

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції»
для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(в 3-х частинах)

Частина 3. Розрахунок елементів сталевих конструкцій на згин, центральний та
позацентровий стиск і розтяг
(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО

на засіданні кафедри
будівництва, урбаністики та
просторового планування

Протокол № 8 від 18.02.2025 р.

Київ, 2025 р.

УДК 624.014

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 3-х частинах). Частина 3. Розрахунок елементів сталевих конструкцій на згин, центральний та позацентровий стиск і розтяг. (Електронне видання) / Уклад.: К. В. Соколенко, В. М. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2025. – 96 с.

Методичні вказівки мають ціль допомогти студентам денної та заочної форми при виконанні практичних занять оволодіти навичками розрахунку та проектування елементів і з'єднань сталевих конструкцій відповідно до чинних норм проектування. Під час занять вирішуються типові завдання, характерні для проектної практики.

Рецензент:

О.А. Черних, доц., к.т.н.

Укладачі:

К. В. Соколенко, ст. викл., PhD

В. М. Соколенко, доц., к.т.н.

ЗМІСТ

5 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЗГІНІ.....	4
5.1 Теоретичні положення	4
5.2 Вказівки до розв’язання задач	12
5.3 Приклади розв’язання задач.....	15
5.4 Вихідні дані до практичного завдання.....	36
5.5 Контрольні питання	39
5.6 Додаткова література за темою.....	40
6 РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМУ РОЗТЯЗІ І СТИСКУ	41
6.1 Теоретичні положення	41
6.2 Вказівки до розв’язання задач	44
6.3 Приклади розв’язання задач.....	50
6.4 Вихідні дані до практичного завдання.....	65
6.5 Контрольні питання	66
6.6 Додаткова література за темою.....	67
7 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ДІЮ ПОЗДОВЖНЬОЇ СИЛИ ТА ЗГІНАЛЬНОГО МОМЕНТУ.....	68
7.1 Теоретичні положення	68
7.2 Вказівки до розв’язання задач	73
7.3 Приклади розв’язання задач.....	77
7.4 Вихідні дані до практичного завдання.....	91
7.5 Контрольні питання	93
7.6 Додаткова література за темою.....	93
РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА	95

5 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЗГІНІ

5.1 Теоретичні положення

Основи розрахунку металевих конструкцій за граничними станами.

Розрахунок металевих будівельних конструкцій здійснюють за методом граничних станів. Нормами проектування передбачено дві групи граничних станів:

- 1) за непридатністю споруди до експлуатації внаслідок руйнування, втрати стійкості, зміни конфігурації, великих зрушень, навколорезонансних коливань тощо;
- 2) за непридатністю до нормальної експлуатації внаслідок розвитку великих деформацій, переміщень, що ускладнюють нормальну (без обмежень) експлуатацію.

Метою розрахунку несучих будівельних конструкцій є недопущення виникнення граничних станів як під час виникнення, так і під час експлуатації та реконструкції споруд.

Перша група граничних станів загалом виражається нерівністю:

$$N \leq S \quad (5.1)$$

де N – найбільше можливе розрахункове зусилля в елементі (конструкції), яке залежить від навантаження і розмірів споруди та її статичної схеми; S – мінімальна можлива несуча здатність елемента (вузла, конструкції), яка залежить від міцності матеріалу і розмірів поперечного перерізу елемента.

Величини N і S – випадкові, оскільки залежать від випадкових величин характеристик навантаження і міцності сталі.

Друга група граничних станів виражається співвідношенням

$$f \leq f_{cr} \quad (5.2)$$

де f – переміщення (прогин, кут повороту), яке залежить від нормативного навантаження і розмірів елемента; f_{cr} – граничне значення переміщення, яке залежить від призначення споруди.

Оскільки другий граничний стан не пов'язаний із руйнуванням конструкцій, то розрахунок за цим станом виконують за нормативними навантаженнями, на відміну від розрахунків першої групи, які проводять за розрахунковими навантаженнями.

Під час розрахунку несучих металоконструкцій доводиться розв'язувати один із таких типів завдань.

- 1) Оцінка напружено-деформованих станів конструкцій, тобто оцінка їхньої міцності, стійкості та жорсткості за чинними нормами. Цей тип завдань зустрічається знову проєктованих конструкцій, а також тих, що зазнали руйнування під час аварії.

- 2) Підбір перерізів елементів конструкцій, що задовольняють вимогам першої та другої групи граничних станів і вимогам економічності. Ця група завдань виникає під час проектування нових споруд.
- 3) Визначення несучої здатності (вантажопідйомності) наявних конструкцій, елементів, вузлів. Такі завдання часто зводяться не тільки до визначення несучої здатності конструкцій, а й до розроблення простих, надійних та економічних способів їх забезпечення. Ця група завдань виникає під час реконструкції та технічного переозброєння будівель.

Під час проектування конструкцій (другий тип завдань) доводиться розв'язувати протиріччя між надійністю та економічністю конструкцій. Ці проблеми розв'язуються на основі теорії та практики оптимального проектування конструкцій. Найбільшого розвитку набула параметрична теорія оптимізації конструкцій: необхідно встановити параметри перерізів (наприклад, балки, колони, ферми), за яких забезпечуються вимоги граничних станів і досягається мінімум маси (вартості) конструкцій. Оптимізація параметрів дає змогу зберегти матеріальні та енергетичні ресурси. Проблеми ресурсозбереження вирішуються за допомогою не тільки оптимізації параметрів, а й застосування передових ідей, нових способів розрахунку, нових конструкцій, регулювання зусиль в елементах конструкцій, використання принципу розтягнутих поверхонь або принципу концентрації матеріалів тощо.

Розрахунок згинальних елементів

Методи розрахунку елементів, що згинаються, різноманітні: розрахунок статистично визначених і статистично невизначуваних балок, навантажених в одній і двох площинах, при цьому кожна з названих балок можна розрахувати в пружній (1-й клас НДС відповідно до п. 5.3.6 ДБН [3]) або пружно-пластичній стадії (2-й клас) роботи.

Найчастіше розраховують статично визначені та статично невизначені балки в пружній стадії роботи, тому що цей метод можна застосувати для балок зі сталі будь-якої міцності та для будь-якого характеру навантаження – статичного або динамічного.

Розрахунок виконується відповідно до розділу 9 ДБН [3].

Розрахунок балок виконується за вимогами двох груп граничних станів (за несучою здатністю та за вимогами забезпечення нормальної експлуатації) при цьому повинні бути забезпечені наступні умови:

1. Міцність за нормальними напруженнями при пружній або пружно-пластичній роботі сталі;
2. Міцність за дотичними напруженнями;
3. Міцність за локальними напруженнями;
4. Міцність за зведеними напруженнями;
5. Загальна стійкість балки;

6. Місцева стійкість елементів перерізу (стінки та полиць);

7. Жорсткість

Перші шість умов перевіряються за зусиллями від розрахункових граничних значень, а перевірка жорсткості виконується за зусиллями від розрахункових експлуатаційних навантажень. Для прокатних балок які мають відносно товсту стінку, у більшості випадків, перевірка за дотичними та зведеними напруженнями, а також перевірка місцевої стійкості полиць та стінки не є вирішальними.

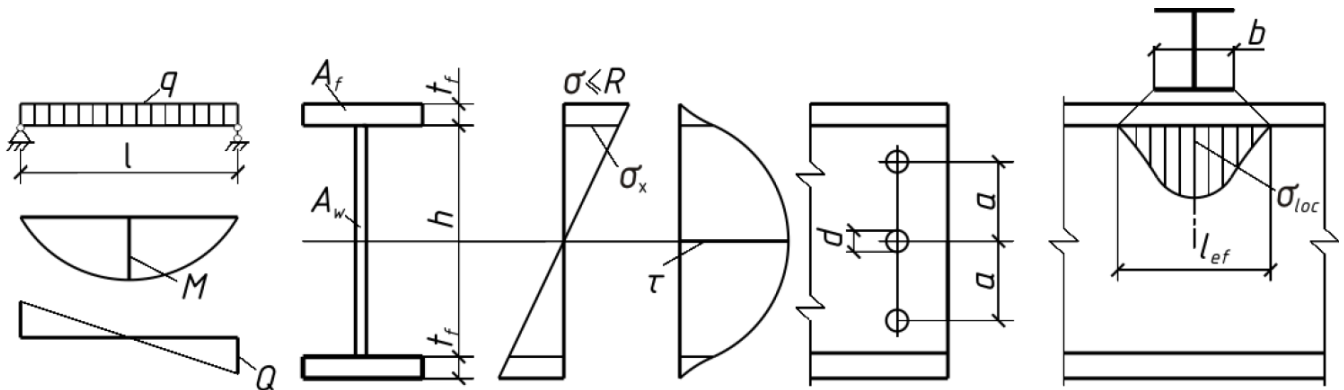


Рисунок 5.1. До розрахунку елементів, що зазнають згину

Розрахунок на міцність балок у розрахункових перерізах 1 класу (пружна робота) необхідно виконувати за формулами частини 9.2 ДБН [3].

Нормальні напруження (формула 9.1 ДБН [3]), при дії згинального моменту M в одній з головних площин:

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3)$$

Дотичні напруження (формула 9.2 ДБН [3]), при дії поперечної сили Q , що спрямована паралельно серединній площині стінки:

$$\frac{QS \gamma_n}{I_{tw} R_s \gamma_c} \alpha \leq 1 \quad (5.4)$$

Де, коефіцієнт $\alpha = s_0 / (s_0 - d)$, (формула 9.5 ДБН [3]), враховує послаблення стінки отворами (s_0 – крок отворів).

Місцеві напруження в стінці балки непідкріпленої ребрами жорсткості при дії зосереджених вантажів на верхній пояс (формула 9.7 ДБН [3]):

$$\frac{\sigma_{loc} \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{F}{l_{ef} t_w R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.5)$$

Де тут F – зосереджене навантаження; l_{ef} – розрахункова довжина умовної площадки, через яку передається зосереджене навантаження, яка визначається в залежності від схеми передачі зосередженого навантаження на стінку балки

відповідно до п. 9.2.2 ДБН [3]. Для випадку поверхового з'єднання балок (формула 9.8 ДБН [3]):

$$l_{ef1} = b + 2t_f \quad (5.6)$$

де b – ширина поясу вище розташованої балки; h – сума товщин верхнього поясу балки і радіуса з'єднання стінки з полицями балки, якщо балка, яка розглядається, є прокатною.

При сумісній дії зазначених трьох видів напружень необхідно, щоб для стінки балки виконувалася вимога (формула 9.4 ДБН [3]):

$$\frac{0.87\gamma_n}{R_y\gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1 \quad (5.7)$$

$$\text{Де: } \sigma_x = M_x y / I_{xn}; \sigma_y = \sigma_{loc}; \tau_{xy} = Q_y S_x / I_x t_w$$

При дії згинальних моментів M_x і M_y у двох головних площинах розрахунків на міцність виконують за формула 9.3 ДБН [3]:

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1 \quad (5.8)$$

Де, x і y – відстані від головних осей інерції до точки перерізу, яка розглядається.

При цьому здійснюють перевірку міцності за дотичними та приведенми напруженнями під час роботи балки у двох головних площинах.

Розрахунок згинальних елементів за другою групою граничних станів зводиться до розрахунку максимального прогину (прогину віднесеного до прогону) балки від нормативного навантаження:

$$f_{\max} \leq f_u \quad (5.9)$$

Де, f_u – граничний прогину, який визначається відповідно до таблиці 1, ДСТУ Б В.1.2-3:2006

Прогин може бути розрахований або засобами будівельної механіки із застосування промислових програмних комплексів, або із застосуванням довідкових даних для простих розрахункових схем із різними видами прикладення навантажень¹.

Розрахунок на міцність різних балок 2-го і 3-го класів (п. 9.2.3 ДБН [3]) з урахуванням пластичних деформацій можна виконувати, якщо вони несуть статичне навантаження, виконані зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440$ МПа і дотримано вимоги щодо забезпечення загальної стійкості балки та місцевої стійкості стінки й поясів. Граничним станом балки в пластичній стадії є виникнення шарніра пластичності у найбільш напруженому перерізі згинального елемента (рисунок 5.2,

¹ Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1. Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972. 600 с. – Раздел 8. Таблицы и формулы для расчета балок, рам и арок

a). При цьому у всіх волокнах перерізу напруження дорівнюють межі текучості, а згинальний момент у перерізі – граничному значенню моменту.

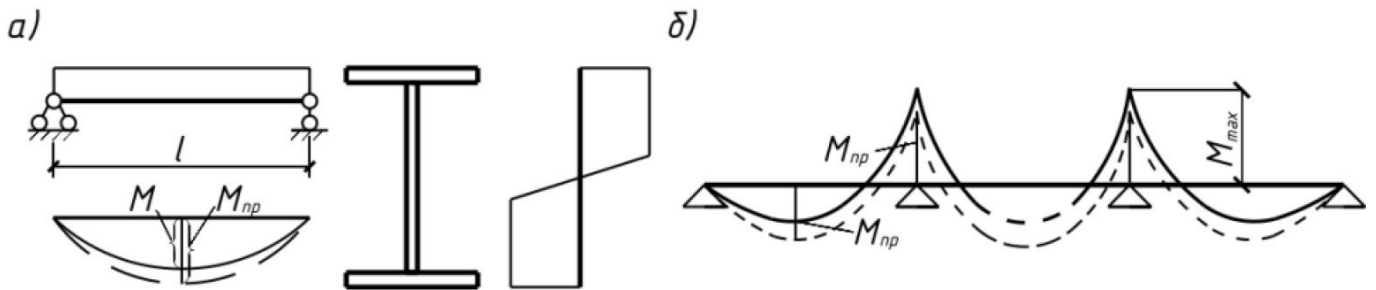


Рисунок 5.2. До розрахунку балок

Міцність статистично визначуваних балок під час вигину в площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$) при $\tau_y = |Q_y|/A_w \leq 0.9R_s$ (крім опорних перерізів) перевіряють за формулою (9.10) ДБН [3]:

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.10)$$

При згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень $\tau_x = |Q_x|/2A_f \leq 0.5R_s$ (крім опорних перерізів) за формулою (9.11) ДБН [3]:

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y \gamma_n}{c_y \beta_r W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.11)$$

Коефіцієнти c_x , c_y враховують вплив пластичності. Їхні значення приймають за таблицею М.1 Додатку М, ДБН [3] залежно від відношення площі поясу до площі стінки.

Де β_r – коефіцієнт, який приймається:

– при $\tau_y \leq 0.5R_s$ – $\beta_r = 1$

– при $0.5R_s < \tau_y < 0.9R_s$:

$$\beta_r = 1.0 - \frac{0.20}{\alpha_f + 0.25} \left(\frac{\tau_y}{R_s} \right)^4 \quad (5.12)$$

Де $\alpha_f = A_f/A_w$ – відношення площі поперечних перерізів поясу і стінки.

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок по дотичним напруженням (при $M_x = M_y = M = 0$) слід виконувати за формулами формулою (9.14) ДБН [3]:

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (5.13)$$

Розрахунок на міцність нерозрізних балок (п. 9.2.5 ДБН [3]) постійного за довжиною двотаврового і коробчастого перерізів з двома осями симетрії, що згинаються у площині найбільшої жорсткості, з суміжними прогонами, що відрізняються за довжиною не більше ніж на 20%, та несуть статистичне навантаження за умови забезпечення загальної та місцевої стійкості балки і стінки, розраховують у пластичній стадії за формулою (9.10) ДБН [3], але з урахуванням перерозподілу опорних і прогонових моментів. У цьому разі вони між собою дорівнюють граничному моменту M (рисунок 5.2, б). Розрахункове значення згинального моменту у формулі (9.10) ДБН [3], визначають із виразу (9.15) ДБН [3]:

$$M = 0.5(M_{\max} + M_{ef}) \quad (5.14)$$

де M_{\max} – найбільший згинальний момент у прогоні чи на опорі, що визначається з розрахунку нерозрізної балки за умови пружної роботи сталі.

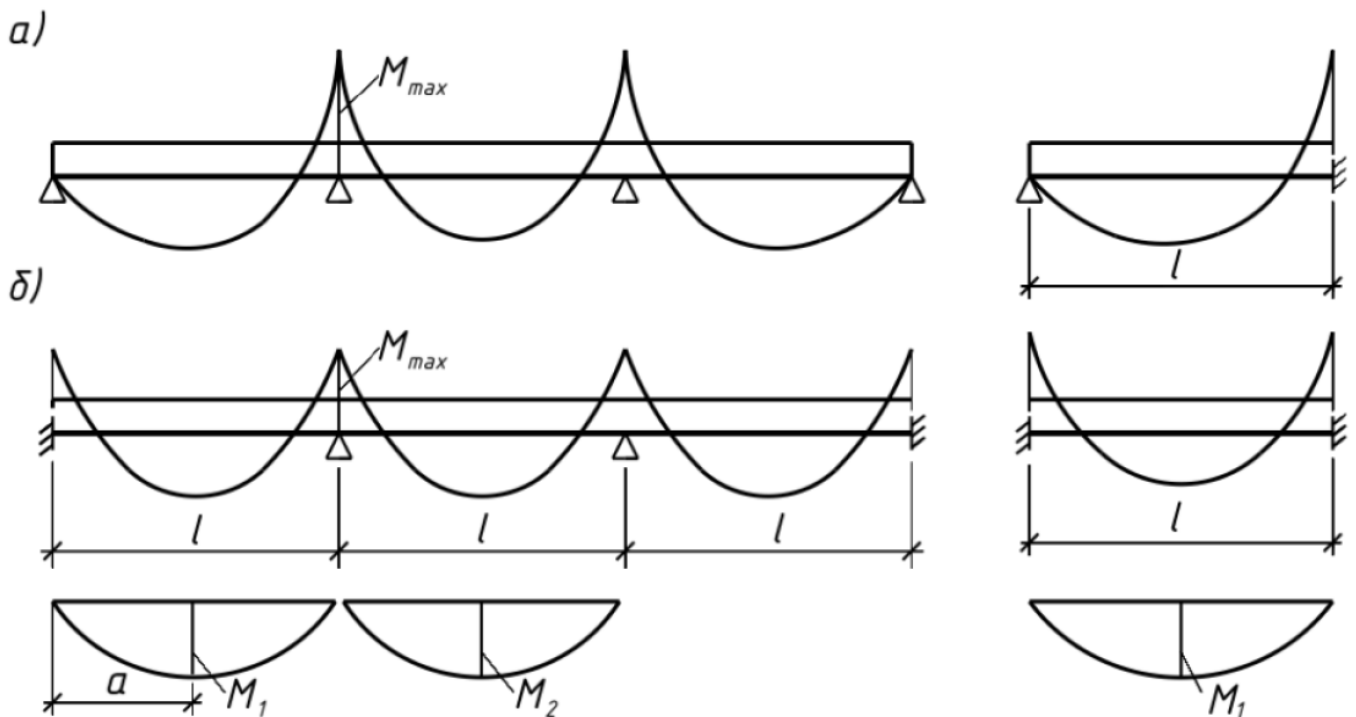


Рисунок 5.3. До розрахунку нерозрізних балок

Умовний згинальний момент M_{ef} , у нерозрізних балках із вільно обпертими кінцями приймається таким, що дорівнює більшому із значень, одержаних за формулами (9.16) та (9.17) ДБН [3] (рисунок 5.3, а):

$$M_{ef} = \frac{M_1}{1 + a/l}; M_{ef} = 0.5M_2 \quad (5.15)$$

Де, M_1 – згинальний момент у крайньому прогоні, обчислений як для вільно обпертої однопрогінної балки; a – відстань від перерізу, у якому діє згинальний

момент M_1 , до крайньої опори; l – довжина крайнього прогону; M_2 – максимальний згинальний момент у проміжному прогоні, обчислений як для вільно обпертої однопрогінної балки;

Для однопрогінних і нерозрізних балках із защемленими кінцями (рисунок 5.3, б) – $M_{ef} = 0.5M_3$, де M_3 – найбільший з моментів, обчислених як для балок із шарнірами на опорах;

У балці з одним защемленим і другим вільно обпертим кінцем значення M_{ef} слід визначати за формулою (9.16) ДБН [3] – $M_{ef} = M_1 / (1 + a/l)$.

Відповідно до п. 9.2.6 ДБН [3], розрахунок на міцність нерозрізних і защемлених балок, що задовольняють вимоги п. 9.2.5 ДБН [3], у випадку згину в двох головних площинах слід виконувати за формулою (9.11) з урахуванням часткового перерозподілу опорних і прогінних моментів у двох головних площинах.

Підбір перерізів елементів, що згинаються (другий тип задач) здійснюють з використанням основних фундаментальних залежностей, розглянутих раніше. Підбір перерізу балки з прокатних профілів полягає у визначенні необхідних геометричних характеристик перерізу, які відповідають умовам забезпечення міцності, стійкості та жорсткості балки, і підбору за сортаментом відповідного профілю.

В якості прокатних балок, що працюють на згин застосовують двотаври за ДСТУ 8768:2018 (на заміну ГОСТ 8239-89), нормальні двотаври за ГОСТ 26020-83 (наразі стандарт недіючий) типу Б, широкополічні двотаври типу Ш, більш рідко застосовуються швелери за ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97), переважно у якості прогонів скатних покрівель. У країнах Європейського Союзу найбільше поширення мають широкополічні балки типів HEA, HEB, HEM, а також нормальні сталеві двотаври типу IPE (з паралельними гранями полиць) та IPN (з ухилом внутрішніх граней полиць). Дані двотаври виробляються згідно з нормами DIN 1025, EN 10034.

При пружній роботі конструкції, установивши тип профілю (найчастіше двотавр) з формули (9.1) ДБН [3], обчислюють необхідний момент опору:

$$W_{req} = \frac{M}{R_y \gamma_c} \quad (5.16)$$

у сортаменті підбирають відповідний профіль і здійснюють необхідні перевірочні розрахунки міцності та жорсткості. Перенапруження не допускаються; якщо недонапруження перевищують 7-10%, то повинна бути виконана перевірка можливості використання балки іншого профілю.

У разі пружнопластичної роботи статистично визначуваних балок попередньо задають коефіцієнт $c = 1.06...1.08$ і з формули (9.10) ДБН [3], визначають момент опору

$$W_{req} = \frac{M}{cR_y\gamma_c} \quad (5.17)$$

Потім, прийнявши відповідний профіль, за сортаментом уточнюють значення коефіцієнта c , знову перевіряють міцність і в разі необхідності коригують перерізи.

Для статично невизначених балок у пружно-пластичній стадії роботи перерізи балки підбирають аналогічно за формулою (9.10) ДБН [3], але попередньо визначають розрахунковий згинальний момент за формулою (9.15) ДБН [3].

Під час підбору перерізів двотаврових балок, що згинаються у двох площинах, формулу (9.11) ДБН [3], зручніше привести до вигляду:

$$\frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c} \left(1 - \frac{M_y}{M_x} K_y \right) \leq 1 \quad (5.18)$$

Де, $K_y = W_x c_x / W_y c_y$, звідки:

$$W_{x,req} = \frac{M_x}{c_x R_y \gamma_c} \left(1 + \frac{M_y}{M_x} K_y \right) \quad (5.19)$$

Використовуючи дані сортаменту і ДБН [3], неважко встановити область зміни K (Для двотаврів за ДСТУ 8768:2018, при $c_x = 1.06$, $K = 4.4...10.1$; при $c_x = 1.12$, $K = 4.7...10.7$). Підібравши в сортаменті необхідний профіль, здійснюють перевірку за формулою (9.11) ДБН [3], враховуючи обмеження щодо дотичних напружень.

Несучу здатність елемента, що згинається (третій тип задач) визначають, використовуючи основні умови міцності під час згину (9.1; 9.11) ДБН [3], з яких обчислюють спочатку згинальний момент, а потім і навантаження на балку.

Окрім перевірок міцності балки необхідно перевіряти її загальну стійкість, так як вузькі та слабко розкріплені в горизонтальній площині балки можуть втратити стійкість раніше, ніж буде вичерпана їх несуча здатність з міцністю.

Загальна стійкість балок, що розраховуються у межах пружності, слід вважати забезпеченою при виконанні будь-якого з наступних випадків (відповідно до п. 9.4.4 ДБН [3]):

- а) Навантаження на балку передається через суцільний жорсткий настил, що безперервно обпирається на стиснутий пояс балки та надійно з ним зв'язаний із застосуванням зварювання, болтів тощо.
- б) Стиснутий пояс закріплений від горизонтальних переміщень в окремих точках (наприклад, перпендикулярно розташованими балками або ребрами збірних залізобетонних плит, закладні деталі яких приварені до пояса), в цьому випадку, значення умовної гнучкості стиснутого поясу балки λ_b повинно не перевищувати значень умовної гнучкості стиснутого поясу λ_{ub} , які визначаються за формулами табл. 9.1 ДБН [3]

За розрахункову довжину стиснутого поясу l_{ef} приймають відстань між точками закріплення його від поперечних переміщень (наприклад, крок балок настилу, що спираються на другорядну балку, при розрахунку її стійкості)

При невиконанні вищезазначених вимог, стійкість може бути забезпечена конструктивними заходами, для виконання умов цих перевірок, а саме – збільшення ширини стиснутого поясу балки, або збільшення числа горизонтальних в'язів.

В загальному виконується розрахунок на загальну стійкість двотаврових балок 1-го класу (працюючих у межах пружних деформацій) при згині у площині стінки, що збігається з площиною симетрії перерізу, за формулою (9.28) ДБН [3]:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.20)$$

Де φ_b – коефіцієнт стійкості при згині, що визначається за додатком Н ДБН [3]; W_c – момент опору перерізу, обчислений для стиснутого поясу елемента.

Для балок, які розраховуються за критерієм обмежених пластичних деформацій, забезпечення загальної стійкості балок виконується при виконанні вимог випадку *a* або *б* зазначених вище. В останньому випадку значення λ_{ub} , що визначаються за формулами таблиці 9.1 ДБН [3] слід множити на коефіцієнт $\delta > 1$, який визначається відповідно до вказівок п. 9.4.6 ДБН [3]

Якщо при перевірці з'ясовується, що загальна стійкість балки не забезпечена, то слід зменшити розрахункову довжину стиснутого поясу, змінивши схему зв'язків.

Місцева стійкість полиць і стінок прокатних профілів, що працюють на згин, завжди забезпечена відповідним співвідношенням розмірів, товщин прийнятих з умов прокату і може не перевірятися.

5.2 Вказівки до розв'язання задач

Мета заняття: вивчити методику розрахунку сталевих конструкцій які зазнають згину за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [3].

Вихідні дані: типові задачі на розрахунок елементів сталевих конструкцій, що зазнають згину та які містять вихідні дані та розрахункову схему з необхідними розмірами, навантаженнями, характеристиками елементів, необхідних для розрахунку відповідно до індивідуального варіанту.

Перед виконанням завдання слід ознайомитися із положеннями щодо розрахунку та проектування елементів сталевих конструкцій при згині, викладених в нормах проектування ДБН [3]:

- а) п. 5.3.6 містить положення щодо поділу елементів і конструкцій, що розглядаються в нормах, на три класи залежно від виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу, що допускається у розрахунку.

- b) Підрозділ 9.1 містить класифікацію згинних елементів відносно їх розрахунку без урахування чи з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.
- c) Підрозділ 9.2 який містить основні положення з розрахунку на міцність згинних елементів суцільного перерізу.
- d) Розрахунок на міцність балок у розрахункових перерізах 1 класу (пружна робота), при дії згинального моменту M в одній з головних площин, при дії поперечної сили Q , що спрямована паралельно серединній площині стінки, при дії згинальних моментів M_x і M_y у двох головних площинах та у загальному випадку (складний напружений стан) (п. 9.2.1).
- e) Розрахунок на міцність стінки балки, не укріпленої поперечними ребрами жорсткості, в яких виникають нормальні місцеві напруження σ_{loc} у місцях прикладання зосередженого навантаження до поясу, а також в опорних перерізах балки (п. 9.2.2).
- f) Розрахунок на міцність розрізних балок 2 і 3 класів (пружно-пластична та пластична робота) двотаврового і коробчастого перерізу (п. 9.2.3).
- g) Розрахунок на міцність нерозрізних балок постійного за довжиною двотаврового і коробчастого перерізів з двома осями симетрії, що згинаються у площині найбільшої жорсткості, з суміжними прогонами, що відрізняються за довжиною не більше ніж на 20% (п. 9.2.5).
- h) Підрозділ 9.4 містить основні положення щодо розрахунку на загальну стійкість згинних елементів суцільного перерізу.
 - i) Розрахунок на загальну стійкість двотаврових балок 1 класу (п. 9.4.1).
 - j) Визначення розрахункової довжини балки (п. 9.4.2).
 - k) Забезпеченість загальної стійкості балок 1 класу конструктивними рішеннями (п. 9.4.4).
- l) Підрозділ 9.4 містить основні положення щодо перевірки місцевої стійкості стінок і поясних листів згинних елементів суцільного перерізу.
- m) Умова забезпеченості місцевої стійкості стінок балок 1 класу (п. 9.5.1).
- n) Положення щодо визначення розрахункових складових напруженого стану при перевірці місцевої стійкості стінок балок 1 класу.
- o) Умова забезпеченості місцевої стійкості стінок балок 1 класу симетричного перерізу, укріплених лише основними поперечними ребрами жорсткості (п. 9.5.3).
- p) Перевірка місцевої стійкості відповідно до вимог 9.5.3 за відсутності місцевих нормальних напружень – визначення складових коефіцієнтів (п. 9.5.4).

- q) Перевірка місцевої стійкості відповідно до вимог 9.5.3 за наявності місцевих нормальних напружень – визначення складових коефіцієнтів (п. 9.5.5).
- r) Умови необхідності укріплення стінок балок основними поперечними ребрами жорсткості (п. 9.5.9).
- s) Розрахунок на стійкість поперечного ребра жорсткості, розміщеного у місці прикладення до верхнього поясу зосередженого навантаження (п. 9.5.10).
- t) Умови необхідності укріплення стінок балок поздовжнім ребром жорсткості що встановлюється додатково до основних поперечних ребр жорсткості (п. 9.5.11).
- u) Розрахунок на втрату загальної стійкості як центрально стиснутого стояка ділянки стінки балки в опорному перерізі слід навантаженого опоруною реакцією (п. 9.5.13).
- v) Умова забезпеченості місцевої стійкості стиснутих поясів балок 1 класу (п. 9.5.14).

