 – 5).

7. Жорсткість (максимальний вертикальний прогин) перевіряється за наближеним виразом:

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{e,\max} \cdot L^2}{E \cdot I_x^*} = \frac{5}{48} \cdot \frac{261\,284 \cdot 1\,300^2}{20\,600 \cdot 954\,619} = 2,34 \text{ см} < f_u = \frac{L}{250} = \frac{1\,300}{250} = 5,20 \text{ см},$$

де f_u – граничний прогин, який визначається за табл. 1 ДСТУ [8] для статично навантажених балок прольотом 9 – 24 м.

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз головної балки таким чином, щоб ця умова виконувалася.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання всіх попередніх вимог (вимоги 1 – 6).

Таким чином, усі перевірені умови для скомпонованого перерізу головної балки в нашому випадку виконані, тому необхідності змінювати його геометричні розміри немає.

Остаточний скомпонований поперечний переріз головної балки з усіма прийнятими розмірами відповідає зображеному на рис. 15.

У випадку зміни поперечного перерізу головної балки під час виконання перевірок новий переріз зображують на окремому ескізі.

Зауважимо також, що рівномірне розподілене навантаження від власної ваги 1 м скомпонованої головної балки буде дорівнювати:

$$q_0^{26} = \rho \cdot (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f) = 78,5 \cdot (1,40 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,36 \cdot 0,02) = 2,23 \text{ кН/м},$$

що є меншим за попередньо прийняту величину 3,5 кН/м.

3.5. Розрахунок поясного шва

Розрахунок поясного шва, за допомогою якого пояси головної балки приєднуються до її стінки, виконують у перерізі з максимальною поперечною силою – в опорному перерізі.

Для визначення розрахункової площини зварного шва обчислимо наступну додаткову величину за виразом

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

де для випадку механізованого зварювання коефіцієнти $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$ за табл. 16.2 ДБН [2]; розрахунковий опір кутового зварного шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ (для сталі класу С285) – табл. Д.2 дод. Д ДБН [2], наведеною в табл. В.1 дод. В до методичних вказівок; характеристичний опір $R_{un} = 380 \text{ МПа} = 38 \text{ кН/см}^2$ (для листового прокату сталі класу С285 товщиною від 10 до 20 мм) – табл. Г.2 дод. Г ДБН [2], наведеною в табл. Б.1 дод. Б до методичних вказівок.

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

$$k_f = \frac{Q_{m,\max} \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2}}{n \cdot \beta_f \cdot I_x^* \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{770,44 \cdot 36 \cdot 2 \cdot \frac{140 + 2}{2}}{2 \cdot 0,7 \cdot 954 \, 619 \cdot 18 \cdot 1,0} = 0,16 \text{ см} = 1,6 \text{ мм},$$

де кількість кутових поясних швів $n = 2$.

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

У нашому випадку за табл. 16.1 ДБН [2] остаточно приймемо катет поясного шва для головної балки $k_f = 5$ мм (менше за $1,2 \cdot t_w = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм).

4. Колона

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок центрально-стиснутої колони. Розглядається центральна колона, розташована по осях 2-Б (див. рис. 1), оскільки вона є найбільш навантаженою. При цьому визначають два поперечних перерізи – складений зварний та з прокатних профілів, з яких остаточно обирають більш економічний.

Відповідно до ДБН [2] центрально-стиснута колона за відсутності динамічних навантажень має відповідати чотирьом основним вимогам:

- міцності за нормальними напруженнями;
- загальної стійкості;
- гнучкості;
- місцевої стійкості елементів перерізу.

Розрахунок цієї колони виконується таким чином.

4.1. Визначення навантажень

Визначимо навантаження, які діють на колону. Навантаженням на колону є стискаюче зусилля від реакцій розташованих вище головних і другорядних балок. Додатково враховується власна вага самої колони.

Реакції від розташованих вище балок визначаються від двох другорядних балок і двох головних балок тільки для граничного значення навантажень за виразом:

$$R_m = 2 \cdot Q_{\max} + 2 \cdot Q_{m,\max} = 2 \cdot 248,9 + 2 \cdot 770,44 = 2\,038,7 \text{ кН.}$$

Характеристичне значення навантаження від власної ваги колони на цьому етапі може бути встановлено лише наближено, оскільки переріз колони поки ще невідомий. Рекомендується приймати це значення залежно від довжини колони таким чином:

$$R_0^k = 7 - 9 \text{ кН для довжин } L^k = 6,0 - 7,0 \text{ м;}$$

$$R_0^k = 9 - 12 \text{ кН для довжин } L^k = 7,0 - 8,0 \text{ м;}$$

$$R_0^K = 12 - 15 \text{ кН для довжин } L^K = 8,0 - 9,0 \text{ м};$$

$$R_0^K = 15 - 18 \text{ кН для довжин } L^K = 9,0 - 10,0 \text{ м}.$$

Довжина колони у випадку поверхового обпирання головної балки на колону й обпирання другорядної балки на головну в одному рівні (рис. 18) розраховується за виразом:

$$L^K = H_0 - h - 2 \cdot t_f - h_w - \delta = 850 - 11 - 2 \cdot 2 - 140 - 3 = 692 \text{ см} = 6,92 \text{ м},$$

де відмітка підлоги H_0 приймається за вихідними даними (позиція 7), а висупаюча частина опорного ребра приймається конструктивно рівною $\delta = 20 \dots 40 \text{ мм}$.

