

**РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ  
КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ  
ВІДПОВІДНО ДО  
ЄВРОКОДУ 3  
та Національних  
додатків України**

# РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 3 ТА НАЦІОНАЛЬНИХ ДОДАТКІВ УКРАЇНИ

2016 Український Центр Сталевого Будівництва (УЦСБ)

Дана публікація не може перевидатися, зберігатися або передаватися в будь-якій формі та будь-якими засобами без попереднього письмового дозволу автора, крім випадків передачі з метою дослідження, персонального вивчення, критики чи огляду, або випадків репродукції за ліцензією УЦСБ чи іншого відповідного органу ліцензування за межами України.

Запити на перевидання на умовах, що не відповідають цим вимогам, слід надсилати автору, Українському Центру Сталевого Будівництва, за адресою, вказаною на титульній сторінці.

Незважаючи на те, що було прийнято заходи для забезпечення коректності даної публікації в межах відомих фактів або прийнятих на момент публікації практик, Український Центр Сталевого Будівництва, автори та редактори не несуть відповідальності за будь-які помилки або невірні тлумачення цієї інформації та за будь-які втрати, пов'язані з її використанням.

Копії публікації не призначені для перепродажу.

## ПЕРЕДМОВА

Проектування металоконструкцій до 1 липня 2013 року в Україні здійснювалося виключно відповідно до національних нормативних документів (ДБН, СНіП, ДСТУ і т. д.). Після вказаної дати було затверджено нормативну базу, що дозволяє при проектуванні будівельних конструкцій альтернативне використання європейських норм – Єврокодів. **Єврокоди** – це комплекс стандартів із проектування конструкцій, розроблених Європейським комітетом стандартизації (CEN) з початку 1990-х років з метою охоплення питання проектування несучих конструкцій. Єврокоди разом із Євростандартами являють собою **замкнений апарат керування надійністю та контролю довговічності будівлі**, що відповідає національній системі (див. табл.).

Національна система	Європейська система
Система ДБН та СНіП, які стосуються промислових, громадських будівель, інших конструкцій, корозії тощо	Система Єврокодів на основі проектування, впливи та навантаження на проектування різних конструкцій тощо
Система ДСТУ та ГОСТ у розвиток ДБН та СНіП	Система Євростандартів (EN) у розвиток Єврокодів

Повністю використання Єврокодів стало правомірним з 1 липня 2014 року у відповідності з **ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення» (2012)**, затвердженим наказом Мінрегіонбуду №523 від 16.12.2010. Гармонізовані документи видані з позначенням **ДСТУ-Н Б EN 1991 - BS EN 1999** та **ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990)**, більшість із яких складаються з низки **«Частин»** (див. табл. нижче) та **Національних додатків** (Змін), якими імплементується документ CEN. У Європейському союзі обов'язкове CE-маркування будівельної продукції (стандарт EN 1090), згідно з яким несуча здатність металевих конструкцій має бути розрахована за Єврокодами.

### Структура частин Єврокоду 3 «Сталеві конструкції»

1. Загальні правила проектування	11. Конструкції з розтягнутими елементами
2. Розрахунки на вогнестійкість	12. Додаткові правила до сталевих конструкцій зі сталей класів вище S700
3. Холодноформовані елементи	13. Мости
4. Нержавіюча сталь	14. Башти та щогли
5. Пластинчасті елементи	15. Димові труби
6. Міцність і надійність оболонок	16. Силоси
7. Пластинчасті елементи при навантаженнях поза площиною	17. Резервуари
8. Проектування з'єднань	18. Трубопроводи
9. Довговічність	19. Палі
10. Властивості тріщиностійкості та міцності матеріалу в напрямку товщини прокату	20. Підкранові конструкції

Постанова Кабміну України від 23-5-2011 №547 запроваджує одночасну дію національних будівельних норм проектування (ДБН) та імплементованих Єврокодів для I-IV категорії складності. Будівлі та споруди V категорії складності проектуються згідно з національними нормами, але в майбутньому очікувано будуть також включені до паралельного застосування.

Вибір того, за якими з нормативних документів здійснювати проектування конструкцій, визначає Замовник у технічному завданні на проектування. У проектній документації на один об'єкт не можуть одночасно застосовуватися різні будівельні норми.

Кожна країна (Національний орган із стандартизації) реалізує Єврокод або відповідну частину Єврокоду як Національний стандарт, опублікувавши перекладений (ідентичний) текст. Національні додатки до кожного імплементованого документу публікуються від імені та з дозволу національних компетентних органів влади і враховують особливості географічних та кліматичних умов, засобів життя, встановлюваних рівнів безпеки.

Для проектування сталевих конструкцій базовим документом є **ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій»** та його Національний додаток. Іншими основоположними нормами, що використовуються у даній публікації, також є частини **ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990) Єврокод: «Основи проектування конструкцій»** та **ДСТУ-Н Б EN 1991, Єврокод 1: «Дії на конструкції» (надалі – Єврокоди)** з їхніми Національними додатками, які визначають основні навантаження та впливи. Вказані документи охоплюють усі аспекти проектування найбільш застосовуваних типів будівель та споруд з використанням сталевих конструкцій.

Дана публікація призначена для першого ознайомлення інженера-проектувальника з основними правилами проектування відповідно до гармонізованих європейських норм розрахунку несучих конструкцій будівель у короткому викладі. Вона має на меті формування первинного уявлення про предмет і тому значною мірою концептуалізована.

У першу чергу публікація розроблена як навчальний посібник для практикуючих інженерів-проектувальників, але може бути корисна викладачам, студентам та аспірантам вищих навчальних закладів, науковцям, а також іншим сторонам, долученими до розрахунків сталевих конструкцій за імплементованими європейськими нормами.

Публікація містить як основні теоретичні положення розрахунку основних несучих конструкцій відповідно до Єврокодів, так і включає в себе низку робочих прикладів для різних найпоширеніших несучих елементів каркасів будівель. Усі приклади в даній публікації були опрацьовані відповідно до Національних додатків України.

Наведений матеріал орієнтований на інженерну аудиторію, повною мірою знайому з ДБН, але не знайому з Єврокодами, тож численні ремарки в тексті акцентують увагу на відмінностях між ними, а викладення загальних положень та висновків, очевидних із курсів механіки – стислі або опущені.

Деякі не висвітлені в даній публікації положення і випадки розрахунків, приклади, практичні питання застосування тощо є тематикою подальших публікацій Українського Центру Сталевого Будівництва.

Публікація містить ключові вимоги ДСТУ-Н Б EN 1990, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 та окремих частин ДСТУ-Н Б EN 1993 (в основному Частини 1-1, але також Частин 1-5, 1-8 та 1-10, див. табл. вище).

Допоміжна інформація виділена сірим фоном для позначення відмінності між положеннями Єврокодів та їхніх національних додатків.

Підготовка цієї публікації велася авторами Українського Центру Сталевого Будівництва спільно з колегами з Інституту Сталевого Будівництва (Великобританія). Також автори публікації висловлюють подяку експертам та рецензентам, які сприяли її вдосконаленню для видання:

- А. В. Перельмутер, д. т. н., академік РААСН, головний науковий співробітник HBO SCAD Soft
- С. І. Білик, д. т. н., професор, завідувач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, академік АБУ
- В. В. Юрченко, к. т. н., доцент КНУБА, старший науковий співробітник HBO SCAD Soft
- В. М. Гордєєв, д. т. н., професор, заступник генерального директора з наукової роботи ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського»
- А. І. Кордун, начальник відділу технічного розвитку ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського»
- В. С. Дорофєєв, д. т. н., професор, заслужений діяч науки та техніки України, дійсний член АСУ, завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури
- А. А. Михайлов, к. т. н., професор кафедри металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури.
- І. В. Шеховцов, к. т. н., член-кореспондент АБУ, доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури
- С. В. Петраш, к. т. н., доцент кафедри опору матеріалів Одеської державної академії будівництва та архітектури
- Н. В. Савицький, д. т. н., професор, проректор з наукової роботи Придніпровської державної академії будівництва та архітектури
- С. Ф. Пічугін, д. т. н., професор, завідувач кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка
- В. А. Семко, к. т. н., доцент, докторант кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка
- С. Б. Пчельніков, к. т. н., доцент кафедри теоретичної та прикладної механіки Донбаської національної академії будівництва та архітектури