Порядок розрахунку елемента, що зазнає згину – балки, містить наступні операції:

1. Визначити експлуатаційне та граничне розрахункове значення сумарного погонного навантаження на балку.
2. Визначити розрахункові значення максимального згинального моменту та поперечної сили відповідно до прийнятої розрахункової схеми.
3. Зазвичай при підборі балки, визначальною є умова міцності – з формули (9.1) ДБН [3] визначається необхідне значення моменту опору поперечного перерізу з умови міцності за нормальними напруженнями. Використання цієї формули означає, що в запас надійності переріз балки підбирається без урахування розвитку обмежених пластичних деформацій (у пружній стадії роботи сталі). При невеликих навантаженнях визначальним може бути жорсткість балки.
4. За сортаментом прокатних двотаврів вибрати профіль з найближчими більшими значеннями моменту опору (моменту інерції) і визначити геометричні характеристики поперечного перерізу: товщину полицки t_f , товщину стінки t_w , момент інерції I_x , момент опору W_x , статичний момент половини перерізу S_x .
5. За таблицею Г.2 Додатку Д ДБН [3] уточнити розрахункові опори застосованої сталі R_y та $R_s=0.58R_y$ з урахуванням фактичної товщини полицки.
6. Виконати перевірку міцності перерізу балки за нормальними напруженнями за формулою (9.1) ДБН [3] і перевірку міцності стінки за дотичними напруженнями за формулою (9.2) ДБН [3].

7. Виконати перевірку жорсткості використовуючи методи будівельної механіки, відповідне програмне забезпечення, або за наближеною формулою прогину:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_e l \gamma_n}{10EI_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right] \quad (5.21)$$

8. У випадку невідповідності результатів виконаних перевірок (перенапруження), або наявності надмірних запасів (для прокатних профілів $\geq 10\%$) відкоригувати переріз балки і повторити розрахунки. Переріз повинен бути підібраний таким чином, щоб у межах наявного сортаменту його не можна було зменшити.

5.3 Приклади розв'язання задач

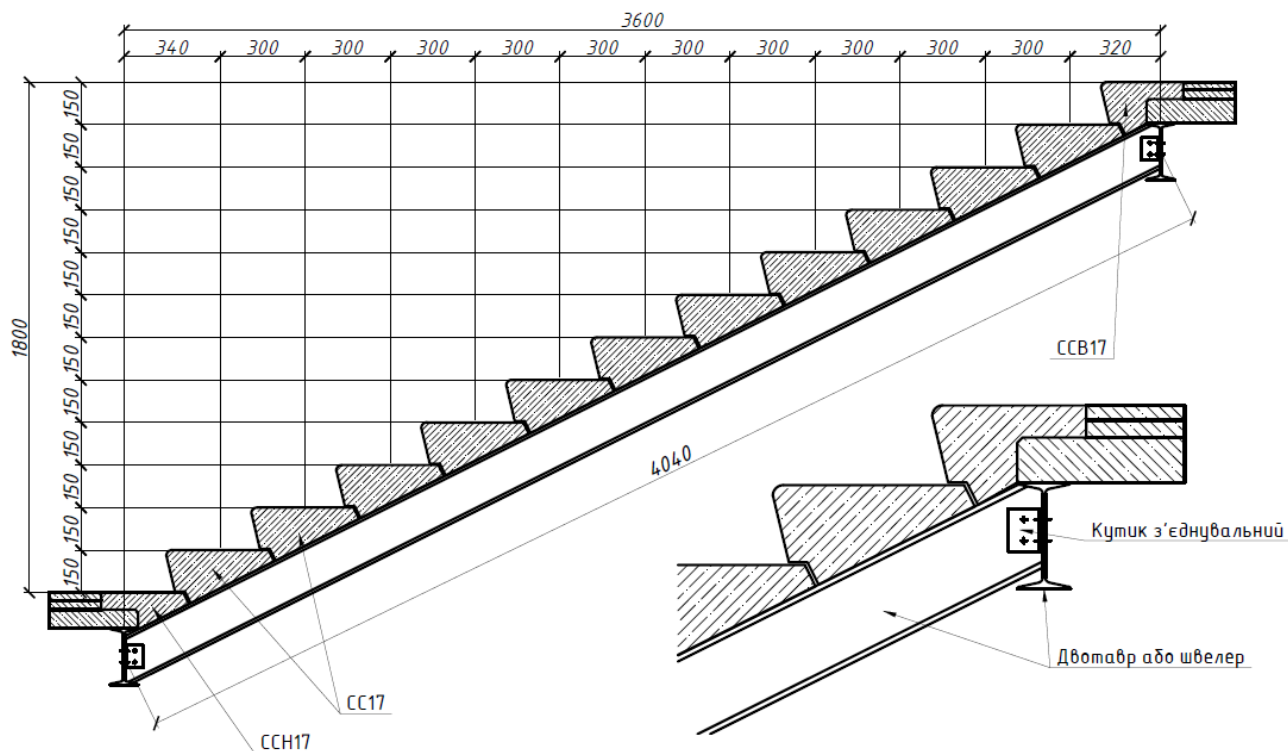


Рисунок 5.4. Конструктивне рішення сходів (до прикладу 1)

Приклад 1.

У будинках старої побудови зустрічаються сходи, що складаються з двох похилих, паралельно розташованих металевих балок – косоурів, на які укладаються збірні з/б сходи або сходові марші. У ряді випадків таке будівельне рішення і зараз знаходить своє застосування, наприклад при реконструкції будівель, у малоповерховому будівництві. Косоури у свою чергу кріпляться до перпендикулярно розташованих майданчикових, лобових балок на болтах або зварюванні. Косоури, як і лобові балки, виконуються зі швелера або двотавра. Майданчик сходової клітки

виконується з монолітного залізобетону. Як правило, такі сходи виконуються в цегляних будівлях. При проектуванні варто приділяти увагу вогнестійкості металевих конструкцій сходової клітини шляхом покриття спеціальними вогнезахисними складами або оштукатурюванням вапняним або цементно-піщаним розчином по металевій сітці.

Докладніше про конструктивні рішення такого типу сходів можна ознайомитись у довідковій літературі за темою.

В даному прикладі виконаємо розрахунок косоура двотаврового перерізу профілю №16 за ДСТУ 8768 сходової клітини будівлі громадського призначення. Ширина сходового маршу 1.65 м, ухил маршу 1:2 ($\alpha = 27^\circ$), довжина косоура $3.6/0.891 = 4.04$ м, висота поверху 3.6 м, закладення маршу – 3.6 м, відмітка міжповерхового майданчика – 1.8 м. Марка сталі косоура С235. Коефіцієнти надійності по відповідальності та умов роботи приймаємо рівними одиниці.

На сходовому марші укладаються залізобетонні сходи за ДСТУ Б В.2.6-56:2008 «Сходи залізобетонні та бетонні» – основні ступені СС17 (174 кг) – 11 шт., верхній фризний ССВ17 (133 кг) – 1 шт., нижній фризний ССН17 (92 кг) - 1 шт.

Відповідно до табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» п.12б – для сходів діюче рівномірно-розподілене тимчасове навантаження приймається рівним 4 кПа з коефіцієнтом надійності за навантаженням 1,2.

Визначимо навантаження від ваги сходів на 1 м^2 горизонтальної проекції маршу.

$$\frac{(92 + 133 + 174 \times 11) \times 9.81 \times 10^{-3}}{1.65 \times 3.6} = 3.54 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням для ваги з/б ступенів по табл. 5.1 ДБН [2] прийнятий рівним 1.1. Коефіцієнт надійності за навантаження для експлуатаційного розрахункового значення приймається рівним 1.

Так як навантаження дане на 1 м^2 горизонтальної поверхні, а кут нахилу косоура з горизонталлю становить 27° . Рівномірно розподілене навантаження, прикладене до 1 м^2 поверхні маршу, знаходиться з наступного виразу:

$$q \times L = q' \times L' \rightarrow q' = q \times \frac{L}{L'} = q \times \cos(\alpha)$$

Цей вираз справедливий і при обчисленні погонного рівномірно-розподіленого навантаження.

Сходовий марш складається з двох косоурів, тому навантаження на кожен з них збирається зі смуги шириною $1.65/2 = 0.825$ м.

Погонне експлуатаційне навантаження на косоур складає:

$$q_n = (3.54 + 4) \times 0.825 \times 0.891 = 5.54 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Розрахункове граничне навантаження:

$$q = (3.54 \times 1.1 + 4 \times 1.2) \times 0.825 \times 0.891 = 6.39 \frac{\kappa H}{m}$$

Розрахунковою схемою косоура є однопрогонова шарнірно оперта балки довжиною 4.04 м, кут нахилу якої відносно горизонталі становить 27° . Таким чином, діюче вертикальне навантаження може бути розкладено на дві складові – спрямовану вздовж поздовжньої осі косоура (вздовж осі Z) і нормально до неї (вздовж осі Y).

$$q_z = q \times \sin(\alpha) = 6.39 \times 0.454 = 2.9 \frac{\kappa H}{m}$$

$$q_y = q \times \cos(\alpha) = 6.39 \times 0.891 = 5.69 \frac{\kappa H}{m}$$

З умов статичної рівноваги косоура визначаємо опорні реакції:

$$\sum F_{kz} = 0; H_a + q_y \times l' \times \sin(\alpha) - q_z \times l' \times \cos(\alpha) = 0;$$

$$H_a = -5.69 \times 4.04 \times 0.454 + 2.9 \times 4.04 \times 0.891 \cong 0$$

$$\sum m_A(\bar{F}_k) = 0; -R_b \times l + q_y \times l' \times \frac{l'}{2} = 0; R_b = \frac{5.69 \times 4.04^2 \times 0.5}{3.6} = 12.9 \kappa H$$

$$\sum F_{ky} = 0; R_a + R_b - q_y \times l' \times \cos(\alpha) - q_z \times l' \times \sin(\alpha) = 0;$$

$$R_a = -12.9 + 5.69 \times 4.04 \times 0.891 + 2.9 \times 4.04 \times 0.454 = 12.9 \kappa H$$

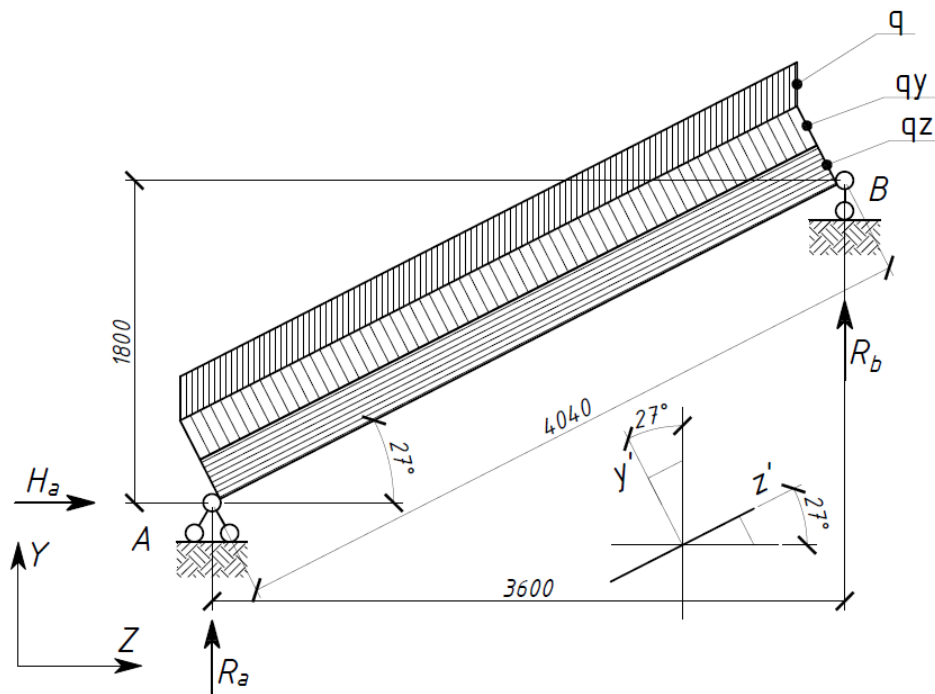


Рисунок 5.5. Розрахункова схема балки

Поздовжнє зусилля, що діє у косоурі:

$$\begin{aligned}\sum F_{kz} &= 0; N + R_a \times \sin(\alpha) - q_z \times z = 0; \\ N(0) &= -12.9 \times 0.454 + 2.9 \times 0 = -5.86 \text{ кН}; \\ N(2.02) &= -12.9 \times 0.454 + 2.9 \times 2.02 = 0; \\ N(4.04) &= -12.9 \times 0.454 + 2.9 \times 4.04 = 5.86 \text{ кН}\end{aligned}$$

Поперечні сили:

$$\begin{aligned}\sum F_{ky} &= 0; -Q + R_a \times \cos(\alpha) - q_y \times z = 0; \\ Q(0) &= 12.9 \times 0.891 - 5.69 \times 0 = 11.49 \text{ кН}; \\ Q(2.02) &= 12.9 \times 0.891 - 5.69 \times 2.02 = 0; \\ Q(4.04) &= 12.9 \times 0.891 - 5.69 \times 4.04 = -11.49 \text{ кН}\end{aligned}$$

Згинаючі моменти:

$$\begin{aligned}\sum m_x(\bar{F}_k) &= 0; -M + R_a \times \cos(\alpha) \times z - q_y \times z \times \frac{z}{2} = 0 \\ M(0) &= 12.9 \times 0.891 \times 0 - 5.69 \times 0 = 0; \\ M(2.02) &= 12.9 \times 0.891 \times 2.02 - 5.69 \times 2.02^2 \times 0.5 = 11.61 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M(4.04) &= 12.9 \times 0.891 \times 4.04 - 5.69 \times 4.04^2 \times 0.5 = 0\end{aligned}$$

Розрахунок елементів, що зазнають згину, проводимо відповідно до розділу 9.2 ДБН [3]

Попередньо визначимо із сортаменту геометричні характеристики двотавра №16

$$\begin{aligned}h &= 160 \text{ мм} & b &= 81 \text{ мм} & s &= 5 \text{ мм} & t &= 7.8 \text{ мм} \\ A &= 20.2 \text{ см}^2 & I_x &= 873 \text{ см}^4 & W_x &= 109 \text{ см}^3 & S_x &= 62.3 \text{ см}^3 \\ & & I_y &= 58.6 \text{ см}^4 & W_y &= 14.50 \text{ см}^3\end{aligned}$$

Виконаємо розрахунок на міцність на дію згинального моменту в середині прольоту (поздовжні та поперечні сили дорівнюють нулю):

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{11.61 \times 10^6}{109 \times 10^3} = 106.5 \text{ МПа} < 230 \text{ МПа}$$

Відсоток використання міцності:

$$\Delta = \frac{106.5}{230} \times 100\% = 46.3\%$$

Виконаємо розрахунок на дію поперечної сили в опорному перерізі:

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{Q_y S_x}{s I_x} = \frac{11.49 \times 10^3 \times 62.3 \times 10^3}{5 \times 873 \times 10^4} = 16.4 \text{ МПа} < R_s = 0.58 R_y = 133.4 \text{ МПа} \\ \Delta &= \frac{16.4}{133.4} \times 100\% = 12.3\%\end{aligned}$$

Так як в опорних перерізах разом з поперечними зусиллями діють також поздовжні зусилля необхідний розрахунок за приведеними напруженнями:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} = \frac{-5.86 \times 10^3}{20.2 \times 10^2} = 2.9 \text{ МПа}$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{2.9^2 + 3 \times 16.4^2} = 28.55 \text{ МПа} < 1.15R_y = 264.5 \text{ МПа}$$

$$\Delta = \frac{28.55}{264.5} \times 100\% = 10.8\%$$

Прогин від експлуатаційного рівномірно-розподіленого навантаження q_{ny} складає:

$$q_{ny} = 5.54 \times 0.891 = 4.94 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{ny} l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{4.94 \times 4040^4}{2.06 \times 10^5 \times 873 \times 10^4} = 9.53 \text{ мм}$$

Граничні прогини та переміщення будівельних конструкцій визначаються відповідно до вказівок ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини та переміщення». Відповідно до табл. 1 ДСТУ п. 2а значенням прольоту 3 та 6 м, відповідає вертикальний граничний прогин $l/150$ и $l/200$ відповідно. Для прольоту в 4.04 м, граничне значення прогину визначаємо за інтерполяцією:

$$150 + \frac{200 - 150}{6 - 3} \times (4.04 - 3) = 167.3; f_u = \frac{4040}{167} = 24.2 \text{ мм}$$

Як ми можемо бачити з розрахунків, проведених на даний момент, переріз з двотавра №16, має значні резерви міцності. За п. 4 ДСТУ вимагається дотримання вимоги про хиткість сходових маршів, прогин яких від зосередженого навантаження в 1 кН у середині прольоту не повинен перевищувати граничного 0.7 мм.

Вертикальний прогин балки від дії зосередженої сили в середині прольоту, прикладеної нормально до поздовжньої осі косоюра, становить:

$$f = \frac{1}{48} \frac{Pl^3}{EI_x} = \frac{1000 \times 4040^3}{48 \times 2.06 \times 10^5 \times 873 \times 10^4} = 0.764 \text{ мм}$$

Цей прогин необхідно спроектувати на вертикальну вісь глобальної системи координат та отримати таким чином вертикальне переміщення точки прикладення навантаження:

$$v = f \cos(\alpha) = 0.764 \times 0.891 = 0.68 \text{ мм} < 0.7 \text{ мм}$$

Як не складно переконатися, у разі застосування двотавра №14, за тих же умов, умова щодо хиткості вже не виконується, і таким чином вона в даному випадку є визначальною.

Також необхідно виконати розрахунок на стійкість згинальних елементів суцільного перерізу відповідно до розділу 9.4 ДБН [3]

При згинанні у площині стінки, яка збігається з площиною симетрії перерізу розрахунок проводиться за формулою (9.29) ДБН [3]

Коефіцієнт стійкості при згині φ_b визначається відповідно до вказівок додатка Н ДБН.

Розрахункова довжина балки l_{ef} у нашому випадку дорівнює геометричній довжині косоура, тому що стиснутий пояс балки ніяк не закріплений від горизонтальних переміщень, спрямованих перпендикулярно до площини вигину (див. п. 9.4.2 ДБН [3]).

У разі виконання вимог, зазначених у пункті 9.4.4 ДБН [3] загальну стійкість балки, можна вважати забезпеченою та не виконувати розрахунок за формулою (9.29) ДБН [3].

Пункт 9.4.4б ДБН [3] обмежує умовну гнучкість стиснутого пояса балки граничною величиною $\bar{\lambda}_{ub}$ яка визначається за табл. 9.1 ДБН [3]

У нашому випадку прикладання навантаження до верхнього поясу:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{ub} &= 0.35 + 0.0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0.76 - 0.02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} = \\ &= 0.35 + 0.0032 \times \frac{81}{7.8} + \left(0.76 - 0.02 \times \frac{81}{7.8} \right) \times \frac{81}{160 - 7.8} = 0.68 \\ \bar{\lambda}_b &= \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{4040}{81} \times \sqrt{\frac{230}{2.06 \times 10^5}} = 1.667 > \bar{\lambda}_{ub}\end{aligned}$$

Умова не виконується, а також сходи просто лежать на косоурі і ніяк з ним жорстко не пов'язані – загальну стійкість не можна вважати забезпеченою (див. п. 9.4.4а ДБН [3]) і необхідно виконувати розрахунок загальної стійкості.

Попередньо визначаємо момент інерції при вільному крученні I_t за п. К.2 Додатку К ДБН [3]

$$I_t = \varepsilon \sum_i b_i t_i^3 = 0.43 \times \left(8.1 \times 0.78^3 \times 2 + (16 - 2 \times 0.78) \times 0.5^3 \right) = 4.082 \text{ см}^4$$

Де, $\varepsilon = 0.43$ за табл. К.1 для двотаврового перерізу.

Точне значення моменту інерції при вільному крученні I_t для двотавра №16 – 3.996 см⁴ (з бази даних сортamentів програмного комплексу «ЛІРА-САПР»). Моменти інерції під час вільного крутіння для найпоширеніших типів перерізів можуть бути визначені за довідниковими матеріалами (наприклад – Young W. C., Budynas .R. G. Roark's Formulas for Stress and Strain. 7th ed. McGraw-Hill, 2002. 854 p. – table 10.1, pp. 401-412)

За п. Н.3а додатку Н ДБН [3] визначаємо коефіцієнт α_t

$$\alpha_t = 1.54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h_b} \right)^2 = 1.54 \times \frac{4.46}{58.6} \times \left(\frac{4040}{160 - 7.8} \right)^2 = 82.583$$

За табл. Н.1 ДБН [3] при відсутності закріплень стиснутого пояса, рівномірно-розподіленому навантаженні прикладеного до верхнього пояса та епюрі моментів, що відповідає квадратній параболі, визначаємо коефіцієнт ψ при $40 < \alpha_t = 82.583 \leq 400$

$$\psi = 3.15 + 0.04\alpha_t - 2.7 \times 10^{-5} \alpha_t^2 = 3.15 + 0.04 \times 82.583 - 2.7 \times 10^{-5} \times 82.583^2 = 6.27$$

По формулі Н.3 визначаємо коефіцієнт φ_1

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 6.27 \times \frac{58.6}{873} \times \left(\frac{160}{4040} \right)^2 \times \frac{2.06 \times 10^5}{230} = 0.591$$

За п. Н.2 т.к. $\varphi_1 < 0.85$; $\varphi_b = \varphi_1 = 0.591$

Виконуємо розрахунок загальної стійкості балки:

$$\sigma_b = \frac{M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{11.61 \times 10^6}{0.591 \times 109 \times 10^3} = 180.23 \text{ МПа}$$

$$\Delta = \frac{180.23}{230} \times 100\% = 78.4\%$$

Умова загальної стійкості забезпечується.

Місцеву стійкість пояса та стінки двотавра не перевіряємо, так як вони завжди забезпечені з умов прокатки.

З проведених розрахунків можна побачити, що не завжди є визначальними лише умови міцності та жорсткості. Обмежившись лише розрахунком міцності та жорсткості, і маючи значні резерви по ним, ми могли б прийняти менш міцний та жорсткий профіль і якщо умова хиткості може позначитися лише на експлуатаційному призначенні косоура, то недотримання вимог загальної стійкості при реалізації повного значення тимчасового навантаження може призвести до втрати загальної стійкості. Таким чином, при розрахунку будівельних конструкцій необхідно дотримуватися всіх вимог, що пред'являються до них, нормативними документами.

Приклад 2.

Виконати статичний розрахунок балки. Схема з геометричними розмірами та навантаженням (рис. 5.6). Клас міцності прокату сталі – С235, підібрати прокатний двотавровий переріз.

Статичний розрахунок.

1. Визначення опорних реакцій балки

Визначаємо опорні реакції балки складаючи рівняння моментів.

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B; \quad \sum M_B = 0 \rightarrow R_A;$$

Для перевірки використовуємо рівняння рівноваги усіх сил на вертикальну вісь Y:

$$\sum F_Y = 0;$$

$$\sum M_A = 0; -P \times L_1 - q \times L_2 \times \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right) - M + R_B \times (L_1 + L_2 + L_3) = 0$$

$$R_B = \frac{PL_1 + qL_2 \times \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right) + M}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{20 \times 1.5 + 19 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1.5 \right) + 35}{1.5 + 3 + 2} = 36.308 \text{ кН}$$

$$\sum M_B = 0; -R_A (L_1 + L_2 + L_3) + P(L_2 + L_3) + qL_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_3 \right) - M = 0$$

$$R_A = \frac{P(L_2 + L_3) + qL_2 \times \left(\frac{L_2}{2} + L_3 \right) - M}{L_1 + L_2 + L_3} =$$

$$= \frac{20 \times (3 + 2) + 19 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 2 \right) - 35}{1.5 + 3 + 2} = 40.692 \text{ кН}$$

$$\sum F_Y = 0; R_A - P - qL_2 + R_B = 40.692 - 20 - 19 \times 3 + 36.308 = 0$$

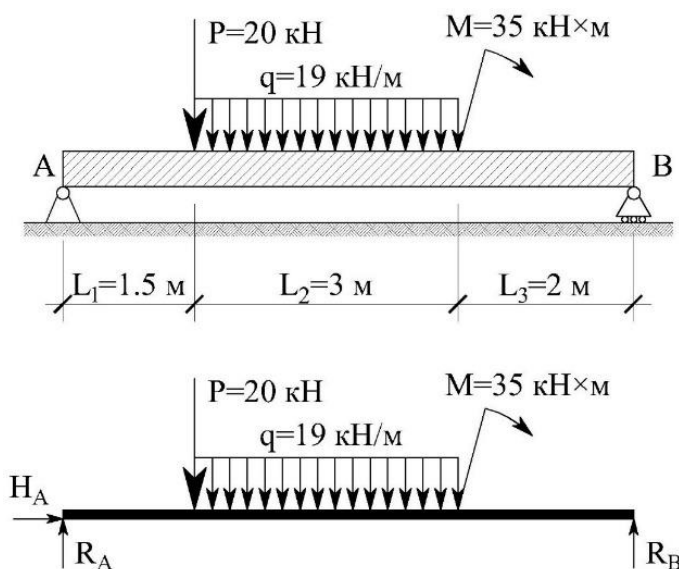


Рисунок 5.6. Розрахункова схема балки (до приладу 2)

2. Розбиття балки на ділянки та складання рівнянь рівноваги

Визначаємо значення Q та M на межах ділянок та в характерних точках.

Ділянка 1 ($0 \leq x_1 \leq L_1$)

$$\sum F_Y = 0; R_A - Q_1 = 0; Q_1 = R_A = 40.692 \text{ кН}$$

$$\sum M_s = 0; -R_A x_1 + M_1 = 0; M = R_A x_1 = 0;$$

$$M_1(0) = 40.692 \times 0 = 0; M(1.5) = 40.692 \times 1.5 = 61.038 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ділянка 2 ($0 \leq x_2 \leq L_2$)

$$\sum F_Y = 0; R_A - P - qx_2 - Q_2 = 0; Q_2 = R_A - P - qx_2;$$

$$Q_2(0) = 40.692 - 20 = 20.692 \text{ кН};$$

$$Q_2(3) = 40.692 - 20 - 19 \times 3 = -36.308 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sum M_s = 0; -R_A(L_1 + x_2) + Px_2 + q \frac{x_2^2}{2} + M_2 = 0;$$

$$M_2 = R_A(L_1 + x_2) - Px_2 - \frac{qx_2^2}{2} = 0;$$

$$M_2(0) = 40.692 \times (1.5 + 0) - 20 \times 0 - 19 \times \frac{0^2}{2} = 61.038 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2(3) = 40.692 \times (1.5 + 3) - 20 \times 3 - 19 \times \frac{3^2}{2} = 37.614 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

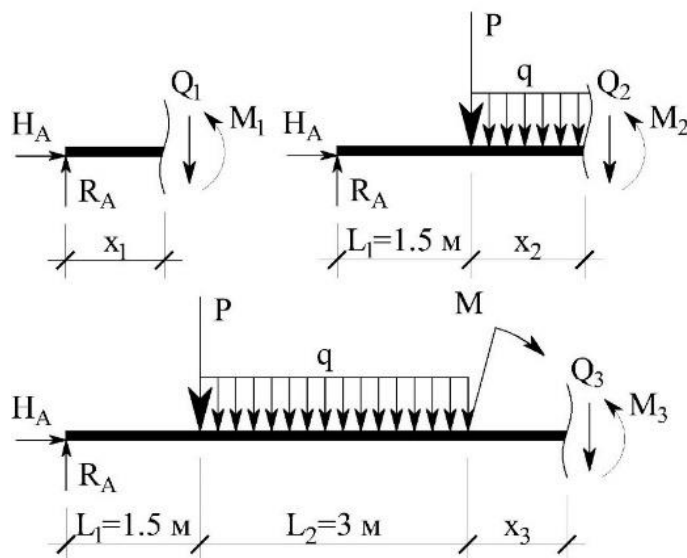


Рисунок 5.7. Розбиття балки на ділянки

3. Визначимо екстремальне значення згинаючого моменту на другій ділянці:

$$Q_2 = R_A - P - qx_2 = 0 \rightarrow x_2 = \frac{R_A - P}{q} = \frac{40.692 - 20}{19} = 1.08 \text{ м};$$

$$M(1.08) = 40.692 \times (1.5 + 1.08) - 20 \times 1.08 - 19 \times \frac{1.08^2}{2} = 72.305 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ділянка 3 ($0 \leq x_3 \leq L_3$)

$$\begin{aligned} \sum F_Y = 0; R_A - P - qL_2 - Q_3 = 0; Q_3 &= R_A - P - qL_2 = \\ &= 40.692 - 20 - 19 \times 3 = -36.308 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

$$\sum M_s = 0; -R_A(L_1 + L_2 + x_3) + P(L_2 + x_3) + qL_2\left(\frac{L_2}{2} + x_3\right) + M + M_3 = 0;$$

$$M_3 = R_A(L_1 + L_2 + x_3) - P(L_2 + x_3) - qL_2\left(\frac{L_2}{2} + x_3\right) + M = 0$$

$$M_3(0) = 40.692 \times (1.5 + 3 + 0) - 20 \times (3 + 0) - 19 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 0\right) + 35 = 72.614 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3(2) = 40.692 \times (1.5 + 3 + 2) - 20 \times (3 + 2) - 19 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 2\right) + 35 = 0;$$

Будуємо епюри поперечних сил та згинальних моментів.

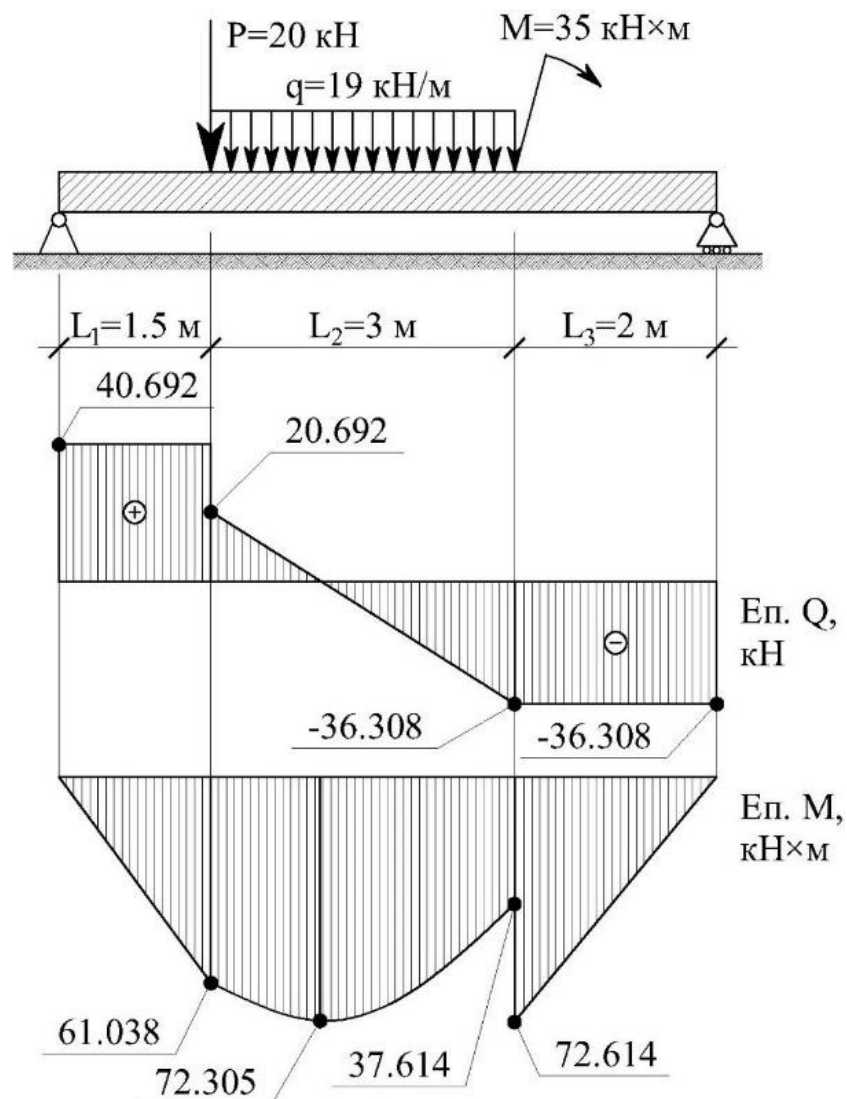


Рисунок 5.8. Епюра згинаючих моментів та поперечних сил

4. Визначення прогину балки. Використовуємо метод безпосереднього інтегрування, за допомогою якого маємо можливість побудувати пружну лінію балки. Метод полягає у використанні основного диференціального рівняння зігнутої осі балки:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

Інтегруючи це рівняння отримаємо рівняння кутів повороту перерізів балки (враховано, що балка має постійний переріз $EI = const$):

$$\frac{dy}{dx} = \theta = \frac{1}{EI} \int M dx + C$$

Інтегруючи вдруге, отримаємо рівняння прогинів (рівняння пружної лінії):

$$y = \frac{1}{EI} \int dx \int M dx + Cx + D$$

Згинаючий момент M , що входить в ці рівняння, є функцією координати x поперечного перерізу балки.