Тоді в нашому випадку прийемо для розрахованої довжини колони $R_0^K = 9 \text{ кН}$.

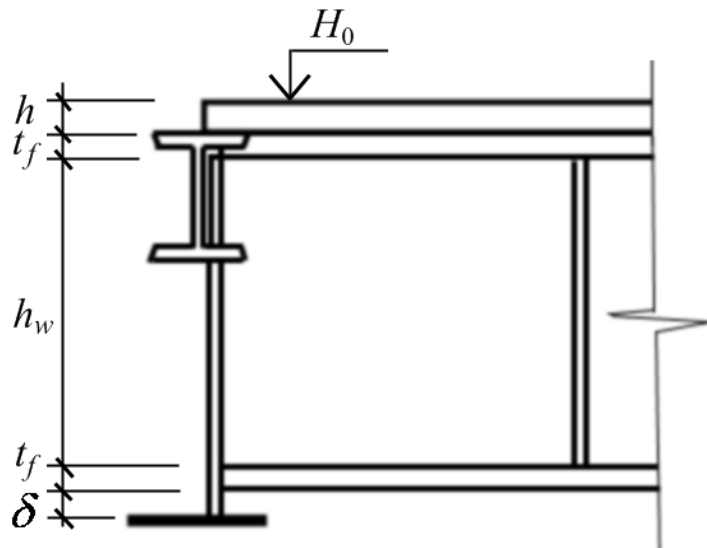


Рис. 18. Висоти опорних елементів над колоною

Граничне значення навантаження від власної ваги колони буде дорівнювати:

$$R_m^K = \gamma_{fm} \cdot R_0^K = 1,05 \cdot 9 = 9,45 \text{ кН},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження для навантаження від власної ваги сталевих елементів, визначається за табл. 5.1 ДБН [6].

Сумарне стискаюче зусилля для розглядуваної колони дорівнює:

$$N_m = R_m + R_m^K = 2038,7 + 9,45 = 2\,048,2 \text{ кН}.$$

Розрахункова схема колони являє собою центрально навантажений стрижень, шарнірно опертий по кінцях (рис. 19), у якому від прикладеного навантаження виникає одне внутрішнє зусилля – поздовжня стискаюча сила.

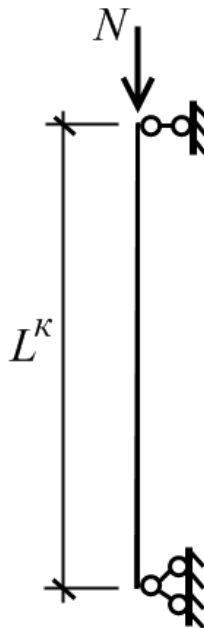


Рис. 19. Розрахункова схема колони

4.2. Компонування зварного поперечного перерізу

Розрахунок колони почнемо з компоновання її зварного поперечного перерізу у вигляді двотавра (рис. 20). Він складається з двох полиць та стінки, зварених між собою двостороннім зварним швом. Полиці та стінки виконані з листової сталі. Їх розміри й потрібно визначити:

h_w – висота стінки;

t_w – товщина стінки;

b_f – ширина полиці;

t_f – товщина полиці.

Оскільки стрижень колони немає отворів чи ослаблень поперечного перерізу, то площа його поперечного перерізу «нетто» дорівнює повній площі перерізу $A_n = A$. У цьому випадку перша вимога за ДБН – вимога міцності за нормальними напруженнями – буде виконуватись автоматично в разі виконання вимоги загальної стійкості колони. Тому компоновання поперечного перерізу буде виконуватися відповідно до умови загальної стійкості.

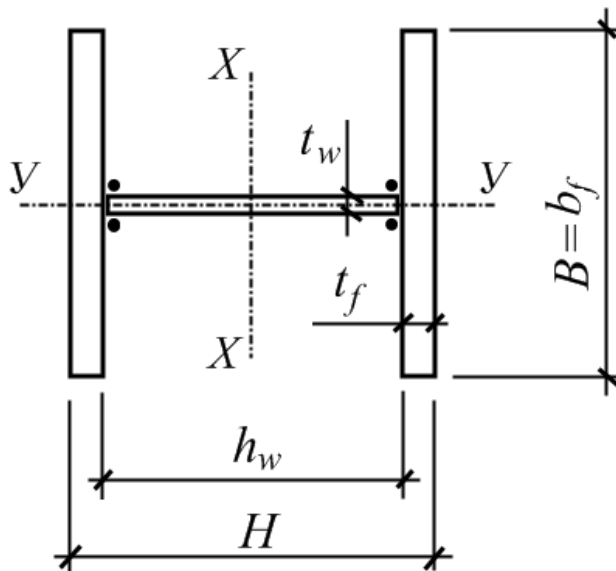


Рис. 20. Переріз колони

Застосуємо для цього один з можливих аналітичних методів – метод заданих габаритів. Відповідно до нього габарити поперечного перерізу колони рекомендується приймати $H = B = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot L^k$.

