

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
імені ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
до виконання курсового проекту з дисципліни  
«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»  
за темою «Розрахунок і конструювання центрально-стиснутих колон»  
(для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна  
інженерія»)  
(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО  
на засіданні кафедри будівництва,  
урбаністики та просторового  
планування  
Протокол № 9 від 04.04.2023 р.

Київ, 2023 р

УДК 69.003:658

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Металеві конструкції» за темою «Розрахунок і конструювання центрально-стиснутих колон» (для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»)(Електронне видання)/ Уклад.: В. М. Соколенко, К. В. Соколенко – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2023. – 45 с.

Вміщують методичні вказівки та приклади до виконання індивідуальних самостійних та практичних робіт, курсового та дипломного проектування.

Рецензент:

О.А. Черних, доц., к.т.н

Укладачі:

В. М. Соколенко, доц.  
К. В. Соколенко, ст. викл.

## ЗМІСТ

1 ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТІ КОЛОНИ .....	5
1.1 Загальна характеристика .....	5
1.1.1 Суцільні колони. ....	6
1.1.2 Наскрізнi колони. ....	8
1.2 Вибір розрахункової схеми та типу колони .....	10
1.3 Підбір суцільного перерізу стержня колони .....	12
1.3.1 Приклад 1 .....	16
1.4 Підбір наскрізного перерізу стержня колони.....	21
1.4.1 Приклад 2.....	25
1.5 Бази колон. Типи і конструктивні особливості. Розрахунок і конструювання баз з траверсою .....	29
1.5.1 Приклад 3.....	34
1.6 Оголовки колон.....	36
1.6.1 Приклад 4.....	39
ДОДАТОК А КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	42
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	44

## ВСТУП

Дані методичні вказівки призначені для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», що виконують курсову роботу – «Робоча площадка виробничої будівлі» з дисципліни «Металеві конструкції».

У методичних вказівках викладені основні теоретичні положення, що підкріплені відповідними прикладами розрахунку конструкцій центрально стиснутих колон сталеві балочної клітки відповідно до діючих норм проектування. Призначено для використання в курсовому і частково дипломному проектуванні при розрахунках конструкцій балочних кліток здобувачами вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Розглядаються питання підбору перерізу центрально стиснутих колон, конструювання та розрахунку бази та оголовку колон.

## 1 ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТІ КОЛОНИ

### 1.1 Загальна характеристика

Колони – вертикальні елементи, які підтримують вище розташовані конструкції і передають навантаження від них на фундаменти. В колонах можна виділити три основні частини (рис. 1.1), які різняться за конструктивним рішенням і функціональним призначенням: оголовок, на який безпосередньо обпираються вище розташовані конструкції; база (башмак) – нижня частина, яка забезпечує передачу зусилля на фундаменти і закріплення колони відповідно до розрахункової схеми; стержень – основний конструктивний елемент, який передає зусилля від оголовка колони до бази.

Центрально-стиснуті колони широко застосовуються для підтримання міжповерхових перекриттів, у робочих площадках виробничих будівель, у різних інженерних спорудах – шляхопроводах, транспортних галереях, естакадах, тощо. Центрально-стиснуті стержні входять до складу елементів ферм.

В центрально-стиснутих колонах конструктивне рішення оголовка повинне забезпечувати передачу навантаження або по центру ваги перерізу, або симетрично відносно нього. Цього досягають застосуванням торцевих опорних ребер у розрізних балках або центруючої підкладки в нерозрізних. При внутрішніх опорних ребрах у розрізних і нерозрізних балках або при обпиранні збоку на колону, остання вважається центрально стиснутою в тому разі, якщо опорні реакції балок, що примикають,

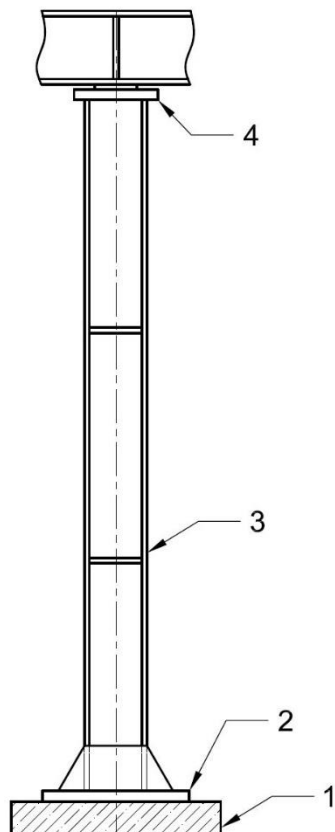


Рисунок 1.1 Колона, що працює на центральний стиск:

- 1 – фундамент;
- 2 – база;
- 3 – стержень;
- 4 - оголовок

рівні. В останньому випадку при різних прольотах балок, що примикають до колони, або різній величині тимчасового навантаження, що діє на балки, колона зазнає позacentрового стиску.

За типом перерізу колони підрозділяються на суцільні та наскрізні, за статичною схемою – одноярусні та багатоярусні. За матеріаломісткістю наскрізні колони, як правило, ефективніші за суцільні, в них завжди можна забезпечити принцип рівності жорсткості стержня, але вони програють суцільним колонам за трудомісткістю виготовлення. Ефективність використання суцільного або наскрізного перерізу пов'язана з величиною поздовжнього зусилля в колоні за її довжиною: суцільні колони найчастіше використовують при великих навантаженнях і порівняно невеликих довжинах, наскрізні – навпаки, при невеликих навантаженнях і великих довжинах.

### 1.1.1 Суцільні колони.

Суцільними називають колони, стержень яких утворений з одного або кількох прокатних профілів або листів, безпосередньо з'єднаних за допомогою зварювання або болтами. При цьому головні осі перерізу обов'язково перетинають його складові, тобто є матеріальними.

Типи перерізів, які використовуються у суцільних колонах, досить різноманітні і можуть бути поділені на дві групи – відкриті та закриті.

Серед відкритих перерізів (рис. 1.2) найбільшого поширення набули двотаврові перерізи (зокрема широкополічні), прокатні або зварні, що найбільш зручно при виготовленні за допомогою автоматичного зварювання, та що дозволяє застосовувати примикання підтримуючих конструкцій. Колони відкритого типу прості у монтажі, їх поверхні доступні для огляду та фарбування, проте вони не відповідають умові рівності жорсткості.

Для того щоб колона була рівності жорсткою, гнучкості її відносно осей  $x$  та  $y$  повинна бути однаковою, тобто  $\lambda_x = \lambda_y$  або  $l_x/i_x = l_y/i_y$

Проте в двотаврових перерізах при однаковій розрахунковій довжині  $l_x = l_y$ , ця умова не дотримується, оскільки в них радіуси інерції різні за величиною.

Для двотаврового перерізу радіус інерції відносно осей  $x$  та  $y$  відповідно:

$$i_x = 0.43h; i_y = 0.24b$$

Таким чином, для отримання рівності жорсткого перерізу необхідно, щоби  $b \cong 1.8 \div 2h$ , що призводить до незручних у конструктивному відношенні перерізам, які практично не застосовуються.

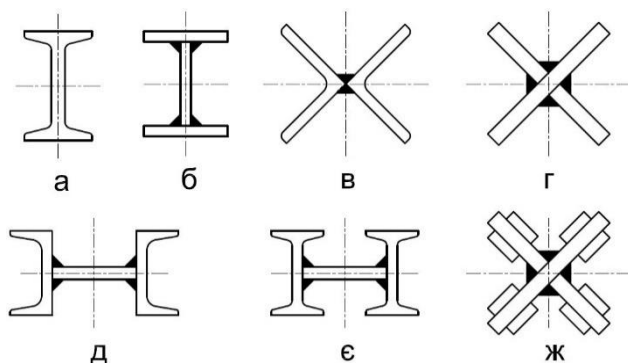


Рисунок 1.2 Відкриті перерізи суцільних стержнів:

а – прокатний двотавр; б – зварний двотавр; в – хрестове з прокатних кутиків; г – те саме, зі зварної полоси; д – з швелерів; е – з двотаврів; ж – хрестове, з посилюючими елементами

Спеціально для використання в центрально-стиснутих колонах призначені двотаври типу К (ГОСТ 26020-83 – наразі недіючий стандарт, допускається використання в навчальному проектуванні, можливо використання європейських широкополичних профілів HEA, HEB, HEM за DIN 1025) в яких  $b = h$ , що не задовільняє умові рівності жорсткості, проте надає переріз, що цілком придатний для колон.

Зварний двотавр складений з трьох листів являється основним типом перерізу стиснутих колон. Вони є достатньо економічними за витратами матеріалу, так як можуть мати досить розвинутий переріз, що забезпечує необхідну жорсткість. Автоматичне зварювання забезпечує дешевий індустріальний засіб виготовлення таких колон. При великих навантаженнях для збільшення площі перерізу, а також забезпечення місцевої стійкості елементів використовують складені перерізи з застосуванням прокатних (гнутих) профілів. Складені перерізи з прокатних профілів прості, проте обмежені за площею та менш економічні за витратою сталі. Колони хрестового перерізу рівності жорсткості та прості у виготовленні, при великих навантаженнях виконуються з трьох листів, що з'єднуються зварюванням, а при невеликих з двох кутиків великого калібру. При хрестовому перерізі колони, з умови забезпечення місцевої стійкості вільний виступ листа обмежується.

Колони замкнутого перерізу (рис. 1.3), як правило, виявляються більш економічними за витратами сталі порівняно з відкритими. Це пояснюється більш раціональним розташуванням матеріалу відносно центра ваги, більш сприятливими умовами забезпечення стійкості

складових перерізу (усі вони мають закріплення з боків), а також тим, що радіуси інерції перерізу відносно головних осей більші за значенням від мінімальних радіусів інерції відкритих перерізів. У той же час дещо ускладнюються вузли опирання конструкцій, що примикають до таких колон, особливо при трубчастих перерізах; неможливість внутрішньої простору колони для окраски, щоб запобігти корозії такі перерізи повинні бути захищені від потрапляння вологи всередину. Такі колони також більш компактні, та мають більш сприятливий зовнішній вигляд. Знаходять застосування сталеві труби заповнені бетоном, в такому випадку конструкція є трубобетонною, в якій труба слугує зовнішньою оболонкою, що сприймає поперечні деформації розташованого всередині бетонного циліндру. В таких умовах міцність бетону при стиску значно збільшується, та виключається втрата місцевої стійкості і корозія її внутрішньої поверхні.