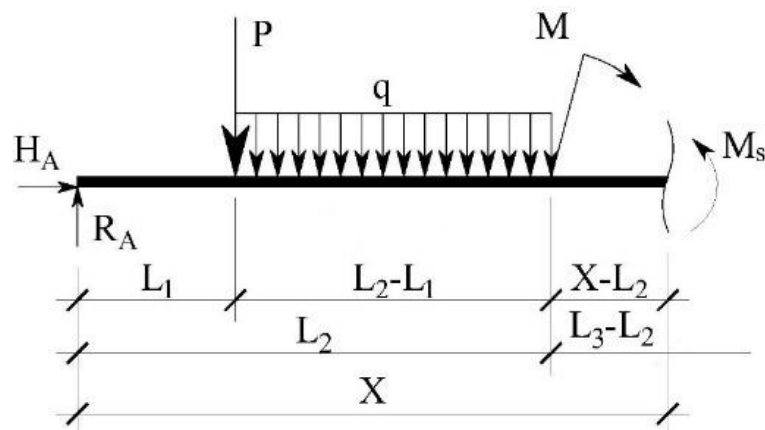


Рисунок 5.9. Пояснення до складання рівнянь рівноваги моментів

В нашому випадку для побудови пружної лінії балки як кусочної функції, перепишемо раніше складені рівняння моментів у дещо зміненому вигляді (рис. 5.9.):

$$M_1(x) = R_A x;$$

$$M_2(x) = R_A x - P(x - L_1) - \frac{q(x - L_1)^2}{2};$$

$$M_3(x) = R_A x - P(x - L_1) + M - q(L_2 - L_1) \left(\frac{L_2 - L_1}{2} + (x - L_2) \right)$$

Де $L_1 = 1.5 \text{ м}$; $L_2 = 4.5 \text{ м}$; $L_3 = 6.5 \text{ м}$

Підставляючи отримані вирази в рівняння кутів повороту та прогину, виконуючи інтегрування та необхідні перетворення, отримаємо систему рівнянь з 6 невідомими – $C_1, D_1, C_2, D_2, C_3, D_3$ – постійні інтегрування.

$$\begin{cases} \theta_1(x) = \int M_1(x) dx + C_1; y_1(x) = \int \theta_1(x) dx + D_1; \\ \theta_2(x) = \int M_2(x) dx + C_2; y_2(x) = \int \theta_2(x) dx + D_2; \\ \theta_3(x) = \int M_3(x) dx + C_3; y_3(x) = \int \theta_3(x) dx + D_3; \end{cases}$$

Для їх знаходження слід врахувати граничні умови для кінців балки та для перерізів на межі ділянок 1 і 2 та 2 і 3. На лівій опорі (при $x = 0$) та на правій опорі (при $x = L_3$) прогини рівні нулю – $y_1(0) = 0; y_3(L_3) = 0$; в кінці ділянки 1 (при $x = L_1$) прогин та кут повороту перерізу дорівнюють прогину та куту повороту перерізу на початку ділянки 2 (при $x = L_1$) – $y_1(L_1) = y_2(L_1); \theta_1(L_1) = \theta_2(L_1)$; такі самі рівняння складаємо і для ділянки 2 та 3 – $y_2(L_2) = y_3(L_2); \theta_2(L_2) = \theta_3(L_2)$

Таким чином вирішення рівнянь має задовольняти наступним умовам:

$$\begin{cases} y_1(0) = 0; y_3(L_3) = 0 \\ y_1(L_1) = y_2(L_1); \theta_1(L_1) = \theta_2(L_1) \\ y_2(L_2) = y_3(L_2); \theta_2(L_2) = \theta_3(L_2) \end{cases}$$

Підставляючи у ці умови відповідні вирази можемо визначити невідомі.

У зв'язку з громіздкістю виконання розрахунків, невідомі визначаємо за допомогою математичного пакету MathCAD, з використанням блоку рішень Given-Find:

$$\begin{aligned} C_1 &= -159.033 & D_1 &= 0 \\ C_2 &= -170.846 & D_2 &= 7.242 \\ C_3 &= -616.908 & D_3 &= 686.25 \end{aligned}$$

Підставляючи знайдені значення постійних в рівняння прогинів та кутів повороту перерізів балки, отримаємо наступні рівняння:

$$y(x) = \begin{cases} y_1(x) = -159.033x + 6.782x^3, 0 \leq x \leq L_1; \\ y_2(x) = -170.846x + 4.313x^2 + 8.199x^3 - \frac{19x^4}{24} + 7.242, L_1 \leq x \leq L_2 \\ y_3(x) = -616.908x + 118x^2 - 6.051x^3 + 686.25, L_2 \leq x \leq L_3 \end{cases}$$

$$\theta(x) = \begin{cases} \theta_1(x) = 20.346x^2 - 159.033, 0 \leq x \leq L_1; \\ \theta_2(x) = 8.625x + 24.596x^2 - \frac{19x^3}{6} - 170.846, L_1 \leq x \leq L_2 \\ \theta_3(x) = 236x - 18.154x^2 - 616.908, L_2 \leq x \leq L_3 \end{cases}$$

За допомогою математичного пакету, за цими рівняннями будується наступний графік (рис. 5.10).

Для знаходження значення максимального прогину, диференціюємо рівняння $y_2(x)$ (або відразу скористатися виразом для $\theta_2(x)$) та вирішуємо його відносно x :

$$\frac{dy_2(x)}{dx} = 8.625x + 24.596x^2 - \frac{19x^3}{6} - 170.846 = 0; x = \begin{cases} -2.437 \\ 3.13 \\ 7.074 \end{cases}$$

Отримане значення $x = 3.13$ ($x \in [0; 6.5]$) підставляємо у рівняння $y_2(x)$ (при цьому ж значенні $\theta_2(3.13) = 0$):

$$y_2(3.13) = -\frac{309.833}{EI}$$

Очевидно, що максимальні кути повороту перерізів мають місце на початку та в кінці балки:

$$\theta_1(0) = -\frac{159.033}{EI}; \theta_3(6.5) = \frac{150.085}{EI}$$

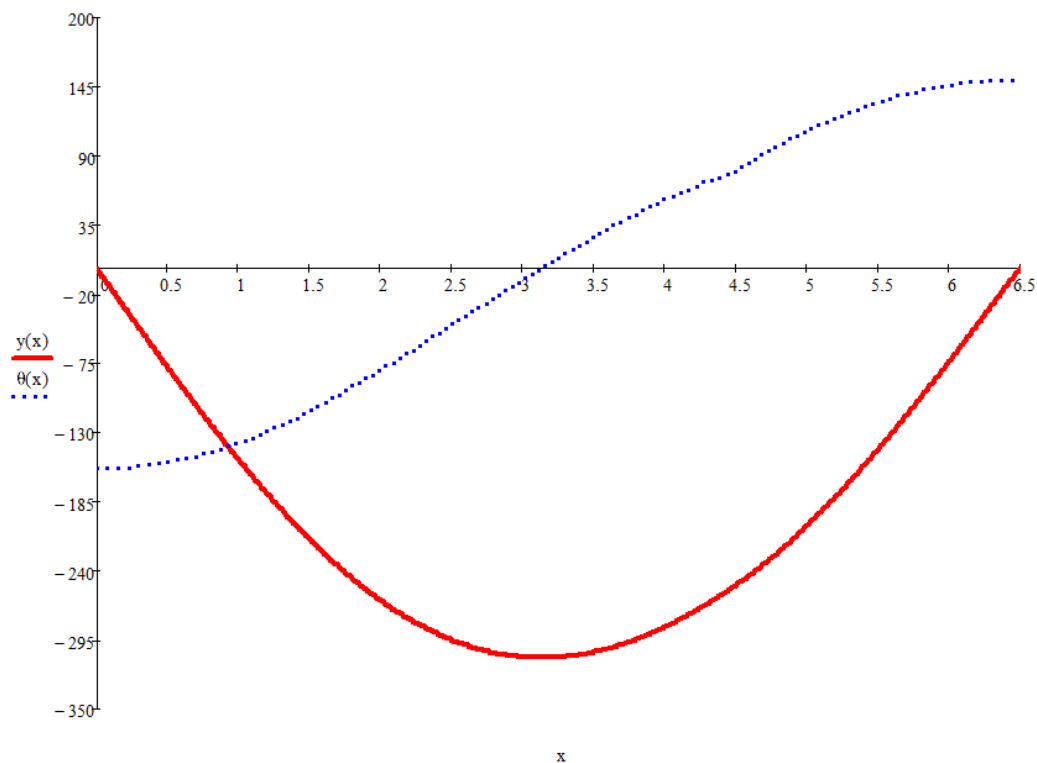


Рисунок 5.10. Графік функцій прогинів $y(x)$ та кутів повороту опорних перерізів $\theta(x)$

Знаючи модуль пружності матеріалу з якого виготовлена балка, та момент інерції її перерізу, за отриманими виразами можливо визначити прогин балки від діючого навантаження в точці $x = 3.13$ м та кути повороту опорних перерізів.

Конструктивний розрахунок

Клас міцності прокату сталі – С235, для якого за табл. Г.2 Додатка Г ДБН [3] розрахунковий опір становить 230 МПа (при товщині прокату від 2 до 20 мм)

Граничний прогин балки визначаємо за табл. 1 ДСТУ Б В.1.2.6:2006, як для балки перекриття відкритої для оглядку – $f_u = l/200 = 6500/200 = 32.5$ мм

Розрахунок на міцність ведемо відповідно до формул викладених у п. 9.2 ДБН В.2.6-198:2014

Визначаємо необхідний момент опору балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y} = \frac{72.614 \times 10^6}{230} \times 10^{-3} = 315.713 \text{ см}^3$$

За сортаментом ГОСТ 26020-83 обираємо профіль 26Б2 з наступними характеристиками:

$$\begin{aligned} h &= 261 \text{ мм}; & b &= 120 \text{ мм}; & s &= 6 \text{ мм}; \\ t &= 10 \text{ мм}; & A &= 39.7 \text{ мм}^2; & g &= 31.2 \text{ кг/м}; \\ I_x &= 4654 \text{ см}^4; & W_x &= 356.6 \text{ см}^3; & S_x &= 201.5 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Уточнюємо нормальні напруження, що діють в перерізі:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{72.614 \times 10^6}{356.6 \times 10^3} = 203.629 \text{ МПа} < 230 \text{ МПа}$$

Відсоток використання несучої здатності:

$$\frac{203.629}{230} \times 100\% = 88.5\%$$

Розраховуємо дотичні напруження, на поперечну силу $Q_{max} = 40.692$ кН та $Q_{M_{max}} = 36.308$ кН

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x s} < 0.58R_y;$$

$$\tau_1 = \frac{40.692 \times 10^3 \times 201.5 \times 10^3}{4654 \times 10^4 \times 6} = 29.363 \text{ МПа} < 133.4 \text{ МПа};$$

$$\tau_2 = \frac{36.308 \times 10^3 \times 201.5 \times 10^3}{4654 \times 10^4 \times 6} = 26.2 \text{ МПа} < 133.4 \text{ МПа};$$

$$\frac{29.363}{133.4} \times 100\% = 22.0\%; \quad \frac{26.2}{133.4} \times 100\% = 19.6\%$$

Розраховуємо зведені напруження:

$$\begin{aligned}\sigma_{red} &= \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{203.629^2 + 3 \times 26.2^2} = \\ &= 208.62 < 1.15 \times 230 = 264.5 \text{ МПа}; \\ &\frac{208.62}{264.5} \times 100\% = 78.9\%\end{aligned}$$

Обчислюємо прогин балки за допомогою виразу (з приведенням результату до мм):

$$\begin{aligned}-\frac{309.883}{EI} &= -\frac{309.833}{2.06 \times 10^5 \times 4654} \times 10^8 = -32.317 < 32.5 \text{ мм}; \\ &\frac{32.317}{32.5} \times 100\% = 99.44\%\end{aligned}$$

Таким чином підібраний переріз задовольняє умовам міцності та жорсткості, проте його необхідно також перевірити на загальну стійкість.

Розрахунок на стійкість ведемо відповідно положень викладених у п. 9.4 ДБН [3]

Спочатку визначаємо коефіцієнт φ_b відповідно до додатка Н ДБН [3]. Для визначення цього коефіцієнту розрахункова довжина балки приймається рівною геометричній довжині балки, оскільки прийнято, що відсутні закріплення стиснутого поясу балки від горизонтальних переміщень – $l_{ef} = l = 6.5 \text{ м}$

Момент інерції при вільному крученні двотавра визначається за наступними виразами:

$$\begin{aligned}K_1 &= b_f t_f^3 \left(\frac{1}{3} - 0.21 \frac{t_f}{b_f} \left(1 - \frac{t_f^4}{12b_f^4} \right) \right) = \\ &= 12 \times 1^3 \times \left(\frac{1}{3} - 0.21 \times \frac{1}{12} \times \left(1 - \frac{1^4}{12 \times 12^4} \right) \right) = 3.79\end{aligned}$$

$$K_2 = \frac{1}{3} h_w t_w^3 = \frac{1}{3} \times (26.1 - 2 \times 1) \times 0.6^3 = 1.735$$

$$\alpha = \frac{t}{t_1} \left(0.15 + 0.1 \frac{R}{t_f} \right) = \frac{0.6}{1} \times \left(0.15 + 0.1 \times \frac{1.2}{1} \right) = 0.161$$

Де $t = t_f$ якщо $t_f < t_w$; $t = t_w$ якщо $t_w < t_f$;

$t_1 = t_f$ якщо $t_f > t_w$; $t_1 = t_w$ якщо $t_w > t_f$;

$$D = \frac{(t_f + R)^2 + R t_w + \frac{t_w^2}{4}}{(2R + t_f)} = \frac{(1 + 1.2)^2 + 1.2 \times 0.6 + \frac{0.6^2}{4}}{(2 \times 1.2 + 1)} = 1.662$$

$$I_t = 2K_1 + K_2 + 2\alpha D = 2 \times 3.79 + 1.735 + 2 \times 0.161 \times 1.662 = 11.787 \text{ см}^4$$

Момент інерції перерізу в площині найменшої жорсткості $I_y = 288.8 \text{ см}^4$

Коефіцієнт α_t для прокатних двотаврів:

$$\alpha_t = 1.54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h_b} \right)^2 = 1.54 \times \frac{11.787}{288.8} \times \left(\frac{650}{26.1} \right)^2 = 38.983$$

За таблицею Н.1 додатка Н ДБН [3], для балок двотаврового перерізу з двома осями симетрії, при відсутності закріплень стиснутого поясу у прогоні, при переважному рівномірно-розподіленому навантаженню в прогоні, епюрі M_y на ділянці довжиною l_{ef} , що може бути вписана у квадратну параболу та навантаженню прикладеному до стиснутого поясу, при $\alpha_t < 40$, коефіцієнт ψ розраховується за формулою:

$$\psi = 1.60 + 0.08\alpha_t = 1.6 + 0.08 \times 38.983 = 4.719$$

Визначаємо коефіцієнт φ_1 :

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 4.719 \times \frac{288.8}{4654} \times \left(\frac{26.1}{650} \right)^2 \times \frac{2.06 \times 10^5}{230} = 0.423$$

Оскільки $\varphi_1 < 0.85$, $\varphi_b = \varphi_1 = 0.423$

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{\varphi_b W_{cx}} = \frac{72.614 \times 10^6}{0.423 \times 356.6 \times 10^3} = 481.392 \text{ МПа} < 230 \text{ МПа};$$

$$\frac{481.392}{230} \times 100\% = 209.3\%$$

Таким чином, двотавр підібраний з умов міцності та жорсткості не задовольняє умовам стійкості. З умови на стійкість можемо визначити необхідний момент опору двотавра у першому наближенні:

$$W_{cx,req} = \frac{M_{\max}}{R_y \varphi_b} = \frac{72.614 \times 10^6}{230 \times 0.423} \times 10^{-3} = 746.367 \text{ см}^3$$

За сортаментом ГОСТ 26020-83 найближчий профіль з моментом опору не меншим за необхідний – 40Б1 з $W_x = 803.6 \text{ см}^3$

Очевидно, що цей профіль задовольняє умовам міцності та жорсткості, проте доцільно розрахувати його на загальну стійкість, оскільки він підібраний у першому приближенні, за розрахованим коефіцієнтом φ_b для двотавра 26Б2

Місцеву стійкість стінки та полиць не розраховуємо, оскільки для прокатних двотаврів вони зазвичай забезпечені.

Приклад 3

У балковій клітці другорядні балки з кроком 3 м спираються на головні балки зверху – поверхово, тому вони працюють як нерозрізні з трьома прогонами (рисунок 5.11, а). Потрібно розрахувати другорядні балки для двох стадій: пружної та пружнопластичної. Розрахункове поверхнєве навантаження на балку - статичне: постійне g – 12 кПа, тимчасове p – 16 кПа. Матеріал конструкцій - сталь марки С275. Коефіцієнт умов роботи прийняти рівними одиниці. Загальну стійкість балок забезпечено зв'язками.

Рішення. Вантажна смуга балки дорівнює її кроку, тому погонне навантаження - на другорядну балку, кН/м: постійне – $g = 12 \cdot 3 = 36$, тимчасове – $p = 16 \cdot 3 = 48$.

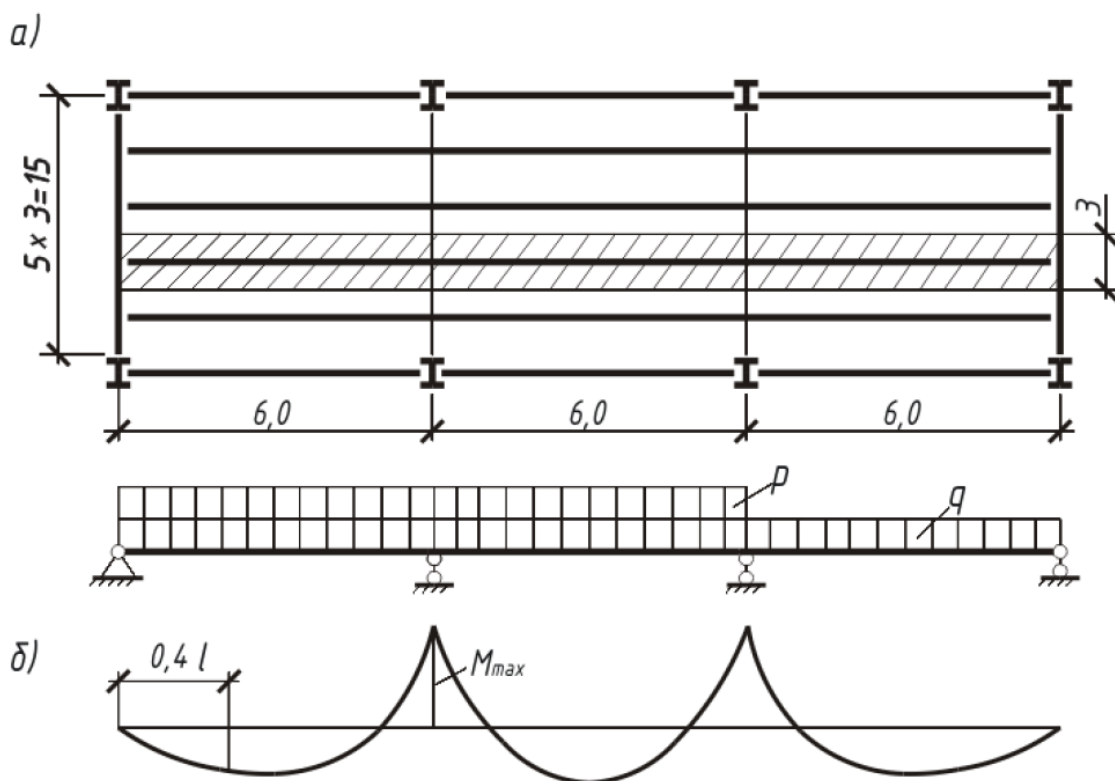


Рисунок 5.11. Розрахункова схема до прикладу 3

Розрахунок балки в пружній стадії роботи.

Зусилля в нерозрізних балках із рівними прольотами встановлюють за таблицями довідників. Оскільки балка постійного перерізу, то під час її розрахунку необхідно знати найбільший згинальний момент. Він буде над проміжною опорою балки і з урахуванням не вигідного розташування тимчасового навантаження (див. рисунок 5.11, б) має значення:

$$M_B^{\max} = -0.100gl^2 - 0.117pl^2 = (-0.1 \cdot 36 - 0.117 \cdot 48) \cdot 6^2 = 331.77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила на середній опорі зліва:

$$Q = -0.6gl - 0.617pl = (-0.6 \cdot 36 + 0.617 \cdot 48) \cdot 6 = 307.3 \text{ кН}$$

Необхідний момент опору ($R_y = 270 \text{ МПа}$):

$$W_{req} = \frac{331.77 \cdot 10^6}{270} \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^3 = 1228.78 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр №45 за ДСТУ 8768:2018 – $W_x = 1231 \text{ см}^3$, $I_x = 27696 \text{ см}^4$, $S = 708 \text{ см}^3$, $s_w = 9.0 \text{ мм}$, маса – 66.5 кг/м.

Дотичні напруження на проміжну опору:

$$\frac{QS}{I_w R_s} = \frac{307.3 \cdot 10^3 \cdot 708 \cdot 10^3}{27696 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 0.58 \cdot 270} = 0.557 < 1$$

Розрахунок у пружнопластичній стадії роботи.

З попереднього розрахунку видно, що дотичні напруження $\tau < 0.9R_s$ ($87.284 \text{ МПа} < 156.6 \text{ МПа}$). Розрахунок ведемо із застосуванням формули (9.10) ДБН [3], при цьому розрахунковий згинальний момент визначимо за формулою (9.15) ДБН [3]. Обчислюємо значення згинальних моментів в однопрогонових шарнірно-опертих балках. Оскільки прольоти рівні по довжині між собою:

$$M_1 = M_2 = \frac{(g + p)l^2}{8} = \frac{(36 + 48) \cdot 6^2}{8} = 378 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умовний згинаючий моменти за формулою (9.16) ДБН [3], при $a = 3 \text{ м}$.

$$M_{ef} = \frac{M_1}{1 + a/l} = \frac{378}{1 + 3/6} = 252 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0.5M = 189 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинаючий момент:

$$M = 0.5(M_{\max} + M_{ef}) = 0.5 \cdot (331.77 + 252) = 291.89 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Задаємося коефіцієнтом $c_x = 1.06$, визначаємо необхідний момент опору:

$$W_{req} = \frac{291.89 \cdot 10^6}{270 \cdot 1.06} \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^3 = 1019.881 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр №45Б1 за ГОСТ 26020-83 – $W_x = 1125,8 \text{ см}^3$, $I_x = 24940 \text{ см}^4$, $S = 639,5 \text{ см}^3$, $s_w = 7.8 \text{ мм}$, маса – 59.8 кг/м.

Уточнюємо значення коефіцієнта c .

З попереднього розрахунку видно, що дотичні напруження перебувають у межах $0,5R_s = 78.3 \text{ МПа} < 87.284 \text{ МПа} < 0,9R_s = 156.6 \text{ МПа}$, тому в перерізах, де діють згинальний момент і поперечна сила, визначаємо коефіцієнт β_r за формулою (9.12) ДБН. Для цього виконуємо попередні обчислення.

Для прийнятого двотавра відношення площі полицки та стінки:

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{18 \cdot 1.1}{(44.3 - 2 \cdot 1.1) \cdot 0.78} = 0.603$$

За таблицею М.1 Додатка М ДБН [3], для 1-го типу перерізу, інтерполяцією між значеннями $A_f/A_w = 0.5...1.0$, для значення 0.607, знаходимо – $c_x = 1.1097$

Середні дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} = \frac{307.3 \cdot 10^3}{(443 - 2 \cdot 11) \cdot 7.8} = 93.581 \text{ МПа}$$

$$\beta_r = 1.0 - \frac{0.20}{\alpha_f + 0.25} \left(\frac{\tau_y}{R_s} \right)^4 = 1 - \frac{0.2}{0.603 + 0.25} \cdot \left(\frac{93.581}{0.58 \cdot 270} \right)^4 = 0.97$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{M_x}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y} = \frac{291.89 \cdot 10^6}{1.1097 \cdot 0.97 \cdot 1125.8 \cdot 10^3 \cdot 270} = 0.892 < 1$$

Недонапруження 10,8%, підібрати менший номер профілю неможливо, оскільки не буде виконувати умова міцності. Розрахунок з урахуванням пружнопластичної роботи дозволив знизити масу балки на $(1 - 59.8/66.5) \cdot 100\% = 10\%$

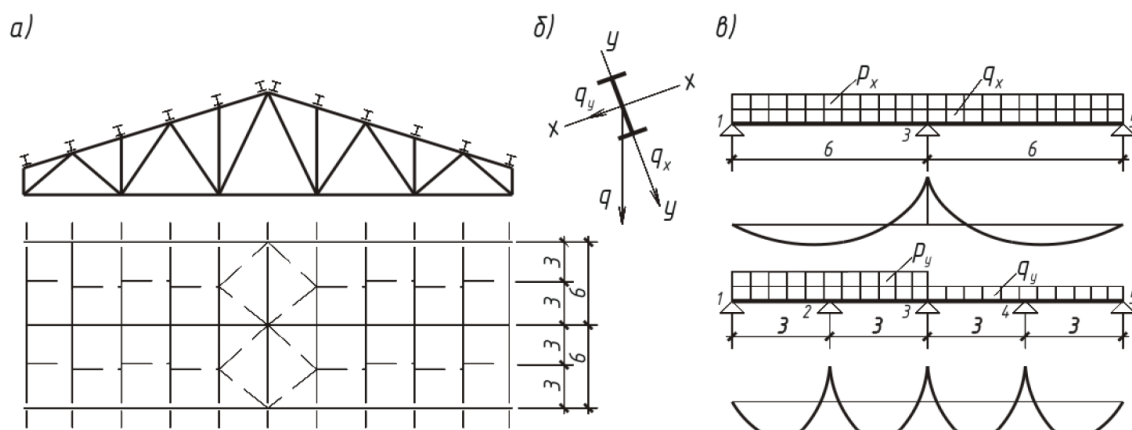


Рисунок 5.12. Розрахункова схема до прикладу 4

Приклад 4.

По фермі з ухилом верхнього пояса 1:4 укладено прогони з двотавра (рисунок 5.12, а). Крок ферм – $l = 6$ м, прогонів – $b = 3$ м. Прогін працює на згин у двох площинах. Для зменшення скатної складової передбачено тяжі по одному в прольоті, які виконують роль опор прогону в площині скату. Довжина двотаврових профілів – 12 м; матеріал – сталь С235 ($R_y = 230$ МПа). Розрахункове навантаження: постійне – $g = 1.17$ кН/м, тимчасове – $s = 1.2$ кН/м. Підібрати переріз прогону з двотавра і тяжу з круглої сталі.

Рішення.

Оскільки навантаження статичне, розрахунок ведемо з урахуванням пластичних деформацій. Довжина прогону і схема його обпирання дає змогу (див. рисунок 5.12)

розглядати роботу прогону від вертикальної складової навантаження як двопрогонової балки, від похилої (горизонтальної) складової навантаження - як чотирьохпрогонової балки з шарнірним обпиранням на кінцях.

При ухилі верхнього поясу 1:4, кут $\alpha = 14^\circ$, складові вертикального погонного навантаження (рисунок 5.12, б):

$$g_x = 3g \cos \alpha = 3 \cdot 1.17 \cdot 0.97 = 3.405 \text{ кН/м};$$

$$p_x = 3p \cos \alpha = 3 \cdot 1.2 \cdot 0.97 = 3.493 \text{ кН/м}$$

Скатне навантаження:

$$g_y = 3g \sin \alpha = 3 \cdot 1.17 \cdot 0.243 = 0.851 \text{ кН/м};$$

$$p_y = 3p \sin \alpha = 3 \cdot 1.2 \cdot 0.243 = 0.873 \text{ кН/м}$$

Максимальний згинальний момент з урахуванням невідного розташування тимчасового навантаження на опорі двопролітної балки від вертикального навантаження (рисунок 5.12, в):

$$M_x = -0.125l^2 (g_x + p_x) = -0.125 \cdot 6^2 \cdot (3.405 + 3.493) = -31.04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в однопролітній шарнірно опертій балці від вертикальної складової:

$$M_{x1} = M_{x2} = \frac{(g_x + p_x)l^2}{8} = \frac{(3.405 + 3.493) \cdot 6^2}{8} = 31.04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умовний згинаючий момент при $a = l/2 = 6/2 = 3 \text{ м}$:

$$M_{ef} = \frac{M_x}{1 + a/l} = \frac{-31.04}{1 + 3/6} = -20.693 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0.5M_{x1} = 0.5 \cdot 31.04 = 15.52 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинаючий момент від вертикальної складової навантаження:

$$M = 0.5(M_{\max} + M_{ef}) = 0.5 \cdot (-31.04 - 20.693) = -25.866 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент від скатної складової навантаження:

$$M_y = -0.107g_y b^2 - 0.121p_y b^2 = -1.771 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в однопролітній шарнірно опертій балці від скатної складової:

$$M_{y1} = M_{y2} = \frac{(g_y + p_y)b^2}{8} = \frac{(0.851 + 0.873) \cdot 3^2}{8} = 1.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умовний згинаючий момент при $a = b/2 = 3/2 = 1.5 \text{ м}$:

$$M_{ef} = \frac{M_y}{1 + a/l} = \frac{-1.771}{1 + 1.5/3} = -1.181 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0.5M_{x1} = 0.5 \cdot 1.94 = 0.97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинаючий момент від скатної складової навантаження:

$$M = 0.5(M_{\max} + M_{ef}) = 0.5 \cdot (-1.771 - 1.181) = -1.476 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для підбору перерізу використовуємо формулу (9.11) ДБН [3], прийнявши $c_y = 1.47$ (для 1-го типу перерізу – двотавра, незалежно від відношення площі поясу до стінки), $c_x = 1.12$, $K_y = 6$

$$W_{x,req} = \frac{M_x}{c_x R_y} \left(1 + \frac{M_y}{M_x} K_y \right) = \frac{-25.866 \cdot 10^6}{1.12 \cdot 230} \cdot \left(1 + \frac{-1.476 \cdot 10^6}{-25.866 \cdot 10^6} \cdot 6 \right) \cdot \left(\frac{1}{10} \right)^3 = 134.79 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр №18 за ДСТУ 8768:2018 – $W_x = 143 \text{ см}^3$, $W_y = 18.4 \text{ см}^3$, $S = 81.4 \text{ см}^3$, $s_w = 5.1 \text{ мм}$, маса – 18.4 кг/м.