Задамося попередньо габаритами перерізу:

$$H = B = \frac{L^k}{25} = \frac{692}{25} = 27,68 \text{ см.}$$

Гнучкості колони у двох площинах будуть дорівнювати:

$$\lambda_x = \frac{\mu \cdot L^k}{0,43 \cdot H} = \frac{1,0 \cdot 692}{0,43 \cdot 27,68} = 58,1,$$

$$\lambda_y = \frac{\mu \cdot L^k}{0,25 \cdot H} = \frac{1,0 \cdot 692}{0,25 \cdot 27,68} = 100,0,$$

де коефіцієнт розрахункової довжини $\mu = 1,0$ для шарнірного обпирання за табл. 13.7 ДБН [2].

З отриманих величин обираємо більше значення гнучкості $\lambda_{\max} = \lambda_y = 100,0$ і за цією величиною розраховуємо умовну гнучкість колони:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100,0 \cdot \sqrt{\frac{26}{20\,600}} = 3,55.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. К ДБН [2] (наведена в табл. Г.3 дод. Г до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості. При цьому слід обирати тип кривої стійкості b , який відповідно до табл. 8.1 ДБН [2] має прийматися для двотаврового поперечного перерізу.

Отже, у нашому випадку для $\bar{\lambda} = 3,55$ коефіцієнт $\varphi_{\min} = 0,534$.

Якщо умовна гнучкість $\bar{\lambda} > 4,4$, то коефіцієнт слід приймати не більшим за $\varphi_{\min} \leq \frac{7,6}{\bar{\lambda}^2}$.

Потрібна площа поперечного перерізу колони визначається за виразом:

$$A_{cal} = \frac{N_m}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2\,048,2}{0,534 \cdot 26 \cdot 1,0} = 147,5 \text{ см}^2,$$

де коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$ для колон балкових кліток, спеціально не наведених у табл. 5.1 ДБН [2] (табл. Г.1 дод. Г до методичних вказівок).

Тоді потрібна площа стінки й полиці колони дорівнюють відповідно:

$$A_{w,cal} = 0,2 \cdot A_{cal} = 0,2 \cdot 147,5 = 29,5 \text{ см}^2,$$

$$A_{f,cal} = 0,4 \cdot A_{cal} = 0,4 \cdot 147,5 = 59,0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо розміри стінки та полиці колони з урахуванням стандартної ширини прокатної універсальної сталі за сортаментом ГОСТ 82-70* [9], який наведений у дод. А до цих методичних вказівок:

- для стінки – лист 240×12 мм (площа стінки $A_w = 28,8 \text{ см}^2$);
- для полиці – лист 280×20 мм (площа полиці $A_f = 56,0 \text{ см}^2$).

При компоновці перерізу слід пам'ятати:

- габаритні розміри колони H і B мають бути приблизно однаковими й дорівнювати попередньо визначеним;
- товщина полиці колони має бути не більше ніж у 3 рази вищою за товщину стінки;
- площі полиці й стінки рекомендується приймати дещо меншими за визначені потрібні значення.

Скомпонований таким чином поперечний переріз колони з усіма прийнятими розмірами зображено на рис. 21.

Далі скомпонований поперечний переріз колони необхідно перевірити на відповідність чотирьом основним вимогам за ДБН [2].

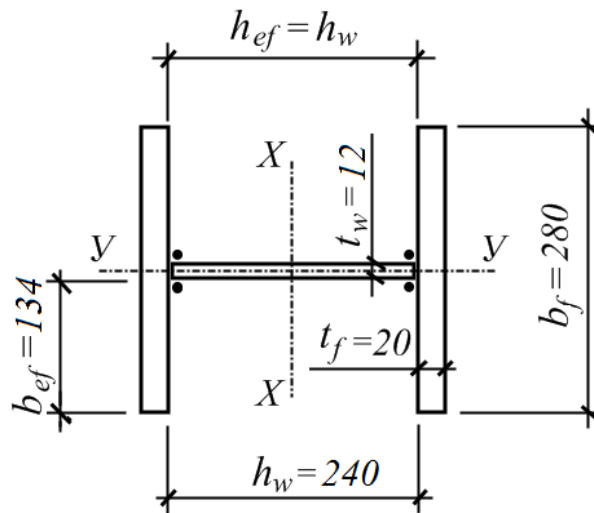


Рис. 21. Скомпонований переріз колони

4.3. Перевірка зварного поперечного перерізу

1. Як було зазначено вище, умова міцності за нормальними напруженнями в даному випадку буде виконуватись автоматично в разі виконання вимоги загальної стійкості, оскільки поперечний переріз колони не має ослаблень.

2. Для перевірки загальної стійкості спочатку визначимо необхідні геометричні характеристики скомпонованого поперечного перерізу колони.