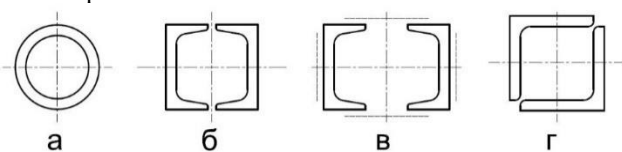


Рисунок 1.3 Замкнені перерізи суцільних стержнів:

а – трубчасте; б – складене зі швелерів; в – те саме, з посиленням; г – з прокатних кутиків

### 1.1.2 Наскрізнi колони.

Стержень наскрізних центрально-стиснутих колон найчастіше складається з двох рівних за площею гілок (з швелерів або двотаврів), що з'єднуються між собою решіткою, яка розташована у двох площинах (рис. 1.4). Швелери в зварних колонах слід встановлювати полицями всередину. Більш міцніші колони можуть мати гілки з прокатних або зварних двотаврів.

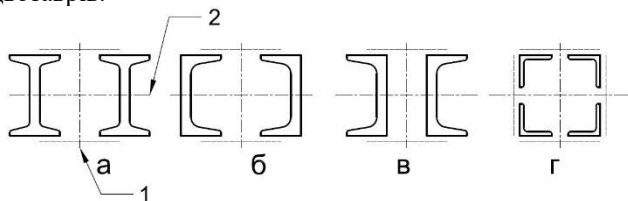


Рисунок 1.4 Перерізи наскрізних стержнів:

а – з двотаврів; б – зі швелерів полицями назовні; в – те саме, полицями всередину; г – з кутиків; 1 – вільна вісь; 2 – матеріальна вісь

Проте в слабо-навантажених стержнях, які мають велику довжину, раціональним може виявитися переріз з чотирьох кутиків, які з'єднані решіткою в чотирьох площинах. Такий переріз за рахунок розносу гілок дозволяє забезпечити значну жорсткість при невеликій площі перерізу, проте трудомісткість їх виготовлення більше трудомісткості виготовлення двогілкових стержнів.

У наскрізній колоні вісь яка перетинає гілки, називається матеріальною; вісь, яка паралельна гілкам, називається вільною. Відстань між гілками встановлюється виходячи з умови рівності стійкості стержня.

Решітка забезпечує сумісну роботу гілок, внаслідок чого при навантаженні в граничному стані колона втрачає стійкість як єдиний стержень.

В центральні-стиснутих колонах найчастіше використовується безроскісна решітка – з планок (рис. 1.5в), яка найбільшою мірою відповідає вимогам технологічності виготовлення. Планки утворюють в площині грані колони безроскісну систему з жорсткими вузлами та елементами, що працюють на згин, внаслідок чого безроскісна решітка виявляється менш жорсткою. При великій відстані між гілками (0.8-1 м і більше), планки стають занадто важкими (за умови забезпечення місцевої стійкості зростає їхня товщина), перевагу віддають розкісним решіткам – трикутній, що складається лише з розкосів, або трикутній з додатковими стояками (рис. 1.5а, б). Розкісні решітки є більш жорсткими, ніж безроскісна, так як вони утворюють в площині грані колони ферму, всі елементи якої працюють на осьові зусилля.

В наскрізних колонах з двох гілок необхідно враховувати вільний зазор між гілками (100-150 мм) для можливості нанесення захисного покриття на внутрішню поверхню колони.

Безроскісна решітка є більш простою, вона часто застосовується в колонах невеликої міцності (розрахункове навантаження до 2000-2500 кН). Щоб зберегти незмінюваність контуру поперечного перерізу наскрізної колони, гілки колон об'єднують поперечними діафрагмами, які ставлять через 3-4 м по висоті колони.

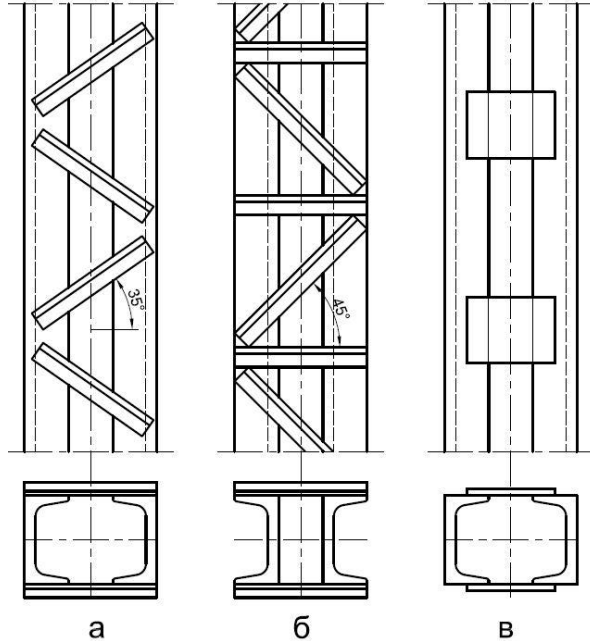


Рисунок 1.5 Типи решіток стержнів:  
а – розкоса; б – теж саме, зі стійками; в – з планками

## 1.2 Вибір розрахункової схеми та типу колони

Розрахункову схему одноярусної колони визначають з урахуванням способу закріплення її в фундаменті, а також способу прикріплення балок, що передають навантаження на колону.

З'єднання колони з фундаментом може бути жорстким або шарнірним. Якщо фундамент достатньо масивний, а база колони розвинута та має надійне анкерне кріплення, колону можна вважати затиснутою у фундаменті. При розрахунку легких колон, в запас міцності, приймається шарнірне з'єднання. При шарнірному з'єднанні низу колон, анкерні болти встановлюються конструктивно для фіксування колони в проектному положенні та запобігання випадкового зсуву її відносно фундаменту.

При одноярусних колонах балки або інші підтримуючі конструкції можуть спиратися на колону зверху (рис. 1.6а). Крім чіткості центральної передачі навантаження, що забезпечується влаштування опорних ребер та їх центруванням, таке з'єднання при защемлених знизу колонах зручне для монтажу, при цьому колону розглядається як шарнірно закріплена

зверху. Тоді при жорсткому закріпленні колони в фундаменті розрахункова довжина колони приймається рівною  $0.7l$ , а при шарнірному –  $l$ , де  $l$  – геометрична довжина колони від фундаменту до низу балок. Більш жорстким є приєднання балочної конструкції до колони збоку, в цьому випадку бажано з'єднувати балки зі стінкою колони (рис. 1.6б). При приєднанні головних балок до полиць колони (рис. 1.6в), слід мати на увазі, що у випадку несиметричного прикладення тимчасового навантаження, відносно осі колони виникає ексцентриситет. В багатоярусних колонах застосовується приєднання балок до колон збоку.

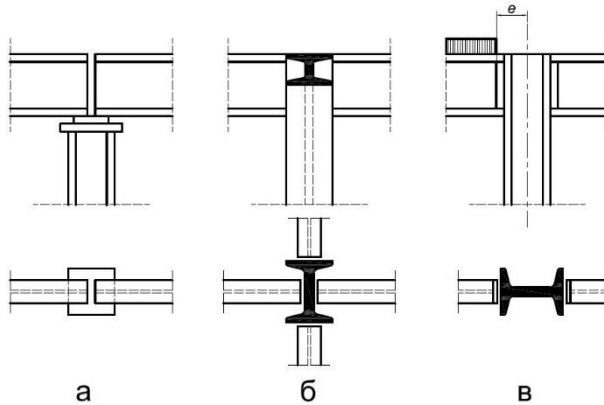


Рисунок 1.6 Схеми з'єднання балок з колонами:

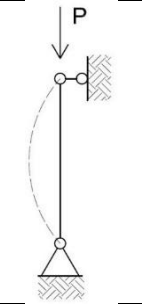
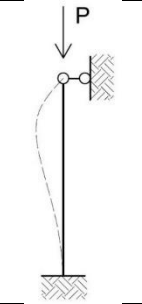
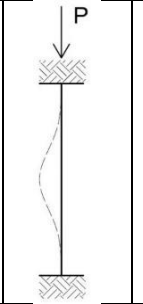

а – при спиранні балок на колону зверху; б – при приєднанні балок до колони збоку до стінки; в – те саме, до полиць

При достатньо потужній балочній конструкції та жорсткому приєднанні балок до колон останні можна приймати затиснутими зверху. Тоді розрахункова довжина в площині головних балок може прийматися рівною  $0.7l$  при шарнірному з'єднанні колон в фундаменті та  $0.5l$  при жорсткому. Проте й в останньому випадку часто приймають  $0.7l$ , оскільки через згин балок нема повного защемлення. Жорстке приєднання балок до колон збоку забезпечується конструктивними засобами – постановкою болтів по всій висоті стінки балки, або об'єднанням верхніх поясів суміжних балок накладками, «рибками», звісно з'єднувальні елементи повинні бути розраховані на згинальний момент, що передається. Застосування жорстких вузлів збільшує матеріальні витрати на їх влаштування, але в деяких випадках за рахунок зменшення розрахункової довжини можна отримати вигоду у вартості колони. Слід пам'ятати, що статично невизначені конструкції стають чутливими до можливих осадок

опор, температурних деформацій, що може потребувати додаткового урахування й розрахунку.

Коефіцієнти приведення розрахункової довжини, що найчастіше застосовуються для колон постійного поперечного перерізу, наведені у таблиці 1.