# ЗМІСТ

<b>ПЕРЕДМОВА</b> .....	<b>3</b>
<b>1 ВСТУП</b> .....	<b>9</b>
1.1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ.....	9
1.2 СТРУКТУРА.....	9
1.3 ВИЗНАЧЕННЯ.....	10
1.4 ПОЗНАЧЕННЯ.....	10
1.5 ОСНОВНІ ВІДМІННОСТІ ВІД НАЦІОНАЛЬНОЇ НОРМАТИВНОЇ БАЗИ.....	10
<b>2 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	<b>12</b>
2.1 ОСНОВНІ ВИМОГИ.....	12
2.2 РОЗРАХУНКОВІ СИТУАЦІЇ.....	15
2.3 ЗАСТОСУВАННЯ ЧАСТИННИХ КОЕФІЦІЄНТІВ НАДІЙНОСТІ.....	16
2.4 ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ ДО СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	24
<b>3 НАВАНТАЖЕННЯ ТА ВПЛИВИ НА БУДІВЛІ</b> .....	<b>27</b>
3.1 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ.....	27
3.2 КЛАСИФІКАЦІЯ НАВАНТАЖЕНЬ ТА ВПЛИВІВ.....	27
3.3 ПИТОМА ВАГА СКЛАДОВАНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ.....	27
3.4 ВАГА КОНСТРУКЦІЙ ТА ҐРУНТІВ.....	28
3.5 КОРИСНІ НАВАНТАЖЕННЯ.....	28
3.6 СНІГОВІ НАВАНТАЖЕННЯ.....	34
3.7 ВІТРОВІ НАВАНТАЖЕННЯ.....	36
3.8 НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКЦІЇ НА ЕТАПІ ЗВЕДЕННЯ.....	37
3.9 ЕПІЗОДИЧНІ (АВАРІЙНІ) ДІЇ.....	39
<b>4 МАТЕРІАЛИ</b> .....	<b>42</b>
4.1 БУДІВЕЛЬНІ СТАЛІ.....	42
4.2 З'ЄДНУВАЛЬНІ ЕЛЕМЕНТИ.....	48
4.3 ІНШІ КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ЗАВОДСЬКОГО ВИГОТОВЛЕННЯ.....	49
<b>5 ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ</b> .....	<b>50</b>
5.1 МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ.....	50
5.2 УРАХУВАННЯ ГЕОМЕТРИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ КОНСТРУКЦІЇ.....	50
5.3 УРАХУВАННЯ ПОЧАТКОВИХ НЕДОСКОНАЛОСТЕЙ.....	52
5.4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ.....	56
5.5 КЛАСИФІКАЦІЯ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ.....	56
<b>6 ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ</b> .....	<b>61</b>
6.1 ЧАСТКОВІ КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ ПРИ ВИЗНАЧЕННІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ.....	61
6.2 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПЕРЕРІЗІВ.....	61
6.3 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ НА СТІЙКІСТЬ.....	69
6.4 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТІНОК ПРИ ДІЇ ЛОКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....	83
6.5 ПЕРЕВІРКА МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ СТІНОК ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ДІЇ ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ.....	86
6.6 ҐРАТЧАСТІ КОНСТРУКЦІЇ.....	89
<b>7 ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЮ ПРИДАТНІСТЮ</b> .....	<b>92</b>
7.1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.....	92
7.2 ВЕРТИКАЛЬНІ ПЕРЕМІЩЕННЯ.....	92
7.3 ГОРИЗОНТАЛЬНІ ПЕРЕМІЩЕННЯ.....	95
7.4 ДИНАМІЧНИЙ РОЗРАХУНОК.....	96

<b>8 З'ЄДНАННЯ</b> .....	<b>97</b>
8.1 ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО РОЗРАХУНКУ З'ЄДНАНЬ.....	97
8.2 РОЗРАХУНОК, КЛАСИФІКАЦІЯ ТА МОДЕЛЮВАННЯ.....	99
8.3 БОЛТОВІ З'ЄДНАННЯ.....	100
8.4 ЗВАРНІ З'ЄДНАННЯ.....	110
<b>9 РЕКОМЕНДОВАНА ПОСЛІДОВНІСТЬ ПРОВЕДЕННЯ ПЕРЕВІРНИХ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ</b> .....	<b>117</b>
9.1. ШАРНІРНО-ОПЕРТІ ГАРЯЧЕКАТАНІ БАЛКИ ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ.....	117
9.2. РОЗТЯГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	119
9.3. ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	119
9.4. СТИСНУТО-ЗІГНУТІ ТА ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	120
<b>10 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОСНОВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 3</b> .....	<b>122</b>
10.1. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВОЇ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ, РОЗТАШОВАНОЇ ВСЕРЕДИНІ БУДІВЛІ.....	123
10.1.1 РОЗРОБКА КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ТА ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ.....	123
10.1.2 РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ З ШАРНІРНИМ ОБПИРАННЯМ ТА РОЗКРІПЛЕНИМ ВЕРХНІМ ПОЯСОМ.....	126
10.1.3 РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ.....	133
10.1.4 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ.....	142
10.2 РОЗРАХУНОК ОДНОПРОЛЬОТНОЇ РАМИ (РОЗРАХУНОК ФЕРМИ, РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ).....	149
10.2.1 КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ.....	149
10.2.2 РОЗРАХУНОК ФЕРМИ.....	157
10.2.3 РОЗРАХУНОК СТИСНУТО-ЗІГНУТОЇ КОЛОНИ.....	167
10.3 РОЗРАХУНОК ПЕРЕКОСУ БУДІВЛІ.....	176
10.4 ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3-ГО КЛАСУ.....	185
<b>11 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОСНОВНИХ ТИПІВ З'ЄДНАНЬ</b> .....	<b>189</b>
11.1 ВУЗОЛ 1.....	189
11.2 ВУЗОЛ 2.....	193
11.3 ВУЗОЛ 3.....	200
11.4 ВУЗОЛ 4.....	206
11.5 ВУЗОЛ 5.....	214
11.6 ВУЗОЛ 6.....	217
<b>ДОДАТОК А. НАЙЧАСТІШЕ ВИКОРИСТОВУВАНІ ПОЗНАЧЕННЯ</b> .....	<b>219</b>
A.1. РОЗМІРИ.....	219
A.2. ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ.....	219
A.3. ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЕРЕРІЗІВ.....	219
A.4. ХАРАКТЕРИСТИКИ ЕЛЕМЕНТІВ.....	220
A.5. НАВАНТАЖУВАЛЬНІ ЕФЕКТИ.....	220
A.6. НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПЕРЕРІЗІВ, ЕЛЕМЕНТІВ ТА З'ЄДНАНЬ.....	220
A.7. КОЕФІЦІЄНТИ ВИКОРИСТАННЯ.....	221
A.8. ЧАСТКОВІ КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ ДЛЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ.....	221
<b>ДОДАТОК В. КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ СПОЛУЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ</b> .....	<b>222</b>
<b>ДОДАТОК С. ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ ВЗАЄМОДІЇ</b> .....	<b>223</b>
<b>ДОДАТОК D. КОЕФІЦІЄНТИ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ K ТА КОЕФІЦІЄНТИ УРАХУВАННЯ ДЕСТАБІЛІЗУЮЧИХ НАВАНТАЖЕНЬ D</b> .....	<b>227</b>
D.1. КОЕФІЦІЄНТИ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ ОДНОПРОЛЬОТНИХ БАЛОК БЕЗ ПРОМІЖНОГО Р ОЗКРІПЛЕННЯ.....	227
D.2. КОЕФІЦІЄНТ ДЕСТАБІЛІЗУЮЧИХ НАВАНТАЖЕНЬ D.....	228
D.3. КОНСОЛІ.....	229

## АНОТАЦІЯ

Дана публікація містить короткий вступ до Єврокодів як системи нормативних документів та описує особливості проектування сталевих конструкцій відповідно до імплементованого ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 та супутніх норм.

У публікації скорочено викладено інформацію про основні навантаження і впливи та їх сполучення для найпоширеніших простих типів будівель. Також наведено пояснювальну інформацію щодо розрахунків за першим (несуча здатність) та другим (експлуатаційна придатність) граничними станами.

У публікації наведено правила розрахунку простих болтових та зварних з'єднань відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8, а також основні вимоги ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 для запобігання крихкого руйнування.

Додатки до публікації містять інструкції щодо вибору найбільш несприятливих комбінацій дій на конструкції, визначення коефіцієнтів при складному напруженому стані, а також щодо спрощеного підходу до розрахунку втрати стійкості плоскої форми згину (згинально-крутильної форми) не розкріплених балочних конструкцій.

Публікація також включає в себе низку робочих прикладів для різних конструктивних елементів будівлі. Всі приклади даної публікації були розроблені у відповідності з Національними додатками України.



# 1 ВСТУП

## 1.1 Сфера застосування

- (1) Дана публікація містить скорочений виклад основних принципів та правил застосування Єврокодів, які стосуються розрахунку найпоширеніших типів будівель зі сталевим каркасом. Розрахунки, наведені в даній публікації, автоматично відповідають Єврокодам та Національним додаткам України в обсязі, зазначеному у (4).
- (2) Використання Єврокодів на території України відповідно до постанови Кабінету Міністрів України №547 від 23 травня 2011 року при проектуванні будівельних конструкцій обмежено I-IV категоріями складності об'єкту. Будівлі та споруди V категорії складності мають бути наразі запроектовані згідно з національними нормами.
- (3) Публікація охоплює частини ДСТУ-Н Б EN 1990 Єврокод: «Основи проектування конструкцій», ДСТУ-Н Б EN 1991, Єврокод 1: «Дії на конструкції» та Єврокод 3: «Проектування сталевих конструкцій».
- (4) У публікації висвітлено лише найпоширеніші типи елементів сталевих каркасів 1-3 класів перерізів за напружено-деформованим станом відповідно до Єврокоду. У нього не включено правила проектування елементів 4 класу перерізів, конструкції з нержавіючих, надвисокоміцних сталей та холодногнутих профілів. Також публікація не висвітлює питання вогнезахисту, кручення, динамічних дій та розрахунків на витривалість і довговічність.

Особливо важливо додатково підкреслити обмеження розрахункових методик у даній публікації 1-3 класами перерізів. Використання наведених нижче методик для класу перерізів 4 призведе до некоректних розрахунків, оскільки не буде враховувати втрату місцевої стійкості частин перерізів у пружній стадії, відповідні редуковані характеристики та потенційну необхідність у додаткових елементах жорсткості.

Деякі не висвітлені у даній публікації положення і випадки розрахунку, приклади, практичні питання застосування тощо є тематикою подальших публікацій Українського Центру Сталевого Будівництва.

## 1.2 Структура

Усі розділи та параграфи даної публікації мають наскрізну нумерацію. Посилання на розділи та пункти норм вказуються на полі кожної сторінки.

- (1) У Єврокодах розділяють принципи та правила застосування. Принципи маркуються буквою Р після номера розділу. Правила застосування – це загальноприйняті положення, які відповідають принципам та задовольняють їхнім вимогам. Такий розподіл збережено і в даній публікації.