Площа перерізу:

$$A = A_w + 2 \cdot A_f = 28,8 + 2 \cdot 56,0 = 140,8 \text{ см}^2.$$

Моменти інерції відносно головних осей:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 24^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{28 \cdot 2,0^3}{12} + 28 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{24 + 2,0}{2} \right)^2 \right] = 20\,348 \text{ см}^4.$$

$$I_y = \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = \frac{1,2^3 \cdot 24}{12} + 2 \cdot \frac{28^3 \cdot 2,0}{12} = 7\,321 \text{ см}^4.$$

Радіуси інерції відносно головних осей:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{20348}{140,8}} = 12,02 \text{ см},$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7321}{140,8}} = 7,21 \text{ см.}$$

Гнучкості відносно головних осей:

$$\lambda_x = \frac{\mu \cdot L^K}{i_x} = \frac{1,0 \cdot 692}{12,02} = 57,6,$$

$$\lambda_y = \frac{\mu \cdot L^K}{i_y} = \frac{1,0 \cdot 692}{7,21} = 96,0.$$

З отриманих величин обираємо більше значення гнучкості: $\lambda_{\max} = \lambda_y = 96,0$ і за цією величиною розраховуємо умовну гнучкість колони:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 96,0 \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 3,41.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. Ж ДБН [2] (наведена в табл. Г.3 дод. Г до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості для типу кривої стійкості b : для $\bar{\lambda} = 3,41$ коефіцієнт $\varphi_{\min} = 0,558$.

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

Тепер перевіряємо умову загальної стійкості колони за виразом:

$$\frac{N_m}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2\,048,2}{0,558 \cdot 140,8 \cdot 26 \cdot 1,0} = 1,00 \cong 1.$$

Таким чином, ця умова виконана, причому досить економічно.

У випадку невиконання або неекономічного виконання цієї умови (**перенапруження 2 %, недонапруження 5 %**) необхідно перекомпонувати поперечний переріз колони відповідним чином та знову повторити перевірку.

3. Для перевірки гнучкості колони необхідно обчислити її граничне значення за виразом:

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 1,00 = 120,0,$$

де за коефіцієнт α приймається розрахована вище величина

$$\alpha = \frac{N_m}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 1,00 \text{ (але не менше ніж 0,5).}$$

Гнучкість перевіряється за виразом

$$\lambda_{\max} = 96,0 < \lambda_u = 120,0.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз колони таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання попередньої вимоги 2.

4. Для перевірки місцевої стійкості полиці колони розрахуємо величину граничної умовної гнучкості полиці за виразом:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 3,41 = 0,70.$$

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

Місцева стійкість полиці перевіряється за величиною умовної гнучкості полиці:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{13,4}{2,0} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,24 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,70.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз колони таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання двох попередніх вимог (вимоги 2 і 3).

Для перевірки місцевої стійкості стінки колони розрахуємо величину граничної умовної гнучкості стінки за виразом:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot \bar{\lambda} = 1,20 + 0,35 \cdot 3,41 = 2,39.$$

Якщо отримана величина $\bar{\lambda}_{uw} > 2,5$, то в подальшій перевірці слід приймати $\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$. Звернемо увагу також, що якщо $\bar{\lambda} \leq 2,0$, то граничну умовну гнучкість стінки слід розраховувати за виразом $\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}$.

Місцева стійкість стінки колони перевіряється за величиною умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{24}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{26}{20600}} = 0,71 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,39.$$

У випадку її невиконання необхідно перекомпонувати переріз колони таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання двох попередніх вимог (вимоги 2 і 3).

Слід звернути увагу, що якщо умовна гнучкість стінки колони $\bar{\lambda}_w > 2,3$, то її необхідно укріплювати поперечними ребрами жорсткості з кроком $2,5 \dots 3,0 \cdot h_{ef}$ незалежно від виконання останньої перевірки.

Оскільки в нашому випадку $\bar{\lambda}_w = 0,71 < 2,3$, то поперечні ребра жорсткості непотрібні.

Таким чином, усі перевірені умови для скомпонованого перерізу колони виконані, тому необхідності змінювати його геометричні розміри немає.

Остаточню скомпонований поперечний переріз колони з усіма прийнятими розмірами відповідає зображеному на рис. 21. **У випадку зміни поперечного перерізу колони під час виконання перевірок новий переріз зображують на окремому ескізі.**

Зауважимо також, що зосереджене навантаження від власної ваги скомпонованої колони буде дорівнювати:

$$\begin{aligned} R_0^k &= \rho \cdot (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot L^k = \\ &= 78,5 \cdot (0,24 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,28 \cdot 0,02) \cdot 6,92 = 7,65 \text{ кН}, \end{aligned}$$

що є меншим за попередньо прийняту величину 9 кН.

4.4. Розрахунок поясного шва

Розрахунок поясного шва, за допомогою якого полиці колони приєднуються до її стінки, виконують на дію умовної поперечної сили Q_{fic} , що визначається за виразом

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2\,330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N_m}{\Phi_{\min}} = \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2\,330 - \frac{20\,600}{26} \right) \cdot \frac{2\,048,2}{0,558} = 40,4 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Для визначення розрахункової площини зварного шва обчислимо наступну величину за виразом:

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

де для випадку механізованого зварювання коефіцієнти $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1,0$ за табл. 16.2 ДБН [2]; розрахунковий опір кутового зварного шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ (для сталі класу С285) – табл. Д.2 дод. Д ДБН [2], наведеною в табл. В.1 дод. В до методичних вказівок; характеристичний опір $R_{un} = 380 \text{ МПа} = 38 \text{ кН/см}^2$ (для листового прокату сталі класу С285 товщиною від 10 до 20 мм) – табл. Г.2 дод. Г ДБН [2], наведеною в табл. Б.1 дод. Б до методичних вказівок.