Таблиця 1. Коефіцієнти розрахункової довжини  $\mu$  для стержнів постійного перерізу [1, с. 66]

Схема закріплення кінців стержня				
Коефіцієнт розрахункової довжини $\mu$	1	0,7	0,5	2
Примітка 1. Розрахункова довжина стержня $l_p$ визначається множенням коефіцієнта розрахункової довжини $\mu$ на геометричну довжину $l - (l_p = \mu l)$				

При виборі типу перерізу колони необхідно прагнути отримати найбільш економічне рішення, враховуючи величину навантаження, зручність з'єднання конструкцій, умови експлуатації, можливість виготовлення та наявність сортаменту.

Насамперед необхідно вирішити, приймати колону суцільного чи наскрізного перерізу. Максимально можливе розрахункове навантаження для наскрізних колон з двох швелерів складає 2700-3500 кН, для колон з двох двотаврів 5500-5600 кН. При значних навантаженнях наскрізні колони виявляються складними у виготовленні й більш раціональними виявляються суцільні колони.

### 1.3 Підбір суцільного перерізу стержня колони

В загальному випадку розрахунок колони починають з визначення розрахункової стискаючої сили  $N$ , котра дорівнює сумі опорних реакцій від розрахункових навантажень всіх встановлених на колону балок, або визначається через вантажну площу колони  $A$  та інтенсивність

розподілених по цій площі постійних та тимчасових навантажень  $\sum q_i$ , тобто  $N = A \sum q_i$ . Визначившись з конструкціями спирання балок та закріплення колони в фундаменті, знаходять розрахункові довжини та призначають тип поперечного перерізу колони.

Так як втрата стійкості колони може виникнути відносно будь-якої з головних центральних осей її перерізу, то необхідно враховувати в розрахунку умови закріплення кінців стержня колони в двох головних площинах (якщо вони відмінні). Розрахункові довжини колони або її ділянки між зв'язками:

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x; l_{ef,y} = \mu_y l_y$$

Де  $l_x, l_y$  – довжини ділянки колони між точками закріплення;  $\mu_x, \mu_y$  – коефіцієнти розрахункової довжини, що залежать від умов закріплення кінців стержня та виду навантаження.

При відсутності зв'язків по висоті колони та поверхову спиранні балок, та спиранні головної балки на колону зверху:

$$l_x = l_y = H_{в.в.н.} - (h_n + h_{д.б.} + h_{г.б.} + h_p) + h_{об.ф.}$$

Де,  $H_{в.в.н.}$  – відмітка верху настилу (за завданням);  $h_n, h_{д.б.}, h_{г.б.}, h_p$  – відповідно, висота конструкції настилу, другорядної балки, головної балки та виступаючої частини торцевого опорного ребра головної балки нижче низу її нижнього поясу;  $h_{об.ф.}$  – відмітка обрізу фундаменту.

Після цього можна перейти до попереднього розрахунку, який починається з визначення гнучкості. Для колон з розрахунковим зусиллям до 3000 кН, можна задатися  $\lambda = 100 \dots 70$ , для колон з зусиллям 3000...4000 кН гнучкість  $\lambda = 70 \dots 50$ , для більш потужних колон, приймають гнучкість у межах 50...40. Для визначення за додатком Ж ДБН відповідного коефіцієнта  $\varphi(\bar{\lambda})$ , попередньо розраховують умовну гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Де,  $R_y$  – розрахунковий опір сталі, визначений по межі текучості;  $E$  – модуль пружності.

Потрібна площа перерізу на першому попередньому етапі, визначається за формулою:

$$A_{req1} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$$

Визначається радіус інерції перерізу, що відповідає заданій гнучкості:

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda}$$

Залежність радіусу інерції від типу перерізу наближено виражається формулами:

$$i_x = k_1 h; i_y = k_2 b$$

Де,  $h$  та  $b$  – висота та ширина перерізу;  $k_1$  та  $k_2$  – коефіцієнти для визначення відповідних радіусів інерції для найбільш розповсюджених перерізів [2, с. 327]. Для спарених швелерів полицям назовні -  $k_1 = 0.38; k_2 = 0.44$ ; для спарених двотаврів -  $k_1 = 0.43; k_2 = 0.50$

Звідси визначаються потрібні генеральні розміри перерізу колони:

$$h_{req} = \frac{i_x}{k_1}; b_{req} = \frac{i_y}{k_2}$$

Як було зазначено для двотаврового перерізу  $k_1 = (1.8 \div 2.0)k_2$ , тому спочатку визначають ширину перерізу  $b$ , а розмір  $h$  приймають за конструктивними зображеннями, керуючись, наприклад, можливістю розміщення між полицями колони полиці балки при примиканні її до стінки або можливістю приварювання автоматом полиць до стінки. Для двотаврового перерізу доцільно приймати за можливості  $h = b$

Встановивши генеральні розміри перерізу, підбирають товщину поясних листів (полиць) і стінки виходячи з необхідної площі колони  $A_{req1}$  та умов місцевої стійкості. Відношення ширини елементів перерізу (полиць, стінки) до їх товщини підбирають так, щоб вони були менше граничних відношень, що встановлюються з точки зору рівності стійкості стержня в цілому та його елементів. Для полиць застосовують листи товщиною 8...40 мм, а для стінки – товщиною 6...16 мм

Слід мати на увазі, що товщину стінки слід приймати найменше можливою, так як товщина стінки, практично не збільшує величину моменту відносно осі  $y-y$ , що лежить в площині стінки, але збільшує площину перерізу, що відповідно зменшує цей радіус інерції  $i_y = \sqrt{I_y/A}$ , і відповідно збільшує гнучкість колони, а оскільки, як правило, для двотавра –  $i_y < i_x$ , знижується загальна стійкість колони. Проте, у випадку прикріплення потужних балок, стінка не повинна бути сильно тонкою, так як можливе перенапруження у місці прикріплення балок.

Місцева стійкість стінки центрально-стиснутого елемента суцільного перерізу вважається забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w$  не перевищує значення граничної умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{uw}$ , що визначається за формулами таблиці 8.3 [1]

Для двотаврового перерізу з відношення  $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$ :

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1.30 + 0.15\bar{\lambda}^{-2}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \text{ при } \bar{\lambda} \leq 2.0$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1.20 + 0.35\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ але не більше } 2.5 \text{ при } \bar{\lambda} > 2.0$$

Де,  $\bar{\lambda}$  – умовна гнучкість колони, що приймається в розрахунку на загальну стійкість при центральному стиску.

Якщо за конструктивними умовами, відношення  $h_{ef}/t_w$  приймається більше граничних, то стінку двотаврового перерізу можливо посилити поздовжнім ребром що розміщується посередині висоти стінки та яке чинить опір втраті стійкості стінкою, пересікаючи виникаючі хвилі випинання. В цьому випадку за розрахункову висоту стінки  $h_{ef}$  приймають відстань від ребра до полиці стержня.

Ребро може бути парним або розташованим з однієї сторони. При посиленні стінки парним ребром граничне значення гнучкості стійкості збільшується множенням на відповідний коефіцієнт  $\beta_{uw}$  який визначається відповідно до вказівок п. 8.3.4 ДБН, у цьому ж пункті наведені вказівки до розрахунку й одностороннього ребра

Стінки центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу (колон, стояків, опор тощо) при значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w > 2.3$ , як правило, допускається укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості з кроком від  $2,5 h_{ef}$  до  $3,0 h_{ef}$  але не рідше ніж через 4 м один від одного.

У наскрізних колонах зі з'єднувальною решіткою, розташованою в одній площині, діафрагми слід розташовувати не рідше ніж через 4 м, на кожному відправному елементі повинно бути не менше ніж дві діафрагми.

Місцеву стійкість поясного листа (полиці) центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу слід вважати забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості звису пояса (полиці)  $\bar{\lambda}_f$  не перевищує значення граничної умовної гнучкості звису  $\bar{\lambda}_{uf}$ , що визначається за формулами таблиці 8.4 [1]

Для двотаврового перерізу з відношення  $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$ :

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Місцеву стійкість полиць можна посилити приварюванням неперервних по висоті колони поздовжніх ребер по кромкам полиць. В колонах з тонких елементів, ребра можуть бути замінені на відгини.

Після компоновання перерізу колони визначають його геометричні характеристики та виконують перевірку стійкості колони в площині найбільшої гнучкості, за формулою:

$$\frac{N}{\varphi A_{fact} R_y \gamma_c} \leq 1$$

Де  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається за додатком Ж ДБН, в залежності від фактичного значення умовної гнучкості  $\overline{\lambda_{max}}$

Якщо, ця умова не виконується, або є значне недонапруження (для складених зварних перерізів більше 5%), то необхідно виконати коректування у прийнятих розмірах перерізу та знову виконати перевірку колони на стійкість.

Зазвичай, в першому наближенні не вдається підібрати раціональний переріз, так як висхідне значення гнучкості було прийнято довільно. Якщо довільно задана гнучкість прийнята сильно великою, то виходить значна площа перерізу при відносно невеликих розмірах  $h$  та  $b$ , відповідно необхідно змінити переріз, одночасно зменшити площу перерізу, тобто зменшити прийняту гнучкість. Якщо прийнята гнучкість мала, то отримуємо невелику площу при відносно великих габаритах перерізу, тоді слід площу збільшити, зменшивши габарити перерізу.

Відкоригувавши значення  $A$ ,  $b$  та  $h$  знову виконують перевірку умови стійкості перерізу, визначаючи геометричні характеристики та відносну гнучкість нового перерізу, коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi_{min}$  визначається по дійсній найбільшій гнучкості:

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

За необхідності, вносять додаткову поправку в розміри перерізу, та виконують ще одну ітерацію підбору перерізу.