Для прийнятого двотавра відношення площі полицки та стінки:

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{9 \cdot 0.81}{(18 - 2 \cdot 0.81) \cdot 0.51} = 0.873$$

За таблицею М.1 Додатка М ДБН [3], для 1-го типу перерізу, інтерполяцією між значеннями $A_f/A_w = 0.5 \dots 1.0$, для значення 0.873, знаходимо – $c_x = 1.0827$

Середні дотичні напруження:

$$Q_y = -0.625(q_x + p_x)l = -0.625 \cdot (3.405 + 3.493) \cdot 6 = -25.867 \text{ кН}$$

$$\tau = \frac{|Q_y|}{h_w t_w} = \frac{25.867 \cdot 10^3}{(180 - 2 \cdot 8.1) \cdot 5.1} = 30.964 \text{ МПа} < R_s = 0.58 \cdot 230 = 133.4 \text{ МПа}$$

Виконуємо перевірку міцності ($\beta_r = 1$):

$$\begin{aligned} & \frac{M_x}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y} \pm \frac{M_y}{c_y \beta_r W_{yn, \min} R_y} = \\ & = \frac{25.866 \cdot 10^6}{1.08 \cdot 1 \cdot 143 \cdot 10^3 \cdot 230} \pm \frac{1.476 \cdot 10^6}{1.47 \cdot 1 \cdot 18.4 \cdot 10^3 \cdot 230} = \begin{cases} 0.965 \\ 0.491 \end{cases} \leq 1 \end{aligned}$$

Міцність забезпечена.

Слід зазначити, що вимоги п. 9.2.3 та 9.2.5 ДБН [3], розповсюджуються на (нерозрізні) балки двотаврового та коробчастого перерізів, якщо прогін виконувався б із несиметричного перерізу (зі швелера), то відповідно до цього необхідно було б виконувати розрахунок без урахування перерозподілу моментів та у межах пружної роботи сталі.

Розрахунок перерізу тяжу. Тяж розраховуємо на розтягувальне зусилля, що дорівнює опорному тиску від скатної складової:

$$N_{\max} = 1.143(g_y + p_y)b = 1.143 \cdot (0.851 + 0.873) \cdot 3 = 5.91 \text{ кН}$$

Переріз тяжу:

$$A_{req} = \frac{N}{R_y} = \frac{5.91 \cdot 10^3}{230} = 25.7 \text{ мм}^2$$

За умовами корозії та жорсткості тяж прийнято з круглої сталі діаметром 16 мм,
 $A = 1.57 \text{ см}^2$.

5.4 Вихідні дані до практичного завдання

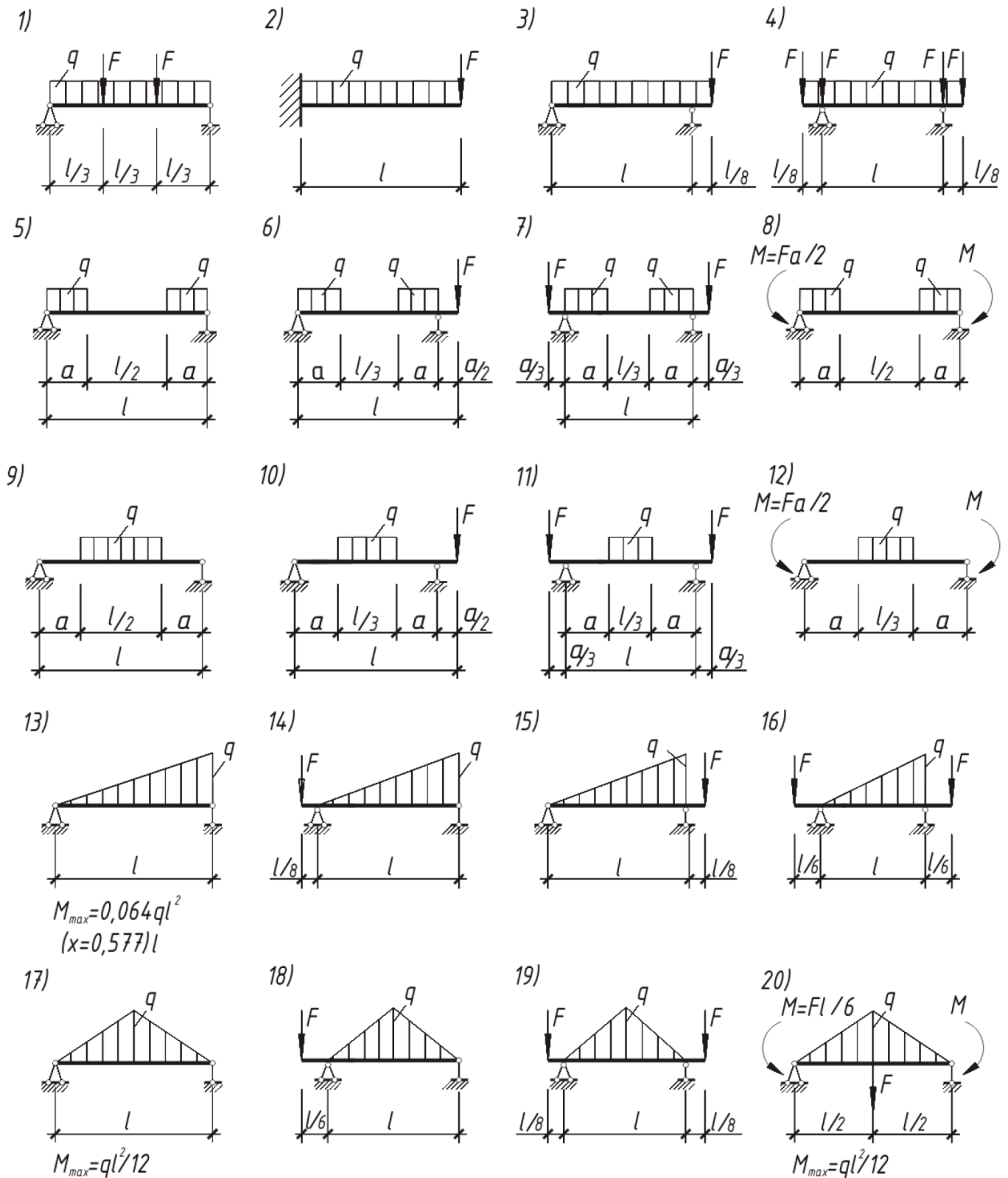


Рисунок 5.13. Розрахункові схеми до задачі 1

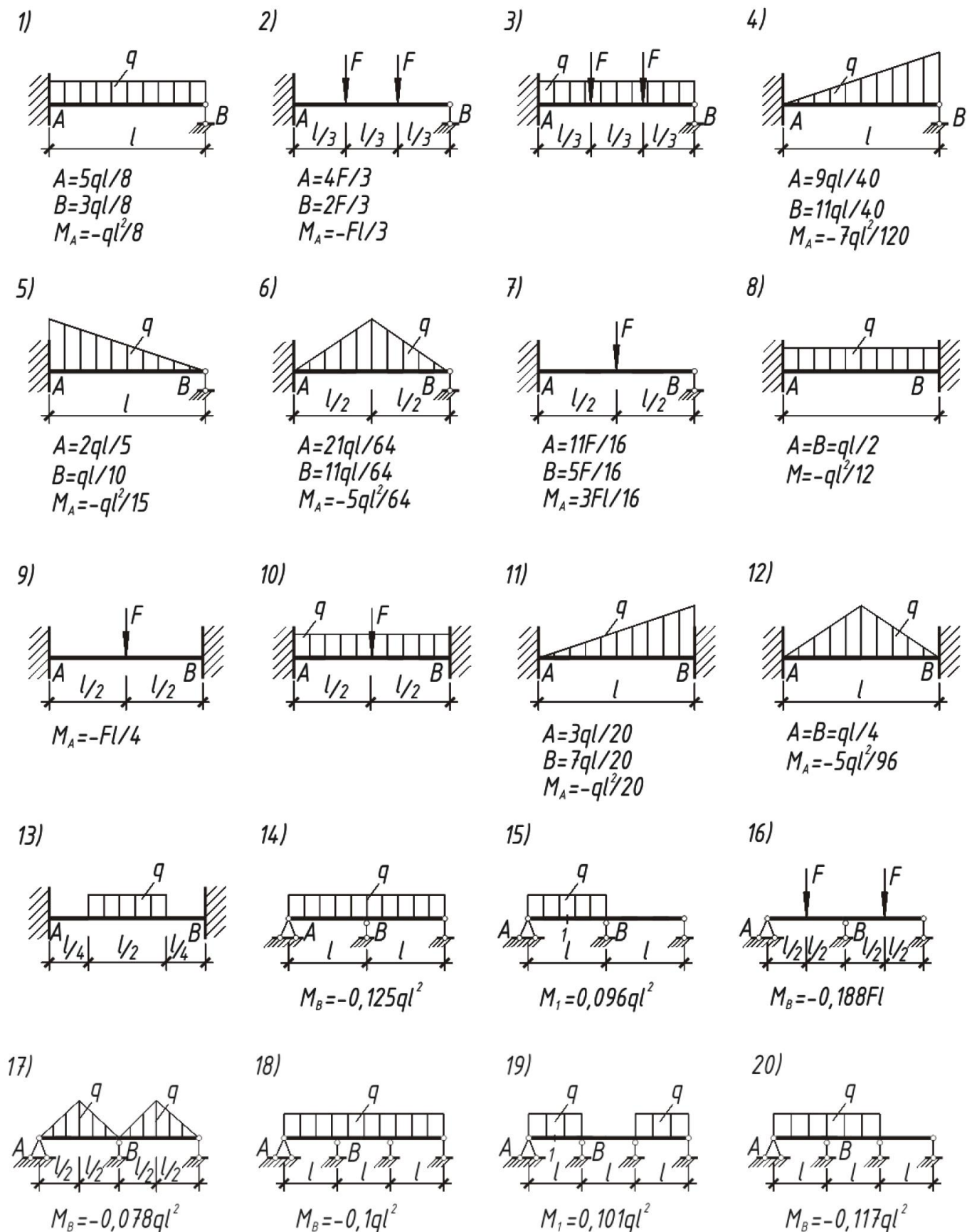


Рисунок 5.14. Розрахункові схеми до задачі 2

Задача 1. Підібрати переріз шарнірно опертої балки (рисунок 5.13) з двотавра при пружній і пружно-пластичній стадіях роботи. Визначити прогини балок. Порівняти результати двох способів розрахунку. Схему балки, проліт і розрахункове рівномірно розподілене навантаження прийняти за таблицею 5.1 згідно з індивідуальним варіантом. Під час розрахунку прийняти: зосереджена сила $F = 0.1qL$, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.2$, коефіцієнт умови роботи $\gamma_c = 1.05$, коефіцієнт відповідальності $\gamma_n = 1.0$. Для визначення зусиль і прогинів балок використовувати методи будівельної механіки, довідники (за необхідності), програмні комплекси.

Задача 2. Підібрати переріз статично невизначуваної балки (рисунок 5.14) із двотавра за пружної та пружно-пластичної стадій роботи. Порівняти результати двох розрахунків. Номер схеми балки, розрахункове навантаження і проліт прийняти за таблицею 5.1. Під час розрахунку прийняти: зосереджена сила $F = 0.1qL$, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.2$, коефіцієнт умови роботи $\gamma_c = 1.05$, коефіцієнт відповідальності $\gamma_n = 1.0$.

Таблиця 5.1. Вихідні дані до задач 1 та 2

Варіант	Номер схеми	L, м	q, кН/м	№ двотавру (ДСТУ 8768:2018)	Клас сталі
1	2	3	4	5	6
1	1	3	55	18	C235
2	2	3	50	12	C245
3	3	4	45	14	C255
4	4	4	42	16	C275
5	5	5	40	18	C285
6	6	5	38	20	C295
7	7	6	35	22	C325
8	8	6	32	24	C275
9	9	7	30	30	C255
10	10	7	28	33	C285
11	11	8	25	36	C285
12	12	8	20	40	C355
13	13	9	18	45	C375
14	14	9	15	50	C375
15	15	6	40	14	C345
16	16	6	45	16	C235
17	17	7	40	18	C245
18	18	7	35	20	C255
19	19	8	30	22	C245
20	20	8	28	24	C345

1	2	3	4	5	6
21	1	6	55	30	C275
22	2	6	52	33	C285
23	3	7	50	36	C295
24	4	7	48	40	C325
25	5	8	45	45	C285
26	6	8	42	50	C325
27	7	3	40	30	C245
28	8	3	38	14	C275
29	9	5	36	16	C295
30	10	5	33	18	C325
31	11	4	30	12	C255
32	12	4	28	16	C275
33	13	5	25	18	C285
34	14	5	22	20	C275
35	15	7	20	24	C295

5.5 Контрольні питання

1. За якою методикою ведеться розрахунок металевих конструкцій?
2. У чому полягає мета розрахунку металевих конструкцій?
3. У чому сутність розрахунку за граничними станами?
4. В якому порядку необхідно виконувати розрахунок металевих конструкцій?
5. Як конструкції класифікують в залежності від можливостей і причин досягнення граничних станів?
6. Як при розрахунку необхідно враховувати призначення і умови роботи конструкції?
7. На які класи поділяють елементи і конструкції?
8. Як розрахувати балку на міцність?
9. Як перевірити міцність стінки балки в місцях, де виникає зосереджена сила, наприклад, від колеса мостового крана чи від іншої балки?
10. У чому полягає втрата загальної стійкості балки?
11. Якщо двотаврова балка 1-го класу, що працює на згин, перевірена на міцність, чи потрібно перевіряти її ще на загальну стійкість?
12. Від чого насамперед залежить коефіцієнт стійкості для балок?
13. Коли загальну стійкість балок 1-го класу можна не перевіряти?
14. Який тип перерізу для балок є кращим?
15. Які прокатні балки рекомендується використовувати?
16. Який порядок розрахунку балки, що працює на згин, під дією рівномірно розподіленого навантаження?
17. Чому дорівнює вантажна площа балки?

18. Що робити, якщо не виконуються перевірки прокатної балки за першою або другою групою граничних станів?
19. Що робити, якщо перевірка прокатної балки за другою групою граничних станів не виконується, а балок з великим номером немає?

5.6 Додаткова література за темою

1. Нілов О.О., Нілова Т.О. Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник для вищих навчальних закладів. - Видання 3-є, перероблене і доповнене. К.: 2024. - Логос, 239 с. URL: https://drive.google.com/file/d/1QchRwmu6ph02PcCEv97ehrmCNMfyFluo/view?usp=drive_link
2. Young W. C., Budynas R. G. Roark's Formulas for Stress and Strain. 7th ed. McGraw-Hill, 2002. 854 p. URL: <http://nguyen.hong.hai.free.fr/ebooks/science%20and%20engineering/mecanique/theorie%20de%20base/roark's%20formulas%20for%20stress%20and%20strain.pdf>
3. Конструктивные детали жилых и гражданских зданий. Красильников П.А. (ред.) и др. Государственное архитектурное издательство – Москва, 1949
4. Конструктивные детали зданий. Альбом для проектирования жилых и общественных зданий. Выпуск 3(7). Савицкий П.Ю. (ред.). 1938
5. Серия 1.050.9-4.93 Лестницы для многоэтажных общественных, административных и бытовых зданий и производственных зданий промышленных предприятий.
6. Типовой проект 284-5-34 3-этажная гостиница на 28 мест 19 номеров (с плоской крышей). Часть 1. Архитектурно-строительные чертежи выше отм. 0.00

6 РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМУ РОЗТЯЗІ І СТИСКУ

6.1 Теоретичні положення

За ступенем поширеності колони є другою після балок несучою конструкцією. Колони складаються зі стрижня, оголовка і бази. Основний елемент колони – стрижень, переріз якого може бути суцільним (з прокатних профілів або листів, з'єднаних зварюванням) і наскрізним (з прокатних профілів, з'єднаних планками або розкісною решіткою). Граничним станом колон є, як правило, втрата їхньої стійкості.

Міцність центрально розтягнутих стрижнів у пружній і пружно-пластичній стадіях перевіряють за формулою (8.1) ДБН [3], тому що граничний стан для обох стадій настає одночасно:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (6.1)$$

де A_n – площа поперечного перерізу нетто.

Граничним станом центрально-стиснутих стрижнів є, як правило, втрата стійкості, за винятком коротких стрижнів, для яких можлива і втрата міцності.

Розрахунок стійкості (перша група завдань) для обох стадій роботи (пружної та пружно-пластичної) проводять за формулою (8.3) ДБН [3]:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (6.2)$$

де A – площа поперечного перерізу брутто; $\varphi = \varphi_{min}$ – мінімальний коефіцієнт поздовжнього вигину, що приймається за найбільшою гнучкістю стрижня і який враховує пластичні деформації при втраті стійкості жорсткими стрижнями (за $\lambda \leq 100$) та залежить від гнучкості $\lambda = \lambda_{max}$.

$$\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{\mu l}{i_{min}} \quad (6.3)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина, що залежить від коефіцієнта приведення μ , величина якого визначається схемою закріплення кінців стрижня (рисунок 6.1, а); $i_{min} = \sqrt{I_{min}/A}$ – найменший радіус інерції відносно однієї з центральних осей перерізу.

Гнучкість λ – векторна величина, оскільки залежить від радіуса інерції, що має різні значення щодо центральних осей. Схема закріплення кінців елементів у двох площинах теж може бути різною. У зв'язку з цим слід вказати осі, щодо яких визначається гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \quad (6.4)$$

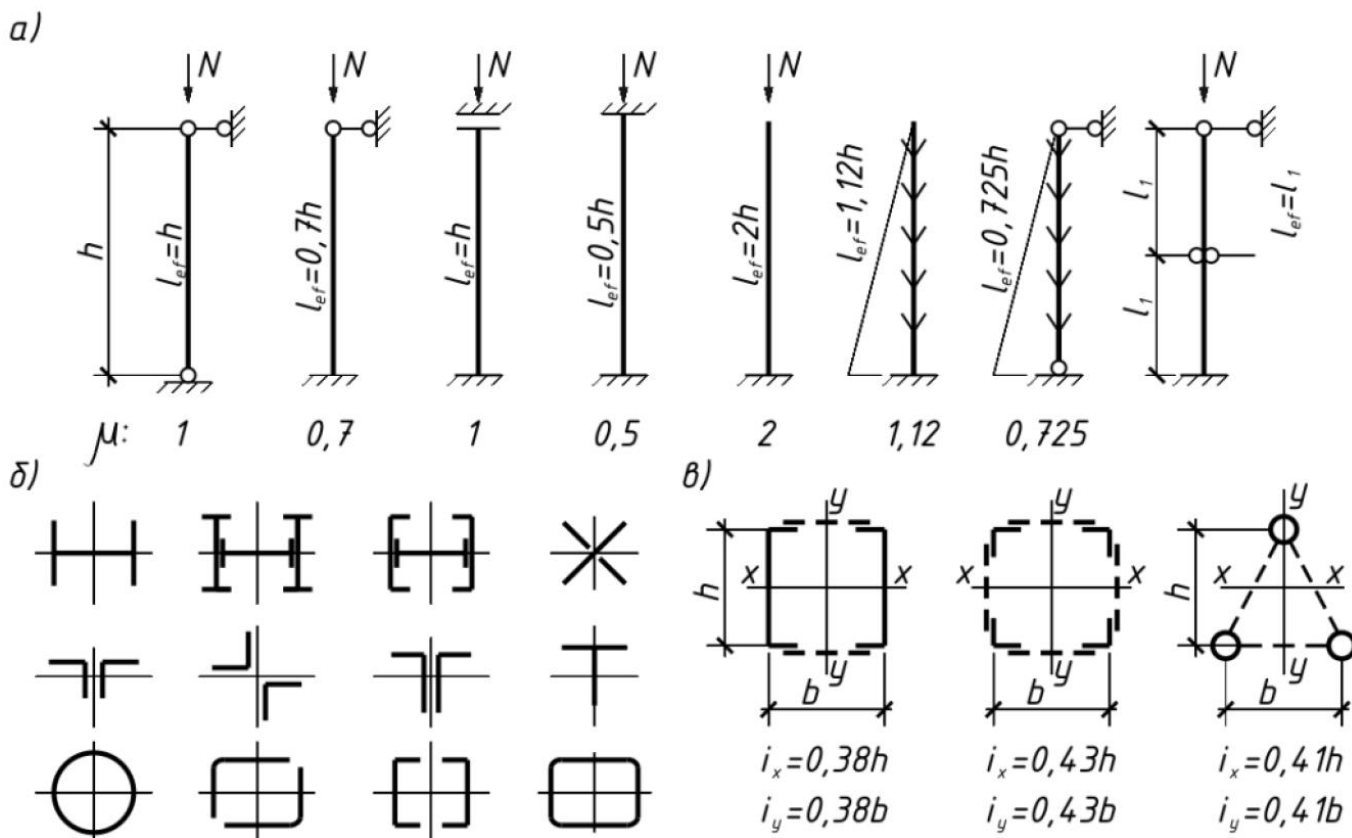


Рисунок 6.1. Розрахункові схеми центрально-стиснутих елементів і типи колон: *a* – схема закріплення і вид навантаження; *б* – типи суцільних перерізів центрально-стиснутих стрижнів; *в* – типи наскрізних перерізів центрально-стиснутих стрижнів

Формула (8.3) ДБН [3] є фундаментальною під час розрахунку стиснутих стрижнів. Це математична модель фізичного явища – втрати стійкості центрально стиснутим стрижнем, що встановлює взаємозв'язок між стискаючою силою, розмірами елемента і формою поперечного перерізу.

Коефіцієнт поздовжнього згину визначається або за таблицею Ж.1 Додатку Ж ДБН [3], в залежності від приведеної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (6.5)$$

Або за формулою (8.4) ДБН [3] в залежності від коефіцієнту δ , який обчислюється за формулою (8.5) ДБН [3] та залежить, в свою чергу, від коефіцієнтів α та β значення яких визначаються за таблицею 8.1 ДБН [3] в залежності від типу перерізу елемента, що зазнає стиску:

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right); \\ \delta &= 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2; \end{aligned} \quad (6.6)$$

Значення φ слід приймати не більше ніж $7.6/\bar{\lambda}^2$, де значення граничної умовної гнучкості також залежить від типу перерізу елемента (кривої стійкості) відповідно до таблиці 8.1 та вказівок п. 8.1.3 ДБН [3]. При значення граничної умовної гнучкості $\leq 0.4 - \varphi = 1.0$

Протиріччя між надійністю стиснутого стрижня і його економічністю вирішується вибором оптимальної форми і розмірів поперечного перерізу. Раціональною вважається та форма перерізу, яка за однакової площі поперечного перерізу має найбільші радіуси інерції відносно центральних осей. Раціональним стиснутим стрижнем є тонкостінний рівностійкий елемент, для якого:

$$\lambda_x = \lambda_y \quad (6.7)$$

При $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ маємо $i_x = i_y$.

Якщо розрахункові довжини відносно центральних осей не рівні, то для забезпечення рівностійкості повинні дорівнювати їхні гнучкості:

$$\frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \quad (6.8)$$

Типи перерізів центрально-стиснутих стрижнів, що застосовуються в будівельних конструкціях, показано на рисунку 6.1, б (суцільні) і на рисунку 6.1, в (наскрізні).

Підбір перерізів центрально-стиснутих стрижнів – це друга група завдань, розв'язання яких виконують найчастіше під час проектування. При цьому попередньо встановлюють розрахункову схему стрижня (див. рисунок 6.1, а): довжину стрижня, схему закріплення його кінців, зусилля, що стискає, і тип перерізів.

Завдання розв'язують на основі фундаментальної залежності (формула (8.3) ДБН [3]), але, оскільки в неї входять дві невідомі величини, однією з них (зазвичай коефіцієнтом поздовжнього вигину) задають у межах $\varphi = 0.6...0.8$ і визначають необхідну площу.

Далі в сортаменті підбирають необхідний профіль і відповідно до розрахункової схеми стрижня за мінімальним радіусом інерції обчислюють гнучкість λ_{max} за якою визначають коефіцієнт φ і перевіряють стійкість за основною умовою; якщо необхідно, переріз коригують – зменшують або збільшують номер профілю. Для зварних профілів індивідуального виготовлення зазвичай не допускається запас (недонапруження) понад 5%.

Третя група завдань під час розрахунку стиснутих стрижнів передбачає визначення несучої здатності стрижня (його вантажопідйомності). Завдання вирішується на основі основної залежності з урахуванням розрахункової схеми елемента і полягає у визначенні поздовжньої сили:

$$N = \frac{\varphi A R_y \gamma_c}{\gamma_n} \quad (6.9)$$

При цьому використовують задані фактичні значення R_y , A , коефіцієнт φ_{min} визначають за більшою гнучкістю λ_x або λ_y з урахуванням дійсного значення коефіцієнта μ .

6.2 Вказівки до розв'язання задач

Мета заняття: вивчити методику розрахунку центрально розтягнутих і стиснутих елементів сталевих конструкцій за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [3].

Вихідні дані: типові задачі на розрахунок центрально розтягнутих і стиснутих елементів сталевих конструкцій, які містять вихідні дані та розрахункову схему з необхідними розмірами, навантаженнями, характеристиками елементів, необхідних для розрахунку відповідно до індивідуального варіанту.

Перед виконанням завдання слід ознайомитися із положеннями щодо розрахунку та проектування центрально розтягнутих і стиснутих елементів сталевих конструкцій, викладених в нормах проектування ДБН [3]:

- a) Підрозділ 4.2 містить основні літерні позначення – в тому числі визначення умовної гнучкості стрижня, стінки, звису поясу, тощо.
- b) Підрозділ 8.1 містить основні положення щодо розрахунку елементів суцільного перерізу при центральному розтягу і стиску.
- c) Розрахунок на міцність елементів при центральному розтязі і стиску (п. 8.1.1).
- d) Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску (п. 8.1.2).
- e) Підрозділ 8.2 містить основні положення щодо розрахунку елементів наскрізного перерізу.
- f) Розрахунок на міцність елементів наскрізного перерізу при центральному розтязі і стиску (п. 8.2.1).
- g) Розрахунок на стійкість стиснутих стрижнів наскрізного перерізу (п. 8.2.2).
- h) Приведені гнучкості стрижнів наскрізного перерізу (табл. 8.2).
- i) Гнучкість окремої гілки у наскрізних стрижнях з планками (п. 8.2.3).
- j) Положення щодо перевірки стійкості окремих гілок на ділянках між вузлами кріплення решітки. Гнучкість окремої гілки у наскрізних стрижнях з решітками (п. 8.2.4).
- k) Умова розрахунку складених елементів із кутиків, швелерів тощо, з'єднаних щільно або через прокладки, як суцільно-стінчастих стрижнів (п. 8.2.6).

- l) Розрахунок з'єднувальних планок і елементів решіток стиснутих стрижнів наскрізного перерізу слід виконувати на дію умовної поперечної сили (п. 8.2.7).
- m) Розрахунок з'єднувальних планок та їх прикріплень (п. 8.2.8).
- n) Розрахунок елементів з'єднувальних решіток стрижнів складеного перерізу (п. 8.2.9).
- o) Підрозділ 8.3 містить основні положення щодо перевірки місцевої стійкості стінок і поясних листів центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу.
- p) Умова забезпеченості місцевої стійкості стінки центрально-стиснутого елемента суцільного перерізу (п. 8.3.2).
- q) Граничні значення умовної гнучкості стінки при яких, як правило, стінки центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу (колон, стояків, опор тощо), слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості. Мінімальна кількість ребр жорсткості на елементі. Розміри ребр жорсткості (п. 8.3.3).
- r) Збільшення граничної умовної гнучкості стінки у випадку встановлення поздовжнього ребра жорсткості (п. 8.3.4).
- s) Допустимі випадки, коли фактична умовна гнучкість стінки перевищує граничну умовну гнучкість, обчислену за формулами таблиці 8.3 (п. 8.3.5).
- t) Визначення розрахункової ширину звису при перевірці місцевої стійкості поясних листів (п. 8.3.6).
- u) Умова забезпеченості місцевої стійкості поясного листа (полиці) центрально-стиснутого елемента суцільного перерізу (п. 8.3.7).
- v) Умова збільшення граничної умовної гнучкості звису поясного листа (полиці) обчислену за формулами таблиці 8.4 (п. 8.3.10).
- a) Рекомендовані значення гнучкості елемента для стиснутих і розтягнутих елементів (п. 13.4.1).
- b) Підрозділ 13.3 містить відомості щодо визначення розрахункових довжин колон (стояків) постійного по довжині перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон
- c) Вказівки щодо розрахунку трубчастих колон як позацентрово стиснутих стрижнів (п. 14.2.2).

Проектування стиснутих колон виконується в такій послідовності:

1. Встановлюють розрахункову схему колони.
2. Визначають навантаження на колону, вибирають тип перерізу, підбирають сталь.
3. Знаходять геометричну довжину колони і розрахункову довжину.
4. Далі залежно від типу перерізу проводять розрахунок стрижня колони.

Зварні суцільні колони із трьох листів

Зварні суцільні колони з трьох листів застосовують у тому разі, якщо потужність прокатних колон недостатня. Ця колона виходить рівностійкою за $b = 2h$ (рисунок 6.2, а). Однак такий переріз нетехнологічний, тому приймають $b = h$. При компонованні перерізу задають $\lambda = 50 \dots 80$ і обчислюють радіус інерції $i_y = l_{ef,y} / \lambda_y$. За радіусом інерції встановлюють ширину колони за наближеними формулами для різних видів перерізів – $b = i_{req} / \alpha$. Встановивши за λ_y значення φ , та визначають потрібну площу перерізу A_{req} , яку між стінкою і поясами розподіляють у співвідношенні $A_w = 0.2 A_{req}$ та $A_f = 0.8 A_{req}$. За відомої ширини пояса його товщина $t_f = A_f / 2b$ (див. рисунок 6.2, а), а товщина стінки $t_w = A_w / h_w$, де висота стінки $h_w = b - 2t_f$. Розміри перерізу ув'язують зі стандартними.