Додаткову інформацію в публікації наведено на сірому фоні, наприклад, як цей текст. Є три типи такої інформації:

- пояснення правил Єврокодів;
- загальні пояснення до розрахунків (такі, як рекомендації щодо вибору матеріалів та рішень);
- додаткові правила проектування, прийняті з допоміжних джерел.

Звертаємо увагу на те, що в Єврокодах немає поняття додаткової інформації. Це просто інформація, взята з іншого джерела, яка доповнює Єврокоди, але не суперечить їм.

- (2) У розділі 9 до даної публікації містяться короткі описи процедур розрахунку для найпоширеніших сталевих елементів у вигляді блок-схем. Розділ 9 охоплює:
- шарнірно-оперті гарячекатані балки двотаврового перерізу;
  - розтягнуті елементи;
  - центрально-стиснуті елементи;
  - стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи.

### 1.3 Визначення

- (1) Визначення спеціальних термінів у даній публікації наведені там, де вони вперше зустрічаються по тексту. Термінологія Єврокодів у більшості випадків наведена таким чином, щоб уникнути неточностей та двозначностей.

### 1.4 Позначення

- (1) Позначення у даній публікації в основному пояснюються за місцем, де вони вперше зустрічаються по тексту.
- (2) Система символів у Єврокодах та в даній публікації, як правило, збігається з загальноприйнятою у практиці проектування. Для розділення близьких за змістом змінних, наприклад, осьове зусилля та несуча здатність на стиск, широко застосовані підрядкові індекси. Якщо необхідно, використовуються декілька індексів, наприклад, для розділення несучої здатності на згин у осях:  $y-y$  та  $z-z$ . Кожен підрядковий індекс при перерахуванні розділяється комою.
- (3) Список найпоширеніших символів наведено в Додатку А.

### 1.5 Основні відмінності від національної нормативної бази

Серед основних відмінностей у підходах до проектування сталевих конструкцій за Єврокодами в порівнянні з відповідними ДБН слід відзначити:

- Єврокоди орієнтовані **на комп'ютерні, а не ручні методи розрахунку**. На практиці в Європі широко використовуються пакети прикладних програм, які скорочують рутинні операції. В нашій країні також розробляється спеціалізоване програмне забезпечення, але воно більшою мірою застосовується для визначення напружено-деформованого стану конструкцій і орієнтоване на національну нормативну базу.

- Залежно від характеру роботи конструкції, у європейських нормах закладено необхідність **урахування геометричної та фізичної нелінійності**. На практиці при статичному розрахунку найчастіше враховується геометрична нелінійність.
- При статичному розрахунку Єврокоди вимагають **врахування теоретичних початкових** недосконалостей системи двома шляхами: 1 – моделювання системи з геометричними відхиленнями; 2 – задавання моделюючих недосконалості еквівалентних зусиль. На практиці рекомендується застосовувати другий підхід.
- Поперечні перерізи елементів за напружено-деформованим станом розподіляються на 4, а не 3 класи, як у ДБН. Процес визначення класу по суті є перевіркою втрати місцевої стійкості частин перерізу при дії нормальних напружень. Клас перерізу визначає тип розрахунку елемента.
- Система часткових коефіцієнтів надійності за матеріалом, умовами роботи, навантаженнями тощо у ДБН фактично відповідає Єврокодам. Однак у загальному випадку Єврокоди зводять їх до загальних (приведених) коефіцієнтів надійності за навантаженнями та несучою здатністю (Рис. 1.1).

Рисунок 1.1  
Залежність між окремими частковими коефіцієнтами надійності



- У Єврокодах відсутні директивні обмеження щодо гнучкості та переміщень елементів. У питанні регулювання деформацій Єврокоди посилаються на Національні додатки кожної країни, що приймає дану систему нормативних документів.
- У Єврокодах основною геометричною характеристикою зварних швів є не катет шва, а його висота (перпендикуляр з вершини умовного перерізу шва до зовнішньої грані-гіпотенузи). Також немає розділення перевірки міцності зварного шва за металом шва та межею сплавлення. Фактично вважається, що межа сплавлення рівномічна, а руйнування може відбутися тільки за металом шва.
- У Єврокодах до основних перевірок болтових з'єднань додано перевірку на виривання частини перерізу.

Зазначені відмінності між національними та європейськими нормами не є фундаментальними, вони пов'язані, насамперед, із різним рівнем технології проектування та виготовлення металоконструкцій, традиційністю галузі, рівнем нормування та контролю якості виробництва. Окремі з наведених пунктів розглядаються детальніше нижче.

## 2 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ

Даний розділ містить основні принципи та правила застосування ДСТУ-Н Б EN 1990, які стосуються розрахунку сталевих конструкцій, а також деякі основні вимоги ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Для глибшого вивчення основ розрахунку конструкцій та методу частинних коефіцієнтів надійності слід використовувати базовий ДСТУ-Н Б EN 1990.

### 2.1 Основні вимоги

#### 2.1.1 Загальні положення

- 2.1(1)Р-(4)Р (об'єднані)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990
- (1) Р Конструкції повинні бути розраховані та виконані (зведені) так, щоб вони:
- забезпечували відповідний рівень надійності та економічності у межах терміну експлуатації;
  - витримували всі навантаження та впливи, які можуть виникнути під час зведення та експлуатації;
  - зберігали необхідні експлуатаційні показники;
  - забезпечували необхідну довговічність;
  - не допускали нерозмірних пошкоджень від аварійних ситуацій на зразок вибуху, пожежі, удару або відмови елемента конструкції.

Повніший список основних вимог до розрахунку конструкцій наведено в Розділі 2.1 ДСТУ-Н Б EN 1990.

- 2.1(6)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990
- (2) Основні вимоги відповідно до (1) повинні забезпечуватися завдяки:
- застосуванню відповідних вимог до будівельних матеріалів;
  - коректним розрахункам та кресленням;
  - здійсненню контролю на етапах проектування, виготовлення, будівництва та експлуатації з прив'язкою до конкретного об'єкта.

- 2.1(5)Р  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990
- (3) Р Щоб уникнути або обмежити потенційне пошкодження, повинно виконуватися одне або декілька з таких правил:
- слід уникати, виключати або знижувати ризики, до яких може бути схильна конструкція;
  - слід вибирати таку конструктивну схему, яка малосприйнятлива до можливих ризиків;
  - слід передбачати конструктивні заходи, які дозволять конструкції перерозподілити зусилля у разі виключення з роботи одного (будь-якого) з її елементів або внаслідок можливого локального пошкодження;
  - слід уникати застосування конструктивних схем із можливим раптовим руйнуванням;
  - застосовувати максимально надійні з'єднання.

## 2.1.2 Поняття про теорію граничних станів

Інформація, наведена в Єврокодах, ґрунтується на розрахунках за **граничними станами** конструкцій. У нормативному документі ДСТУ-Н Б EN 1990 граничний стан визначається як такий, після якого конструкція більше не відповідає мінімальним проектним вимогам. Граничні стани визначають межу між допустимими та недопустимими (по-заграничними) станами. Недопустимий стан відповідає відмові, а самі граничні стани розділяються на дві групи:

**Група граничних станів за несучою здатністю** (перша група граничних станів, ultimate limit state) включає стани, перехід конструкції через які призводить до втрати несучої здатності або повної непридатності до будь-якої подальшої експлуатації, що зазвичай відбувається в результаті втрати міцності або стійкості.

**Група граничних станів за експлуатаційною придатністю** (друга група граничних станів, serviceability limit state) – стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта, найчастіше, коли деякі експлуатаційні критерії досягають граничних, неприйнятних значень. В основному під такими критеріями мають на увазі переміщення та деформації будівлі, пошкодження захисних покриттів тощо.

Розрахунок за граничними станами гарантує, що при заданих фізико-механічних характеристиках матеріалів, а також прогнозованих навантаженнях та впливах, забезпечених із деяким рівнем надійності, несучі конструкції не втратять своїх нормованих властивостей та будуть задовольняти критеріям, які висуваються до їхньої цілісності та безпеки функції, яку вони обслуговують.

## 2.1.3 Забезпечення надійності

- 2.2(1)Р (1) Р Надійність конструкцій, які розглядаються в рамках цієї публікації, повинна досягатися шляхом забезпечення:
- розрахунку згідно з цією публікацією, який відповідає Єврокодам;
  - якісного виконання робіт та використання методів контролю якості.
- 2.2(4) (2) Рівні надійності можуть визначатися відповідно до класифікації всієї конструкції та/або класифікації окремих її елементів.
- 2.2(5) (3) Рівні надійності відносно несучої здатності та експлуатаційної придатності можуть досягатися відповідною комбінацією:
- a) превентивних та захисних заходів;
  - b) заходів, що належать до проектних розрахунків;
  - c) заходів, що належать до менеджменту якості;
  - d) заходів, спрямованих на виключення помилок;
  - e) інших заходів, що належать до проектування;
  - f) ефективного будівництва;
  - g) адекватного контролю та обслуговування.

Навантаження, фізико-механічні характеристики матеріалів мають імовірнісну природу. Тому найважливішим заходом, що належить до проектних розрахунків, є метод забез-

печення надійності напівімовірнісним підходом – шляхом введення **часткових коефіцієнтів надійності**. Часткові коефіцієнти надійності у нормах враховують варіації дій на конструкції, характеристики матеріалів, типи розрахунків, призначення елементів та ступінь відповідальності об'єкту будівництва. Скорочений опис процедури вибору часткових коефіцієнтів надійності за навантаженням та несучою здатністю згідно з Єврокодом наведено в Розділах 1.5 та 2.3 даної публікації.