В деяких випадках, коли в колоні діють незначні зусилля, її переріз підбирають по граничній гнучкості  $\lambda_u$ , що встановлюється нормами, та для основних колон може бути у межах  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$  (коефіцієнт  $\alpha = N/\varphi A R_y$  приймається у межах від 0.5 до 1.0), звідки  $\lambda_u = 120 \div 150$ . В такому випадку визначається мінімально можливий радіус інерції та по ньому встановлюються найменші розміри перерізу (в залежності від типу перерізу)

В колонах, що працюють на центральний стиск, зсувні зусилля між стінкою та поясами незначні, так як поперечна сила, що виникає від випадкових впливів, невелика. Тому поясні шви в колонах приймаються як односторонніми так і двосторонніми, суцільними по довжині колони, а катет шва приймається конструктивно відповідно до норм.

### 1.3.1 Приклад 1

Вихідні дані:

1. Прийнято шарнірне закріплення обох кінців колони  $l_{ef} = \mu l = 1 \times l$ , розрахункова довжина стержня дорівнює його геометричній довжині.
2. Відмітка верху майданчика – +7.000 м.
3. Матеріал - сталь С345, розрахунковий опір при товщині прокату 10-20 мм  $R_y = 315$  МПа
4. Опорна реакція однієї балки –  $Q = 918.68$  кН
5. Відмітка обрізу фундаменту – -0.600 м

Визначаємо довжину колони:

$$l = H - (h_n + h_{д.б.} + h_{г.б.} + h_p) + h_{об.ф.} = 7000 - (8 + 296 + 1140 + 15) + 600 = 6141 \text{ м}$$

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 В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» коефіцієнт  $\varphi = 0.5392$  (або за додатком А, в якому коефіцієнти розраховані за формулою 8.4 [1] в залежності від розрахункового опору, гнучкості та типу перерізу  $b$ )

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:

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

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

Приймаємо розміри:

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

Полиці  $300 \times 14$  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 поясных 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:

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

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

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\frac{300-10}{2}}{12} \sqrt{\frac{315}{2.06 \times 10^5}} = 0.473$$

$$0.473 < 0.69$$

Загальна і місцева стійкість колони забезпечена.

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

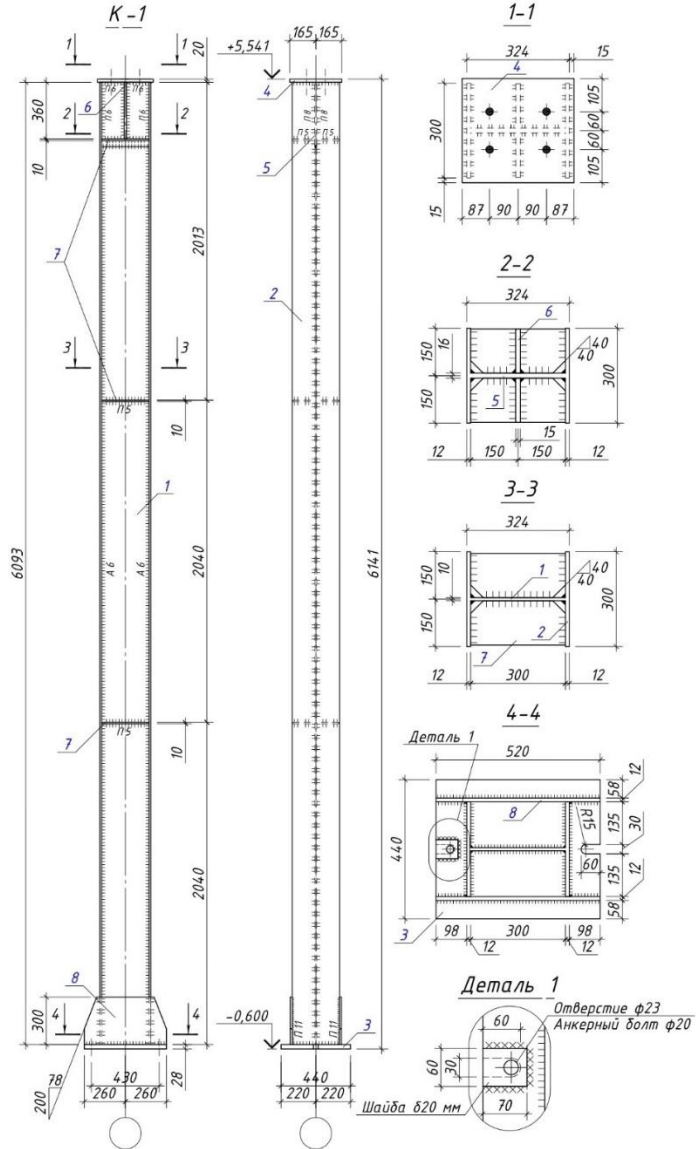


Рисунок 1.7 Конструктивне вирішення колони  
(розрахунок та конструювання оголовку та бази колони наведено далі)

Таблиця 1 Специфікація металу на колону марки К-1

Марк а	По з.	Перер із	Довжи на	Кількіст ь		Маса, кг			Марк а сталі	Прим .
				т	н	Поз.	Всіх	Ма рки		
К-1	1	-300× 10	5678	1	-	133,7 2	134	639	С345	
	2	-300× 12	6093	2	-	172,1 9	344			
	3	-440× 28	520	1	-	50,29	50			Виріз 60×30
	4	-330× 20	354	1	-	18,34	18			Отвір Ø23
	5	-300× 16	415	2	-	16,96	34			
	6	-140× 15	360	2	-	5,94	12			
	7	-140× 10	300	6	-	3,3	20			Фаск а 40×40
	8	-300× 12	520	2	-	13,26	27			Фаск а 200×7 8
Наплавлений метал 1,5%								10		

#### 1.4 Підбір наскрізного перерізу стержня колони

Розрахункові довжини колони, розрахункове навантаження визначається як і у випадку для суцільної колони.

При підборі перерізу наскрізної колони, її стійкість відносно вільної осі перевіряється за приведеною гнучкістю (рис. 1.8):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{b1}^2}$$

Де  $\lambda_y = l_{ef}/i_y$ ;  $\lambda_{b1} = l_1/i_1$  – гнучкість гілки; внаслідок деформативності решіток  $\lambda_{ef} > \lambda_y$

Приведена гнучкість залежить від відстані між гілками, що встановлюється в процесі підбору перерізу. Відстань між гілками відповідає вимогам рівності гнучкості наскрізної колони відносно осей  $x$  та  $y$ , якщо приведена гнучкість рівна гнучкості відносно матеріальної осі  $x$ :

$$\lambda_{ef} = \lambda_x$$

Підбір перерізу наскрізної колони починається з розрахунку на стійкість відносно матеріальної осі  $x$ , тобто з визначення необхідної

площі. Для цього задаються гнучкістю та визначають  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається за додатком Ж ДБН, в залежності від фактичного значення умовної гнучкості.

Завдяки більш раціональному розподілу матеріалу в перерізі наскрізних колон розрахункова гнучкість в них буває дещо меншою, ніж у суцільних колонах (при рівних умовах). Для наскрізних колон з розрахунковим навантаженням до 1500 кН довжиною 5-7 м можна задатися гнучкістю у межах 60...90, для більш потужних колон з навантаженням 2500...3000 кН, можна прийняти гнучкість 40...60

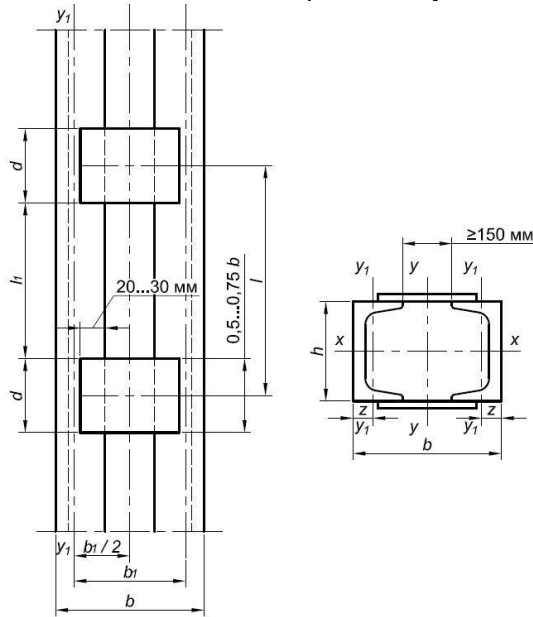


Рисунок 1.8 Стержень наскрізної колони з планками

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)

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

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

Після прийняття перерізу, перевіряють його придатність:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{b1}} < R_y \gamma_c$$

Де коефіцієнт  $\varphi_x$  визначається по дійсній приведеній гнучкості гілки

$$\overline{\lambda}_x = l_{ef,x} / i_{x1} \cdot \sqrt{R_y / E}$$

Якщо переріз задовольняє умову, то на наступному етапі визначається відстань між гілками  $b$  з умови рівності жорсткості –  $\lambda_{ef} = \lambda_x$

Приведена гнучкість  $\lambda_{ef}$  визначається в залежності від типу решітки.

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:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}$$

При більших відношеннях  $n > 0.2$  (менш жорсткі планки)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_{b1}^2}; \text{ де } n = \frac{I_{b1} b}{I_s l_b}$$

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

Визначивши гнучкість  $\lambda_y$ , знаходимо радіус інерції,  $i_y = l_{ef,y} / \lambda_y$  та відстань між гілками, яка пов'язана з радіусом інерції відношенням  $b = i_y / k_2$ , де  $k_2$  залежить від типу перерізу гілок і для наскрізного перерізу з двох двотаврів чи швелерів, приймається як 0.52 та 0.44 відповідно.

Розмір  $b$  також може бути визначений наступним чином:

$$b = 2 \sqrt{i_y^2 - i_{b1}^2}$$

Де,  $i_{b1}$  – радіус інерції гілки колони відносно власної осі  $y_1$

Прийнятий розмір, повинен бути не менше ніж 100 мм, з технологічних вимог, та бути узгодженим з допустимими габаритами колони.