Окрім забезпечення стійкості колони слід виконати перевірку місцевої стійкості стінок і поясних листів центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу відповідно до положень підрозділу 8.3 ДБН [3].

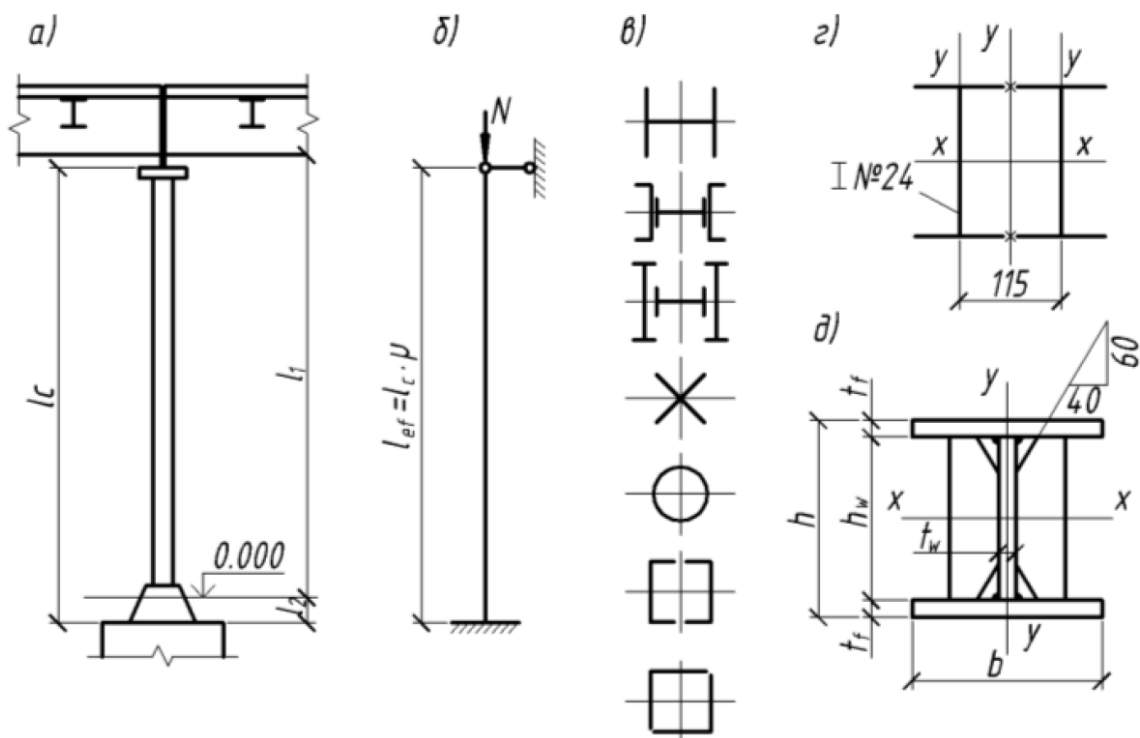


Рисунок 6.2. Розрахунок центрально-стиснутих колон

Для забезпечення місцевої стійкості поясу $0.8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$ необхідно виконання умови (п. 8.3.8 ДБН [3]):

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} \quad (6.10)$$

Де значення граничної умовної гнучкості звису визначається за формулами таблиці 8.4 ДБН [3]. Так для двотаврового перерізу:

$$\frac{(b_f - t_w)/2}{t_f} \leq (0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (6.11)$$

Якщо $\bar{\lambda} < 0.8$ ∨ $\bar{\lambda} > 4$, приймають відповідно граничні значення 0.8 або 4.

Місцева стійкість стінки забезпечується, якщо гнучкість стінки менша за граничної (п. 8.3.2 ДБН [3]):

$$\bar{\lambda}_f = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw} \quad (6.12)$$

Де значення граничної умовної гнучкості стінки визначається за формулами таблиці 8.3 ДБН [3]. Так для двотаврового перерізу:

$$\begin{aligned} \lambda \leq 2.0; \bar{\lambda}_{uw} &= 1.30 + 0.15\bar{\lambda}^2; \\ \lambda > 2.0; \bar{\lambda}_{uw} &= 1.20 + 0.35\bar{\lambda}^2 \leq 2.5; \end{aligned} \quad (6.13)$$

Якщо зазначена умова не виконується, стійкість стінки можна забезпечити її потовщенням або постановкою парного поздовжнього ребра, розташованого посередині. У цьому разі $\bar{\lambda}_{uw}$ множиться на коефіцієнт β_{uw} , який визначається згідно з п. 8.3.4 ДБН [3]. Поздовжні ребра слід включати до складу перерізу стиснутого елемента.

Стінки суцільних колон за їхньої гнучкості $\bar{\lambda}_w \geq 2.3$ слід зміцнювати поперечними ребрами жорсткості, розташованими на відстані $(2.5...3)h_{ef}$ одне від одного (п. 8.3.3 ДБН [3]).

Поясні з'єднання розраховують на фіктивну поперечну силу, що визначається відповідно до п. 8.2.7 за формулою (8.14) ДБН [3]:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_f}{\varphi} \quad (6.14)$$

Проектування стрижнів наскрізних колон

Стрижні колон складаються з гілок, з'єднаних планками або решіткою з куточків (рисунки 6.3). Визначена за розрахунком відстань між гілками робить колону рівностійкою, що забезпечує найбільш раціональне використання матеріалу колони.

У перерізах наскрізних колон розрізняють матеріальну вісь $x-x$ і вільну $y-y$. Щодо матеріальної осі колона працює як суцільна, а відносно вільної – як складена і враховує гнучкість стрижня колони та гілок.

Прийнявши гнучкість та визначивши відповідний коефіцієнт поздовжнього згину, отримуємо необхідну площу перерізу гілки та радіус інерції відносно

матеріальної осі x (так як гнучкість відносно матеріальної осі дорівнює розрахунковій гнучкості):

$$A_{req1} = \frac{N}{2\varphi R_y \gamma_c}; i_{x,req} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} \quad (6.15)$$

Далі за сортаментом підбираємо найближчий профіль швелера чи двотавра, що найбільш відповідає отриманим значенням.

Після прийняття перерізу, перевіряють його придатність:

$$\frac{N}{2\varphi_x A_{b1} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (6.16)$$

Де коефіцієнт φ_x визначається по дійсній приведеній гнучкості гілки.

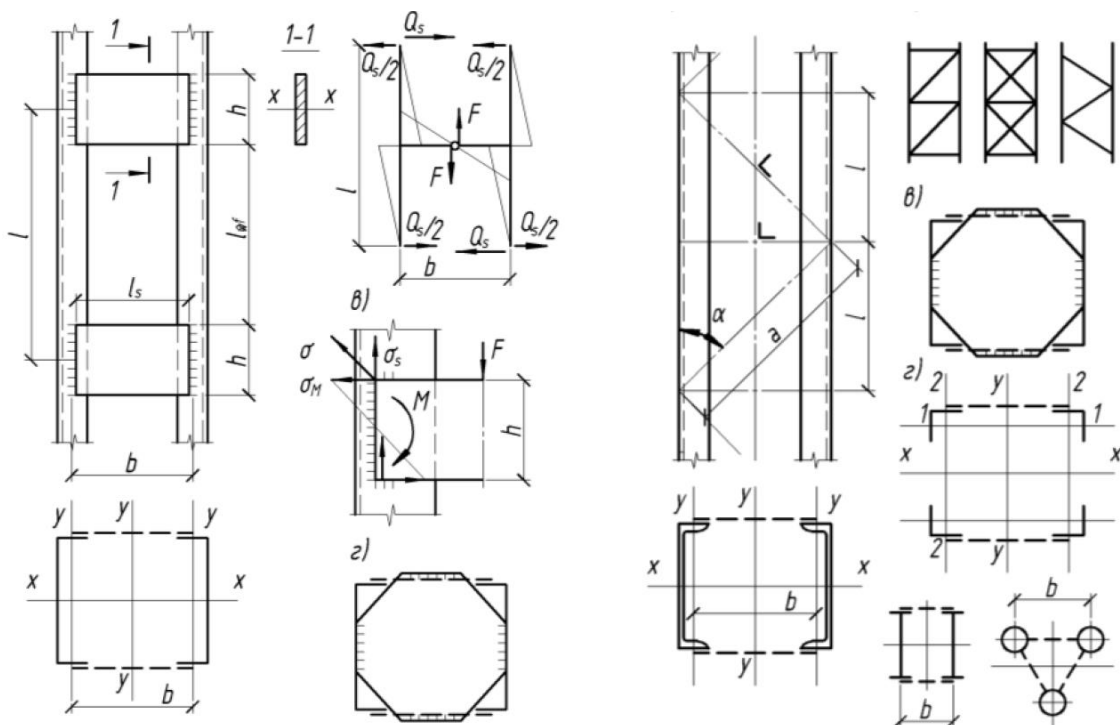


Рисунок 6.3. Наскрізна колона на планках та з розкісною решіткою

Приведена гнучкість λ_{ef} відносно вільної осі залежить від відстані між гілками, що встановлюється в процесі підбору перерізу і визначається в залежності від схеми наскрізного стрижні за типу решітки за таблицею 8.2 ДБН [3]. внаслідок деформативності решіток $\lambda_{ef} > \lambda_y$

Відстань між гілками відповідає вимогам рівності гнучкості наскрізної колони відносно осей x та y , якщо приведена гнучкість рівна гнучкості відносно матеріальної осі x – $\lambda_{ef} = \lambda_x$.

Проектування наскрізної колони на планках

Для наскрізної колони на планках наведену гнучкість обчислюють залежно від залежно від співвідношення погонних жорсткостей (гілки та планки):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_{b1}^2} \approx \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2}; n = I_{b1}b / I_s l_b \quad (6.17)$$

Де λ_y – гнучкість стрижня відносно осі у-у; $\lambda_{b1} = l_{ef,b} / i_{b1}$ – гнучкість гілки; i_{b1} – радіус інерції гілки; n – коефіцієнт, що враховує співвідношення жорсткостей гілки і планки; I_s – момент інерції перерізу однієї планки відносно власної осі x-x; I_{b1} – момент інерції перерізу гілки; l_b, b – відстань між центрами планок і гілок.

З умови рівності $\lambda_{ef} = \lambda_x$ визначається відстань між гілками b . В колонах з планками задаються гнучкістю окремої гілки відносно її власної осі ($\lambda_{b1} < 40, \lambda_{b1} \leq \lambda_x$), та вважають, що відношення погонної жорсткості гілки колони $I_{b1}b$ до погонної жорсткості планки $I_s l_b$ – $n \leq 0.2$ (такий випадок зустрічається найчастіше). В цьому випадку, це дозволяє знайти необхідну гнучкість колони як суцільного стержня відносно осі у-у використовуючи формулу:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2} \quad (6.18)$$

Необхідно мати $\lambda_{b1} < \lambda_y$, інакше можлива втрата несучої здатності гілки раніше ніж втрата стійкості колони в цілому.

З іншого боку, радіус інерції за перерізом:

$$i_y = \sqrt{\frac{2I_{y1} + 2A(0.5b)^2}{2A}} = \sqrt{i_{y1}^2 + \frac{b^2}{4}} \quad (6.19)$$

Звідки відстань між гілками, за якої забезпечується рівності $\lambda_y = \lambda_x$:

$$b = 2\sqrt{i_y^2 - i_{y1}^2} \quad (6.20)$$

З метою зручності фарбування колони відстань у світлі між гілками приймають не менше 100-150 мм. Під час обчислення λ_y задаються деякими параметрами: висота планки $h = (0.5...0.75)b$, товщина планки – $t_s = 6...12$ мм, при цьому відношення довжини планки до товщини $l_s / t_s \leq 50$. Планки зазвичай заводять на гілки на 20...30 мм та прикріплюють кутовими швами.

Планки встановлюють на рівних відстанях з обмеженням гнучкості гілки у межах $l_{ef,b} = \lambda_{y1} i_{y1} = 30...40$

Після обчислення відстані між гілками уточнюють розбивку планок та їхні розміри і обчислюють наведену гнучкість, яка має бути не більшою за λ_x

Розрахунок наскрізних колон із розкісною решіткою

Розрахунки наскрізних колон із розкісною решіткою і колон на планках аналогічні. Спочатку, розглядаючи роботу колон щодо матеріальної осі, знаходять необхідну площу A_{req} , після чого перевіряють стійкість.

Щодо вільної осі приведена гнучкість залежить від схеми перерізу колони (див. таблицю 8.2 ДБН [3]). Для двогілкових колон:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}; \alpha = 10 \frac{l_d^3}{b^2 l_b} \quad (6.21)$$

a, b, l – параметри решітки (див. рисунок 8.2 ДБН [3]); A, A_d – площа перерізу двох гілок і двох розкосів.

Використовуючи умову рівності стійкості, знаходять гнучкість відносно вільної осі:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} \quad (6.22)$$

Та ширину колони – $b = 2\sqrt{i_y^2 - i_{y1}^2}$

Розкоси розраховують на стійкість на умовну поперечну силу:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}; \sigma_\alpha = \frac{Q_s}{\sin \alpha A_d} \leq \varphi R_y \gamma_c \quad (6.23)$$

У колонах із хрестовою решіткою додатково враховують напруження в розкосах від обтиснення поясів поздовжнім зусиллям:

$$\sigma_\alpha = \frac{Q_s}{\sin \alpha A_d} + \frac{\alpha N}{A} \leq \varphi R_y \gamma_c; \alpha = al^2 (a^2 + 2b^3) \quad (6.24)$$

де a, b, l – по схемі на рисунку 6.3; A_d – переріз розкосе; N, A – зусилля в одній гілці та площа перерізу однієї гілки; φ – коефіцієнт, який визначається для одиночного куточка за гнучкістю $\lambda = a/i_{min}$; γ_c – коефіцієнт умови роботи, що дорівнює 0,75 (таблиця 5.1, п.8 ДБН [3]).

6.3 Приклади розв'язання задач

Приклад 1.

Підібрати переріз елементів кронштейна. Переріз запроєктувати з двох спарених кутиків за ДСТУ 2251:2018 «Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні». Схема кронштейна з геометричними розмірами та прикладеним навантаженням показана на рисунку. Коефіцієнт надійності за навантаженням прийняти рівним 1,2, по відповідальності – 0,95, умов роботи – 1,0; сталь класу С235. Граничне вертикальне переміщення точки С – $[\Delta] = 5$ мм.

Розрахунок за першою групою граничних станів.

З'єднання елементів у вузлах у розрахунковій схемі приймається шарнірним, кронштейн працює як фермова конструкція, зазнаючи лише зусилля розтягу чи стиску.

Методом перерізів відсікаємо вузол С, замінюючи дію відкинutoї частини двома силами N_{BC} , N_{AC} і складаємо умови рівноваги щодо осей Z, Y

$$\sum F_{kY} = 0; -P - N_{AC} \cdot \sin(\alpha) = 0; N_{AC} = -\frac{P}{\sin(30^\circ)} = -\frac{150}{0.5} = -300 \text{ кН};$$

$$\sum F_{kZ} = 0; -N_{BC} - N_{AC} \cdot \cos(\alpha); N_{BC} = -N_{AC} \cdot \cos(\alpha) =$$

$$= P \cdot \frac{1}{\text{tg}(30^\circ)} = 150 \cdot 1,732 \cong 260 \text{ кН}$$

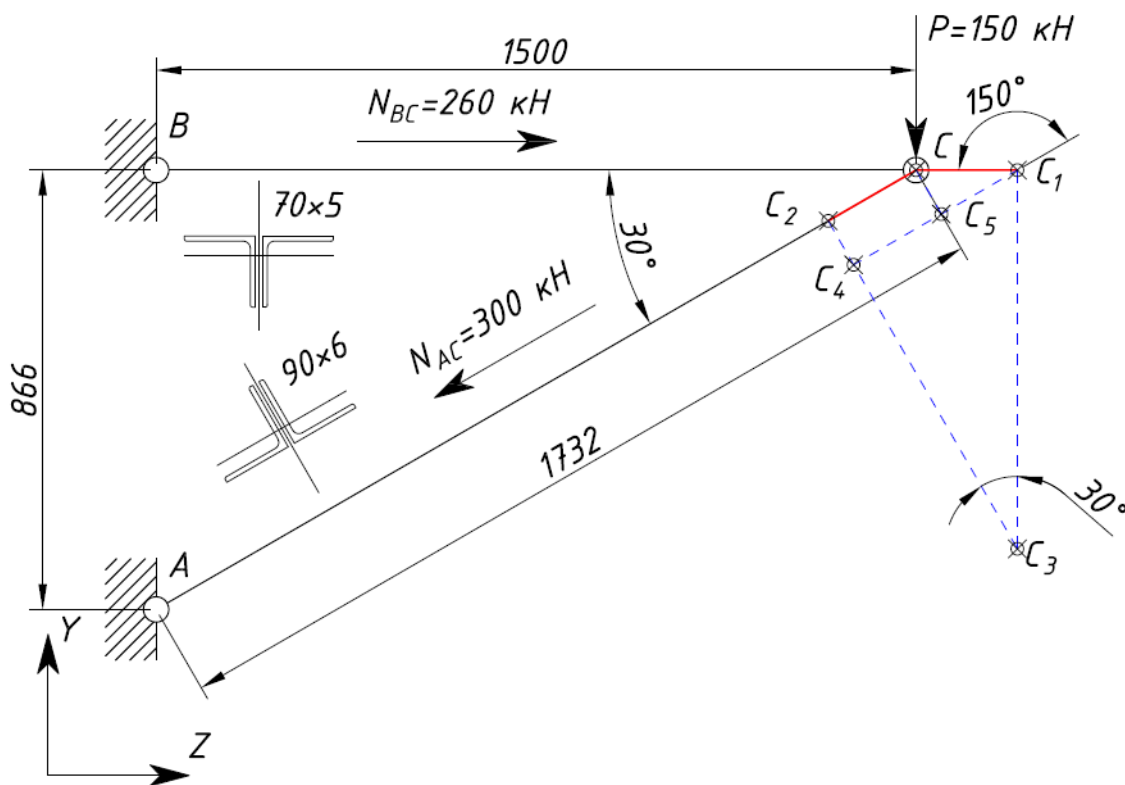


Рисунок 6.4. Розрахункова схема до прикладу 1

Таким чином, стрижень BC відчуває зусилля розтягу, а стрижень AC – стиск.

По табл. Г.2 додатку Г ДБН [3], розрахунковий опір фасонного прокату при товщині від 2 до 20 мм складає – $R_y = 230 \text{ МПа}$

Розрахунок елементів сталевих конструкцій при розтягу та стиску здійснюється відповідно до розділу 8 ДБН [3].

Розрахунок необхідної площі спарених кутиків елемента BC визначаємо за формулою (8.1) ДБН [3]:

$$A_n = \frac{N\gamma_f \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{260 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.95}{230 \times 1} \times 10^{-2} = 12.9 \text{ см}^2$$

По сортаменту підбираємо кутик $70 \times 70 \times 5$, с площею поперечного перерізу – 6.82 см^2

За цією ж формулою визначимо напруження:

$$\sigma = \frac{N\gamma_f \gamma_n}{A_n} = \frac{260 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.95}{2 \times 6.82 \times 10^2} = 217.3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Відсоток використання несучої здатності:

$$\frac{217.3}{230} \times 100\% = 94.5\%$$

Недонапруження $\Delta = 5.5\% < 10\%$

Вимоги параграфу 13.4 ДБН [3] обмежують гнучкість елемента $\lambda = l_{ef} / i_{\min} = \mu l / i_{\min}$ яка залежить від геометричної довжини стрижня, умов його закріплення та радіуса інерції перерізу. Розрахункова (приведена) довжина визначається відповідно до вказівок у розділі 13 ДБН [3], слід мати на увазі, що в різних площинах умови закріплення, а відповідно і приведена довжина, можуть бути різними.

У нашому випадку, як відомо з курсу опору матеріалів, коефіцієнт приведення довжини μ , для шарнірно закріплених в обох площинах ZX і ZY дорівнює одиниці, відповідно приведена довжина дорівнює геометричній довжині.

Спарені кутики розтягнутого елемента звернені полицями догори, з'єднуються один з одним за допомогою прокладок між ними, товщиною 6 мм. Спарені кутики утворюють переріз із однією віссю симетрії. Для одного куточка, згідно з сортаментом, радіус інерції $i_x = i_y = 2.16 \text{ см}$, відстань від центру ваги до зовнішніх граней полиць $x_0 = y_0 = 1.9 \text{ см}$.

Для складеного перерізу радіус інерції щодо осі X дорівнюватиме значенню, визначеному за сортаментом. Потрібно визначити радіус інерції для осі симетрії $Y1$.

Момент інерції складеного перерізу при паралельному перенесенні:

$$I_{y1} = I_y + a^2 F \text{ звідки при } i = \sqrt{\frac{I}{F}} \rightarrow I = i^2 F; i_{y1}^2 F = i_y^2 F + a^2 F = i_{y1} = \sqrt{i_y^2 + a^2}$$

$$i_{y1} = \sqrt{2.16^2 + \left(1.9 + \frac{0.6}{2}\right)^2} = 3.08 \text{ см}$$

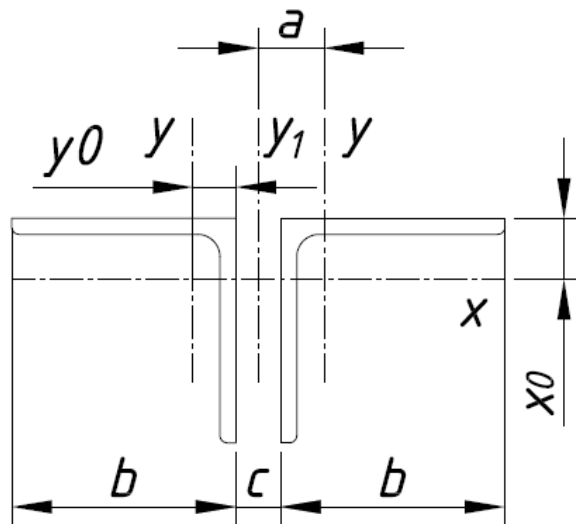


Рисунок 6.5. До визначення радіусу інерції спареного кутика

Як можемо бачити гнучкість складеного перерізу щодо осі X буде найбільшою.

$$\lambda_x = \frac{150}{2.16} = 69.44$$

По таблиці 13.10 ДБН [3] п.1, гранична гнучкість при статичних навантаженнях складає $\lambda_u = 400$, отже $\lambda_x < \lambda_u$

Прийнятий для розтягнутого елемента переріз, не підходить для стиснутого елемента за умовою міцності (відсоток використання несучої здатності становить 109%), але як відомо гнучкі стрижні при дії стискаючого навантаження втрачають стійкість прямолінійної форми рівноваги, зазнають поздовжнього згину, отже визначальною для таких елементів буде умова стійкості, якщо вона забезпечується, то зазвичай буде забезпечена і міцність елемента.

Розрахунок елементів на стійкість виконується за формулою (8.3) ДБН [3].

$$\frac{N \gamma_f \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1$$

Дана формула на даному етапі містить дві невідомі: площу перерізу A та коефіцієнт стійкості при центральному стиску φ , який є функцією умовної гнучкості та типу перерізу. Розрахунок в такому випадку носить ітераційний характер. Для підбору перерізу зазвичай задаються гнучкістю стрижня, звідки визначають коефіцієнт φ і знаходять необхідну площу перерізу. За необхідною площею підбирається відповідний профіль, визначають його фактичні геометричні характеристики, гнучкість, уточнюють коефіцієнт φ та виконують перевірку стійкості. Якщо перевірка показує перенапруження або значну недонапруження, то проводять коригування, приймаючи проміжне значення між заданим і фактичним значенням гнучкості, повторюючи розрахунок.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 60$

Умовна гнучкість визначається п. 4.2 ДБН [3] як:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 60 \times \sqrt{\frac{230}{2.06 \times 10^5}} = 2.005$$

Коефіцієнт φ можна визначити за додатком Ж ДБН [3], або формулами 8.4 та 8.5 ДБН [3]. По таблиці 8.1 для типу кривої *c* визначаємо коефіцієнти $\alpha = 0.04$, $\beta = 0.14$

По формулі (8.5):

$$\delta = 9.87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9.87 \times (1 - 0.04 + 0.14 \times 2.005) + 2.005^2 = 16.265$$

По формулі (8.4):

$$\varphi = \frac{0.5}{\bar{\lambda}^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.48 \bar{\lambda}^2} \right) = \frac{0.5}{2.005^2} \cdot \left(16.265 - \sqrt{16.265^2 - 39.48 \cdot 2.005^2} \right) = 0.743$$

Необхідна площа перерізу із умови стійкості:

$$A_{req} = \frac{N \gamma_f \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{300 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.95}{0.743 \times 230 \times 1} \times 10^{-2} = 20 \text{ см}^2$$

Підбираємо за сортаментом кутик $90 \times 90 \times 6$, з площею поперечного перерізу 10.61 см^2 , $i_x = i_y = 2.78 \text{ см}$, $x_0 = y_0 = 2.43 \text{ см}$

Розраховуємо радіус інерції та гнучкості щодо осей:

$$i_{y1} = \sqrt{2.78^2 + \left(2.43 + \frac{0.6}{2} \right)^2} = 3.9 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{173.2}{2.78} = 62.3; \lambda_y = \frac{173.2}{3.9} = 44.41$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 62.3 \times \sqrt{\frac{230}{2.06 \times 10^5}} = 2.082$$

Розглянемо загальний випадок застосування лінійної інтерполяції у випадку, якщо потрібне значення перебуває між табличними.

По табл. Ж.1 Додатку Ж ДБН [3], для кривої типу *c* при $\bar{\lambda} = 2 \rightarrow \varphi = 744$; $\bar{\lambda} = 2.2 \rightarrow \varphi = 709$;

Формула лінійної інтерполяції стосовно до таблиці Ж.1

$$\varphi(\bar{\lambda}) = \varphi(\bar{\lambda}_0) + \frac{\varphi(\bar{\lambda}_1) - \varphi(\bar{\lambda}_0)}{\bar{\lambda}_1 - \bar{\lambda}_0} (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0)$$

В нашому випадку:

$$\varphi(2.082) = \varphi(2) + \frac{\varphi(2.2) - \varphi(2)}{2.2 - 2} (2.082 - 2) = 744 + \frac{709 - 744}{0.2} \times 0.082 = 730$$

Перевіряємо умову стійкості:

$$\sigma = \frac{N \gamma_f \gamma_n}{\varphi A} = \frac{300 \times 10^3 \times 1.2 \times 0.95}{0.73 \times 10.61 \times 2 \times 10^2} = 220.78 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Відсоток використання несучої здатності:

$$\frac{220.78}{230} \times 100\% = 96\%$$

Недонапруження $\Delta = 4\% < 10\%$

По таблиці 13.9 ДБН [3] п.1, гранична гнучкість при статичних навантаженнях стиснутих елементів $\lambda_u = 180 - 60\alpha = 122.4$, де $\alpha = 0.96$ – отже $\lambda_x < \lambda_u$

Остаточно приймаємо стрижень ВС із кутика $70 \times 70 \times 5$, стрижень АС – $90 \times 90 \times 6$
Розрахунок за другою групою граничних станів.

Для визначення вертикального переміщення точки С, роз'єднаємо стрижні та зобразимо їх нові довжини BC_1 та AC_2 , збільшивши та зменшивши старі на $\Delta l_1 = CC_1$ и $\Delta l_2 = CC_2$ не змінюючи поки що напрямок стрижнів. Для того щоб знайти нове положення точки С, зведемо разом деформовані стрижні обертаючи їх навколо точок А і В. Точки C_1 і C_2 будуть переміщатись по дугах C_1C_3 і C_2C_3 які за їх малої величини можуть бути прийняті за прямі, перпендикулярні BC_1 і AC_2 . Тоді горизонтальне переміщення точки С – $u_C = \Delta_{BC} = CC_1$

З розв'язання прямокутних трикутників визначаємо вертикальне переміщення точки С – C_1C_3 :

$$\begin{aligned} C_1C_5 &= CC_1 \cos(\alpha) = \Delta_{BC} \cos(\alpha); \\ C_4C_5 &= \Delta_{AC}; \\ C_1C_4 &= \Delta_{AC} + \Delta_{BC} \cos(\alpha); \\ v_C &= C_1C_3 = \frac{\Delta_{AC} + \Delta_{BC} \cos(\alpha)}{\sin(\alpha)} \end{aligned}$$

Деформації стрижнів:

$$\begin{aligned} \Delta_{BC} &= \frac{N_{BC} l_{BC}}{EF_{BC}} \gamma_n = \frac{260 \times 10^3 \times 1500}{2.06 \times 10^5 \times 2 \times 6.82 \times 10^2} \times 0.95 = 1.32 \text{ мм}; \\ \Delta_{AC} &= \frac{N_{AC} l_{AC}}{EF_{AC}} \gamma_n = \frac{300 \times 10^3 \times 1732}{2.06 \times 10^5 \times 2 \times 10.61 \times 10^2} \times 0.95 = 1.13 \text{ мм} \\ v_C &= \frac{1.13 + 1.32 \times 0.866}{0.5} = 4.55 \text{ мм} < [\Delta] = 5 \text{ мм} \end{aligned}$$

Слід зазначити, що обчислення вертикального переміщення за формулою Мора (теорема Максвелла-Мора), по правилу Верещагіна – перемноженням епюр, дає той самий результат:

$$\left(\frac{260 \times 1.5 \times 1.732}{2.06 \times 10^5 \times 2 \times 6.82} + \frac{-300 \times 1.732 \times -2}{2.06 \times 10^5 \times 2 \times 10.61} \right) \times 0.95 \times 10^4 = 4.542 \text{ мм}$$

Тут 1.732 та 2 – ординати поздовжніх сил в розтягнутому та стиснутому стержні від одиничного навантаження $P = 1 \text{ кН}$, тобто:

$$N_{BC}^0 = 260/150 \cong 1.732; N_{AC}^0 = -300/150 = -2;$$

Умова жорсткості виконується, вертикальне переміщення менше граничного

Приклад 2

Виконати підбір центрально-стиснутої колони на яку спираються дві головні балки. Прийнято шарнірне закріплення обох кінців колони $l_{ef} = \mu l = 1 \cdot l$, розрахункова довжина стержня дорівнює його геометричній довжині. Матеріал - сталь С345, розрахунковий опір при товщині прокату 10-20 мм – $R_y = 315 \text{ МПа}$. Опорна реакція однієї балки – 918.68 кН . Довжина колони – 6.141 м.

Приймаємо двотавровий переріз стержня колони, зварений з трьох листів.

Попередньо задаємося гнучкістю $\lambda = 90$.