- НБ.3.3  
Національний  
додаток  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990
- (4) Як шлях реалізації диференціації надійності за відповідальністю будівлі й конкретної конструкції для навантажень та впливів використовується коефіцієнт  $K_{FI}$ , значення якого приймаються залежно від класу наслідків об'єкту, категорії відповідальності конструкції та типу розрахункової ситуації згідно з Таблицею 2.1.

У національних нормативних документах (ДБН В.1.2-14:2009) еквівалентом для  $K_{FI}$  є коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_n$ .

Таблиця 2.1  
Значення  
коефіцієнтів  
надійності за  
призначенням  $K_{FI}$

Таблиця НБ.3.3  
Національний  
додаток  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

Клас наслідків будівлі або споруди	Категорія відповідальності конструкції	Значення коефіцієнтів $K_{FI}$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях:		
		постійних	перехідних	аварійних
СС3	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

Класифікація будівель та конструкцій за рівнем відповідальності виконується згідно з Національним додатком ДСТУ-Н Б EN 1990, Розділи НБ.3.1-НБ.3.3 та відповідає класифікації ДБН В.1.2-14:2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».

#### 2.1.4 Проектний термін експлуатації

- 2.3(1)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990
- (1) Для будівель та споруд слід встановлювати проектний термін експлуатації. У Таблиці 2.2 наведено класи проектного терміну експлуатації.

Таблиця 2.2  
Класифікація  
проектних  
термінів  
експлуатації

Категорії проектного терміну експлуатації	Проектний термін експлуатації (в роках)	Приклади
1	10	Тимчасові споруди
2	10-25	Замінювані частини несучих конструкцій, наприклад, підкранові балки, деякі опори, в'язі
3	не менше 25	Будівлі та споруди, що експлуатуються в дуже агресивному середовищі (резервуари та трубопроводи нафтопереробної, газової та хімічної промисловості, споруди в умовах прибережної зони та шельфу і т. д.)
3	15-30	Сільськогосподарські та подібні
4	50	Будівельні та інші конструкції загального призначення в нормальних умовах експлуатації
5	100	Монументальні споруди, мости та інші цивільні інженерні споруди

Таблиця НБ2.1  
НБ.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

50 років – це стандартний проектний термін експлуатації для більшості будівель та споруд, за винятком етапу будівництва. Таке значення відповідає стандартному терміну повторюваності, при якому визначаються характеристичні значення навантажень та впливів, що залежать від часу, в Єврокод 1 та його Національних додатках. Термін експлуатації впливає на розрахункові значення навантажень та впливів, зокрема снігових, та на перевірки ефектів у часі, таких як розрахунок на втомлюваність.

## 2.2 Розрахункові ситуації

3.2(2)Р (1) Р Розрахункові ситуації можуть класифікуватися як:  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

**ПОСТІЙНІ**, що відповідають нормальним умовам експлуатації;

**ПЕРЕХІДНІ**, що належать до станів несучої конструкції, які обмежені у часі, наприклад, етап будівництва або ремонту;

**АВАРІЙНІ**, що належать до надзвичайних умов або їх дій, наприклад: пожежа, вибух або наслідки локальної відмови;

**СЕЙСМІЧНІ**, що застосовуються до конструкцій при землетрусах.

У конструкції як несучій системі вхідними сигналами є зовнішні дії, а вихідними – зміни стану, внутрішні зусилля та переміщення. Силові дії, які переважно призводять до зміни внутрішніх зусиль у конструкції, мають назву навантаження, а несилові дії називаються впливами. До навантажень належать атмосферні силові дії (сніг, вітер тощо), вага конструкцій та устаткування, температура, переміщення опор і т.д. Натомість впливи охоплюють дії корозійних чинників, струмів, вологості, випромінювання тощо.

При проектуванні елементів повинні бути розглянуті всі можливі розрахункові ситуації та комбінації зовнішніх дій на різних етапах життєвого циклу конструкцій з метою виявлення найбільш несприятливих, але реалістичних їхніх поєднань.

Найпоширеніші розрахункові ситуації – постійні. Розрахункові ситуації, які віднесено до перехідних, можуть враховувати конструктивну нелінійність та монтажні навантаження, наприклад, від бетонної суміші на профільований настил плит перекриття і його тимчасове підкріплення, відсутність повного розкріплення при реконструкції та заміні елементів тощо. Аварійні ситуації охоплюють розрахункові випадки при екстремальних діях на конструкції: відрив в'язей і прогресуюче руйнування, обвалення внаслідок дії вогню, удари транспорту, вибухи газів та промислових речовин а також терористичні акти. Розрахунки на сейсміку потребують окремого ретельного представлення і в даній публікації не розглядаються.

## 2.3 Застосування часткових коефіцієнтів надійності

### 2.3.1 Розрахункові значення

- 6.3.1(1) (1) Розрахункове значення дії ( $F_d$ ) у загальному вигляді може бути виражено формулою:  
ДСТУ-Н Б EN 1990

$$F_d = \gamma_F \psi F_k$$

де

$\gamma_F$  – частковий коефіцієнт надійності для дії (для постійних дій застосовується позначення  $\gamma_G$ , для змінних -  $\gamma_Q$ );

$\psi$  – коефіцієнт сполучень, який дорівнює 1.0 для постійних дій, та  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  або  $\psi_2$  для змінних дій. Коефіцієнт  $\psi$  для змінних дій залежить від розглянутої комбінації дій, див. Таблицю 2.4;

$F_k$  – характеристичне значення дії.

Розрахункове значення дій зазвичай не виражається самостійним значенням. ДСТУ-Н Б EN 1990 зазвичай позначає їх  $\gamma_F \psi F_k$  (або просто  $\gamma_F F_k$ ). Постійні та змінні дії позначаються символами  $G_k$  та  $Q_k$  відповідно.

- 6.3.3(1) (2) Розрахункове значення параметра будівельного матеріалу або виробу ( $X_d$ ) в загальному вигляді може бути виражено формулою:  
ДСТУ-Н Б EN 1990

$$X_d = \gamma_m \frac{X_k}{\gamma_m}$$

де

$X_k$  – характеристичне значення параметра матеріалу або виробу;

$\gamma_m$  – частковий коефіцієнт надійності для параметра матеріалу або виробу;



$\eta$  – перевідний коефіцієнт, який може враховувати:

- вплив кількості та об'єму;
- вплив вологості та температури;
- інших істотних параметрів.

Розрахункові значення характеристик матеріалів зазвичай не виражаються самостійними значеннями.

Коефіцієнт  $\eta$  застосовується не для всіх типів матеріалів та виробів, оскільки нерідко він уже врахований у самому характеристичному значенні  $X_k$  або частковому коефіцієнті  $\gamma_m$ .

- 6.3.4(1) (3) Розрахункові значення геометричних характеристик, таких як розміри елементів, які використовуються при підборі перерізів та/або визначенні несучої здатності, можуть прийматися такими, що дорівнюють номінальним значенням:

$$a_d = a_{nom}$$

При розрахунку будівельних елементів враховується інтегрована система контролю якості виготовлення та монтажу конструкцій, яка виключає відхилення геометричних розмірів вище за нормативні. Недосконалості у геометрії повинні враховуватися тільки в тих випадках, коли вони мають значний вплив на надійність конструкції. Всі інші відхилення параметрів враховуються частковими коефіцієнтами надійності за навантаженням  $\gamma_F$  та за матеріалом  $\gamma_m$ .

- 6.3.5(2) (4) Розрахункове значення несучої здатності може виражатися як функція розрахункового значення властивостей матеріалу та геометричних параметрів:

$$R_d = \left\{ \eta \frac{X_k}{\gamma_M}; a \right\}$$

де

$\gamma_M$  – частковий коефіцієнт надійності для несучої здатності, що об'єднує частковий коефіцієнт за матеріалом  $\gamma_m$ , похибки та невизначеність моделі  $\gamma_{Rd}$ , а також іноді – перевідний коефіцієнт  $\eta$ .

Для однорідних матеріалів (таких як сталь) розрахункове значення несучої здатності можна визначити прямо на основі характеристичного:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Для прикладу, несуча здатність поперечного перерізу на розтяг:  $N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$ ,

див. 6.2.3. У даному випадку геометрична характеристика – це площа перерізу,  $A$ ;  $f_y$  – параметр матеріалу (границя текучості);  $\gamma_{M0}$  – частковий коефіцієнт надійності для несучої здатності при перевірці на міцність (індекс «0»); добуток  $Af_y$  – це характеристичне значення несучої здатності ( $R_k$ ).

### 2.3.2 Граничні стани за несучою здатністю

Граничні стани за несучою здатністю (у національній традиції – перша група граничних станів) позначають критерії придатності конструкції до будь-якої експлуатації та пов'язані з безпекою людей та самим існуванням конструкції. Як правило, граничними станами першої групи є ті, досягнення яких означає втрату несучої здатності внаслідок не задовольняння умовам міцності або стійкості. При досягненні першого граничного стану елемент виключається з роботи.

6.4.1(1)Р  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

(1) Р Повинні виконуватися перевірки на такі граничні стани за несучою здатністю:

**EQU** – втрата рівноваги (стійкості положень) конструкцією або її частиною, що розглядається як жорстке тіло. При цьому навіть незначні варіації величин та просторового розподілу навантажень для кожної окремої першопричини є суттєвими, а міцність матеріалів конструкції та ґрунтів основ, як правило, малозначущі та не контролюються.

**STR** – відмова або надмірні деформації конструкції або її елемента, включаючи втрату міцності або стійкості форми конструкції чи її частини. Міцнісні характеристики матеріалів відіграють вирішальну роль та підлягають контролю.