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

$$k_f = \frac{Q_{fsc} \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2}}{n \cdot \beta_f \cdot I_y \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{40,4 \cdot 28 \cdot 2 \cdot \frac{24 + 2}{2}}{2 \cdot 0,7 \cdot 7321 \cdot 18 \cdot 1,0} = 0,16 \text{ см} = 1,6 \text{ мм},$$

де кількість кутових поясних швів $n = 2$.

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

У нашому випадку за табл. 16.1 ДБН [2] остаточно приймемо катет поясного шва для колони $k_f = 5 \text{ мм}$ (менше за $1,2 \cdot t_w = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}$).

4.5. Підбір прокатного поперечного перерізу

Виконаємо тепер підбір поперечного перерізу колони з прокатного профілю – двотавр колонний за ГОСТ 26020-83 [7].

За величиною потрібної площі перерізу $A_{cal} = 147,5 \text{ см}^2$, визначеною вище в п. 4.2, за сортаментом приймемо І 30К3 з **меншою** площею перерізу $A = 138,72 \text{ см}^2$ (рис. 22).

Випишемо із сортаменту потрібні геометричні характеристики:

- радіус інерції $i_x = 13,12 \text{ см}$;
- радіус інерції $i_y = 7,54 \text{ см}$;
- маса 1 метра – 108,9 кг.

Підібраний поперечний переріз колони необхідно перевірити на відповідність чотирьом основним вимогам за ДБН [2], як і в попередньому випадку.

1. Умова міцності за нормальними напруженнями буде виконуватись автоматично у разі виконання вимоги загальної стійкості, оскільки поперечний переріз колони не має ослаблень.

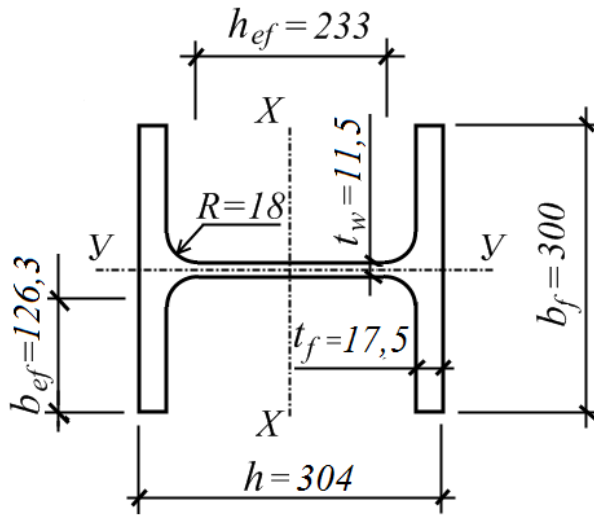


Рис. 22. Підібраний переріз колони

2. Для перевірки загальної стійкості спочатку визначимо гнучкості відносно головних осей:

$$\lambda_x = \frac{\mu \cdot L^k}{i_x} = \frac{1,0 \cdot 692}{13,12} = 52,7,$$

$$\lambda_y = \frac{\mu \cdot L^k}{i_y} = \frac{1,0 \cdot 692}{7,54} = 91,8.$$

3. Отриманих величин обираємо більше значення гнучкості: $\lambda_{\max} = \lambda_y = 91,8$ і за цією величиною розраховуємо умовну гнучкість колони:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 91,8 \cdot \sqrt{\frac{27}{20\,600}} = 3,32.$$

Далі за табл. Ж.1 дод. Ж ДБН [2] (наведена в табл. Г.3 дод. Г до методичних вказівок) визначаємо коефіцієнт стійкості для типу кривої стійкості b : для $\bar{\lambda} = 3,32$ коефіцієнт $\varphi_{\min} = 0,578$.

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

Тепер перевіряємо умову загальної стійкості колони за виразом

$$\frac{N_m}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2\,048,2}{0,578 \cdot 138,72 \cdot 27 \cdot 1,0} = 0,95 < 1.$$

Таким чином, ця умова виконана з допустимим недонапруженням.

У випадку невиконання або неекономічного виконання цієї умови (**перенапруження 2 %, недонапруження 5 %**) необхідно підібрати інший переріз за сортаментом та знову повторити перевірку.

3. Для перевірки гнучкості колони необхідно обчислити її граничне значення за виразом:

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,95 = 123,0,$$

де за коефіцієнт α приймається розрахована вище величина

$$\alpha = \frac{N_m}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0,95 \text{ (але не менше ніж 0,5)}.$$

Гнучкість перевіряється за виразом:

$$\lambda_{\max} = 91,8 < \lambda_u = 123,0.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно підібрати інший переріз за сортаментом таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання попередньої вимоги 2.

4. Місцева стійкість поясу та стінки елементів з прокатних профілів зазвичай не перевіряється, оскільки сортамент металопрокату вже передбачає їх виконання. Проте останнім часом в практиці проектування з'являються нові сортаменти, особливо для тонкостінних гнутих елементів. Тому практична значущість цих перевірок підвищується.

Для перевірки місцевої стійкості полиці колони розрахуємо величину граничної умовної гнучкості полиці за виразом:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 3,32 = 0,69.$$

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

Місцева стійкість полиці перевіряється за величиною умовної гнучкості полиці:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{12,63}{1,75} \cdot \sqrt{\frac{27}{20600}} = 0,26 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,69.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно підібрати інший переріз за сортаментом таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання двох попередніх вимог (вимоги 2 і 3).