На наступному етапі компонують переріз наскрізної колони, визначають геометричні характеристики перерізу, визначають приведену гнучкість колони відповідний коефіцієнт стійкості і виконують перевірку колони на стійкість відносно вільної осі:

$$\frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c$$

У випадку  $\varphi_y > \varphi_x$ , перевірка стійкості відносно осі у може не виконуватися.

Розрахунок колон з розкісною решіткою, приведений у відповідній додатковій літературі [2, 3, 4]

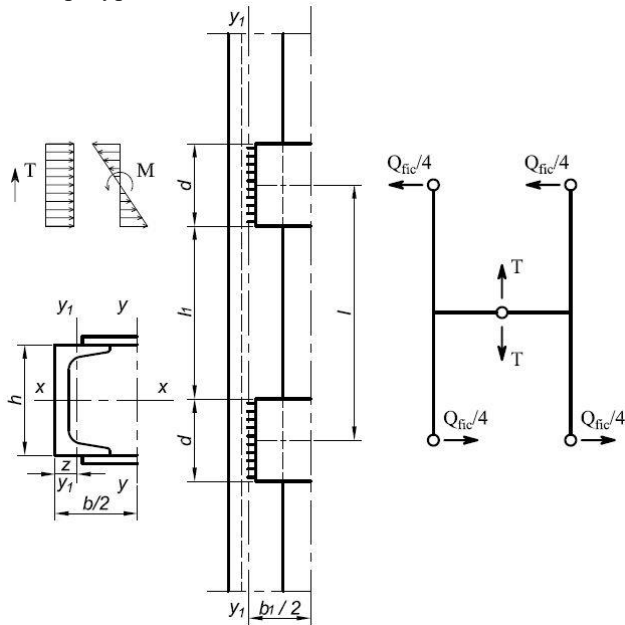


Рисунок 1.9 Розрахункова схема планок

Планки встановлюють на рівних відстанях з обмеженням гнучкості гілки у межах  $\lambda_{b1} = l_{0b}/i_b = 30 \dots 40$  (яка вже задана на етапі визначення  $\lambda_y$ ), в зварних колонах за розрахункову довжину гілки приймають відстань між планками у просвіті, при цьому висоту планки встановлюють на стадії компоновання у межах  $d = (0.5 \dots 0.75)b$ , де  $b$  – ширина перерізу колони, а товщину планки призначають конструктивно від 6 до 10 мм. Після розрахунку планок та зварних швів ці розміри уточнюють. Планки зазвичай заводять на гілки на 20...30 мм та прикріплюють кутовими швами.

Розрахунок елементів решітки (рис. 1.9) виконується з урахуванням умовної поперечної сили, яка визначається за формулою:

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

Де  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього згину при центральному стиску який визначається в залежності від умовної гнучкості колони  $\lambda_{ef}$

Поперечна сила та згинаючий момент на які слід перевірити міцність планки та зварного шва, визначаються за формулами:

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b}; M = \frac{Q_{fic} l_b^2}{4}$$

Де  $l_b = l_{ob} + d$ ;  $b_0 = b - 2z_0$  – відстань між осями гілок

Міцність планки на згин:

$$\frac{6M}{t_{pl} d^2 R_y \gamma_c} \leq 1$$

Міцність кутового шва перевіряють на рівнодіючу напружень від згину та зсуву:

$$\tau = \frac{T}{A_w} = \frac{T}{\beta_{f(z)} k_f l_w}; \sigma = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{\beta_{f(z)} k_f l_w^2}; \sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq R_{wf(wz)} \gamma_c \gamma_{wf(wz)}$$

На першому етапі можна задатися висотою катету шва, прийнявши його довільно. Після перевірки міцності, зробити за необхідності зміни та знову перевірити міцність, та призначити товщину планки рівною розміру катета шва. Для виконання умови міцності шва, можливе збільшення висоти планки, тобто збільшення довжини зварного шва.

Можна зробити інакше: визначити мінімально можливу товщину планки з умови її міцності, а потім призначити висоту катета шва, пам'ятаючи про конструктивні обмеження –  $t_s \geq 6$  мм;  $k_{f,min} \geq 4$  мм;  $t_s = k_f$

#### 1.4.1 Приклад 2

Вихідні дані залишаються тими ж, що і в разі 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 –  $\varphi = 0.617$

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 «Двотаври 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 стійкості відносно обох головних осей  $\lambda_x = \lambda_{ef}$  визначаємо відстань між гілками:

Задаємося гнучкістю гілки  $\lambda_1 = 30$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{56.704^2 - 30^2} = 48.118$$

Необхідний радіус інерції:

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

Відстань між гілками:

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

Приймаємо  $b = 25 \text{ см}$

Геометричні характеристики призначеного перетину

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

$$i_y = \sqrt{\frac{12982.5}{39.7}} = 12.787 \text{ см}$$

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

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 у:

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

Відстань між планок у просвіті:

$$l_{ob} = \lambda_1 \times i_{y,1} = 30 \times 2.7 = 81 \text{ см}$$

Відстань між осями гілок

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

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:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_1^2} = \sqrt{48.025^2 + 0.82 \times (1 + 0.107) \times 30^2} \\ = 55.887$$

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:

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

Перерізуюча сила та згинаючий момент одної планки:

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b} = \frac{27.661 \times 101}{2 \times 25} = 55.875 \text{ кН}$$

$$M = \frac{Q_{fic} l_b}{4} = \frac{27.661 \times 101}{4} = 6.984 \times 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Міцність планки на згин:

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

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\*)

$$R_{wf} = 200 \text{ МПа}; \beta_f = 0.7$$

$$R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 490 = 220.5 \text{ МПа}; \beta_z = 1$$

$$R_{wz}\beta_z > R_{wf}\beta_f$$

Розрахунковим є переріз по металу шва.

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

Момент опору і площа перетину шва:

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0.7 \times 10 \times 190^2}{6} = 42116.667 \text{ мм}^3$$

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0.7 \times 10 \times 190 = 1330 \text{ мм}^2$$

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:

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

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

### 1.5 Базы колон. Типи і конструктивні особливості. Розрахунок і конструювання баз з траверсою

Конструкція бази повинна відповідати прийнятому в розрахунковій схемі способу з'єднання її з фундаментом. При шарнірному з'єднанні база при дії випадкових моментів повинна мати можливість деякого повороту відносно фундаменту, при жорсткому з'єднанні необхідно забезпечити відсутність такого повороту. За конструктивним рішенням бази можуть бути з траверсою, з фрезерованим торцем та з шарнірним приладом у вигляді центруючої плити (рис. 1.10).

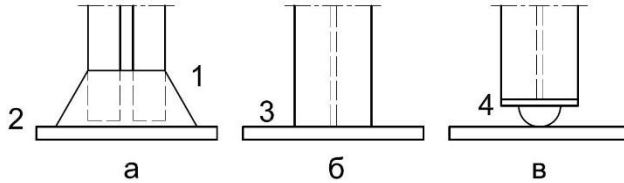


Рисунок 1.10 Типи баз колон:

а – при наявності траверси; б – з фрезерованим торцем; в – тангенціальна опора; 1 – траверса; 2 – плита; 3 – фрезерування; 4 – центруюча плита

При відносно невеликих розрахункових зусиллях в колонах – у межах до 4000...5000 кН, найчастіше застосовуються бази з траверсами або фасонками в легких колонах (рис. 1.11а, б). Траверса сприймає навантаження від стержня колони та передає її на опорну плиту. Жорсткість плити та рівномірність передачі тиску з плити на фундамент може бути посилена влаштуванням додаткових ребер між гілками траверси.

При більших зусиллях (6000...10000 кН) доцільно фрезерувати торець колони та поверхню плити, в цьому випадку траверса та ребра відсутні, а плита повинна мати значну товщину для рівномірної передачі тиску на фундамент. Така конструкція більш технологічна, та значно спрощує монтаж.

При шарнірному з'єднанні колони з фундаментом анкерні болти встановлюються лише для фіксації проектного положення колони та закріплення її в процесі монтажу. Анкери в цьому випадку прикріплюються безпосередньо до опорної плити бази. Завдяки гнучкості плити забезпечується необхідна піддатливість з'єднання при дії випадкових моментів.

При жорсткому закріпленні анкери прикріплюються до стержня колони через виносні консолі та затягуються з напруженням, близьким до розрахункового опору, що усуває можливість повороту колони (рис. 1.11в).

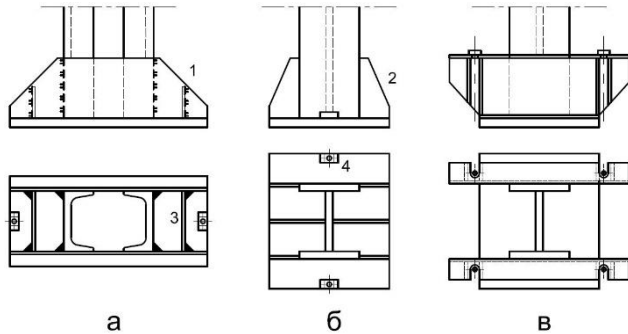


Рисунок 1.11 Базы центрально-стиснутих колон:

а – з трасверсами; б – з фасонками; в – при жорсткій опорі колони на фундамент; 1 – трасверса; 2 – консольне ребро; 3 – діафрагма; 4 – анкерна шайба

Діаметр анкерних болтів при шарнірному з'єднанні приймається 20...30 мм, а при жорсткому – 24...36 мм. Для можливості деякої пересування колони в процесі монтажу, діаметр отворів для анкерних болтів приймають в 1.5...2.0 рази більше діаметру анкерних болтів. На анкерні болти одягають шайби з отвором, який на 3 мм більше діаметру болта, та після натягу болта гайкою, шайбу приварюють до бази.