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 3.52$$

Для кривої типу «в» за додатком Ж ДБН [3] коефіцієнт $\varphi = 0.5392$

Необхідна площа поперечного перерізу:

$$A_{req1} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2 \times 918.68 \times 10^3}{0.5392 \times 315 \times 1} = 10817.67 \text{ мм}^2 \approx 108.177 \text{ см}^2$$

Радіус інерції:

$$i_{req1} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{614.1}{90} = 6.823 \text{ см}$$

Висота перерізу колони:

$$h = \frac{i_{req1}}{\alpha_1} = \frac{6.823}{0.43} = 15.87 \text{ см}$$

Ширина перерізу колони:

$$b = \frac{i_{req1}}{\alpha_2} = \frac{6.823}{0.24} = 28.431 \text{ см}$$

Граничні значення з умов місцевої стійкості:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1.20 + 0.35\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1.20 + 0.35 \times 3.52) \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{315}} = 62.193$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0.36 + 0.1 \times 3.52) \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{315}} = 18.208$$

Приймаємо розміри:

Стінки 300×9 мм, $h_{ef} / t_w = 33.3 < 62.2$

Полиці 300×14 мм, $b_{ef} / t_f = 10.39 < 18.208$

Обчислюємо геометричні характеристики перерізу:

$$A = 30 \times 0.9 + 2 \times (30 \times 1.4) = 111 \text{ см}^2$$

При обчисленні моменту інерції перерізу відносно осі у-у нехтуємо власним моментом інерції стінки, з огляду на його незначності.

$$I_y = 2 \times \frac{1.4 \times 30^3}{12} = 6300 \text{ см}^4$$

$$I_x = \frac{0.9 \times 30^3}{12} + 2 \times \left(\frac{30 \times 1.4^3}{12} + 15.7^2 \times 30 \times 1.4 \right) = 22743.88 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{6300}{111}} = 7.534 \text{ см}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{22743.88}{111}} = 14.314 \text{ см}$$

Так як $i_x > i_y$, перевірку стійкості проводимо відносно осі у-у

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{614.1}{7.534} = 81.51$$

$$\bar{\lambda} = 81.51 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 3.188 \rightarrow \varphi = 0.604$$

$$\sigma = \frac{1837.36 \times 10^3}{0.604 \times 11100} = 274.053 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа}$$

Недонапруження:

$$\Delta\sigma = \frac{315 - 274.053}{315} \times 100\% = 13\% > 5\%$$

Недонапруження вище допустимого, необхідно скорегувати розміри перетину.

Змінюємо товщину поясів $t_f = 12$ мм і товщину стінки $t_w = 10$ мм.

$$A = 30 \times 1 + 2 \times (30 \times 1.2) = 102 \text{ см}^2; I_y = 2 \times \frac{1.2 \times 30^3}{12} = 5400 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5400}{102}} = 7.276 \text{ см}; \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{614.1}{7.276} = 84.401$$

$$\bar{\lambda} = 84.401 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 3.3 \rightarrow \varphi = 0.582$$

$$\sigma = \frac{1837.36 \times 10^3}{0.582 \times 10200} = 309.507 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа}$$

Недонапруження:

$$\Delta\sigma = \frac{315 - 309.507}{315} \times 100\% = 1.74\% < 5\%$$

Приймаємо переріз. Необхідно перевірити місцеву стійкість поясних листів і стінки.

Місцева стійкість стінки, забезпечена при виконанні умови:

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35\bar{\lambda} = 1.2 + 0.35 \times 3.3 = 2.355 < 2.5$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{10} \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 1.173$$

$$1.173 < 2.355$$

Так як $\bar{\lambda}_w < 2.3$ немає необхідності зміцнювати стінку колони поперечними ребрами жорсткості. Призначаємо ребра конструктивно, в мінімальній кількості рівним двом, двосторонніми.

Місцева стійкість полиць, забезпечена при виконанні умови:

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0.36 + 0.1\bar{\lambda} = 0.36 + 0.1 \times 3.3 = 0.69$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300 - 10}{12} \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 0.473$$

$$0.473 < 0.69$$

Загальна і місцева стійкість колони забезпечена.

Витрати металу: $0.0102 \times 7850 \times 6.141 = 491.71 \text{ кг}$

Приклад 3

Підібрати переріз наскрізної колони, гілки якої з'єднані планками, вихідні дані залишаються тими ж, що і в попередньому прикладі розрахунку суцільної зварної колони.

Попередньо задаємося гнучкістю $\lambda = 80$

умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 3.128$$

Для кривої типу «b» за додатком Ж ДБН [3] – $\varphi = 0.617$

Необхідна площа поперечного перерізу:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2 \times 918.68 \times 10^3}{0.617 \times 315 \times 1} = 9453.63 \text{ мм}^2 \approx 94.54 \text{ см}^2$$

Радіус інерції:

$$i_{req} = \frac{l_{ef}}{80} = \frac{614.1}{80} = 7.68 \text{ см}$$

Висота перерізу колони:

$$h_{req} = \frac{i_{req}}{\alpha_1} = \frac{7.68}{0.43} = 17.86 \text{ см}$$

За ГОСТ 26020-83 «Двутаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць» підбираємо профіль 26Б2 з параметрами:

$$A = 39.7 \text{ см}^2; I_x = 4654 \text{ см}^4; I_y = 288 \text{ см}^4; i_x = 10.83 \text{ см}; i_y = 2.7 \text{ см}$$

Перевіряємо стійкість щодо матеріальної осі:

$$\lambda_x = \frac{614.1}{10.83} = 56.704$$

$$\bar{\lambda}_x = 56.704 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 2.217 \rightarrow \varphi = 0.791$$

$$\sigma = \frac{1837.36 \times 10^3}{0.791 \times 2 \times 39.7 \times 10^2 \times 1} = 292.548 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа}$$

Недонапруження:

$$\Delta\sigma = \frac{315 - 292.548}{315} \times 100\% = 7.134\% < 10\%$$

Підібрати більш раціональний по використанню матеріалу профіль не є можливим через обмеженість сортаменту, приймаємо цей профіль. Перетин колони приймаємо з двох двотаврів.

З умови рівності відносно обох головних осей $\lambda_x = \lambda_{ef}$ визначаємо відстань між гілками:

Задаємося гнучкістю гілки $\lambda_l = 30$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_l^2} = \sqrt{56.704^2 - 30^2} = 48.118$$

Необхідний радіус інерції:

$$i_{y,req} = \frac{l_{ef}}{\lambda_y} = \frac{614.1}{48.118} = 12.762 \text{ см}$$

Відстань між гілками:

$$b = 2\sqrt{i_y^2 - i_{b1}^2} = 2\sqrt{12.762^2 - 2.7^2} = 24.95 \text{ см}$$

Приймаємо відстань між гілками рівною 25 см

Геометричні характеристики призначеного перетину:

$$I_y = 2 \times \left(288 + \left(\frac{25}{2} \right)^2 \cdot 39.7 \right) = 12982.5 \text{ см}^4; i_y = \sqrt{\frac{12982.5}{39.7}} = 12.787 \text{ см}$$

$$\lambda_y = \frac{614.1}{12.787} = 48.025$$

Для визначення приведеної гнучкості стрижня необхідно знати погонні жорсткості гілок і планок.

Приймаємо висоту планки 200 мм, товщину планки 10 мм.

Момент інерції планки щодо власної осі y :

$$I_s = \frac{1 \times 20^3}{12} = 666.667 \text{ см}^4$$

Відстань між планок у просвіті:

$$l_{0b} = \lambda_l \times i_{y,1} = 30 \times 2.7 = 81 \text{ см}$$

Відстань між осями гілок:

$$l_b = l_{0b} + d = 81 + 20 = 101 \text{ см}$$

Відношення погонних жорсткостей:

$$n^{-1} = \frac{I_s l_b}{I_{1,y} b} = \frac{666.667 \times 101}{288 \times 25} = 9.352 > 5$$

Приведена гнучкість:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_l^2} = \sqrt{48.025^2 + 0.82 \times (1+0.107) \times 30^2} = 55.887$$

Перевірка:

$$\bar{\lambda}_{ef} = 55.887 \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 2.185 \rightarrow \varphi = 0.796$$

$$\sigma = \frac{1837.36 \times 10^3}{0.796 \times 2 \times 39.7 \times 10^2 \times 1} = 290.71 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа}$$

Недонапруження:

$$\Delta\sigma = \frac{315 - 290.71}{315} \times 100\% = 7.71\%$$

Стійкість колони щодо вільної осі забезпечена.

Розрахунок з'єднувальних планок виконуємо на умовну поперечну силу:

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7.15 \times 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = \\ &= 7.15 \times 10^{-6} \left(2330 - \frac{2.06 \times 10^5}{315} \right) \times \frac{1837.36}{0.796} = 27.661 \text{ кН} \end{aligned}$$

Перерізувальна сила та згинаючий момент одної планки:

$$\begin{aligned} T &= \frac{Q_{fic} l_b}{2b} = \frac{27.661 \times 101}{2 \times 25} = 55.875 \text{ кН} \\ M &= \frac{Q_{fic} l_b}{4} = \frac{27.661 \times 101}{4} = 6.984 \times 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \end{aligned}$$

Міцність планки на згин:

$$\frac{6M}{t_p l d^2 R_y \gamma_c} = \frac{6 \times 6.984 \times 10^6}{10 \times 200^2 \times 335} = 0.313 < 1$$

Виконуємо розрахунок швів, що з'єднують планку з гілками колони.

Розрахункова довжина швів, що прикріплюють одну планку:

$$l_w = 20 - 1 = 19 \text{ см}$$

Кутовий шов перевіряємо на умовний зріз.

Зварка ручна електродом Е42 (ГОСТ 9467-75), зварювальний дріт – СВ-08А (ГОСТ 2246-70*)

$$\begin{aligned} R_{wf} &= 200 \text{ МПа}; \beta_f = 0.7; \\ R_{wz} &= 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 490 = 220.5 \text{ МПа}; \beta_z = 1; \\ R_{wz} \beta_z &> R_{wf} \beta_f \end{aligned}$$

Розрахунковим є переріз по металу шва.

Катет шва $k_f = 10$ мм, $\gamma_{wf} = 1$

Момент опору і площа перетину шва:

$$\begin{aligned} W_{wf} &= \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0.7 \times 10 \times 190^2}{6} = 42116.667 \text{ мм}^3 \\ A_{wf} &= \beta_f k_f l_w = 0.7 \times 10 \times 190 = 1330 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

Нормальні напруження від моменту:

$$\sigma_w^M = \frac{M_s}{W_{wf}} = \frac{6.984 \times 10^6}{42116.667} = 165.825 \text{ МПа}$$

Дотичні напруження від поперечної сили:

$$\tau_w^F = \frac{F_s}{A_{wf}} = \frac{55875}{1330} = 42.011 \text{ МПа}$$

Рівнодіюча напружень:

$$\sqrt{\sigma_w^{M^2} + \tau_w^{F^2}} = \sqrt{165.825^2 + 42.011^2} = 171.064 \text{ МПа} < 200 \text{ МПа}$$

Міцність шва забезпечена.

Планки заводимо на гілки колони на 40 мм, довжина планки:

$$l_n = b - b_f + (40 \times 2) = 250 - 120 + 80 = 210 \text{ мм}$$

Витрати металу на виготовлення колони складаються з маси гілок і планок, сумарна кількість планок з двох сторін колони – 12.

$$2 \times \left(31.2 \frac{\text{кг}}{\text{м}} \times 6.141 \text{ м} \right) + 12 \times (0.01 \text{ м} \times 0.2 \text{ м} \times 0.21 \text{ м}) \times 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \cong 422.8 \text{ кг}$$

Різниця в масі суцільної і наскрізної колони:

$$\frac{491.71 - 422.8}{491.71} \cdot 100\% \cong 14\%$$

Так як виготовлення наскрізної колони більш трудомістке ніж виготовлення суцільної колони, незважаючи на менші витрати металу, до подальшої розробки приймаємо суцільну двотаврову зварну колону.

Приклад 4

Визначити міцність вільно стоячої колони висотою 8 м, переріз якої складається з 4-ох рівнополичних кутиків 140×10 за ДСТУ 2251 ($A_1 = 27.33 \text{ см}^2$; $I_x = 512.29 \text{ см}^4$; $i_x = 4.33 \text{ см}$; $i_{y0min} = 2.78 \text{ см}$), відстань між осями гілок 90 см; решітка трикутна з розпірками та розкосами із кутиків 50×5 ($A_1 = 4.8 \text{ см}^2$; $I_x = 11.2 \text{ см}^4$; $i_x = 1.53 \text{ см}$; $i_{y0min} = 0.98 \text{ см}$), відстань між вузлами решітки 1 м. Сталь С245, коефіцієнти умов роботи та надійності за відповідальністю прийняти рівними одиниці.

Переріз колони складається з чотирьох гілок, відповідно обидві центральні осі перерізу будуть вільними. Визначаємо попередньо геометричні характеристики перерізу:

$$I = 4I_1 + 4A_1 \cdot \left(\frac{c}{2} \right)^2 ;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4I_1 + 4A_1 \cdot \left(\frac{c}{2} \right)^2}{4A_1}} = \sqrt{i_1^2 + \left(\frac{c}{2} \right)^2} = \sqrt{4.33^2 + \left(\frac{90}{2} \right)^2} = 45.208 \text{ см}$$

Для визначення розрахункової довжини колони, за табл. 13.7 ДБН [3] визначаємо коефіцієнт розрахункової довжини колони як консольної стійки – $\mu = 2$.

Визначаємо гнучкість колони:

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = \lambda_y = \frac{\mu l}{i} = \frac{2 \cdot 800}{45.208} = 35.392$$

Умовна приведена гнучкість колони визначаємо за формулою (8.12) ДБН [3], виконуючи попередні обчислення:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 10 \frac{l_d^3}{b^2 l_b} = 10 \cdot \frac{\left(\sqrt{1^2 + 0.9^2}\right)^3}{0.9^2 \cdot 1} = 30.063$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max} + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A}{A_{d1}}} =$$

$$= \sqrt{35.392^2 + \left(30.063 + 30.063 \cdot \frac{2 \cdot 4.8}{2 \cdot 4.8}\right) \cdot \frac{4 \cdot 27.33}{2 \cdot 4.8}} = 44.008$$

Перевірка гнучкості окремої гілки:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y0\min}} = \frac{100}{2.78} = 35.971$$

Відповідно до п. 8.2.4 ДБН [3] гнучкість гілки не більше 80 та не перевищує значення приведеної гнучкості в цілому.

В довідковій літературі² зазначається, що у стиснутого стержня з 4-ох кутиків, які з'єднані між собою гнучкими елементами, вельми ймовірна втрата стійкості (особливо при нечасто поставлених діафрагмах чи при решітці з вузлами які не суміщені у суміжних площинах), коли окремі гілки втрачають стійкість у напрямку їх мінімальної жорсткості. Саме в цьому напрямку має місце згин поясу визваний просторовим ексцентриситетом. Тому рекомендується також перевіряти стійкість стержнів складених з 4-ох кутиків по приведеній гнучкості, яка враховує як максимальну гнучкість всього стержня так і максимальну гнучкість окремої гілки (відносно осі найменшої жорсткості кутика):

$$\lambda = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + \lambda_{1,\min}^2} = \sqrt{35.392^2 + 35.971^2} = 50.463$$

Порівнюючи можна бачити, що формула дає дещо більше значення гнучкості ніж за формулою (8.12) ДБН [3].

² Инженерные конструкции. А. И. Отрешко. М., Колос, 1968. 456 с. – стр. 257, 270

Перевірка решітки:

$$\lambda = \frac{\sqrt{1^2 + 0.9^2}}{0.98} = \frac{134.5}{0.98} = 137.282; \bar{\lambda} = 137.282 \cdot \sqrt{\frac{230}{206000}} = 4.587$$

Гранична гнучкість для решітки колон при стиску приймається по табл. 13.9 ДБН [3], п. 5 – $\lambda_u = 210 - 60\alpha$. Коефіцієнт α приймається не менше 0.5, відповідно максимальне граничне значення – $\lambda_u = 150$. Відповідно до зміни №1 до ДБН [3], таблиця 13.9 вилучена, п. 13.4.1 рекомендує щоб гнучкість елемента перевищувала значення 200 для стиснутих елементів. Гнучкість решітки не перевищує граничної.

Розраховуємо коефіцієнт поздовжнього згину за формулою (8.4) ДБН [3], прийнявши коефіцієнти $\alpha = 0.04$, $\beta = 0.09$ за таблицею 8.1 ДБН [3]:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 44.008 \cdot \sqrt{\frac{230}{206000}} = 1.47;$$

$$\delta = 9.87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9.87 \cdot (1 - 0.04 + 0.09 \cdot 1.47) + 1.47^2 = 12.944;$$

$$\varphi = \frac{0.5}{\bar{\lambda}^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.48\bar{\lambda}^2} \right) = \frac{0.5}{1.47^2} \cdot \left(12.944 - \sqrt{12.944^2 - 39.48 \cdot 1.47^2} \right) = 0.897$$

Вантажопідйомність колони:

$$N_u = \varphi A R_y = 0.897 \cdot 4 \cdot 27.33 \cdot 10^2 \cdot 230 \cdot 10^{-3} = 2255.176 \text{ кН}$$

Розрахуємо вантажопідйомність окремої гілки колони:

$$\varphi(1.202) = 0.927; N_u = 0.927 \cdot 27.33 \cdot 10^2 \cdot 230 \cdot 10^{-3} = 582.703 \text{ кН}$$

Визначаємо умовну поперечну силу за формулою (8.14) ДБН [3]:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_f}{\varphi} =$$

$$= 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{206000}{230} \right) \frac{2255.176}{0.897} = 25.786 \text{ кН}$$

Стискаюче зусилля діюче в розкосі решітки від дії умовної поперечної сили визначаємо за формулою (8.17) ДБН [3]:

$$N_p = \frac{\beta_d Q_d l_d}{b} = \frac{\beta_d Q_{fic} l_d}{2b} = \frac{1 \cdot 25.786 \cdot 1.345}{0.9} = 19.268 \text{ кН}$$

Оскільки приведена умовна гнучкість розкосу (крива стійкості b) більше граничного значення ($4.587 \geq 4.4$), отже значення коефіцієнту поздовжнього згину приймаємо рівним:

$$\varphi = \frac{7.6}{\bar{\lambda}^2} = \frac{7.6}{4.587^2} = 0.361$$

Перевіряємо стійкість розкосу з урахуванням коефіцієнту умов роботи $\gamma_c = 0.75$ (таблиця 5.1, п.8 ДБН [3]):

$$\frac{N_d}{\varphi A_d R_y \gamma_c} = \frac{19.268 \cdot 10^3}{0.361 \cdot 4.8 \cdot 10^2 \cdot 230 \cdot 0.75} = 0.645 < 1$$

6.4 Вихідні дані до практичного завдання

Задача 1. Наскрізна колона із двох швелерів на планках має ширину $b = 2i_x$ (i_x – радіус інерції швелера). Перевірити стійкість колони у двох площинах, обчислити граничну силу N . Закріплення стержня прийняти шарнірним вгорі та жорстким знизу. Висота планок $h = 0.5b$, відстань між планками у світлі $l_{0b} = 4b$. Необхідні вихідні дані прийняти за таблицею 6.1.

Задача 2. Обчислити граничну силу N на колону із двох двотаврів, з'єднаних розкосами, з умови стійкості стрижня колони і розкосів решітки. Розкоси – з куточка 63×5 , кут $\alpha = 45^\circ$, ширина колони $b = 2i_x$ (i_x – радіус інерції двотавра). Закріплення стержня прийняти шарнірним вгорі та жорстким знизу. Номер двотаврового профілю та інші необхідні дані прийняти за таблицею 6.1.

Задача 3. Підібрати переріз зварної колони з трьох листів. Закріплення стержня прийняти шарнірним вгорі та жорстким знизу. Вихідні дані прийняти за таблицею 6.1.

Задача 4. Для колони підібрати переріз із труби за ДСТУ 8938. Закріплення стержня прийняти вільним вгорі та жорстким знизу. Необхідні дані прийняти за таблицею 6.1.

Задача 5. Підібрати переріз колони з чотирьох куточків, з'єднаних решіткою. Прийняти ширину колони $b = 0.1L$. Закріплення стержня прийняти вільним вгорі та жорстким знизу. Вихідні дані прийняти за таблицею 6.1.

Таблиця 6.1. Вихідні дані до задач

Варіант	L, м	N, кН	№ швелеру (ДСТУ 8806)	№ двотавру (ДСТУ 8768)	Клас сталі
1	2	3	4	5	6
1	3,2	2200	30	18	C235
2	3,4	2200	30	12	C245
3	3,6	2200	27	14	C255
4	3,8	2400	40	16	C275
5	4	1400	18	18	C285
6	4,2	2400	30	20	C295
7	4,4	1500	30	22	C325
8	4,6	2500	40	24	C275
9	4,8	1500	20	30	C255
10	5	2450	30	33	C285
11	5,2	2450	40	36	C285
12	5,4	2400	40	40	C355
13	5,6	2400	30	45	C375

1	2	3	4	5	6
14	5,8	2200	30	50	C375
15	6	2200	40	14	C345
16	6,2	2000	30	16	C235
17	6,4	2000	27	18	C245
18	6,6	1100	16	20	C255
19	6,8	1100	16	22	C245
20	7	1200	18	24	C345
21	7,2	1200	20	30	C275
22	7,4	1100	20	33	C285
23	7,6	1500	18	36	C295
24	7,8	1400	16	40	C325
25	8	1400	18	45	C285
26	3,5	2550	40	50	C325
27	3,7	2550	40	30	C245
28	3,9	2500	30	14	C275
29	4,1	2500	40	16	C295
30	4,3	2400	30	18	C325
31	4,5	2400	40	12	C255
32	4,7	2350	40	16	C275
33	4,9	2350	30	18	C285
34	5,1	2300	30	20	C275
35	5,3	2300	40	24	C295

6.5 Контрольні питання

1. З яких елементів складається колона?
2. Які типи перерізів застосовують при проектуванні суцільних колон?
3. З чого складається стрижень наскрізної центрально стиснутої колони?
4. На що впливає решітка наскрізної колони?
5. Як визначити розрахункову схему колони?
6. Як вибрати переріз колони?
7. Як визначити необхідну площу перерізу суцільної колони?
8. Як розраховують поясні шви в центрально стиснутих колонах?
9. Як назначити товщину стінки колони?
10. Виходячи з чого приймають мінімальну товщину стінки?
11. Коли стінку колони треба укріплювати поперечними ребрами?
12. Як перевіряється стійкість наскрізної колони відносно вільної осі?
13. В якому порядку треба виконувати розрахунок наскрізної колони?

6.6 Додаткова література за темою

1. Нілов О.О., Нілова Т.О. Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник для вищих навчальних закладів. - Видання 3-є, перероблене і доповнене. К.: 2024. - Логос, 239 с. URL: https://drive.google.com/file/d/1QchRwmu6ph02PcCEv97ehrmCNMfyFluo/view?usp=drive_link
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник. – 2-ге вид. випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.: 320 іл.
3. Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В. Металлические конструкции производственных сельскохозяйственных зданий: Учеб. пособие для студентов вузов. – Мн.: Выш. шк., 1987. – 278 с.: ил.
4. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с., ил. – Библиогр.: с. 363-364.
5. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.; ил.
6. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций. Изд. 2-е, перераб. М. Стройиздат, 1978, 239 с.

7 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ДІЮ ПОЗДОВЖНЬОЇ СИЛИ ТА ЗГИНАЛЬНОГО МОМЕНТУ

7.1 Теоретичні положення

В сталевих конструкціях часто зустрічаються випадки прикладання поздовжньої сили (стискаючої чи розтягуючої) з певним ексцентриситетом відносно осі стержня. Внаслідок цього у поперечних перерізах елементів виникають напруження не тільки від дії поздовжньої сили, але і від згинаючого моменту. Такі елементи трапляються в різних конструкціях (рисунок 7.1), а також у стрижневих системах (фермах) у разі позавузлового передавання навантаження. Стиск зі згином елемента може бути як за рахунок позацентрального передавання осевого зусилля (позацентрально-розтягнутий або стиснутий стрижень – $M = Ne$), так і за рахунок поперечного вигину центрально-стиснутого (розтягнутого) елемента (стиснуто-зігнутий чи розтягнутий елемент з ексцентриситетом – $e = M/N$). При цьому граничним станом для коротких елементів є втрата міцності, для довгих – втрата стійкості у двох площинах: у площині дії моменту або з площини дії моменту.

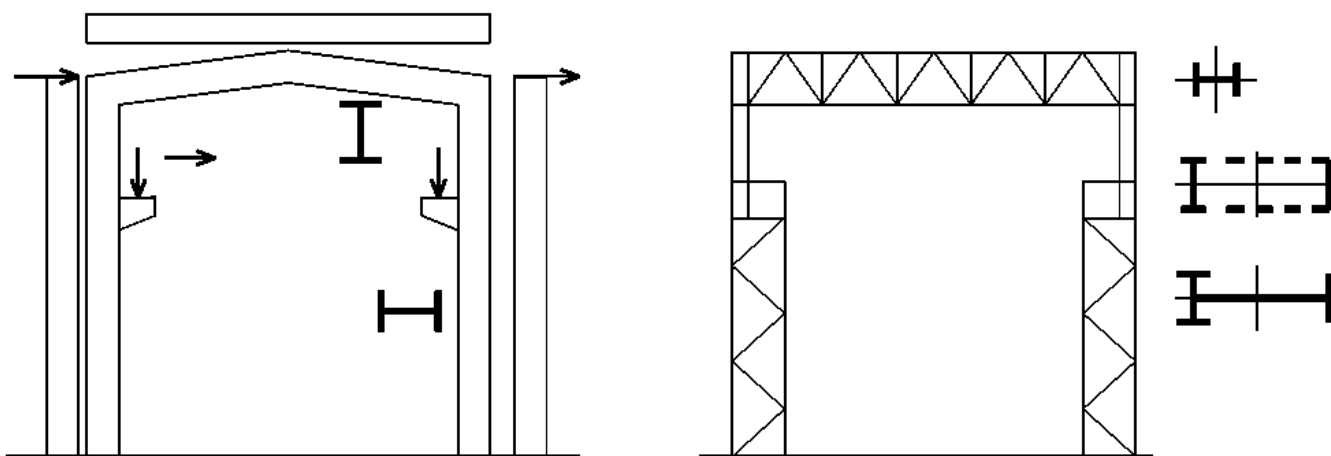


Рисунок 7.1. Приклади позацентрально стиснутих конструкцій

Суцільні колони постійного по висоті перерізу, що зазнають позацентрального стиску зазвичай проектується симетричного двотаврового перерізу. Якщо момент одного знаку значно відрізняється по абсолютному значенню від моменту іншого знаку, то доцільно використовувати несиметричний двотавровий переріз із різними по товщині та ширині полицями. Для зниження трудомісткості виготовлення колон, раціональним є використання широкополичних двотаврів з паралельними гранями полиць, проте при цьому дещо зростає витрата сталі.

Складені перерізи компонують з трьох листів, або з листів та зварних (або прокатних) двотаврів. При компонуванні складених перерізів, слід забезпечити умови застосування автоматичного зварювання та місцеву стійкість полиць та стінки.

Позацентрово стиснута колона повинна бути перевірена на міцність та стійкість як в площині дії згинаючого моменту так із площини його дії (перпендикулярній площині дії моменту). Втрата стійкості в площині дії моменту є площинною формою втрати стійкості, а поза площиною – згинально-крутильною.

Розрахунок на міцність (підрозділ 10.1 ДБН [3]) позацентрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, окрім елементів з круглих труб, виконаних із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, які не підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$, слід виконувати за формулою (10.1) ДБН [3]:

$$\left(\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (7.1)$$

де N , M_x і M_y – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації розрахункових навантажень; коефіцієнти n , c_x , c_y , які враховують резерв, приймаються згідно з таблицею М.1 ДБН [3]; $W_{xn, \min}$ – мінімальне з двох значень моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осі $x-x$, обчислених відповідно для розтягнутого та стиснутого волокна; $W_{yn, \min}$ – те саме, відносно осі $y-y$.

Для конструкцій з високоміцних сталей, а також у випадках, коли по умовам експлуатації поява пластичних деформацій недопустима, наприклад при безпосередній дії на них динамічних навантажень, граничну несучу здатність по міцності перевіряють за формулою (10.3) ДБН [3]:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} + \frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y + \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1 \quad (7.2)$$

де x , y – відстані від головних осей до точки перерізу, яка розглядається.

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів за формулою (10.1) ДБН [3] виконувати не потрібно при значенні приведенного відносного ексцентриситету $m_{ef} \leq 20$, за відсутності послаблення розрахункового перерізу та однакових значеннях згинальних моментів, що приймаються в розрахунок на міцність і стійкість. В більшості випадків несуча здатність колони визначається її стійкістю.

Розрахунок на стійкість (підрозділ 10.2 ДБН [3]) позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою (10.6) ДБН [3]:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_e AR_y \gamma_c} \leq 1 \quad (7.3)$$

Де φ_e – коефіцієнт зниження розрахункового опору (коефіцієнт стійкості) при позацентровому стиску який визначається згідно з таблицею Ж.3 додатку Ж ДБН [3] залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$ та приведенного ексцентриситету m_{ef} який обчислюється за формулою (10.7) ДБН [3]:

$$m_{ef} = \eta m \quad (7.4)$$

Де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею Ж.2 додатку Ж ДБН [3]; $m_x = e_x/\rho_x = M_x A/NW_{cx}$ – відносний ексцентриситет, де $e_x = M_x/N$ – ексцентриситет; W_{cx} – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

При значеннях $m_{ef} > 20$ розрахунок слід виконувати як для елементів, що зазнають згину за формулами (9.28) і (9.29) ДБН [3].

Втрата стійкості позацентрово стиснутого стержня трапляється в пружно-пластичній стадії роботи матеріалу, тому при перевірці стійкості вводиться коефіцієнт η , який враховує ступінь ослаблення перерізу пластичними деформаціями і залежить від форми перерізу.

Стійкість позацентрово стиснутого стержня залежить від характеру епюри моментів по довжині стержня. Відповідно до п. 10.2.3 ДБН [3], розрахункові значення повздовжньої сили N і згинального моменту M у розрахунковому перерізі елемента слід приймати для одного і того ж сполучення навантажень з розрахунку системи за недеформованою схемою за умови пружних деформацій сталі.

При цьому, наприклад, для колон рамних систем значення згинаючого моменту приймають рівними максимальному моменту на довжині ділянки постійного перерізу. Інші випадки перелічені у зазначеному пункті норм. Так для стиснутого елемента з шарнірно обпертими кінцями і перерізом, площина симетрії якого збігається з площиною згину, згинальний момент, що приймається до розрахунку, визначається за формулами та вказівками таблиці 10.1 ДБН [3] залежно від значення відносного ексцентриситету $m_x = e_x/\rho_x = M_x A/NW_{cx}$ та умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$ і приймається не меншим за $0,5M_{max}$.

У площині дії моменту M_x колони зазвичай мають більш розвинутий переріз, тому якщо $I_x > I_y$, то можлива втрата стійкості з площини дії моменту (згинально-крутильна форма втрати стійкості).