Для перевірки місцевої стійкості стінки колони розрахуємо величину граничної умовної гнучкості стінки за виразом:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot \bar{\lambda} = 1,20 + 0,35 \cdot 3,32 = 2,36.$$

Якщо отримана величина $\bar{\lambda}_{uw} > 2,5$, то в подальшій перевірці слід приймати $\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$.

Звернемо увагу також, що якщо $\bar{\lambda} \leq 2,0$, то граничну умовну гнучкість стінки слід розраховувати за виразом $\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}$.

Місцева стійкість стінки колони перевіряється за величиною умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{23,3}{1,15} \cdot \sqrt{\frac{27}{20600}} = 0,73 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,36.$$

Таким чином, ця умова виконана.

У випадку її невиконання необхідно підібрати інший переріз за сортаментом таким чином, щоб ця умова виконувалась.

При цьому необхідно проконтролювати ще раз виконання двох попередніх вимог (вимоги 2 і 3).

Оскільки в нашому випадку $\bar{\lambda}_w = 0,73 < 2,3$, то поперечні ребра жорсткості непотрібні, як і для раніше скомпонованого перерізу з окремих листів.

Таким чином, усі перевірені умови для підбраного перерізу колони **I 30К3** за ГОСТ 26020-83 [7] виконані.

4.6. Остаточний вибір перерізу

Порівняємо обидва підібраних перерізи колони за масовим показником.

Маса 1 м складеного перерізу становитиме

$$\begin{aligned} m_1 &= \rho \cdot (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot 1 \text{ м} = \\ &= 7\,850 \cdot (0,24 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,28 \cdot 0,02) \cdot 1 \text{ м} = 110,5 \text{ кг}. \end{aligned}$$

Маса 1 м прокатного перерізу становитиме $m_2 = 108,9$ кг.

Тому, додатково зважаючи на високу технологічність колони з прокатним перерізом, остаточно обираємо прокатний переріз у вигляді **I 30К3** за ГОСТ 26020-83 [7].

5. В'язі

У цьому розділі курсового проекту необхідно виконати розрахунок в'язей, які розкріплюють конструкцію балкової клітки на стійках в усіх напрямках (рис. 1). Рекомендується використовувати в'язі двох типів:

- хрестові з одиночних рівнополічних кутиків у поперечному напрямку (по цифрових осях);
- підкісні з гнutoзварних квадратних профілів у поздовжньому напрямку (по літерних осях).

5.1. Поперечні в'язі

Спочатку визначимо кількість ярусів для розташування в'язей за виразом:

$$\frac{L^k}{l} = \frac{692}{630} = 1,10 < 1,5.$$

Якщо ця умова виконується, то хрестові в'язі розташовують в один ярус за схемою, зображеною на рис. 23.

У випадку невиконання цієї умови хрестові в'язі розташовують у два яруси із влаштуванням спеціальної розпірки між ними.

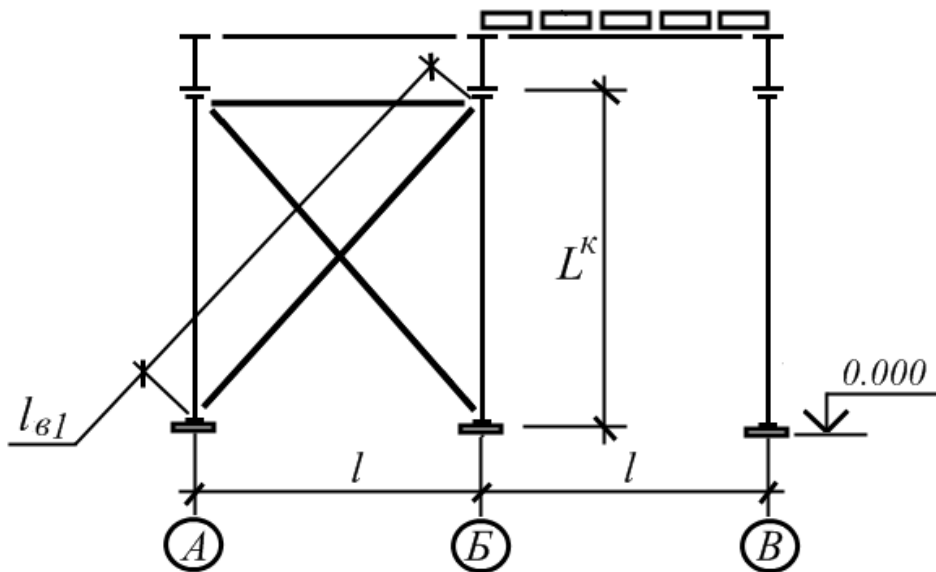


Рис. 23. Схема розташування поперечних в'язей

Довжина елемента в'язей дорівнює:

$$l_{в1} = \sqrt{l^2 + (L^k)^2} = \sqrt{630^2 + 692^2} = 936 \text{ см.}$$

Підбір елементів хрестових в'язей виконують за гнучкістю на розтяг, визначаючи потрібний радіус інерції за виразом:

$$i_{cal} = \frac{\mu \cdot l_{B1}}{\lambda_u} = \frac{1,0 \cdot 936}{400} = 2,34 \text{ см},$$

де коефіцієнт розрахункової довжини $\mu = 1,0$ для шарнірного обпирання за табл. 13.7 ДБН [2]; граничне значення гнучкості для розтягнутих елементів в'язей $\lambda_u = 400$ за табл. 13.10 ДБН [2].