Мінімальна глибина закладання анкерного болта з відгином ( $d = \text{Ø}12 \dots 48$  мм) становить  $25d$ , найменша відстань між болтами  $6d$ , найменша відстань від осі болта до грані фундаменту  $4d$

Розміри опорної плити бази з трасверсою у плані та її товщина встановлюються розрахунком, методика якого наведена далі. Розрахунок та конструктивне оформлення бази з фрезерованим кінцем стержня колони наводиться у відповідній навчальній літературі

При площі опорної плити  $A_{c0}$ , яка значно менше обрізу фундаменту  $A_{c1}$ , розрахунковий опір стиску матеріалу фундаменту підвищується, та бетон фундаменту працює на локальний стиск (змінання).

Розрахунок на місцеву дію навантаження слід проводити за вказівками розділу 4.10 ДСТУ Б В.2.6-2010

При рівномірно розподіленому навантаженні на площу  $A_{c0}$ , зосереджене зусилля опору, яке може витримати ця площа, визначається як:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 f_{cd} A_{c0}$$

Де  $A_{c0}$  – площа навантаження;  $A_{c1}$  – максимальна розрахункова площа розподілу, подібної до  $A_{c0}$  форми;  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск.

Клас міцності бетону, та відповідне значення $f_{cd}$ (МПа)				
C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30
6.0	8.5	11.5	14.5	17

Розмір площі навантаження визначаються як  $A_{c0} = d_1 \cdot b_1$ ; розмір площі розподілу, в залежності від розмірів площі навантаження обмежується величиною –  $A_{c1} = 3(d_1 \cdot b_1)$

Таким чином необхідна площа плити може бути визначена з умови:

$$N_u \leq F_{Rdu}$$

Для застосування цього виразу необхідно знати відношення  $\varphi = A_{c1}/A_{c0}$ , яке при  $A_{c1} = A_{c0}$ , дає мінімальне значення  $F_{Rdu}^{min} = A_{c0}f_{cd}$ , максимальне значення буде при  $A_{c1} = 9A_{c0}$ ,  $F_{Rdu}^{max} = 3A_{c0}f_{cd}$ , тоді  $\varphi = 1 \dots 3$

Таким чином, формула для визначення розміру опорної плити при врахуванні коефіцієнтів умов роботи бетону  $\gamma_{c1} = 0.9$  (врахування тривалої дії статичного навантаження) та  $\gamma_{c2} = 0.9$  (характер руйнування бетонних конструкцій), набуває вигляду:

$$A_{c0} = \frac{N}{f_{cd}\gamma_{c1}\gamma_{c2}\varphi}$$

Розміри плити  $b_1$  та  $d_1$  визначаються в межах необхідної площі та за конструктивними зображеннями, в залежності від розміщення гілок траверси та підкріплюючих плити ребер. Зазвичай в базах центрально-стиснутих колон з траверсами, база має прямокутну форму, с довгою стороною в напрямку розташування траверс. Розміри образу фундаменту приймають на 200...300 мм більше розмірів плити. Задавшись конструктивно одним з розмірів плити, знаходять інший:

$$b_1 = h_{col} + 2t_{tr} + 2c; d_1 = A_{c0}/b_1$$

Де  $h_{col}$  – один з розмірів перерізу колони;  $t_{tr}$  – товщина траверси (10...16 мм);  $c$  – виліт консолі плити (40...100 мм)

Тиск під опорною плитою:

$$\sigma_f = \frac{N_u}{A_{c0}} \leq f_{cd}\gamma_{c1}\gamma_{c2} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$$

Товщина опорної плити бази визначається її роботою на згин як пластинки, обертої на торець колони, траверси, ребра і навантаженої рівномірно-розподіленим тиском бетону фундаменту. У відповідності з конструкцією бази плита може мати ділянки, які оберті по чотирьом, трьом, двом сторонам (кантам), і консольні ділянки.

Згинальні моменти в опорній плиті допускається обчислювати за формулами:

Консольна ділянка:

$$M = \frac{q_f c^2}{2}$$

де  $c$  – виліт консольної ділянки плити;

$q_f$  – реактивний тиск основи на одиницю площі під розглянутою ділянкою плити, розподіл якого під плитою приймається рівномірним і таким, що дорівнює середньому значенню тиску, Н/мм<sup>2</sup>;

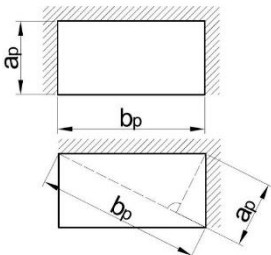
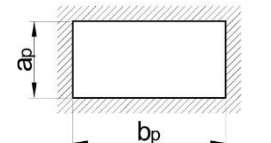
Для ділянки, обертої на три, чотири або дві взаємно перпендикулярні сторони:

$$M = \alpha_p q_f b_p^2$$

де  $\alpha_p$  – коефіцієнт, що залежить від умов обпирання і співвідношення розмірів сторін ділянки плити і прийнятий згідно з таблицею 2;

$b_p$  – розмір ділянки плити, прийнятий відповідно до таблиці 2

Таблиця 2 Коефіцієнти  $\alpha_p$  до розрахунку плит

Схема і розрахункові розміри ділянки плити	Значення $\alpha_p$ при відношенні $a_p/b_p$ , що дорівнює									
	0.5	0.7	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	>2.0
	0.060	0.088	0.107	0.112	0.120	0.126	0.129	0.131	0.132	0.133
	-	-	-	0.048	0.063	0.075	0.086	0.094	0.100	0.125

Примітка 1. Значення  $a_p$  та  $b_p$  слід визначати для розмірів у світлі.

Примітка 2. Для ділянки, яка обпирається на три сторони, значення слід визначати: при  $a_p/b_p < 0.35$  як для консолі довжиною  $a_p$ ; при  $0.35 < a_p/b_p < 0.5$  – за лінійною інтерполяцією.

За найбільшим зі знайдених для різних ділянок плити згинаючих моментів визначається товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}}$$

Де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, приймається для опорних плити, виконаних зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм<sup>2</sup>, що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:

- до 40 включно – 1,20
- понад 40 до 60 включно – 1.15
- понад 60 до 80 включно – 1.10

Зазвичай, товщину плити приймають у межах 20...40 мм. При різкому розходженні за величиною на різних ділянках плити, необхідно внести зміни в схему спирання плити, щоб за можливості вирівняти значення моментів, що має призвести до полегшення бази.

Зусилля від стержня колони передається на траверсу через кутові зварні шви, довжина яких і визначає висоту траверси:

$$h_{tr} = \frac{N}{nk_f(\beta R_w \gamma_w)_{min} \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

Де  $n = 4$  – кількість зварних швів;  $l_w \leq 85\beta_f k_f$  – довжина одного зварного шва.

Розрахунок траверс, ребер і діафрагм виконують на реактивний відпор фундаменту, який припадає на їх частку. Траверси умовно розраховують як двоконсольні балки, завантажені погонним навантаженням  $q_{tr}$ , яке збирається на траверсу з половини ширини плити. Згинальний момент і поперечна сила в траверсі в місці прикріплення її до колони:

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} c_{tr}^2}{2}; Q_{tr} = \frac{q_{tr} L}{2}; q_{tr} = \frac{\sigma_f B}{2}$$

Де  $c_{tr}$  – виліт консольної частини траверси.

Міцність траверси перевіряють за формулами:

$$\sigma = \frac{6M_{tr}}{t_{tr} h_{tr}^2} \leq R_y \gamma_c; \tau = \frac{Q_{tr}}{t_{tr} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c$$

Консольні ребра, що прикріплюються до стержня колони, розраховують на момент та поперечну силу. Кріплення ребра зварними швами перевіряють на:

рівнодійну напружень в кутових швах:

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq (R_w \gamma_w)_{min} \gamma_c$$

приведені напруження в стикових швах:

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1.15R_{wy}\gamma_w$$

Де  $\sigma_w = M/W_w$  – напруження в зварному шві від згинаючого момента;  $\tau_w = Q/A_w$  – напруження в зварному шві від поперечної сили, тут  $A_w, W_w$  – площа та момент опору зварного шва;  $M$  та  $Q$  – момент та поперечна сила знайдені по загальним правилам розрахунку консольних балок на навантаження зібране з відповідної вантажної площі.

Висоту діафрагми визначають з умови розміщення кутових швів, що прикріплюють її до траверси чи гілок колони, які сприймають та передають частину зусилля зі стержня колони на фундамент.

Якщо торці колон та траверс у зборі не фрезеруються, то необхідно забезпечити розрахунком передачу повного зусилля в колоні на плиту через зварні шви, що прикріплюють траверсу до плити:

$$k_f \geq \frac{N}{(\sum l_w)(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c}$$

Де  $\sum l_w$  – сума зварних швів, що прикріплюють траверсу до плити.

### 1.5.1 Приклад 3

Матеріал фундаменту – бетон С12/15 ( $f_{cd} = 8.5$  МПа)

Матеріал бази – сталь С345 ( $R_y = 300$  МПа при  $t = 20 \dots 40$  мм)

Передача розрахункового зусилля на опорну плиту здійснюється через зварні шви. Розрахункове зусилля складається з опорних реакцій спираються на колону балок, і власної маси колони:

$$G_k = 532.26 \times 9.81 \times 10^{-3} = 5.22 \text{ кН}$$

$$N_u = 2Q + G_k = 1837.36 \text{ кН} + 5.22 \text{ кН} \times 1.05 = 1842.84 \text{ кН}$$

Необхідна площа плити бази колони:

При рівномірно-розподіленому навантаженні, задаємося  $\varphi = 1.2$

$$A_{c0} = \frac{N}{f_{cd} \gamma_{c1} \gamma_{c2} \varphi} = \frac{1842.84 \times 10^3}{8.5 \times 0.9 \times 0.9 \times 1.2} \times 10^{-2} = 2230.5 \text{ см}^2$$

Проектуємо базу з траверсами з листів товщиною 12 мм і з урахуванням розміщення консольних звисів і провудин для анкерних болтів призначаємо розміри плити 52х44 см з площею:

$$A_{c0} = 52 \times 44 = 2288 \text{ см}^2$$

Приймаємо розміри верхнього обріза фундаменту 67х59 см.