Не слід плутати термін «надмірні деформації» з перевіркою експлуатаційної придатності, яка належить до другої групи граничних станів. У даному контексті під надмірними деформаціями мається на увазі виникнення внутрішніх дефектів, які призводять до руйнування конструкції внаслідок втрати стійкості форми.

**GEO** – втрата несучої здатності ґрунту основи. При цьому характеристики ґрунтів основ відіграють вирішальну роль та підлягають контролю.

**FAT** – руйнування конструкції або її елементів унаслідок втомлюваності.

В загальному найпоширенішому випадку розглядається тільки граничний стан за несучою здатністю STR.

Перевірка граничного стану EQU застосовується рідко та може знадобитися для легких металоконструкцій, не розкріплених на відрив або зсув при дії вітру, а також металевих шпунтових стін, башт та інших конструкцій, для яких можливе перекидання.

Розрахунок фундаментів GEO та напружень при циклічних навантаженнях FAT не входить у дану публікацію.

6.4.2(3)Р  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

(2) Р При перевірці граничних станів за несучою здатністю STR та/або GEO для перерізів, елементів або з'єднань повинна виконуватися нерівність:

$$E_d \leq R_d,$$

де  $E_d$  – розрахункове значення результату дій (навантажувальний ефект), наприклад, внутрішнє зусилля, момент або рівнодіюча внутрішніх зусиль та/або моментів;

$R_d$  – розрахункове значення відповідної несучої здатності.

## 2.3.3 Комбінації зусиль для розрахунку граничних станів за несучою здатністю

### 2.3.3.1 Загальні положення

- 6.4.3.1(1)Р (1) Згідно з ДСТУ-Н Б EN 1990 результати дій ( $E_d$ ) на споруду в цілому або окремі її конструктивні елементи необхідно визначати при найбільш несприятливому, але реалістичному розрахунковому поєднанні (критичній комбінації) дій, які можуть виникати одночасно.
- 6.4.3.1(2) (2) Кожна комбінація повинна включати переважаюче чи основне змінне або епізодичне навантаження.
- 6.4.3.1(6) (3) Якщо примусові зсуви опор відіграють важливу роль, вони повинні враховуватися розрахунком.
- 4.1.5(2) (4) Якщо на конструкцію діють динамічні навантаження, які викликають значні її прискорення, слід додатково виконувати динамічний аналіз системи.

### 2.3.3.2 Постійні та перехідні розрахункові ситуації

Постійні розрахункові ситуації мають місце для періоду такого ж порядку, як проектний термін експлуатації будівлі, в той час як перехідні відповідають періодам, значно меншим за проектний термін експлуатації, наприклад, етапу зведення або ремонту.

- (1) Комбінації результатів дій повинні ґрунтуватися на:
- розрахункових значеннях постійних дій;
  - розрахункових значеннях переважаючої змінної дії;
  - розрахункових значеннях супутніх дій.
- (2) Комбінації дій можуть бути представлені у вигляді:

Формула  
(6.10)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

або альтернативно, для граничних станів STR та GEO, менш сприятливим (тобто таким, що дає більше значення) із двох таких виразів:

Формули  
(6.10а) і (6.10б)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

де

«+» – означає «додавання в комбінацію»;

$\Sigma$  – означає «сумарна дія від»;

$G_{k,j}$  – характеристичні значення постійних дій;

$P$  – зусилля попереднього напруження;

$\gamma_p$  – частковий коефіцієнт для зусиль попереднього напруження;

$Q_{k,1}$  – характеристичні значення першої (переважаючої або головної) зі змінних дій;

$Q_{k,i}$  – характеристичне значення супутніх змінних дій;

$\gamma_{G,j}$  – частковий коефіцієнт для постійної дії  $G_{k,j}$  (див. (3));

$\gamma_{Q,i}$  – частковий коефіцієнт для перемінної дії  $Q_{k,i}$  (див. (3));

$\psi_{0,i}$  – коефіцієнт  $\psi_0$  сполучення перемінної дії  $Q_{k,i}$  (див. Таблицю 2.4);

$\xi$  – коефіцієнт зменшення несприятливої постійної дії (у формулі 6.10b).

Підхід Єврокодів передбачає застосування всіх змінних дій. Кожна змінна дія по черзі розглядається як переважаюча. Всі інші змінні дії, крім переважаючої, у даній комбінації вводяться з коефіцієнтом сполучення  $\psi_0$  – див. Таблицю 2.4.

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1990 для перевірки за граничним станом STR (відмова або надмірна деформація конструкцій) виключає формулу (6.10) та визначає часткові коефіцієнти за навантаженнями для формул (6.10a) та (6.10b) – див. Таблицю 2.3.

Для граничного стану EQU (рівновага положення) Національний додаток дає часткові коефіцієнти за навантаженнями, які відповідають формулі (6.10) – див. Таблицю 2.3.

Для граничного стану GEO (відмова або надмірна деформація основи) Національний додаток та ДСТУ-Н Б EN 1997-1 визначає формули (6.10), (6.10a) та (6.10b).

Зусилля попереднього напруження ( $P$ ) у даній публікації не розглядаються.

- (3) Часткові коефіцієнти надійності за навантаженнями та впливам наведені у Таблиці 2.3, а коефіцієнти сполучення для змінних навантажень – у Таблиці 2.4.

Таблиця 2.3  
Часткові коефіцієнти для навантажень  $\gamma_F$  при граничних станах за несучою здатністю

Граничний стан за несучою здатністю	Постійні дії $\gamma_{G,j}$		Переважаюча перемінна дія $\gamma_{Q,1}$	Супутні змінні дії $\gamma_{Q,i}$	
	Несприятливі	Сприятливі		Головні	Інші
EQU Формула (6.10)	1.1	0.9	1.5	1.4	
GEO Формула (6.10)	1.0	1.0	1.3	1.3	

Таблиці НБ.2.3,  
НБ.2.4,  
НБ.2.5  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

Граничний стан за несучою здатністю	Постійні дії $\gamma_{G,j}$		Переважаюча перемінна дія $\gamma_{Q,1}$	Супутні змінні дії $\gamma_{Q,i}$	
	Несприятливі	Сприятливі		Головні	Інші
STR/GEO Формула (6.10a)	1.35	1.0	-	1.5	1.5
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j} = 0.85 \cdot 1.35 = 1.15$	1.0	1.5	-	1.5

Примітка: При сприятливій перемінній дії  $Q_k$  має прийматися такою, що дорівнює 0.

Таблиця 2.4  
Значення коефіцієнтів сполучення  $\psi$  для будівель

Навантаження, впливи	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Корисні навантаження в будівлях, категорії (див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1)</b>			
Категорія А: житлові приміщення	0.7	0.5	0.35
Категорія В: офісні приміщення	0.7	0.5	0.35
Категорія С: приміщення з можливим скупченням людей	0.7	0.7	0.6
Категорія D: торгові площі	0.7	0.7	0.6
Категорія Е: складські площі	1.0	0.9	0.8
Категорія F: проїзна частина для транспортних засобів вагою:			
а) не більше 30кН	0.7	0.7	0.6
б) більше 30кН, але не більше 160кН	0.7	0.5	0.3
Категорія Н: дахи <sup>а</sup>	0.7	0	0
Снігові навантаження на будівлі <sup>а</sup> (див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0.6	0.5	0.3
Вітрові навантаження на будівлі <sup>а</sup> (див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Дії температури (без пожежі) у будівлях (див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

3.3.2(1)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991 1 1

<sup>а</sup> при складанні сполучень дій корисні навантаження на покрівлі будівель не повинні прийматися у розрахунок разом із вітровими та сніговими навантаженнями – див. 3.1(4)

### 2.3.3.3 Аварійні розрахункові ситуації

(1) Комбінації дій для аварійних розрахункових ситуацій можуть бути виражені у вигляді:

Формула (6.11b)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i},$$

де

$A_d$  – розрахункове значення випадкової дії;

$\psi_{1,i}$  – коефіцієнт  $\psi_1$  для часто повторюваного значення перемінної дії  $Q_{k,i}$  (див. Таблицю 2.4);

$\psi_{2,i}$  – коефіцієнт  $\psi_2$  для квазіпостійного значення перемінної дії  $Q_{k,i}$  (див. Таблицю 2.4).

Єврокод розрізняє аварійні ситуації внаслідок встановлених та не встановлених причин. Аварійні комбінації навантажень застосовуються для розрахунку на ефекти при встановлених причинах. Невстановлені причини належать до питань живучості конструкцій та управління ризиками і не розглядаються у даній публікації.

### 2.3.4 Граничні стани за експлуатаційною придатністю

Граничні стани за експлуатаційною придатністю (у національних нормативних документах – друга група граничних станів) пов'язані з придатністю конструкції або будівлі чи споруди в цілому до нормальної експлуатації та забезпечення своєї основної функції. Основними параметрами, які контролюються при перевірці граничних станів за експлуатаційною придатністю, є **переміщення, вібрації та пошкодження** конструкцій. Критерій граничних переміщень пов'язаний із недопустимою зміною геометрії конструкції, її форми або положення у просторі. Вібрації відбуваються, якщо спектр частот вимушених коливань від зовнішньої дії, такої як пульсація вітру або рух об'єктів по конструкції, виявляється в діапазоні частот власних коливань конструкції. Пошкодження в даному контексті також означають втрату об'єктом цілісності або порушення внутрішньої структури, що ускладнює експлуатацію.

6.5.1(1)Р (1) Р Перевірка експлуатаційної придатності полягає у виконанні нерівності:  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$E_d \leq C_d,$$

де

$E_d$  – розрахункове значення результату дій за критерієм експлуатаційної придатності, визначене на підставі відповідної комбінації дій;

$C_d$  – граничне значення для відповідної комбінації.