За сортаментом кутикової сталі ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93) [11] обираємо рівнополичний кутник з **найбільшим ближчим** значенням радіуса інерції i_x і якомога меншою товщиною.

У нашому випадку приймаємо $\angle 80 \times 80 \times 5,5$ з $i_x = 2,47$ см.

5.2. Поздовжні в'язі

Підкісні в'язі розташовують завжди в один ярус під кутом $50 \dots 60^\circ$, прив'язуючись до вертикальних ребер жорсткості головної балки. Для нашого випадку схема розташування поздовжніх в'язей зображена на рис. 24.

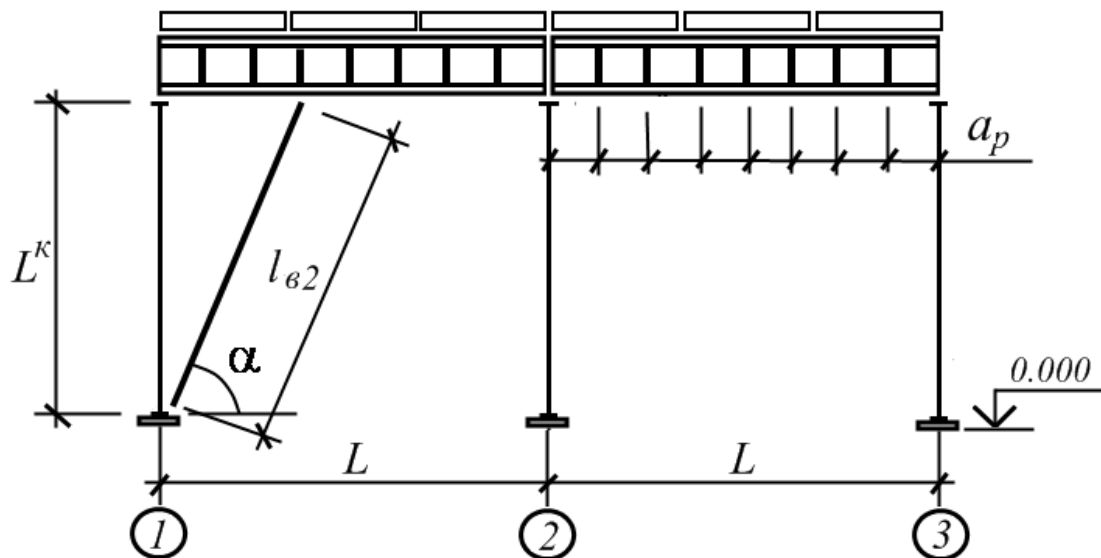


Рис. 24. Схема розташування поздовжніх в'язей

Для визначення довжини поздовжніх в'язей спочатку підбирають точку їх прикріплення на головній балці, визначаючи кут нахилу за виразом:

$$\alpha = \arctg \frac{L^k}{n \cdot a_{p1}},$$

де n – кількість кроків a_{p1} вертикальних ребер жорсткості від торця головної балки до точки прикріплення підкосу.

Для нашого випадку перевіримо третє, четверте і п'яте ребра:

$$\text{– прикріплення до третього ребра } \alpha = \arctg \frac{L^k}{2 \cdot a_{p1}} = \arctg \frac{692}{2 \cdot 162,5} = 64,8^\circ.$$

$$\text{– прикріплення до четвертого ребра } \alpha = \arctg \frac{L^k}{3 \cdot a_{p1}} = \arctg \frac{692}{3 \cdot 162,5} = 54,8^\circ,$$

$$\text{– прикріплення до п'ятого ребра } \alpha = \arctg \frac{L^k}{4 \cdot a_{p1}} = \arctg \frac{692}{4 \cdot 162,5} = 46,8^\circ.$$

Таким чином, найкращою точкою прикріплення є четверте ребро (з урахуванням першого торцевого ребра головної балки), адже кут нахилу підкосу при цьому потрапляє в найбільш ефективний діапазон роботи в $50 \dots 60^\circ$.

Тоді довжина елемента в'язей визначиться за виразом

$$l_{B2} = \frac{L^k}{\sin \alpha} = \frac{692}{\sin 54,8} = 847 \text{ см.}$$

Підбір елементів підкісних в'язей виконують за гнучкістю на стиск, визначаючи потрібний радіус інерції за виразом

$$i_{cal} = \frac{\mu \cdot l_{B2}}{\lambda_u} = \frac{1,0 \cdot 847}{200} = 4,24 \text{ см,}$$

де граничне значення гнучкості для стиснутих елементів в'язей $\lambda_u = 200$ за табл. 13.9 ДБН [2].

За сортаментом гнутозварних квадратних профілів ГОСТ 30245-2003 [12] обираємо профіль з **найбільшим ближчим** значенням радіуса інерції i_x і якомога меншою товщиною.