Уточнюємо відношення  $\varphi$

$$\varphi = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{67 \times 59}{44 \times 52}} = 1.314$$

Умова міцності бетону фундаменту:

$$F_{Rdu} = A_{co} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 440 \times 520 \times 8.5 \times 1.314 \times 10^{-3} \cong 2\,555.5 \text{ кН}$$

$$F_{Rdu}^{\max} = 3.0 f_{cd} A_{c0} = 3 \times 8.5 \times 440 \times 520 \times 10^{-3} = 5\,834.4 \text{ кН}$$

Умова виконується, міцність бетону фундаменту забезпечена:

$$N_u < F_{Rdu} < F_{Rdu}^{\max}$$

Тиск під опорною плитою:

$$\sigma_f = \frac{N_u}{A_{c0}} = \frac{1842.84 \times 10^3}{440 \times 520} = 8.05 \text{ МПа}$$

Плита працює на згин як пластинка оперта на відповідне число сторін. Навантаженням є відпор фундаменту. У плиті є три ділянки – оперта на 1 сторону, на 4 сторони і на 3 сторони.

Згинальні моменти знаходимо від погонного навантаження зібраної з смуги шириною 1 мм

$$q_f = 8.05 \times 1 = 8.05 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}$$

Ділянка 1 – консоль. виліт консолі  $c = 58 \text{ мм}$

$$M_1 = \frac{q c^2}{2} = \frac{8.05 \times 58^2}{2} \times 10^{-3} = 13.54 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

Ділянка 2 – оперта на 4 сторони. Відношення більшої сторони до меншої  $a_p/b_p = 300/145 \cong 2.07 > 2 - \alpha_p = 0.125$ ;

$$M_2 = \alpha_p q b_p^2 = 0.125 \times 8.05 \times 145^2 \times 10^{-3} = 21.156 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

Ділянка 3 – оперта на 3 сторони. Відношення довжини закріпленої боку пластини до вільної сторони  $b_p/a_p = 98/300 \cong 0.327 < 0.35$  – ділянку плити розраховуємо як консольну.

$$M_3 = \frac{q b_p^2}{2} = \frac{8.05 \times 98^2}{2} \times 10^{-3} = 38.656 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

$$M_{\max} = M_3 = 38.656 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

Визначаємо товщину плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 38.656 \times 10^3}{300 \times 1.2}} \cong 25.4 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину плити  $t_{pl} = 28 \text{ мм}$

Розрахунок траверси:

Висоту траверси визначаємо з умови розміщення зварних швів.

Зварювання механізоване, вертикальне дротом діаметром  $d_f = 1.4 - 2$ ; катет шва  $k_f = 9 \dots 12 \text{ мм}$

$$R_{wf} = 200 \text{ МПа}; \beta_f = 0.8$$

$$R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 490 = 220.5 \text{ МПа}; \beta_z = 1.0$$

$$R_{wz}\beta_z > R_{wf}\beta_f$$

Розрахунковим є перетин по металу шва.

Навантаження на 1 погонний мм одного листа траверси:

$$q_{tr} = \frac{\sigma B}{2} = \frac{8.05 \times 440}{2} \times 10^{-3} = 1.771 \frac{\text{кН}}{\text{мм}}$$

Задаємося катетом зварного шва:

$$k_{f,min} = 7 \text{ мм} < k_f = 11 \text{ мм} < k_{f,max} = 1.2t_{tr} = 1.2 \times 12 = 14.4 \text{ мм}$$

Необхідна висота траверси при чотирьох зварних швах, які прикріплюють листи траверси до полиць колони:

$$h_{tr} = \frac{N}{4k_f R_{wf} \beta_f \gamma_c \gamma_{wf}} = \frac{1842.84 \times 10^3}{4 \times 10 \times 200 \times 0.8} = 287.9 \text{ мм}$$

Приймаємо  $h_{tr} = 300 \text{ мм}$

Виконуємо перевірку міцності траверси на згин і зріз:

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} b_1^2}{2} = \frac{1.771 \times 98^2}{2} = 8504.342 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

$$Q_{tr} = q_{tr} b_1 = 1.771 \times 98 \text{ мм} = 173.558 \text{ кН}$$

Момент опору листа траверси:

$$W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{12 \times 300^2}{6} = 180000 \text{ мм}^3$$

Умова міцності по нормальним напруженням:

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{8504.342 \times 10^3}{180000} = 47.246 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа}$$

Умова міцності по дотичним напруженням:

$$\tau = \frac{Q_{tr}}{t_{tr} h_{tr}} = \frac{173.558 \times 10^3}{12 \times 300} = 48.211 \text{ МПа} < R_s = 0.58 \times 315$$

$$= 182.7 \text{ МПа}$$

Великий запас міцності обумовлений тим, що розміри перетину траверси визначені з умови її прикріплення до колони.

Розрахунок швів, що прикріплюють траверсу до опорної плити.

$$k_f = \frac{q_{tr} \times L}{0.7(L + 2b_1)R_{wf}} = \frac{1.771 \times 10^3 \times 520}{0.7 \times (520 + 2 \times 98) \times 200} = 9.2 \text{ мм}$$

Приймаємо  $k_f = 10 \text{ мм}$

Анкерні болти конструктивно приймаємо  $\emptyset 20 \text{ мм}$  з глибинною заділки в фундамент  $700 \text{ мм}$ .

## 1.6 Оголовки колон

В залежності від конструктивної схеми каркасу, розрахункової схеми зустрічаються два види спірання вище розташованих конструкцій на колону: зверху та збоку. При цьому спірання зверху передбачає шарнірне

з'єднання колони та ригеля, а примикання збоку може забезпечити як шарнірне так й жорстке з'єднання.

Для сприйняття навантажень великої інтенсивності у вигляді опорних реакцій прилеглих балок стержень колони завершується оголовком. Конструктивне рішення оголовків залежить від типу перерізу стержня колони, типу опорного ребра балок, орієнтації перерізу стержня колони відносно поздовжньої осі балок та інших факторів (рис. 1.12).

Вертикальна складова реакції усіх вище розташованих конструкцій через стругані торці опорних ребер передається на опорну плиту та далі через плиту передає навантаження на жорсткі елементи нижче розташованої колони (ребра жорсткості, полиці). Відповідно до принцип Сен-Венана, при незначному віддаленні від оголовку, напруження вирівнюються по перерізу та рівномірно передаються на стержень колони до бази

Опорну плиту, як правило, стругану, встановлюють на фрезерований торець колони. При цьому зварні шви кріплення плити до торця колони приймають конструктивно мінімальними, виходячи з того, що передача навантаження здійснюється через припасовані один до одного поверхні.

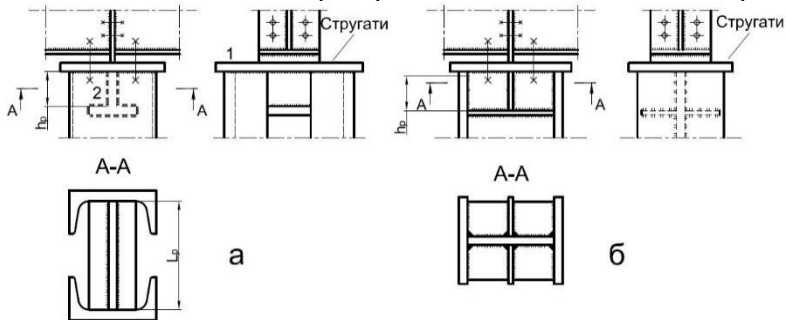


Рисунок 1.12 Оголовки колон при спіранні балок зверху:  
а – наскрізна колона з прокатних швелерів; б – суцільна двотаврова колона; 1 – опорна плита; 2 – опорне ребро

Товщина плити приймається конструктивно 20...30 мм. Розміри в плані повинні перевищувати габарит перерізу колони на 15...20 мм. Для легких колон можна приймати плиту товщиною 12...20 мм

У випадку передачі навантаження на опорні ребра, довжину їх визначають з умови розміщення зварних швів, які забезпечують передачу зусилля  $N$  (повна вертикальна реакція вище розташованих конструкцій) з ребер на стінку колони, та довжина котрих не повинна бути більше ніж  $85\beta_f k_f$ . Товщину ребра  $t_p$  приймають, як правило, 14...20 мм, але не

менше величини  $b_p/0.5\sqrt{E/R_y}$ . При цьому товщина ребра визначається з умови роботи на зминання:

$$t_p = \frac{N}{l_{ef}R_p\gamma_c}$$

Де  $l_{ef} = b_{op} + 2t_p$  – розрахункова довжина ділянки зминання;  $b_{op}$  – ширина опорного ребра балки.

Ширина опорного ребра повинна бути не менше ніж  $l_{ef}$

В оголовках наскрізних колон зусилля може передаватися або безпосередньо через плиту на гілки колони, або з проміжною передачею на опорне ребро і далі через зварні шви на стінки гілок. У випадку, якщо складно забезпечити щільну притискання опорного ребра до плити, виконують передачу зусилля за рахунок зварних швів, при цьому катет шва визначається:

$$k_f = \frac{N}{2b_p(\beta R_w\gamma_w)_{min}\gamma_c}$$

Висота опорного ребра визначається з умови розміщення зварних куткових швів, що передають навантаження на стержень колони:

$$h_p = \frac{N}{4k_f(\beta R_w\gamma_w)_{min}\gamma_c} + 1 \text{ см} \leq 85k_f\beta_{f(z)}$$

Назначивши товщину та довжину ребра оголовка, необхідно виконати його перевірку на зріз

$$\frac{N}{2h_p t_p} \leq R_s\gamma_c$$

на цю ж силу  $N$  необхідно перевірити стінку на зріз її по граням кріплення опорних ребер:

$$\frac{N}{2h_p t_w} \leq R_s\gamma_c$$

Якщо ця умова не задовольняється, можливе місцеве посилення стінки оголовка шляхом заміни ділянки стінки у межах висоти оголовка більш товстою вставкою.