Для граничного стану за експлуатаційною придатністю частинні коефіцієнти надійності для навантажень ( $\psi_F$ ) умовно приймаються такими, що дорівнюють 1.0 і, таким чином, не вказуються у формулах комбінацій дій.

### 2.3.5 Комбінації дій для граничних станів за експлуатаційною придатністю

- (1) Розділяються такі типи комбінацій дій для граничних станів за експлуатаційною придатністю:

**ХАРАКТЕРИСТИЧНІ** – застосовуються для необоротних граничних станів;

**ЧАСТО ПОВТОРЮВАНІ** – застосовуються для оборотних граничних станів;

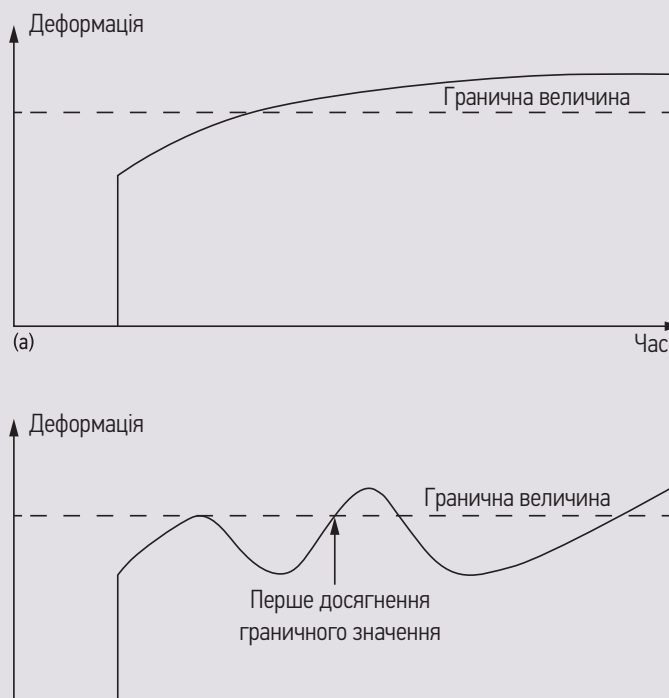
**КВАЗІПОСТІЙНІ** – застосовуються для розрахунку поведінки конструкцій у часі.

Граничні стани експлуатаційної придатності можуть бути **зворотними** або **незворотними**:

- **незворотні** (Рис. 2.1(b)) – це такі граничні стани експлуатаційної придатності, при яких деякі наслідки дій, які перевищують граничні вимоги, залишаються після припинення дій, що їх викликали. У сталевих конструкціях це, зокрема, відносять до незворотних пластичних деформацій або локальних пошкоджень.
- **зворотні** (Рис. 2.1(a)) – це такі граничні стани експлуатаційної придатності, при яких після припинення дій їхні наслідки, які перевищують граничні значення, відсутні та не розвиваються. Наприклад, тимчасові деформації у пружній стадії або надмірні вібрації.

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1990 та відповідний йому Розділ 7 даної публікації передбачають 4 основні критерії експлуатаційної придатності: конструктивні, технологічні, естетико-психологічні та фізіологічні.

Рисунок 2.1  
Зворотні (а) та незворотні (б) граничні стани



При оцінці роботи металоконструкцій за конструктивним критерієм, як правило, використовують характеристичну комбінацію дій. У запас надійності характеристична комбінація може застосовуватися і для перевірки інших 3-х критеріїв.

Часто повторювану комбінацію використовують при оцінці комфортності та збереження функціональності обладнання, тобто за естетико-психологічними, технологічними та фізіологічними критеріями.

Квазіпостійна комбінація використовується при оцінці довготривалих ефектів (наприклад, повзучості), які даною публікацією докладно не розглядаються.

- (2) Вирази для розрахунку комбінацій розрізняють залежно від їх типу:

Характеристична комбінація

Формула (6.14b)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Часто повторювана комбінація

Формула (6.15b)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Квазіпостійна комбінація

Формула (6.16b)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

де

$\psi_{1,1}$  – коефіцієнт  $\psi$  для часто повторюваного значення перемінної дії  $Q_{ki}$  (див. Таблицю 2.4);

$\psi_{2,i}$  – коефіцієнт  $\psi$  для квазіпостійного значення перемінної дії  $Q_{ki}$  (див. Таблицю 2.4).

## 2.4 Загальні вимоги до сталевих конструкцій

### 2.4.1 Загальні положення

- 2.1.1(1)Р (1) Р Проектування сталевих конструкцій слід здійснювати відповідно до загальних положень ДСТУ-Н Б EN 1990 та Розділу 2.1, який відповідає вимогам зазначеного стандарту.
- 2.1.1(4) (2) Правила розрахунків металоконструкцій за несучою здатністю, експлуатаційною придатністю та довговічністю наведені у різних частинах ДСТУ-Н Б EN 1993, якому відповідає дана публікація.

### 2.4.2 Менеджмент якості

- (1) Необхідний рівень надійності сталевих конструкцій повинен забезпечуватися шляхом застосування наскрізної інтегрованої системи менеджменту якості та управління ризиками на всіх етапах життєвого циклу об'єкта.



- 2.1.2(1)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1
- (2) Рівні надійності забезпечуються вибором відповідного менеджменту якості при проектуванні та виконанні робіт згідно з Додатком С ДСТУ-Н Б EN 1990 та ДСТУ-Н Б EN 1090.

Додаток С до ДСТУ-Н Б EN 1990 регламентує контроль на етапі проектування (класи DSL1, DSL2 та DSL3) та на етапі будівництва (класи IL1, IL2 та IL3). Ці класи відповідають класам наслідків CC1, CC2 та CC3.

Нормативний документ ДСТУ-Н Б EN 1090-2 визначає 4 класи вимог до виготовлення конструкції в цілому та окремих її компонентів від EXC1 до EXC4. Вимоги зростають від EXC1 до EXC4.

Рекомендований порядок визначення класу виконання конструкції включає три етапи:

- а) Визначення класу наслідків, який характеризується показниками прогнозованих наслідків для населення, економіки або навколишнього середовища внаслідок відмови або руйнування елемента (див. Таблицю НБ.3.2 Національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990);
- б) Визначення категорії використання та виробничої категорії (див. Таблиці В.1 та В.2 Додатку В ДСТУ-Н Б EN 1090-2);
- с) Визначення класу виконання за Таблицею В.3. Додатку В ДСТУ-Н Б EN 1090-2.

Для будівель, які розглядаються у даній публікації, клас EXC2 у загальному випадку достатній.

### 2.4.3 Забезпечення довговічності

- 2.1.3.2(3)В,  
2.1.3.3(3)В  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1
- (1) Для елементів конструкцій, які не можуть бути запроектовані на повний термін експлуатації будівлі (див. 2.1.3), повинна передбачатися можливість їхньої безпечної заміни, яка розглядається як перехідна розрахункова ситуація.
- 2.1.3.3(2)В  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1
- (2) Ефекти від старіння металу, корозії або втомлюваності, якщо вони мають місце, повинні враховуватися відповідним вибором матеріалів, додатковим запасом міцності та заходами антикорозійного захисту.
- (3) Для елементів сталевих конструкцій повинні використовуватися захисні покриття відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1090.
- 4(6)В  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1
- (4) Допускається не наносити антикорозійний захист на металоконструкції, розташовані всередині будівель та споруд, якщо відносна вологість всередині приміщення не перевищує 80%.

Антикорозійний захист сталевих конструкцій можливо також не проводити при використанні атмосферостійких сталей або спеціальному обґрунтуванні недоцільності таких заходів, наприклад для одноразових, тимчасових конструкцій, при технологічній складності виконання робіт із захисту тощо.

4(3) (5) Деталі та ділянки елементів, схильні до корозії, механічного зносу або руйнування від втомлюваності при циклічних навантаженнях, повинні проектуватися таким чином, щоб забезпечувалася можливість огляду, ремонту та реконструкції, а також передбачати можливість доступу для інспекції та технічного обслуговування у процесі експлуатації.

4(4)В  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Єврокоди також містять вимоги щодо довговічності з урахуванням витривалості конструкцій від втомлюваності. Розрахунок на витривалість від втомлюваності виконується зазвичай тільки для:

- a) опорних деталей підйомних механізмів або конструкцій, схильних до рухливих навантажень;
- b) елементів, схильних до повторюваних циклів навантажень від вібрації обладнання;
- c) елементів, схильних до вібрацій від пульсаційної складової вітру;
- d) елементів, схильних до вібрацій при скупченні людей.

Розрахунок на витривалість від втомлюваності не розглядається даною публікацією.

## 3 НАВАНТАЖЕННЯ ТА ВПЛИВИ НА БУДІВЛІ

### 3.1 Основні положення

- 3.1(1)Р (1) Р Для кожної окремої розрахункової ситуації повинні розглядатися відповідні постійні та змінні навантаження.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- 3.2(1) (2) Сумарна власна вага конструктивних та постійних неконструктивних елементів повинна враховуватися розрахунком як одне окреме завантаження.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- 3.3.1(1)Р (3) Р Для ділянок, на які можуть діяти різні типи навантажень, розрахунком повинна враховуватися найбільш несприятлива розрахункова ситуація.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- (4) У Єврокодах прийнято, що на покриттях корисні навантаження не повинні прикладатися одночасно із сніговими або вітровими.