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих суцільностінчастих елементів постійного за довжиною перерізу (окрім коробчастого) за згинально-крутильною формою втрати стійкості (із площини дії моменту M_x) при згині їх у площині

найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), яка збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою (10.8) ДБН [3]:

$$\frac{N\gamma_n}{c\varphi_y AR_y \gamma_c} \leq 1 \quad (7.5)$$

Де φ_y – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, що визначається відповідно до вказівок пункту 8.1.3 ДБН [3] відповідно до осі у-у, перпендикулярної до площини згину; $c < c_{max} < 1$ – коефіцієнт, що враховує вплив моменту M_x при згинально-крутильній формі втрати стійкості, та визначається згідно з 10.2.5 ДБН [3], та залежить від відносного ексцентриситету m_x , форми поперечного перерізу та гнучкості стержня.

При визначенні відносного ексцентриситету $m_x = M_x A / N W_{cx}$ за розрахунковий момент приймається (п. 10.2.6 ДБН [3]): для стержнів з шарнірно опертими кінцями, закріпленими від зміщення перпендикулярно до площини дії моменту, – максимальний момент в межах середньої третини довжини (але не менше половини найбільшого по довжині стержня моменту); для консолей – момент у защемленні.

Позацентрово стиснуті елементи постійного по довжині перерізу, що згинаються у площині найменшої жорсткості ($I_y < I_x$), слід розраховувати вказівками п. 10.2.8 ДБН [3].

Розрахунок на стійкість суцільностінчастих стрижнів постійного за довжиною перерізу (окрім коробчастого), при стиску та згині у двох головних площинах, коли площина найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$) збігається з площиною симетрії, слід розраховувати вказівками п. 10.2.9 ДБН [3].

Розрахунок на загальну стійкість позацентрово стиснутих елементів наскрізного перерізу зі з'єднувальними планками або решітками слід виконувати як для стрижня в цілому, так і для окремих його гілок. Основні положення щодо розрахунку викладені у підрозділі 10.3 ДБН [3]. Класичним прикладом конструкцій такого типу є ступінчасті колони одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами. Розрахунок таких колон пов'язаний із визначенням діючих на раму каркасу навантажень, його статичного розрахунку як статично-невизначеної системи, визначення найбільш несприятливих навантажень та розрахункових довжини колон. Теоретичні відомості та приклади розрахунку таких колон наведені у додатковій навчальній літературі [4, стор. 496].

Втрата стійкості позацентрово стиснутої колони в площині дії моменту виникає в пружно-пластичній стадії роботи матеріалу, та в найбільш навантаженій полиці та в суміжній частині стінки розвиваються пластичні деформації.

З метою запобігання втрати місцевої стійкості стінки її умовна гнучкість не повинна перевищувати граничної. Чим вища умовна гнучкість колони, тим менший ступінь розвитку пластичних деформація і тим вища гранична гнучкість стінки.

Перевірка місцевої стійкості стінок і поясних листів виконується відповідно до положень підрозділу 10.4 ДБН [3].

Місцеву стійкість стінок позацентрово стиснутих елементів слід вважати забезпеченою, за виконання умови (п. 10.4.2 ДБН [3]):

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \overline{\lambda}_{uw} \quad (7.6)$$

Де, $\overline{\lambda}_w$ – значення умовної гнучкості стінки; $\overline{\lambda}_{uw}$ – значення граничної умовної гнучкості стінки.

Для двотаврового перерізу, можливі два розрахункові випадки для визначення граничної умовної гнучкості стінки: 1-й тип – $c\varphi_y > \varphi_{ex}$, в цьому випадку $\overline{\lambda}_{uw}$ визначається за формулами (10.22), (10.23) таблиці 10.3 ДБН [3] в залежності від значення умовної гнучкості колони $\overline{\lambda}_x$; 2-й тип – $c\varphi_y < \varphi_{ex}$, тобто визначальною є стійкість в площині найменшої жорсткості колони (із площини дії згинаючого моменту), для цього випадку $\overline{\lambda}_{uw}$ визначається за формулою (10.24) таблиці 10.3 ДБН [3]. Значення граничної умовної гнучкості стінки $\overline{\lambda}_{uw}$, для інших випадків обчислюються за формулами та вказівками таблиці 10.3 ДБН [3].

Стінки позацентрово стиснутих елементів суцільного перерізу (колон, стояків, опор тощо) при $\overline{\lambda}_w \geq 2.3$, як правило, слід підкріплювати основними поперечними ребрами жорсткості (п. 10.4.3 ДБН [3]) згідно з 8.3.3 ДБН [3].

Для випадків перелічених у п. 10.4.5 ДБН [3], коли місцева стійкість стінки не забезпечена, допускається збільшувати граничну умовну гнучкість стінки $\overline{\lambda}_{uw}$ обчислену за формулами таблиці 10.3 ДБН [3], або виконувати перевірку загальної стійкості елемента з урахуванням зменшеної розрахункової площі, обчисленої за додатком Л ДБН [3] як для стиснутих елементів із гнучкою стінкою, оскільки перехід стінки в критичний стан ще не означає втрату несучої здатності стержня, що допускає використання закритичної роботи стінки.

Місцеву стійкість стиснутих поясних листів (полиць) позацентрово стиснутих стрижнів слід вважати забезпеченою за умови (п. 10.4.6 ДБН [3])::

$$\overline{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \overline{\lambda}_{uf}; \overline{\lambda}_{f,1} = \frac{b_{f,1}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \overline{\lambda}_{uf} \quad (7.7)$$

Де, $\overline{\lambda}_f$ – значення умовної гнучкості звису полиці; $\overline{\lambda}_{f,1}$ – значення умовної гнучкості поясного листа; $\overline{\lambda}_{uf}$ – значення граничної умовної гнучкості звису поясного листа (полиці).

Для двотаврового перерізу, при дії згинаючого моменту у площині найбільшої жорсткості гранична умовна гнучкість звису полиці $\overline{\lambda_{uf}}$ визначається за формулою (10.30) таблиці 10.4 ДБН [3]. Значення граничної умовна гнучкості звису полиці $\overline{\lambda_{uf}}$ чи поясного листа $\overline{\lambda_{uf,1}}$, для інших випадків обчислюються за формулами та вказівками таблиці 10.4 ДБН [3].

Для випадків перелічених у п. 10.4.7 ДБН [3], коли місцева стійкість звису полиці чи поясного листа не забезпечена, допускається збільшувати граничну умовну гнучкість звису полиці чи поясного листа відповідно до вказівок викладених у пункті.

7.2 Вказівки до розв'язання задач

Мета заняття: вивчити методику розрахунку сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [3].

Вихідні дані: типові задачі на розрахунок позацентрово розтягнутих та стиснутих елементів сталевих конструкцій, які містять вихідні дані та розрахункову схему з необхідними розмірами, навантаженнями, характеристиками елементів, необхідних для розрахунку відповідно до індивідуального варіанту.

Перед виконанням завдання слід ознайомитися із основними положеннями щодо розрахунку та проектування елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту, викладених в нормах проектування ДБН [3]:

- d) Підрозділ 4.2 містить основні літерні позначення – в тому числі визначення умовної гнучкості стрижня, стінки, звису поясу, тощо.
- e) Підрозділ 10.1 містить основні положення щодо розрахунку на міцність елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту.
- f) Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів (п. 10.1.1).
- g) Умова необхідності виконання розрахунку на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів в залежності від значення приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} (п. 10.1.2).
- h) Підрозділ 10.2 містить основні положення щодо розрахунку загальної стійкості елементів суцільного перерізу при дії поздовжньої сили та згинального моменту.
- i) Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів при дії згинального моменту в одній з головних площин слід виконувати для плоскої форми втрати стійкості (в площині дії згинального моменту) згідно та для згинально-крутильної форми втрати стійкості (з площини дії моменту) (п. 10.2.1).

- j) Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії (п. 10.2.2).
- k) Розрахункові значення поздовжньої сили і згинального моменту, що приймаються у розрахунку на стійкість позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії (п. 10.2.3).
- l) Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих суцільностінчастих елементів постійного за довжиною перерізу (окрім коробчастого) за згинально-крутильною формою втрати стійкості (із площини дії моменту) при згині їх у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), яка збігається з площиною симетрії (п. 10.2.4).
- m) Визначення коефіцієнту c , що входить до формули (10.8) ДБН [3] розрахунку стійкості із площини дії моменту (п. 10.2.5).
- n) Визначення розрахункового значення згинального моменту для розрахунку відносного ексцентриситету m_x у формулах (10.9-10.11) ДБН [3] (п. 10.2.6).
- o) Розрахунок позацентрово стиснутих елементів постійного по довжині перерізу, що згинаються у площині найменшої жорсткості ($I_y < I_x$ і $e_y \neq 0$) (п. 10.2.8).
- p) Розрахунок на стійкість суцільностінчастих стрижнів постійного за довжиною перерізу (окрім коробчастого), при стиску та згині у двох головних площинах, коли площина найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$) збігається з площиною симетрії (п. 10.2.9).
- q) Підрозділ 10.3 містить основні положення щодо розрахунку на загальну стійкість елементів сталевих конструкцій наскрізного перерізу, що зазнають дії поздовжньої сили та згинального моменту.
- r) Підрозділ 10.4 містить основні положення щодо перевірки місцевої стійкості стінок і поясних листів елементів сталевих конструкцій, що зазнають дії поздовжньої сили та згинального моменту.
- s) Умова забезпеченості місцевої стійкості стінки позацентрово стиснутих елементів та формули для визначення граничної умовної гнучкості стінок (п. 10.4.2).
- t) Гранична умовна гнучкість стінки за перевищення якої необхідно встановлювати основні поперечні ребра жорсткості (п. 10.4.3).
- u) Підкріплення стінок позацентрово стиснутого елемента поздовжнім ребром жорсткості (п. 10.4.4).

- v) Випадки за яких допускається збільшення граничної умовної гнучкості стінки у випадку якщо умова забезпеченості місцевої стійкості стінки не виконується (п. 10.4.5).
- w) Умова забезпеченості місцевої стійкості стиснутих поясних листів (полиць) позацентрово стиснутих стрижнів та формули для визначення граничної умовної гнучкості звису поясного листа (полиці) (п. 10.4.6).
- x) Випадки за яких допускається збільшення граничної умовної гнучкості стиснутих поясних листів (полиць) у випадку якщо умова забезпеченості місцевої стійкості стиснутих поясних листів (полиць) не виконується (п. 10.4.7).
- y) Рекомендовані значення гнучкості елементу для стиснутих і розтягнутих елементів (п. 13.4.1).
- z) Підрозділ 13.3 містить відомості щодо визначення розрахункових довжин колон (стояків) постійного по довжині перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон
- aa) Вказівки щодо розрахунку трубчастих колон як позацентрово стиснутих стрижнів (п. 14.2.2).

Практичний підбір перерізів суцільних колон, що зазнають позацентрового розтягу або стиску, виконується у наступні послідовності.

Вважаючи, що несуча здатність колон, як правило, визначається з розрахунку її на загальну стійкість у площині згину, компоновання перерізу та конструювання стержня суцільної позацентрово-стиснутої колони починають із встановлення розрахункової схеми та діючих навантажень, визначення коефіцієнтів приведення та розрахункової довжини колони керуючись вказівками підрозділу 13.3 ДБН [3], розрахунку схеми методами будівельної механіки і визначення комбінацій навантажень які дають найбільш несприятливі значення зусиль.

Для симетричного двотавра $i_x \approx 0.42h$, $\rho = W/A \approx 0.35h$, де h – висота перерізу колони, задана на етапі компоновання. В такому випадку:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_x}{0.42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (7.8)$$

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N} \frac{1}{0.35h} \quad (7.9)$$

За отриманими значеннями за таблицею Ж.2 додатка Ж ДБН [3], визначаємо коефіцієнт впливу η . В першому наближенні можна прийняти співвідношення площі полиці та стінки $A_f/A_w = 0.5...1.0$. Знаючи значення приведенного ексцентриситету та умовну гнучкість, за таблицею Ж.3 додатка Ж ДБН [3], знаходимо коефіцієнт

стійкості при позацентровому стиску φ_e , та визначаємо необхідну площу перерізу колони за формулою:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} \quad (7.10)$$

За необхідною площею підбираємо по сортаменту прокатний двотавр з паралельними гранями полиць (тип Ш), або komponуємо переріз з трьох листів. Найбільш вигідними по витраті сталі є тонкостінний переріз. Проте мінімальна товщина листів обмежується умовами місцевої стійкості:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\lambda_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (7.11)$$

Гранична умовна гнучкість стінки розраховується відповідно до формул та вказівок табл. 10.3 ДБН [3].

Товщина стінки з умов місцевої стійкості виявляється в ряді випадків достатньо великою, що робить переріз неекономічним, особливо при висоті перерізу колони 700 мм та більше. В ряді випадків доречно зменшити товщину стінки, прийнявши $h_{ef}/t_w = 80 \dots 120$, де $t_w = (6, 8, 10, 12)$ мм, та забезпечити її стійкість встановленням поздовжніх ребр жорсткості, розташованих з однієї або обох сторін стінки (п. 10.4.4 ДБН [3]). Поздовжні ребра враховуються в розрахунковому перерізі колони. Встановлення ребр жорсткості значно підвищує трудомісткість виготовлення колони та доречна лише при великій її ширині (більше 1000 мм).

Призначивши товщину стінки, визначають необхідну площу полиці:

$$A_{f,req} = \frac{A_{req} - t_w h_{ef}}{2} \quad (7.12)$$

Для забезпечення стійкості колони з площини дії моменту ширина полиці приймається не менше $(1/20 \dots 1/30)l_y$. Товщину полиці призначають з урахуванням умов місцевої стійкості. Для необрамленої полиці двотавра граничне відношення звину b_{ef} до товщини t_f визначається з умови $\overline{\lambda_{uf}} = \overline{\lambda_f}$ за формулою:

$$\frac{b_{ef}}{t_{ef}} = \left(0.36 + 0.1 \overline{\lambda_x} - 0.01 (1.5 + 0.7 \overline{\lambda_x}) m_x \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (7.13)$$

Для інших типів перерізів граничне значення b_{ef}/t_f вказані у нормах.

Скомпонувавши переріз колони, виконують перевірку її стійкості в площині та із площини дії моменту за формулами (10.6) та (10.8) ДБН [3].

Після перевірки підбраного перерізу за необхідності (при недонапруженнях більше 5% або перенапруженнях) вносять зміни та виконують повторні перевірки.

Стінки суцільних колон при $h_{ef}/t_w \geq 2.3\sqrt{E/R_y}$ відповідно до п. 10.4.3 ДБН [3], необхідно підкріплювати поперечними ребрами жорсткості згідно з п. 8.3.3 ДБН [3], розташованими на відстані $(2.5...3.0)h_{ef}$ одне від іншого, які збільшують жорсткість колони при крученні. На кожному відправному елементі повинно бути не менше двох ребр.

У стінці, підкріпленій тільки основними поперечними ребрами жорсткості, ширина їх виступної частини b_r повинна бути не менше ніж $h_{ef}/30 + 40$ мм для парного симетричного ребра, і не менше ніж $h_{ef}/20 + 50$ мм для одностороннього ребра; товщина ребра t_r повинна бути не менше ніж $2b_r\sqrt{R_y/E}$.

Зварні шви, що прикріплюють стінку та полиці в складених перерізах, слід виконувати суцільними. Висоту швів призначають в залежності від товщини полиці (табл. 16.1 ДБН [3]).

7.3 Приклади розв'язання задач

Приклад 1.

Для колони з прикладу 2 розділу 6 переріз якої підібраний за центрального прикладення навантаження, виконати перевірку стійкості за умови, що діюче навантаження $F = 1837,36$ кН прикладене з ексцентриситетом $e = 150$ мм. Прийнято шарнірне закріплення обох кінців колони в обох площинах, розрахункова довжина стержня дорівнює його геометричній довжині – 6.141 м. Матеріал – сталь С345, розрахунковий опір при товщині прокату 10-20 мм – $R_y = 315$ МПа. Переріз двотавровий, стінка – 300×10 мм, полиці 300×12 мм,

Виконуємо визначення геометричних характеристик перерізу та додаткові обчислення для наступних розрахунків.

Площа перерізу:

$$A = h_w t_w + 2b_f t_f = 30 \cdot 1 + 2 \cdot (30 \cdot 1.2) = 102 \text{ см}^2$$

Моменти інерції:

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

$$= \frac{30^3 \cdot 1}{12} + 2 \left(\frac{1.2^3 \cdot 30}{12} + \left(\frac{30 + 1.2}{2} \right)^2 \cdot 1.2 \cdot 30 \right) = 19780.56 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \frac{b_f^3 t_f}{12} + \frac{t_w^3 h_w}{12} = 2 \cdot \frac{30^3 \cdot 1.2}{12} + \frac{1^3 \cdot 30}{12} = 5402.5 \text{ см}^4$$

Радіуси інерції:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{19780.56}{102}} = 13.93 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5402.5}{102}} = 7.28 \text{ см}$$

Моменти опору:

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 19780.56}{30 + 2 \cdot 1.2} = 1221.02 \text{ см}^3$$

$$W_y = \frac{2I_y}{b_f} = \frac{2 \cdot 5402.5}{30} = 360.17 \text{ см}^3$$

Відношення площі полиці до площі стінки:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{h_w t_w} = \frac{30 \cdot 1.2}{30 \cdot 1} = 1.2$$

Розрахунок на стійкість у площині дії моменту –
 $M = Fe = 1837.36 \cdot 0.15 = 275.605 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Уточнюємо значення, необхідні для подальшого розрахунку на стійкість.

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{e}{\rho} = \frac{M}{N} \frac{A}{W_x} = \frac{275.605 \cdot 10^2}{1837.36} \cdot \frac{102}{1221.02} = 1.253$$

Гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{6.141 \cdot 10^2}{13.93} = 44.098$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{6.141 \cdot 10^2}{7.28} = 84.38$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{6.141 \cdot 10^2}{13.93} \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 1.724$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{6.141 \cdot 10^2}{7.28} \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 3.3$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначаємо за таблицею Ж.2 додатка Ж ДБН [3] як для 5-го типу перерізу при $A_f/A_w \geq 1$ та при $0.1 \leq m_x \leq 5$:

$$\eta_x = (1.9 - 0.1m_x) - 0.02(6 - m_x)\bar{\lambda}_x =$$

$$= (1.9 - 0.1 \cdot 1.253) - 0.02 \cdot (6 - 1.253) \cdot 1.724 = 1.611$$

Приведений відносний ексцентриситет за формулою (10.7) ДБН [3]:

$$m_{x,ef} = \eta_x m_x = 1.611 \cdot 1.253 = 2.019$$

Коефіцієнт стійкості $\varphi_{e,x}(m_{x,ef}, \bar{\lambda}_x)$ при позацентровому стиску суцільностінчатих стрижнів в площині дії моменту, що співпадає з площиною симетрії визначаємо за таблицею Ж.3 додатка Ж ДБН [3]:

$$\varphi_{e,x} = 0.418 \text{ при } \bar{\lambda}_x = 1.724; m_{x,ef} = 2.019$$

Хоча $m_{x,ef} < 20$ і розрахунок на перевірку міцності можна не виконувати (п. 10.1.2 ДБН), виконаємо перевірочний розрахунок за формулою (10.1) ДБН [3] при $\gamma_c = \gamma_n = 1$.

Попередньо за таблицею М.1 додатку М ДБН [3] для 1-го типу перерізу визначимо коефіцієнти $c_x = 1.064, n = 1.5$

$$\left(\frac{N}{A_n R_y} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_x R_y} = \left(\frac{1837.36 \cdot 10^3}{102 \cdot 10^2 \cdot 315} \right)^{1.5} + \frac{275.605 \cdot 10^6}{1.064 \cdot 1221.022 \cdot 10^3 \cdot 315} = 1.106 > 1$$

Тобто умова міцності не виконується, що вже на даному етапі потребує збільшення розмірів перерізу, оскільки задача полягає у виконанні перевірочних розрахунків, в навчальних цілях продовжуємо його полишивши розміри колони без змін.

Для порівняння виконаємо розрахунок в умовах пружної роботи сталі:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{1837.36 \cdot 10^3}{102 \cdot 10^2} + \frac{275.605 \cdot 10^6}{1221.022 \cdot 10^3} = 405.85 \frac{H}{мм^2} > 315 \text{ МПа}$$

Використання несучої здатності, %:

$$\Delta = \frac{405.85}{315} \cdot 100\% = 128.841\%$$

Перевірка стійкості колони в площині моменту за формулою (10.6) ДБН [3]:

$$\frac{N}{\varphi_{e,x}} = \frac{1837.36 \cdot 10^3}{0.418 \cdot 102 \cdot 10^2} = 430.583 \frac{H}{мм^2} > 315 \text{ МПа}$$

Використання несучої здатності, %:

$$\Delta = \frac{430.583}{315} \cdot 100\% = 136.693\%$$

Розрахунок на стійкість із площини дії моменту виконаємо для двох варіантів, 1-й – на зменшене значення розрахункового згинаючого моменту, та для 2-го на його повне значення

І Варіант. Для перевірки стійкості з площини ексцентриситету розрахункове значення згинального моменту приймаємо рівним найбільшому значенню в межах третини геометричної довжини елементи за п. 10.2.6 ДБН.

$$M_x = \frac{2}{3} M = \frac{2}{3} \cdot 275.605 = 187.737 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0.5 M_x = 137.803 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x}{N} \frac{A}{W_x} = \frac{187.737 \cdot 10^2}{1837.36} \cdot \frac{102}{1221.02} = 0.835$$

Коефіцієнти β_c , α_c , ϑ визначаємо за таблицею 10.2 ДБН [3], тип перерізу 1.

$$\alpha_c = 0.7 \text{ при } m_x \leq 1$$

При $\bar{\lambda}_y > 3.14$,

$$\beta_c = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0.614}{0.582}} = 1.027$$

де, $\varphi_c(3.14) = 0.614$; $\varphi_c(3.3) = 0.582$ – коефіцієнти стійкості в разі центрального стиску визначаємо за таблицею Ж.1 додатка Ж ДБН [3].

$$\vartheta = 1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \left(2.12 - \frac{b_f}{h} \right) = 1 - \frac{3.3}{14} \cdot \left(2.12 - \frac{32}{30 + 2 \cdot 1.2} \right) = 0.719$$

Коефіцієнт для розрахунку на стійкість визначаємо при $m_x \leq 5$:

$$c = \frac{\beta_c}{1 + \alpha_c \vartheta m_x} = \frac{1.027}{1 + 0.7 \cdot 0.719 \cdot 0.835} = 0.723 < 1$$

Так як $\bar{\lambda}_y > 3.14$ визначаємо c_{max} за додатком К ДБН [3].

$$\omega = 0.25, \varepsilon = 0.43, \alpha_e = 0, \beta_t = 0, h = h_w + t_f = 31.2 \text{ см}$$

$$I_t = \varepsilon \cdot (2b_f t_f^3 + h_w t_w^3) = 57.482 \text{ см}^4$$

$$\rho = \frac{I_x + I_y}{A h^2} + \alpha_e^2 = \frac{19780.56 + 5402.5}{102 \cdot 31.2^2} + 0 = 0.254$$

$$\mu = 8\omega + 0.156 \frac{I_t}{A h^2} \lambda_y^2 = 8 \cdot 0.25 + \frac{0.156 \cdot 57.482 \cdot 84.38^2}{102 \cdot 31.2^2} = 2.643$$

$$\delta = \frac{4\rho}{\mu} = \frac{4 \cdot 0.254}{2.643} = 0.384$$

$$B = 1 + 2 \frac{\beta_t e_x}{\rho h} = 1 + \frac{2 \cdot 0 \cdot 15}{0.254 \cdot 31.2} = 1$$

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + 16 \mu^{-1} (\alpha_e - e_x h^{-1})^2}} =$$

$$= \frac{2}{1 + 0.384 \cdot 1 + \sqrt{(1 - 0.384 \cdot 1)^2 + 16 \cdot 2.643^{-1} (0 - 15 \cdot 31.2^{-1})^2}} = 0.736$$

$$c < c_{\max}$$

Перевірка стійкості колони з площини моменту за формулою (10.8) ДБН [3]:

$$\sigma_y = \frac{N}{c\varphi_y A} = \frac{1836.37 \cdot 10^3}{0.732 \cdot 0.582 \cdot 102 \cdot 10^2} = 427.825 \text{ МПа}$$

Використання несучої здатності, %:

$$\Delta = \frac{427.825}{315} \cdot 100\% = 135.817\%$$

II Варіант. Виконуємо розрахунок на максимальне значення згинаючого моменту в межах геометричної довжини елемента, використовуємо необхідні дані розраховані в попередньому варіанті.

$$m_x = 1.253$$

$$\alpha_c = 0.65 + 0.05m_x = 0.713$$

$$c = \frac{\beta_c}{1 + \alpha_c \varphi m_x} = \frac{1.027}{1 + 0.713 \cdot 0.719 \cdot 1.253} = 0.626 < c_{\max}$$

Перевірка стійкості колони з площини моменту за формулою (10.8) ДБН [3]:

$$\sigma_y = \frac{N}{c\varphi_y A} = \frac{1836.37 \cdot 10^3}{0.626 \cdot 0.582 \cdot 102 \cdot 10^2} = 494.547 \text{ МПа}$$

Використання несучої здатності, %:

$$\Delta = \frac{494.547}{315} \cdot 100\% = 159.99\%$$

В обох варіантах стійкість колони не забезпечена.

Перевірка місцевої стійкості.

Так як $c\varphi_y = 0.364 < \varphi_{e,x} = 0.418$, переріз колони визначається стійкістю з площини дії моменту, гранична гнучкість стінки – таблиця 10.3, формула (10.24) ДБН [3].

$$W_{xw} = \frac{2I_x}{h_w} = \frac{2 \cdot 19780.56}{30} = 1318.704 \text{ см}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_{xw}} = \frac{1837.36}{102} \cdot \frac{10^3}{10^2} + \frac{275.605}{1318.704} \cdot \frac{10^6}{10^3} = 389.13 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{W_{xw}} = \frac{1837.36}{102} \cdot \frac{10^3}{10^2} - \frac{275.605}{1318.704} \cdot \frac{10^6}{10^3} = -28.864 \text{ МПа}$$

$$\alpha_{w1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} = 1.074$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{44.879 \cdot 10^3}{1 \cdot 30 \cdot 10^2} = 14.96 \text{ МПа}$$

$$c_{cr}(\alpha_{w1}) = 11.127$$

$$\beta_{w1} = \frac{0.15 c_{cr} \tau}{\sigma_1} = 0.064$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{30}{1} \cdot \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 1.173$$

$$\bar{\lambda}_{uw1} = 1.42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y}{\sigma_1 \left(2 - \alpha_{w1} + \sqrt{\alpha_{w1}^2 + 4 \beta_{w1}^2} \right)}} =$$

$$1.42 \cdot \sqrt{\frac{11.127 \cdot 315}{389.13 \cdot \left(2 - 1.074 + \sqrt{1.074^2 + 4 \cdot 0.064^2} \right)}} =$$

$$= 3.008 < 0.7 + 2.4 \alpha_{w1} = 3.278$$

$$\bar{\lambda}_w < \bar{\lambda}_{uw1} \rightarrow \frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw1}} = \frac{1.173}{3.008} \cdot 100\% = 39.00\%$$

Умова виконується. Так як $\bar{\lambda}_w < 2.3$ зміцнювати стінку поперечними ребрами жорсткості немає необхідності. Ребра встановлюються конструктивно.

Місцева стійкість полиці.

Попередньо обчислимо $\bar{\lambda}_{ufc}$ по таблиці 8.4, формула (8.27) ДБН [3]:

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0.36 + 0.1 \bar{\lambda}_x = 0.36 + 0.1 \cdot 1.724 = 0.532$$

Гранична гнучкість полиці $\bar{\lambda}_{uf}$ таблиця 10.4, формула (10.30) ДБН [3]:

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0.01(1.5 + 0.7 \bar{\lambda}_x) m_x = 0.532 - 0.01 \cdot (1.5 + 0.7 \cdot 1.724) \cdot 1.253 = 0.499$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{(30-1)/2}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 0.473$$

$$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf} \rightarrow \frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} = \frac{0.473}{0.499} \cdot 100\% = 94.782\%$$

За даними довідників максимальний прогин в прольоті від згинаючого моменту M_x на кінці колони може бути визначений за наступною формулою:

$$f_{\max} = \frac{M_x l^2}{15.59 EI} = \frac{275.605 \cdot 10^6 \cdot \left(6.141 \cdot 10^3 \right)^2}{15.59 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 19780.56 \cdot 10^4} = 16.361 \text{ мм при } x = 0.432l$$

Вертикальне переміщення кінця колони:

$$\Delta = \frac{NL}{EF} = \frac{1837.36 \cdot 10^3 \cdot 6.141 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^5 \cdot 102 \cdot 10^2} = 5.37 \text{ мм}$$

Таким чином, не дивлячись на те, що місцева стійкість колони забезпечена, умови міцності та загальної стійкості для заданого навантаження не виконуються, що вимагає збільшення розмірів поперечного перерізу колони.

Так, за результатами розрахунку в ПК «ЛІРА-САПР», конструююча система «ЛІР-СТК» підбрала переріз для даної задачі, для якого виконуються усі умови міцності, загальної та місцевої стійкості: полиці – 340×14 мм, стінка – 400×8 мм, що вимагає збільшення маси колони майже на 20%.

Приклад 2

На рисунку 7.2 показано схему естакади для підвіски монорейки, якою переміщається електрична таль із ручним керуванням, призначена для закривання люків залізничних вагонів. Розрахунковий тиск коліс на монорейку $F = 150 \text{ кН}$.

Підібрати переріз колони естакади з прокатного двотавра, сталь С235 ($R_y = 230 \text{ МПа}$)

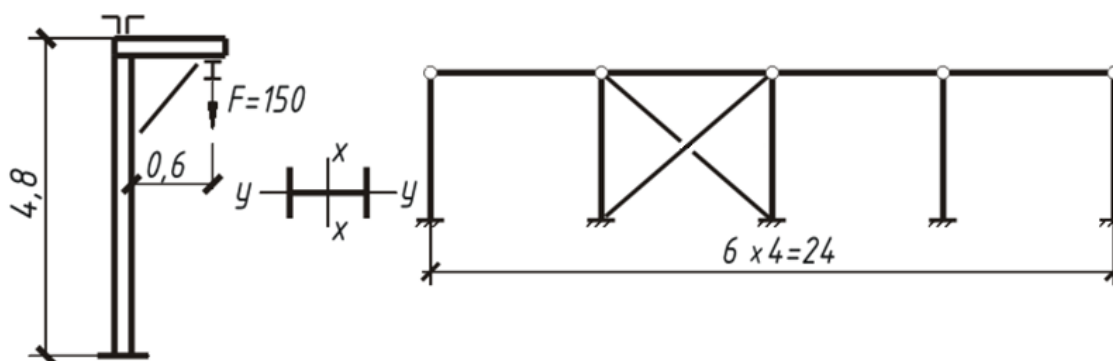


Рисунок 7.2. Розрахункова схема до прикладу 2

Аналіз роботи естакади демонструє, що колона працює на стиск із згином в одній площині.