Для запобігання можливих місцевих згинів оголовка колони від нерівномірного тиску опорних ребер (у випадку нецільного примикання всієї поверхні), низ опорних ребер розкріплюється горизонтальними поперечними ребрами – діафрагмами.

Для фіксації положення балок у плиті оголовка і в нижніх полицях прилеглих балок для встановлення фіксуючих болтів передбачають отвори.

Якщо балка кріпиться до колони збоку, вертикальна реакція передається через опорне ребро балки на столик, приварений до полиць колони. Торець опорного ребра балки та верхня кромка столика,

стругаються. Товщина стоки приймається 20...40 мм. Товщина столика повинна бути більше опорного ребра на 10 мм.

Зварні шви, що прикріплюють столик, розраховують на сприйняття зусилля  $1.5Q$ , де  $Q$  – опорна реакція балки, а коефіцієнт 1,5 враховує нерівномірність роботи зварних швів внаслідок можливих перекосів торців опорного ребра через неточність виготовлення.

Щоб балка не зависла на болтах та щільно стала на опорний столик, опорні ребра балки прикріплюються до стержня колони болтами, діаметр котрих повинен бути на 3-4 мм менше діаметру отворів.

### 1.6.1 Приклад 4

На колону зі суцільною стінкою зверху вільно обперті балки. Зусилля на стержень колони передається опорними ребрами через плиту оголовку. Ширина опорного ребра балки  $b_{p0} = 240$  мм. На колону діє навантаження від вищерозташованих балок  $N = 1837.36$  кН. Торець колони фрезерується. Товщину плити оголовку приймаємо рівною  $t_h = 20$  мм. Сталь С345, розрахунковий опір сталі при товщині прокату 10-20 мм  $R_y = 315$  МПа;  $R_{un} = 470$  МПа

Товщину ребра визначаємо з умови зминання. Потрібна площа зминання:

$$A_{зм} = \frac{N}{R_p} = \frac{1837.36 \times 10^3}{460} = 4083.022 \text{ мм}^2 \approx 40.83 \text{ см}^2$$

Зусилля передається на колонну по довжині:  $l_{ef} = b_{p0} + 2t_{pl} = 240 + 2 \times 20 = 280$  мм

Товщина ребра:

$$t_p = \frac{A_{зм}}{l_{ef}} = \frac{40.83}{28} = 1.427 \text{ см}$$

Приймаємо товщину ребра – 15 мм.

Ширина ребра приймається не менше:

$$b_r \geq \frac{b_{p0}}{2} + t_{pl} - \frac{t_w}{2} = \frac{250}{2} + 20 - \frac{10}{2} = 140 \text{ мм}$$

$$t_{p,min} = \frac{b_p}{0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{140}{0.5 \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{300}}} \cong 10.7 \text{ мм}$$

Задаємося катетом шва  $k_{f,min} = 5 < k_f = 8 \text{ мм} < k_{f,max} = 1.2 \times 10 = 12$

Зварювання механізоване, вертикальне дротом діаметром  $d_f = 1.4 - 2$ ; катет шва  $k_f = 3 \dots 8$  мм

$$R_{wf} = 200 \text{ МПа}; \beta_f = 0.9$$

$$R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 490 = 220.5 \text{ МПа}; \beta_z = 1.05$$



Міцність оголовку забезпечено. Для надання жорсткості ребрам оголовку низ ребер оголовку обрамляють горизонтальними ребрами, розміри яких приймаються конструктивно. Торець колони фрезерується, тому шви, що прикріплюють плиту оголовка до колони, приймаються конструктивно  $k_{f,min} = 8$  мм. Приймаємо катети поясних швів у зоні вставки 6 мм.

**ДОДАТОК А**  
**КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ**  
**ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Таблиця А.1 – Коефіцієнти стійкості при центральному стиску для типу кривої стійкості  $b$  (формула 8.4 [1])

$\lambda$	$\varphi(R_y)$ (збільшені у 1000 разів)							
	230	240	250	270	280	315	335	365
10	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
15	995	994	993	991	990	987	985	983
20	979	978	977	974	973	969	966	963
25	964	962	960	957	955	950	947	942
30	947	945	943	939	937	930	926	920
35	930	928	925	920	917	909	904	897
40	912	909	906	900	896	886	880	871
45	893	889	885	878	874	860	853	842
50	872	868	863	854	849	833	824	810
55	850	844	839	827	822	802	791	775
60	825	819	812	799	792	769	756	737
65	799	791	784	768	760	734	718	696
70	771	762	753	735	726	696	679	654
75	740	730	720	700	690	656	638	611
80	708	697	686	664	653	617	597	569
85	675	663	651	627	616	577	557	528
90	641	628	615	590	578	539	518	489
95	607	594	580	554	542	503	482	453
100	574	560	546	520	508	468	448	420
105	541	527	513	487	475	436	416	389
110	510	495	482	456	444	407	386	354
115	480	466	452	427	416	376	353	324
120	452	438	425	400	388	345	325	298
125	425	412	399	371	358	318	299	275
130	400	386	371	343	331	294	277	254
135	373	358	344	318	307	273	256	235
140	347	333	320	296	285	254	238	219
145	324	310	298	276	266	236	222	204
150	303	290	278	258	249	221	208	191
155	283	272	261	241	233	207	195	179
160	266	255	245	227	218	194	183	168

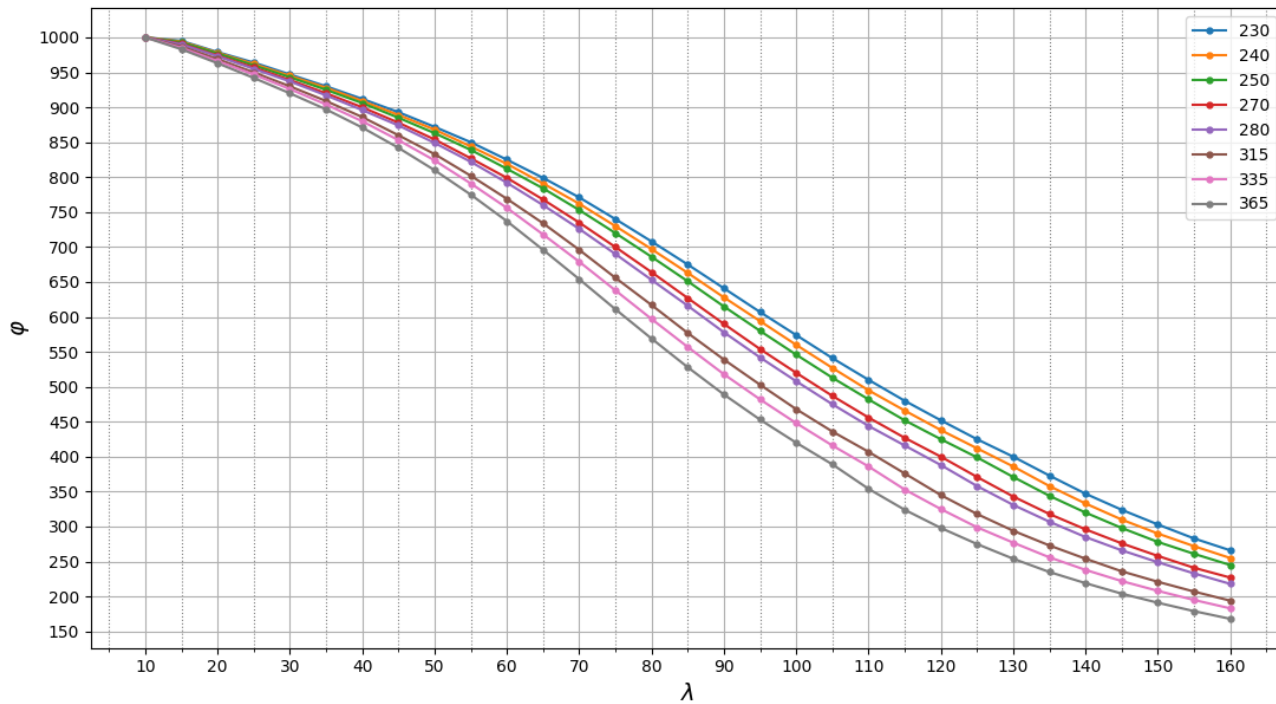


Рисунок А.1 – криві стійкості для перерізу типу  $b$

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1; чинний від 2015-01-01. Вид. офіц. Київ : Укравхбудінформ, 2014. 199 с.  
URL: <https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2017/12/116.1.-DBN-V.2.6-1982014.-Stalevi-konstruktsiyi.-Normi-pro.pdf>.
2. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В, Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие. 2-изд., Киев: Будівельник, 1984. – 368 с.
3. Горев В.В., Уваров Б.Ю., Филиппов В.В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. для строит. вузов. 3-е изд. Москва : Высш. Шк., 2004. – 551 с.
4. Мандриков А. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов. 2-е из. Москва: Стройиздат, 1991. – 431 с.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
до виконання курсового проекту з дисципліни  
«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»  
за темою «Розрахунок і конструювання центрально-стиснутих колон»  
(для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна  
інженерія»)  
(Електронне видання)

Укладачі:

Соколенко Валерій Михайлович  
Соколенко Костянтин Валерійович

Техн. Редактор                      В. М. Соколенко  
Оригінал – макет                  К. В. Соколенко

Підписано до друку \_\_\_\_\_

Формат 60×84  $\frac{1}{16}$ . 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: 02000, м. Київ,  
Телефон: +38 (050) 218 04 78, факс 8(06452) 4-03-42  
E-mail: [vidavnictvosnu.ua@gmail.com](mailto:vidavnictvosnu.ua@gmail.com)