### 3.2 Класифікація навантажень та впливів

- 4.1.1(1)Р (1) Р Дії по їхній зміні в часі підрозділяються на:  
ДСТУ-Н Б EN 1990
- **постійні G**, наприклад, власна вага конструкцій, стаціонарного обладнання або дорожніх покриттів, а також непрямі дії від усадок та нерівномірних деформацій основ;
  - **змінні Q**, наприклад, корисні навантаження на перекриття або покриття, вітрові та снігові навантаження;
  - **епізодичні A**, наприклад, вибухи або удари в конструкцію транспортних засобів тощо.
- 4.1.1(2) (2) Деякі дії, наприклад, сейсмічні або снігові навантаження, залежно від місцеположення будівлі, допускається розглядати як надзвичайні або змінні – див. ДСТУ-Н Б EN 1991.  
ДСТУ-Н Б EN 1990
- 5.1(5)Р (3) Р Навантаження від тимчасових перегородок слід розглядати як змінні.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

### 3.3 Питома вага складованих матеріалів та конструкцій

- 4.1(1) (1) Для складованих матеріалів та виробів необхідно встановлювати характеристичні значення питомої ваги, які приймають за середніми значеннями. Середні значення питомої ваги наведено в додатку А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

Для прикладу деякі значення питомої ваги матеріалів та конструкцій наведено в Таблиці 3.1.

Таблиця 3.1  
Питома вага деяких  
будівельних  
матеріалів

Витяги з Таблиць А.1  
та А.4, А.7 ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

Матеріал	Питома вага $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
Сталь	77,0 – 78,5
Бетон при густині від 800 до 1000 кг/м.куб.	9,0 – 10,0 <sup>1),2)</sup>
те ж від 1000 до 1200 кг/м.куб.	10,0 – 12,0 <sup>1),2)</sup>
— « — від 1200 до 1400 кг/м.куб.	12,0 – 14,0 <sup>1),2)</sup>
— « — від 1400 до 1600 кг/м.куб.	14,0 – 16,0 <sup>1),2)</sup>
— « — від 1600 до 1800 кг/м.куб.	16,0 – 18,0 <sup>1),2)</sup>
— « — від 1800 до 2000 кг/м.куб.	18,0 – 20,0 <sup>1),2)</sup>
Звичайний залізобетон	24,0 <sup>1),2)</sup>
Важкий залізобетон	>24,0 <sup>1),2)</sup>
Цементний розчин	19,0–23,0
Пісок	14,0 – 19,0
Звичайний щебінь (наприклад, граніт, гнейс і т. д.)	15,0 – 20,0
1) Збільшити на 1 кН/м <sup>3</sup> при звичайному армуванні залізобетону та попередньо напруженій арматурі. 2) Збільшити на 1 кН/м <sup>3</sup> для бетонної суміші, що не затужавіла.	

- 4.1(3) (2) При використанні матеріалів із суттєвою розбіжністю питомої ваги, наприклад, у ДСТУ-Н Б зв'язку з особливостями походження, виробництва або вологістю, характеристичне значення необхідно визначати відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1990.

### 3.4 Вага конструкцій та ґрунтів

- 2.1(1) (1) Власну вагу конструкцій та споруд слід враховувати як постійне нерухоме навантаження.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- 5.1(1) (2) Власна вага конструкцій та споруд у загальному випадку представляється одним характеристичним завантаженням та розраховується на підставі номінальних розмірів та характеристичних значень питомої ваги.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- 5.1(2) (3) Власна вага конструкцій та споруд включає вагу конструктивних та неконструктивних елементів, у тому числі комунікацій, стаціонарного обладнання, природних та насипних ґрунтів.  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

### 3.5 Корисні навантаження

- 6.1(1) (1) Корисні навантаження у будівлях залежать від функціонального призначення та умов їх експлуатації. Значення, наведені в даному розділі, включають:  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1
- навантаження від людей в умовах нормальної експлуатації будівлі;
  - меблі та переміщувані об'єкти (наприклад, пересувні перегородки, складовані матеріали, вміст контейнерів);

- періодичні події, наприклад, скупчення людей, перестановка меблів або складованих об'єктів, які можуть виникнути під час реорганізації та ремонту будівлі.

6.1(2) (2) Корисні навантаження у даному розділі розглядаються як рівномірно розподілені, зосереджені або їхні комбінації.  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

6.1(3) (3) Для визначення корисних навантажень перекриття та покрівлі слід розділяти на зони за категоріями залежно від їхнього функціонального призначення.  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

Грунтується на (4) Характеристичні значення вертикальних навантажень від складованих матеріалів (у т. ч. сховищ книг, документів і т. д.) слід визначати на підставі площі та висоти складування, використовуючи відповідні значення питомої ваги – див. Розділ 3.3.  
6.3.2.2(3), 6.3.2.2 (5)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

6.3.2.2(6) (5) Навантаження у виробничих зонах слід визначати відповідно до їхнього передбачуваного функціонального призначення та обладнання, яке планується встановлювати. Якщо планується установка кранів, рухомих механізмів і т. д., то навантаження слід визначати відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1991-3.  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

Навантаження від роботи виловних навантажувачів, посадок гелікоптерів, переміщення транспортних засобів та інших рухомих навантажень даною публікацією не розглядаються та визначені у ДСТУ-Н Б EN 1991.

### 3.5.1 Схеми прикладання навантажень

#### 3.5.1.1 Перекриття, балки та покриття

6.2.1(1)Р, 6.2.1(3)Р  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

Корисні навантаження на перекриття, балки та покриття приймаються в основному рівномірно розподіленими. Також додатково розглядають перевірку на дію зосередженого зусилля, яке без обґрунтування не комбінується із розподіленим навантаженням.

У більшості випадків рівномірно розподілене навантаження  $q_k$  є визначальним.

Усі навантаження повинні прикладатися із їх найбільш несприятливим розташуванням відносно конструкції. Також при проектуванні враховують різну зональність прикладання корисного навантаження по перекриттю залежно від функціонального призначення (див. п.3.5.2 нижче).

- 6.2.1(4), 6.3.1.2(10)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1 та  
НБ 2.9
- (1) До рівномірно розподілених корисних навантажень  $q_k$ , що належать до однієї категорії, для перекриттів та категорії «І» покриттів за Таблицею 3.5 (експлуатовані покриття) допускається застосовувати коефіцієнти зниження  $\alpha_1$  або  $\alpha_2$ . Дані коефіцієнти враховують малу ймовірність виникнення граничного значення навантаження по всій вантажній площі та залежать від її величини:
- для приміщень категорій А та В (при  $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$ )

$$\alpha_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} \geq 0,6;$$

- для приміщень категорій С та D (при  $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$ )

$$\alpha_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_1}} \geq 0,6,$$

де

$A$  – площа поверхні, до якої прикладається навантаження, м<sup>2</sup>;

$A_1$  та  $A_2$  – площі, які дорівнюють відповідно 9 м<sup>2</sup> та 36 м<sup>2</sup>;

- для приміщень категорії E1 коефіцієнт  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,0$ ;
- для приміщень категорії E2 коефіцієнти  $\alpha_1$  та  $\alpha_2$  визначаються в завданні на проектування, але не менше  $\alpha_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_1}}$ .

### 3.5.1.2 Колони та стіни

- 6.2.2(2), 6.3.1.2(11) (1) У разі, коли на несучі колони, пілони та стіни діють навантаження від двох або більше поверхів, змінні навантаження для категорій приміщень А-D допускається зменшувати з використанням понижувальних коефіцієнтів  $\alpha_3$  або  $\alpha_4$ , які визначаються таким чином:

- для приміщень категорій А та В

$$\alpha_3 = 0,4 + \frac{\alpha_1 - 0,4}{\sqrt{n}} ;$$

- для приміщень категорій С та D (при  $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$ )

$$\alpha_4 = 0,5 + \frac{\alpha_2 - 0,5}{\sqrt{n}},$$

де

$n$  – загальна кількість перекриттів, від яких враховується навантаження при розрахунках відповідного вертикального несучого елемента.

У необхідних випадках навантаження визначають дослідним шляхом або на підставі технічних даних відповідного функціонального призначення конструкції. У такому випадку понижувальні коефіцієнти не застосовуються.

Понижувальні коефіцієнти  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  та  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  не можуть використовуватися разом. Отже для багатопверхових будівель складаються окремі розрахункові схеми, в яких враховуються  $\alpha_1$  та/або  $\alpha_2$  – для отримання розрахункових зусиль у ригелях і балках, а також окремі розрахункові схеми, в яких враховуються  $\alpha_3$  та/або  $\alpha_4$  – для отримання розрахункових зусиль у колонах та пілонах.

### 3.5.1.3 Нерозрізні сталеві балки перекриттів

- АВ.2(1)В (1) Для нерозрізних сталевих балок без консолей, що сприймають переважно рівномірно розподілене навантаження, достатньо враховувати тільки такі сполучення навантажень:

ДСТУ-Н Б  
EN 1993 1 1

- a) розрахункове постійне навантаження  $\gamma_G G_k$  діє в усіх прольотах, а розрахункові змінні навантаження, включаючи корисне ( $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$ ) – поперемінно через проліт;  
 b) розрахункове постійне навантаження  $\gamma_G G_k$  діє в усіх прольотах, а розрахункові змінні, включаючи корисне ( $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$ ) – у будь-яких двох суміжних прольотах.

Комбінація (a) визначає максимальний пролітний згинальний момент, а комбінація (b) – максимальний згинальний момент на опорі.

### 3.5.2 Характеристичні значення корисних навантажень

- 6.3.1.2(7)Р (1) Класифікація функціональних зон житлових, громадських, торгових та адміністративних будівель та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_k$  та зосередженого навантаження  $Q_k$  вказані в Таблиці 3.2.