У нашому випадку приймаємо **гн. □ 120×120×3** з $i_x = 4,76 \text{ см.}$

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Тимошенко, С. П. Инженерное образование в России [Текст] : пер. с англ. В. И. Иванова-Дятлова / С. П. Тимошенко; под ред. Н. Н. Шапошникова. – Люберцы : Производ.-издат. комб. ВИНТИ, 1997. – 82 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 205 с.
3. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции [Текст]. – Москва : Госстрой, 1990. – 96 с.
4. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 50 с.
5. ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд, 2009. – 43 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006 (зі змінами). Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [Текст]. – Київ : Держбуд, 2007. – 62 с.
7. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 1984. – 6 с.
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. – 14 с.
9. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 1988. – 6 с.
10. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 1989. – 18 с.
11. ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93). Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент [Текст]. – Київ : Держстандарт України, 1993. – 17 с.
12. ГОСТ 30245-2003. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия [Текст]. – Москва : Изд-во стандартов, 2003. – 16 с.

Додаток А

СОРТАМЕНТ ЛИСТОВОЇ ГАРЯЧЕКАТАНОЇ СТАЛІ

Таблиця А.1

Сталь широкоштабова універсальна (за ГОСТ 82-70* [9])

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

Таблиця А.2

Сталь товстолистова (вибірка за ГОСТ 19903-74* [10])

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

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

Додаток Б

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛІ

Таблиця Б.1

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

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

Продовження табл. Б.1

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату			Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату		
		листового, широкозмугтового, універсального		фасонного		листового, широкозмугтового, універсального	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C295	до 100	295	430	295	430	285	420
C325	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450
	понад 40 до 60	285	450	—	—	280	440
	понад 60 до 80	275	440	—	—	270	430
	понад 80 до 100	265	430	—	—	260	420
C345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450
C345K	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460
C355	від 8 до 50	355	450	—	—	350	440
C375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470
C390	від 4 до 50	390	540	—	—	380	530
C390K	від 4 до 30	390	540	—	—	380	530
C420	від 4 до 16	420	540	—	—	410	530
	від 16 до 40	400	530	—	—	390	515
	від 40 до 63	390	530	—	—	380	515
	від 63 до 80	370	520	—	—	360	505

Закінчення табл. Б.1

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

1) За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.
2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості й тимчасового опору.
3) Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм². Для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 враховано $\gamma_m = 1,025$, а для класів C590; C590K враховано $\gamma_m = 1,1$.

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

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

Додаток В

РОЗРАХУНКОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗВАРНИХ ШВІВ

Таблиця В.1

Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

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

Таблиця В.2

Стандартні катети кутових зварних швів

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

Таблиця В.3

Мінімальні катети зварних швів

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

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

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

Додаток Г
ДОВІДКОВІ ДАНІ

Таблиця Г.1

Коефіцієнт умов роботи

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

Таблиця Г.2

Значення коефіцієнта c_{cr} за відсутності місцевих нормальних напружень

Поясні з'єднання балки	Значення c_{cr} при δ , що дорівнює						
	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
Зварні	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5
Болтові фрикційні	35,1						

Примітка. Проміжні значення коефіцієнта c_{cr} необхідно визначати інтерполяцією.

Таблиця Г.3

Коефіцієнти стійкості при центральному стиску

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

Примітка. Наведені у таблиці значення коефіцієнта φ збільшені в 1000 разів.

ЗМІСТ

ВСТУПНІ ЗАУВАЖЕННЯ	3
СКЛАД І МЕТА ВИКОНАННЯ ПРОЕКТУ	4
ВИМОГИ ДО ПІДГОТОВКИ Й ОФОРМЛЕННЯ ПРОЕКТУ	4
ВИБІР ВИХІДНИХ ДАНИХ	6
0. Визначення розрахункових параметрів	8
0.1. Коефіцієнт відповідальності	8
0.2. Розрахункові характеристики сталі	9
1. Панель настилу	9
1.1. Компонування поперечного перерізу	10
1.2. Визначення довжини	13
2. Другорядна балка	16
2.1. Визначення навантажень	18
2.2. Підбір поперечного перерізу	19
2.3. Перевірка поперечного перерізу	20
3. Головна балка	22
3.1. Визначення навантажень	23
3.2. Визначення розрахункових зусиль	24
3.3. Компонування поперечного перерізу	25
3.4. Перевірка поперечного перерізу	28
3.5. Розрахунок поясного шва	35
4. Колона	36
4.1. Визначення навантажень	36
4.2. Компонування зварного поперечного перерізу	38
4.3. Перевірка зварного поперечного перерізу	41
4.4. Розрахунок поясного шва	44
4.5. Підбір прокатного поперечного перерізу	45
4.6. Остаточний вибір перерізу	48
5. В'язі	49
5.1. Поперечні в'язі	49
5.2. Поздовжні в'язі	50
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	52
ДОДАТКИ	53

ДЛЯ ПОДАТОК

Навчальне видання

Банніков Дмитро Олегович

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1

«СТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

У трьох частинах

Частина 1

Розрахунок елементів

Редактор *О. О. Котова*

Комп'ютерна верстка *Ю. М. Волошин*

Формат 60x84 1/16. Ум. друк. арк. 3,49. Обл.-вид. арк. 3,53.

Тираж 75 пр. Зам. № ____.

Дніпропетровський національний університет
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003

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