Зусилля в колоні: $M_x = 150 \cdot 0.6 = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = F = 150 \text{ кН}$

Висоту перерізу двотавра з умови забезпечення колони встановлюється у межах $h = (1/10 \dots 1/15) H = 48 \dots 32 \text{ см}$

Необхідна площа перерізу двотавра за $h = 32 \text{ см}$ з умови міцності:

$$A_{req} = \frac{N + \frac{M}{\rho}}{R_y} = \frac{150 \cdot 10^3 + \frac{90 \cdot 10^6}{0.35 \cdot 320}}{230} = 4145.963 \text{ мм}^2$$

По висоті та площі перерізу приймаємо широкополічний двотавр №30Ш1 за ГОСТ 26020-83: $A = 68.3 \text{ см}^2$; $I_x = 10400 \text{ см}^4$; $W_x = 714.777 \text{ см}^3$; $I_y = 1470 \text{ см}^4$; $i_x = 12.34 \text{ см}$; $i_y = 4.639 \text{ см}$.

Оскільки колона безпосередньо не зазнає динамічного впливу та умови ДБН не виконуються: $\tau \leq 0.5R_s$ (так як $Q = 0$), та $\sigma = N/A_n < 0.1R_y$:

$$\frac{N}{AR_y} = \frac{150 \cdot 10^3}{67.7 \cdot 10^2 \cdot 220} = 0.095 < 0.1$$

То перевірку міцності колони виконуємо без урахування пластичних деформацій.

$$\frac{N}{A_n R_y} + \frac{M_x}{W_x R_y} = \frac{150 \cdot 10^3}{68.3 \cdot 10^2 \cdot 230} + \frac{90 \cdot 10^6}{714.777 \cdot 10^3 \cdot 230} = 0.643 < 1$$

Обчислюємо умовну гнучкість і приведений відносний ексцентриситет:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{4800 \cdot 2}{123.4} \cdot \sqrt{\frac{230}{2.06 \cdot 10^5}} = 2.6$$

Під час визначення розрахункової довжини, коефіцієнт розрахункової довжини прийнято $\mu = 2$ як для вільної колони постійного перерізу згідно з п. 13.3.3 ДБН [3].

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M}{N} \frac{A}{W_c} = \frac{90 \cdot 10^6 \cdot 68.3 \cdot 10^2}{150 \cdot 10^3 \cdot 714.777 \cdot 10^3} = 5.733$$

За таблицею Ж.2 додатку Ж ДБН [3] визначаємо коефіцієнт η :

$$1.4 - 0.02\bar{\lambda}_x = 1.4 - 0.02 \cdot 2.6 = 1.348$$

Приведений ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta m_x = 1.348 \cdot 5.733 = 7.728$$

В залежності від $\bar{\lambda}_x$ та m_{ef} з таблиці Ж.3 додатку Ж ДБН [3] визначаємо коефіцієнт стійкості $\varphi_e = 0.146$. Стійкість колони в площині дії моменту:

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y} = \frac{150 \cdot 10^3}{0.146 \cdot 68.3 \cdot 10^2 \cdot 230} = 0.654 < 1$$

Розрахункова довжина колони для перевірки стійкості колони з площини дії моменту дорівнює відстані між точками закріплення колони від зміщення, тобто $l_{ef} = 480 \text{ см}$. Гнучкість колони та коефіцієнт поздовжнього згину:

$$\lambda_y = \frac{4800}{46.39} \cdot \sqrt{\frac{230}{2.06 \cdot 10^5}} = 3.457; \varphi_y = 0.551$$

Оскільки $m_x = 5.733$ знаходиться в межах $5 < m_x < 10$, то значення коефіцієнта c , який враховує вплив пластичності, визначаємо по інтерполяції між значеннями $c_5(m_x = 5)$ та $c_{10}(m_x = 10)$.

Значення c_5 визначаємо по формулі (10.9) ДБН [3] (для кривої типу b).

$$\varphi_c(\bar{\lambda}_y) = \varphi_c(3.14) = 0.614$$

По таблиці 10.2 ДБН [3] визначаємо $\alpha_c(m_x = 5)$, т.я. $m_x > 5$ та β_c, ϑ :

$$\alpha_c = 0.65 + 0.05m_x = 0.65 + 0.05 \cdot 5 = 0.9$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0.614}{0.551}} = 1.056$$

$$\vartheta = 1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \left(2.12 - \frac{b_f}{h} \right) = 1 - \frac{3.457}{14} \cdot \left(2.12 - \frac{20}{29.1} \right) = 0.646$$

Тоді коефіцієнт $c_5(m_x = 5)$:

$$c_5 = \frac{\beta_c}{1 + \alpha_c \vartheta m_x} = \frac{1.056}{1 + 0.9 \cdot 0.646 \cdot 5} = 0.27$$

Для розрахунку c_{10} по формулі (10.10) ДБН [3] попередньо за додатком Н розраховуємо коефіцієнт стійкості при згині.

Момент інерції перерізу при вільному крученні визначаємо за додатком К:

$$I_t = \varepsilon \sum_i b_i t_i^3 = 0.43 \cdot \left[2 \cdot 20 \cdot 1.1^3 + (29.1 - (1.1 + 1.8 \cdot 0.5) \cdot 2) \cdot 0.8^3 \right] = 28.419 \text{ см}^4$$

Уточнене значення становить – 29,7 см⁴

За формулою (Н.4) додатку Н ДБН [3] визначаємо:

$$\alpha_t = 1.54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h_b} \right)^2 = 1.54 \cdot \frac{29.7}{1470} \cdot \left(\frac{480}{29.1} \right)^2 = 8.466$$

За таблицею Н.1 визначаємо коефіцієнт ψ як для балки з прокатного двотавра з двома і більше закріпленнями стиснутого поясу:

$$\psi = 2.25 + 0.07\alpha_t = 2.25 + 0.07 \cdot 8.466 = 2.843$$

За формулою (Н.3) додатку Н ДБН [3] визначаємо:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2.843 \cdot \frac{1470}{10400} \cdot \left(\frac{29.1}{480} \right)^2 \cdot \frac{2.06 \cdot 10^5}{230} = 1.323$$

Оскільки $\varphi_1 > 0.85$, виконуємо розрахунок за формулою (Н.2) додатку Н ДБН [3]:

$$\varphi_b = 0.68 + 0.21\varphi_1 = 0.68 + 0.21 \cdot 1.323 = 0.958 < 1$$

Коефіцієнт $c_{10}(m_x = 10)$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0.551 / 0.958} = 0.148$$

За формулою (10.11) ДБН [3] визначаємо:

$$c = c_5(2 - 0.2m_x) + c_{10}(0.2m_x - 1) = \\ = 0.27 \cdot (2 - 0.2 \cdot 5.733) + 0.148 \cdot (0.2 \cdot 5.733 - 1) = 0.252$$

Так як $\bar{\lambda}_y > 3.14$ визначаємо c_{max} за додатком К ДБН [3].

$$\omega = 0.25, \varepsilon = 0.43, \alpha_e = 0, \beta_t = 0, h = 29.1 \text{ см}; I_t = 29.7 \text{ см}^4$$

$$\rho = \frac{I_x + I_y}{Ah^2} + \alpha_e^2 = \frac{10400 + 1470}{68.3 \cdot 29.1^2} + 0 = 0.205$$

$$\mu = 8\omega + 0.156 \frac{I_t}{Ah^2} \lambda_y^2 = 8 \cdot 0.25 + 0.156 \cdot \frac{29.7}{102 \cdot 31.2^2} \cdot \left(\frac{480}{4.639} \right)^2 = 2.821$$

$$\delta = \frac{4\rho}{\mu} = \frac{4 \cdot 0.205}{2.821} = 0.291$$

$$B = 1 + 2 \frac{\beta_t e_x}{\rho h} = 1 + \frac{2 \cdot 0 \cdot 60}{0.205 \cdot 29.1} = 1$$

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + 16\mu^{-1}(\alpha_e - e_x h^{-1})^2}} = \\ = \frac{2}{1 + 0.291 \cdot 1 + \sqrt{(1 - 0.291 \cdot 1)^2 + 16 \cdot 2.821^{-1} (0 - 60 \cdot 29.1^{-1})^2}} = 0.32$$

$$c < c_{max}$$

Стійкість колони з площини моменту:

$$\frac{N}{c\varphi_y AR_y} = \frac{150 \cdot 10^3}{0.252 \cdot 0.551 \cdot 67.7 \cdot 10^2 \cdot 230} = 0.687 < 1$$

Стійкість колони забезпечена.

За даними довідників максимальний прогин колони як консолі від згинаючого моменту M_x на її кінці може бути визначений за наступною формулою:

$$f_{max} = \frac{M_x l^2}{2EI} = \frac{90 \cdot 10^6 \cdot (4.8 \cdot 10^3)^2}{2 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 10400 \cdot 10^4} = 48.394 \text{ мм}$$

Вертикальне переміщення кінця колони:

$$\Delta = \frac{NL}{EF} = \frac{150 \cdot 10^3 \cdot 4.8 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^5 \cdot 68.3 \cdot 10^2} = 0.512 \text{ мм}$$

Кут повороту кінця колони збільшений в 1000 разів:

$$\varphi \cdot 1000 = \frac{M_x l}{EI_x} = \frac{90 \cdot 10^6 \cdot 4.8 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^5 \cdot 10400 \cdot 10^4} \cdot 1000 = 20.164 \text{ рад} \cdot 1000$$

Приклад 3

Підібрати переріз позациентрово розтягнутого елемента у вигляді швелера за такими даними: зосереджена сила $F = 400 \text{ кН}$, з коефіцієнтом надійності за навантаженням – 1.13; ексцентриситет прикладання сили – 24 см; геометрична довжина елемента 4.2 м; закріплення кінців елемента: верхній – шарнірно, нижній – шарнірно в обох площинах; клас сталі – С275 ($R_y = 270 \text{ МПа}$ для фасонного прокату товщиною від 10 до 20 мм); клас відповідальності споруди – СС1 (коефіцієнт надійності за відповідальністю – 0.95), категорія В (усталена розрахункова ситуація). Коефіцієнт умов роботи як для відтяжки – 0.9 (п. 5, таблиця 5.1 ДБН [3])

Складаємо розрахункову схему елемента (рис. 1).

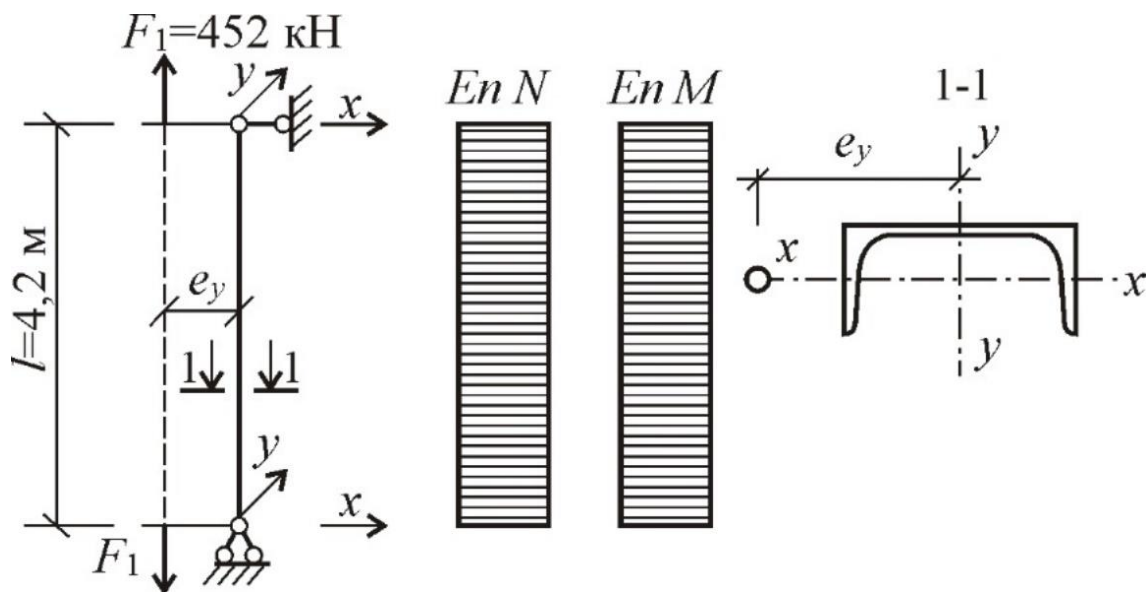


Рис. 7.3. Розрахункова схема і переріз елемента

Розрахункові зусилля:

$$N = F_1 = F_{01} \cdot \gamma_{fm} = 400 \cdot 1.13 = 452 \text{ кН};$$

$$M_y = F_{01} \cdot \gamma_{fm} \cdot e_y = 400 \cdot 1.13 \cdot 0.24 = 108.48 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

У першому наближенні визначаємо необхідну площу поперечного перерізу як для центрально-розтягнутого елемента за формулою:

$$A_{nec} = \frac{N \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{452 \cdot 0.95 \cdot 10^3}{260 \cdot 0.9} = 1767.078 \text{ мм}^2$$

Враховуючи наявність згинаючого моменту, із сортамента приймаємо швеллер № 36У, для якого: $A = 52.4 \text{ см}^2$; $W_x = 601 \text{ см}^3$; $i_x = 14.2 \text{ см}$; $i_y = 3.1 \text{ см}$; $b_f = 11 \text{ см}$; $t_f = 1.26 \text{ см}$; $t_w = 0.75 \text{ см}$; $h_w = h - 2t_f = 36 - 2 \cdot 1.26 = 33.48 \text{ см}$

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda_{\max} = \frac{l}{i_{\min}} = \frac{420}{3.1} = 135.484 < \lambda_u = 400$$

де $\lambda_u = 400$ – мінімальне значення граничної гнучкості для розтягнутих елементів (п. 13.4.1 ДБН [3]).

Оскільки елемент завантажений силою, яка прикладена з ексцентриситетом відносно тільки однієї осі, значення дотичних напружень $\tau = 0$, значення нормальних напружень:

$$\sigma = \frac{N\gamma_n}{A_n\gamma_c} = \frac{452 \cdot 0.95 \cdot 10^3}{52.4 \cdot 10^2 \cdot 0.9} = 0.337 > 0.1$$

то згідно з п. 10.1.1 розрахунок виконуємо за формулою (10.1) ДБН [3].

Перевіряємо міцність елемента попередньо визначаючи значення коефіцієнтів n , c_y за таблицею М.1 додатка М ДБН [3] як для 9-го типу перерізу, при $M_y \neq 0$ та за співвідношення $A_f/A_w = h_w t_w / 2b_f t_f = (33.48 \cdot 0.75) / (2 \cdot 11 \cdot 1.26) = 0.906$; оскільки в сортаменті власні осі відрізняються від наведених на схемі – $W_{yn, \min} = W_x = 601 \text{ см}^3$; $c_y = 1.111$; $n = 1.5$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} = \\ & = \left(\frac{452 \cdot 10^3 \cdot 0.95}{53.4 \cdot 10^2 \cdot 270 \cdot 0.9} \right)^{1.5} + \frac{108.48 \cdot 10^6 \cdot 0.95}{1.111 \cdot 601 \cdot 10^3 \cdot 270 \cdot 0.9} = 0.826 < 1 \end{aligned}$$

Недонапруження становить $14\% > 5\%$, але використання меншого профілю швелера неможливе, оскільки у цьому випадку відбувається перенапруження перерізу.

Приклад 4

Визначити несучу здатність позацентрово стиснутого елемента за наступними вихідними даними: переріз елемента - прокатний двотавр №60; ексцентриситет прикладеного навантаження – 12 см ; площа дії моменту збігається з площиною найбільшої жорсткості; коефіцієнт надійності за навантаженням – $1,12$; геометрична довжина елемента – $4,0 \text{ м}$; закріплення кінців елемента: верхній - шарнірно, нижній - шарнірно в обох площинах; сталь класу С345 ($R_y = 315 \text{ МПа}$ для фасонного прокату товщиною від 10 до 20 мм); коефіцієнт умов роботи як колони громадської будівлі –

0,95 (п. 2, таблиця 5.1 ДБН [3]); клас відповідальності споруди – СС1 (коефіцієнт надійності за відповідальністю – 0,95), категорія А (перехідна розрахункова ситуація).

Складаємо розрахункову схему елемента (рис. 7.4).

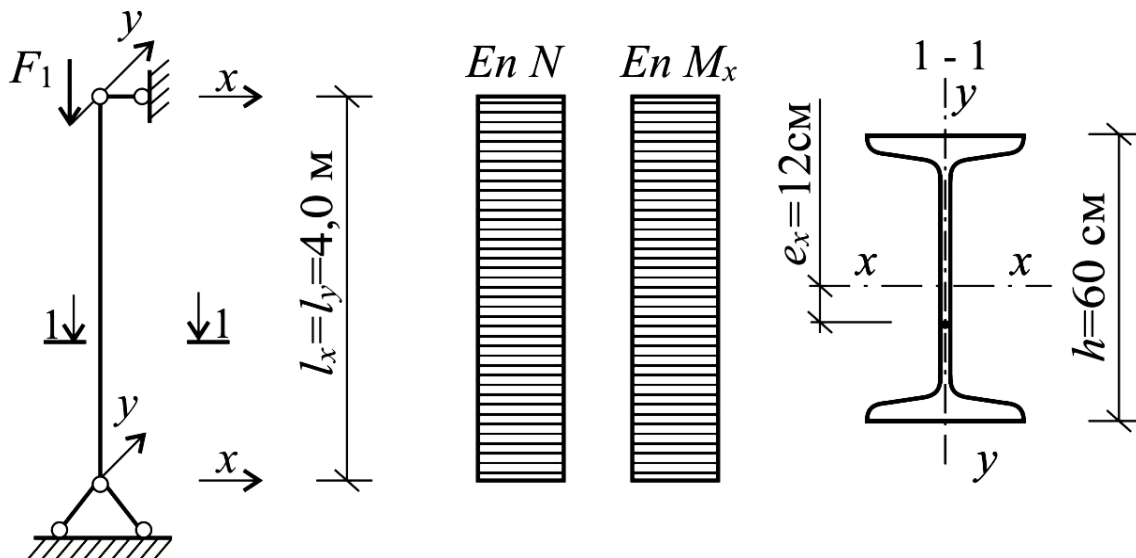


Рис. 7.4. Розрахункова схема і переріз елемента

Визначаємо розрахункові довжини колони:

$$l_{ef,x} = l_{ef,y} = l\mu = 4 \cdot 1 = 4 \text{ м}$$

Для двотавра № 60 виписуємо необхідні геометричні характеристики та розміри:
 $A = 138 \text{ см}^2$; $h = 60 \text{ см}$; $b_f = 19 \text{ см}$; $t_w = 1.2 \text{ см}$; $t_f = 1.78 \text{ см}$; $I_x = 76806 \text{ см}^4$;
 $W_x = 2560 \text{ см}^3$; $i_x = 23.8 \text{ см}$; $I_y = 1725 \text{ см}^4$; $W_y = 182 \text{ см}^3$; $i_y = 3.54 \text{ см}$; $I_t = 135 \text{ см}^4$;

Визначаємо гнучкості колони у площинах $x-x$ і $y-y$:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{400}{23.8} = 16.807 < \lambda_u = 200; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 16.807 \cdot \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 0.657;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{400}{3.54} = 112.994 < \lambda_u = 200; \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112.994 \cdot \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 4.419$$

де $\lambda_u = 200$ – мінімальне значення граничної гнучкості для стиснутих елементів (п. 13.4.1 ДБН [3]).

Визначаємо значення коефіцієнта стійкості φ_e , для чого виконуємо попередні розрахунку:

радіус ядра перерізу:

$$\rho = \frac{W_x}{A} = \frac{2560}{138} = 18.551 \text{ см}$$

відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{e}{\rho} = \frac{12}{18.551} = 0.647$$

З таблиці Ж.2 додатку Ж ДБН [3] для схеми перерізу 5:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{h_w t_w} = \frac{19 \cdot 1.78}{(60 - 2 \cdot 1.78) \cdot 1.2} = 0.499 \approx 0.5$$

$$\eta = (1.75 - 0.01 m_x) - 0.02(5 - m_x) \bar{\lambda}_x = \\ = (1.75 - 0.01 \cdot 0.647) - 0.02 \cdot (5 - 0.647) \times 0.657 = 1.686$$

приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1.686 \cdot 0.647 = 1.091$$

З таблиці Ж.3 додатку Ж ДБН [3] залежно від значень $\bar{\lambda}_x = 0.657$; $m_{ef} = 1.091$ шляхом інтерполяції визначаємо коефіцієнт $\varphi_e = 0.681$.

Із умови стійкості у площині дії моменту визначаємо величину поздовжньої сили, яку може сприйняти даний переріз:

$$N_x = \frac{\varphi_e A R_y \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{0.681 \cdot 138 \cdot 10^2 \cdot 315 \cdot 0.95}{0.95} \cdot \frac{1}{10^3} = 2960.516 \text{ кН}$$

По таблиці 10.2 ДБН [3] визначаємо $\alpha_c (m_x \leq 1)$, $\beta_c (\bar{\lambda}_y > 3.14)$, ϑ :

$$\alpha_c = 0.7; \varphi_y (\bar{\lambda}_y = 4.419) = 0.389; \varphi_c (\bar{\lambda}_y = 3.14) = 0.614$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0.614}{0.389}} = 1.257$$

$$\vartheta = 1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \left(2.12 - \frac{b}{h} \right) = 1 - \frac{4.419}{14} \cdot \left(2.12 - \frac{19}{60} \right) = 0.431$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha v m_x} = \frac{1.257}{1 + 0.7 \cdot 0.431 \cdot 0.647} = 1.052$$

Оскільки $\bar{\lambda}_y = 4.419 > \bar{\lambda}_c = 3.14$, то коефіцієнт c не повинен перевищувати значення c_{max} який визначаємо за додатком К ДБН [3] для симетричного двотаврового перерізу.

$$\omega = 0.25, \alpha_e = 0, \beta_t = 0, h_{ef} = h - t_f = 60 - 1.78 = 58.22 \text{ см};$$

$$\rho = \frac{I_x + I_y}{A h^2} + \alpha_e^2 = \frac{76806 + 1725}{138 \cdot 58.22^2} + 0^2 = 0.168$$

$$\mu = 8\omega + 0.156 \frac{I_t}{A h^2} \lambda_y^2 = 8 \cdot 0.25 + 0.156 \cdot \frac{135}{138 \cdot 58.22^2} \cdot 112.994^2 = 2.575$$

$$\delta = \frac{4\rho}{\mu} = \frac{4 \cdot 0.168}{2.575} = 0.261$$

$$B = 1 + 2 \frac{\beta_t e_x}{\rho h} = 1 + \frac{2 \cdot 0 \cdot 12}{0.168 \cdot 58.22} = 1$$

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + 16 \mu^{-1} (\alpha_e - e_x h^{-1})^2}} =$$

$$= \frac{2}{1 + 0.261 \cdot 1 + \sqrt{(1 - 0.261 \cdot 1)^2 + 16 \cdot 2.575^{-1} (0 - 12 \cdot 58.22^{-1})^2}} = 0.929$$

$$c > c_{max}$$

Із умови стійкості із площини дії моменту визначаємо величину поздовжньої сили, яку може сприйняти даний переріз

$$N_y = \frac{c_{max} \varphi_y A R_y \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{0.929 \cdot 0.389 \cdot 138 \cdot 10^2 \cdot 315 \cdot 0.95}{0.95} \cdot \frac{1}{10^3} = 1571.006 \text{ кН}$$

Несуча здатність елемента визначається за меншим з двох значень 2960.516 кН і 1571 кН , обчислених відповідно у площині та із площини дії моменту.

Враховуючи коефіцієнт надійності за навантаженням, характеристичне значення позацентрово прикладеної сили:

$$F_n = \frac{1571}{1.12} = 1402.684 \text{ кН}$$

Характеристичне значення згинаючого моменту, що виникає від дії позацентрово прикладеного навантаження:

$$M_n = F_n \cdot e_x = 1402.684 \cdot 0.12 = 168.322 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Таким чином, заданий переріз із прокатного двотавра № 60 здатний сприйняти позацентрово прикладену силу з характеристичним значенням 1402.684 кН , яка за наявності ексцентриситету 12 см викликає появу згинаючого моменту величиною $168.322 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

7.4 Вихідні дані до практичного завдання

Задача 1. Визначити несучу здатність позацентрово стиснутого елемента із перерізом з прокатного двотавра відповідно до варіанту вихідних даних таблиці 7.1; ексцентриситет прикладеного навантаження – $e_x = L/10$; площина дії моменту збігається з площиною найбільшої жорсткості; розрахункова довжина в площині дії моменту $l_{ef,x} = L$, із площини дії моменту – $l_{ef,y} = \mu L$.

Задача 2. Визначити несучу здатність позацентрово розтягнутого елемента із перерізом з прокатного швелера відповідно до варіанту вихідних даних таблиці 7.1; ексцентриситет прикладеного навантаження – $e_x = L/10$; площина дії моменту збігається з площиною найбільшої жорсткості; розрахункова довжина в площині дії моменту $l_{ef,x} = L$, із площини дії моменту – $l_{ef,y} = \mu L$.

Таблиця 7.1. Вихідні дані до задач

Варіант	L, м	N, кН	№ швелеру (ДСТУ 8806)	№ двотавру (ДСТУ 8768)	Клас сталі	μ
1	2	3	4	5	6	7
1	3,2	2200	30	18	C235	1,0
2	3,4	2200	30	12	C245	0,7
3	3,6	2200	27	14	C255	0,5
4	3,8	2400	40	16	C275	2,0
5	4	1400	18	18	C285	2,0
6	4,2	2400	30	20	C295	0,7
7	4,4	1500	30	22	C325	2,0
8	4,6	2500	40	24	C275	0,5
9	4,8	1500	20	30	C255	2,0
10	5	2450	30	33	C285	0,7
11	5,2	2450	40	36	C285	0,5
12	5,4	2400	40	40	C355	1,0
13	5,6	2400	30	45	C375	0,7
14	5,8	2200	30	50	C375	0,5
15	6	2200	40	14	C345	0,7
16	6,2	2000	30	16	C235	1,0
17	6,4	2000	27	18	C245	1,0
18	6,6	1100	16	20	C255	2,0
19	6,8	1100	16	22	C245	2,0
20	7	1200	18	24	C345	0,7
21	7,2	1200	20	30	C275	0,5
22	7,4	1100	20	33	C285	2,0
23	7,6	1500	18	36	C295	1,0
24	7,8	1400	16	40	C325	1,0
25	8	1400	18	45	C285	2,0
26	3,5	2550	40	50	C325	0,5
27	3,7	2550	40	30	C245	0,5
28	3,9	2500	30	14	C275	0,7
29	4,1	2500	40	16	C295	0,5
30	4,3	2400	30	18	C325	1,0
31	4,5	2400	40	12	C255	0,5
32	4,7	2350	40	16	C275	1,0
33	4,9	2350	30	18	C285	0,7
34	5,1	2300	30	20	C275	1,0
35	5,3	2300	40	24	C295	0,7

7.5 Контрольні питання

1. Що таке позацентрово навантажений елемент сталевій конструкції і як виникає згинальний момент?
2. Як визначаються напруження у поперечному перерізі при дії сили з ексцентриситетом?
3. Які формули використовуються для розрахунку на міцність позацентрово стиснутих елементів згідно з ДБН?
4. Що таке приведений відносний ексцентриситет m_{ef} і як його визначити?
5. У яких випадках не потрібно виконувати розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) елементів ?
6. Які відмінності існують між плоскою та згинально-крутильною формами втрати стійкості?
7. Як розраховується коефіцієнт стійкості φ_e для позацентрового стиску?
8. Які характеристики поперечного перерізу впливають на втрату стійкості в площині дії моменту?
9. Як враховується вплив місцевої стійкості стінок і полиць при проектуванні?
10. За яких умов необхідно підкріплювати стінку поперечними або поздовжніми ребрами жорсткості?
11. Як визначається гранична умовна гнучкість стінки та поясного листа?
12. Як підбирають переріз сталевій колони з урахуванням умов міцності та стійкості?
13. Як визначаються розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів сталевих конструкцій?
14. Які заходи забезпечують підвищення стійкості та міцності елементів сталевих конструкцій при дії поздовжньої сили та згинального моменту?

7.6 Додаткова література за темою

1. Нілов О.О., Нілова Т.О. Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник для вищих навчальних закладів. - Видання 3-є, перероблене і доповнене. К.: 2024. - Логос, 239 с. URL: https://drive.google.com/file/d/1QchRwmu6ph02PcCEv97ehrmCNMfyFluo/view?usp=drive_link
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник. – 2-ге вид. випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.: 320 іл.
3. Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В. Металлические конструкции производственных сельскохозяйственных зданий: Учеб. пособие для студентов вузов. – Мн.: Выш. шк., 1987. – 278 с.: ил.

4. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с., ил. – Библиогр.: с. 363-364.
5. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.; ил.
6. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций. Изд. 2-е, перераб. М. Стройиздат, 1978, 239 с.

РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. . К.: Мінрегіон України, 2018. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3199634775304307868?doc_type=2
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. К.: Мінрегіонбуд України, 2020. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3199621970136139233?doc_type=2
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3200869840512354218?doc_type=2
4. Металеві конструкції: Загальний курс: підручник для вищих навчальних закладів. – 2-е видання, перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2010 – 869 с. URL: <https://drive.google.com/file/d/1FC8txk9tf8n1S8v2wqOvYauoUvbQeabl/view?usp=sharing>
5. Конспект лекцій з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 2-ч частинах) Частина 1. Основи розрахунку конструкцій за методом граничних станів. З'єднання металевих конструкцій. (Електронне видання) / Уклад.: В. М. Соколенко, К. В. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2023. – 111 с.
6. Конспект лекцій з дисципліни «Металеві конструкції» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (в 2-ч частинах) Частина 2. Основи розрахунку та конструювання балок, центрально-стиснутих колон, ферм. (Електронне видання) / Уклад.: В. М. Соколенко, К. В. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2023. – 129 с.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції»
для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(в 3-х частинах)

Частина 3. Розрахунок елементів сталевих конструкцій на згин, центральний та
позацентровий стиск і розтяг.

(Електронне видання)

Укладачі:

Соколенко Костянтин Валерійович

Соколенко Валерій Михайлович

Техн. Редактор

К. В. Соколенко

Оригінал - макет

К. В. Соколенко

Підписано до друку _____

Формат $60 \times 84 \frac{1}{16}$. Папір типограф. Гарнітура *Times*.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. _____. Обл.-вид.арк._____.

Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна договірна.

Видавництво СНУ ім. Володимира Даля

Адреса видавництва: Україна, 01042, м. Київ, вул. Іоанна Павла II, 17

Телефон: +38 (050) 218 04 78

E-mail: izdat@snu.edu.ua