Значення  $q_k$  призначене для загального статичного розрахунку та визначення параметрів перерізів, а  $Q_k$  застосовується для розрахунків на зосереджені зусилля. Якщо не вказано іншого,  $Q_k$  прикладається до площі квадрата 50x50 мм у найбільш несприятливому розташуванні. Спільна дія  $q_k$  та  $Q_k$  не розглядається.

- (2) Якщо перекриття має багатоцільове призначення, то розрахунком повинна бути прийнята найбільш несприятлива категорія використання.

Таблиця 3.2  
 Категорії  
 використання  
 житлових,  
 громадських та  
 адміністративних  
 приміщень та  
 відповідні  
 значення  
 корисних  
 навантажень

Витяги із Таблиць  
 НБ2.1 та НБ2.2  
 ДСТУ-Н Б  
 EN 1991-1-1

Категорія	Вид використання	$q_k$ (кН/м <sup>2</sup> )	$Q_k$ (кН)
A1	Житлові приміщення, кухні, туалети		
	- перекриття	1.5	2.0
	- сходи	2.0	2.0
	- балкони	2.5	2.0
A2	Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, прилеглі до приміщень категорії A1	3.0	3.0
B1	Приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу, побутові приміщення промислових підприємств та цивільних будівель		
	- перекриття	2.0	2.0
	- сходи	2.5	2.5
	- балкони	2.5	2.5

Категорія	Вид використання	$q_k$ (кН/м <sup>2</sup> )	$Q_k$ , (кН)
B2	Кабінети та лабораторії, комп'ютерні зали, приміщення побутового обслуговування (перукарні, ательє і т. д.)		
	- перекриття	≥ 2.0	≥ 3.0
	- сходи	2.5	3.5
	- балкони	2.5	3.5
B3	Технічні приміщення житлових та цивільних будівель висотою менше 75 м, підвальні приміщення	≥ 2.0	≥ 3.0
B4	Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, прилеглі до приміщень категорій B1, B2 та B3	3.0	4.5
C1	Приміщення зі столами (класи, кабінети, кафе, ресторани, зали зборів, нарад, очікування, театральні, концертні, спортивні, виставкові, читальні)	3.0	4.0
C2	Зони зі стаціонарними сидіннями, наприклад, у церквах, кінозалах, конференц-залах, аудиторіях, приймальнях, залах очікування вокзалів тощо	4.0	4.0
C3	Зони вільного переміщення людей, наприклад, у музеях, виставкових залах, готелях, лікарнях і т. д.	5.0	4.0
C4	Зони активної діяльності людей, наприклад, танцювальні та фізкультурні зали, сцени	5.0	7.0
C5	Зони з можливим скупченням людей, наприклад, у будівлях, де проводяться громадські заходи, такі як концертні та спортивні зали, трибуни, тераси, перони	5.0	4.5
D1	Зони роздрібної торгівлі	4.0	4.0
D2	Торгівельні центри та універсами	5.0	7.0

- (3) Класифікація складських та виробничих зон та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_k$  та зосередженого навантаження  $Q_k$  вказані у Таблиці 3.3.

Категорія	Вид використання	$q_k$ (кН/м <sup>2</sup> )	$Q_k$ , (кН)
E1	Зони з можливим складуванням вантажів, включаючи під'їзні зони, книгосховища та архіви	7.5	7.0
E2	Промислове використання	визначаються ТЗ (див. 3.5(5))	

Таблиця 3.3  
Категорії складських та виробничих зон та відповідні значення корисних навантажень

Витяги з  
Таблиць 6.3 та 6.4

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1



- (4) Класифікація транспортних зон та зон паркування та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_k$  та зосередженого навантаження  $Q_k$  вказані в Таблиці 3.4.

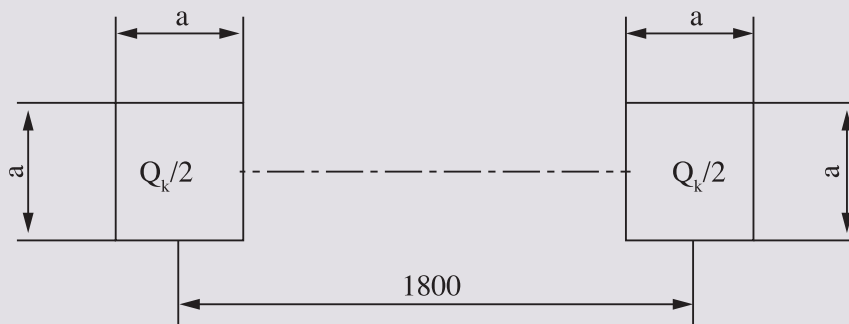
Таблиця 3.4  
Категорії транспортних зон та зон паркування та відповідні значення корисних навантажень

Категорія	Призначення	$q_k$ (кН/м <sup>2</sup> )	$Q_k$ (кН)
F	Загальна вага транспортного засобу $\leq 30$ кН	2.5	20
G	$30$ кН < Загальна вага транспортного засобу $\leq 160$ кН	5.0	90

Витяги з Таблиць 6.7 і НБ.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

Рисунок 3.1  
Параметри осьового навантаження для транспортних зон та зон паркування

Модель навантаження для транспортних зон та зон паркування складається з однієї вісі з навантаженням  $Q_k$ , розподіленим відповідно до Рис. 3.1, та рівномірно розподіленим навантаженням  $q_k$ . Значення  $q_k$  призначене для загального розрахунку каркаса будівлі, а  $Q_k$  – для локальних перевірок.



Для Категорії F –  $a = 100$  мм; для категорії G –  $a = 200$  мм.

Класифікація покриттів та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_k$  та зосередженого навантаження  $Q_k$  вказано в Таблиці 3.5.

Таблиця 3.5  
Категорії покриттів та відповідні значення корисних навантажень

Категорія	Опис	$q_k$ (кН/м <sup>2</sup> )	$Q_k$ (кН)
H	Неексплуатовані покриття, за винятком випадків проведення технічного огляду та ремонтних робіт	0.4	1.0
I	Експлуатовані покриття з використанням за категоріями A-D	За Таблицею 3.2 залежно від Категорії	
K	Експлуатовані покриття спеціального призначення, наприклад, посадкові зони для гелікоптерів	Даною публікацією не розглядаються	

Витяги з Таблиць 6.9 та 6.10 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1

Покриття, крім обшитих покрівельними листами, повинні розраховуватися на локальне навантаження 1.5 кН, прикладене до площі 50x50 мм.

У місцях прорізів, кріплення елементів підвісних стель або аналогічних конструкцій необхідно прикладати рівномірно розподілене навантаження 0.25 кН/м<sup>2</sup> та перевіряти на

локальне навантаження 0.9 кН. За наявності спеціального підвісного, навісного або розташованого зверху обладнання, навантаження від нього (в тому числі динамічні) приймаються відповідно до паспортних характеристик і режимів роботи.

Навантаження на проходи, поручні і т. д. – див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1.

### 3.5.3 Тимчасові перегородки

- (1) Якщо конструкції перекриття допускають поперечний перерозподіл навантажень, для власної ваги тимчасових перегородок можна застосовувати рівномірно розподілене навантаження ( $q_k$ ), яке слід додати до корисного навантаження згідно з Таблицею 3.2. Залежно від власної ваги тимчасових перегородок це навантаження становить:

6.3.1.2(8)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

- для тимчасових перегородок із власною вагою  $\leq 1.0$  кН на погонний метр довжини стіни:  $q_k = 0.5$  кН/м<sup>2</sup>;
- для тимчасових перегородок із власною вагою 1-2.0 кН на погонний метр довжини стіни:  $q_k = 0.8$  кН/м<sup>2</sup>;
- для тимчасових перегородок із власною вагою 2-3.0 кН на погонний метр довжини стіни:  $q_k = 1.2$  кН/м<sup>2</sup>.

У більшості випадків тимчасові легкі перегородки мають вагу  $\leq 1.0$  кН/м, а отже рекомендоване значення  $q_k = 0.5$  кН/м<sup>2</sup>.

6.3.1.2(9)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-1

- (2) Для важких тимчасових перегородок слід враховувати:
- розташування та напрямки перегородок;
  - тип перекриття.

### 3.6 Снігові навантаження

5.2(3)Р  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

- (1) Р Снігові навантаження слід визначати таким чином:
- а) для постійних/перехідних розрахункових ситуацій за формулою:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k;$$

б) для аварійних розрахункових ситуацій, у яких снігове навантаження є епізодичною дією (при надзвичайних снігопадах), окрім випадків згідно з (1) с нижче, за формулою:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad};$$

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 виключає надзвичайні снігопади на території України, тому вказаний варіант навантаження у практичних розрахунках не застосовується.

с) для аварійних розрахункових ситуацій, у яких снігові заноси є епізодичною дією (надзвичайне намітання снігу), за формулою  $s = \mu_i \cdot s_k$ ,

де

$\mu_1$  – коефіцієнт форми снігового навантаження (див. 5.3, Додаток В та Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3). Приміром, для пласкої покрівлі коефіцієнт форми  $\mu_1 = 0,8$ ;

$s_k$  – характеристичне значення снігового навантаження на рівні поверхні ґрунту (див. Національний додаток НБ.Ф ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3);

$s_{Ad}$  – розрахункове значення надзвичайних снігових навантажень на ґрунт для певної місцевості (на території України не застосовується);

$C_e$  – коефіцієнт навколишнього середовища;

$C_t$  – температурний коефіцієнт.

Характеристичні значення  $s_k$  снігових навантажень визначаються для середнього періоду повторюваності в 50 років та вказані у Додатку НБ.Г, який відповідає карті районування України за характеристичними значеннями снігового покриття та Додатку Е Національного ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

НБ.2.15  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

Для інших періодів повторюваності, які для об'єктів масового будівництва приймаються такими, що дорівнюють проектному терміну експлуатації, вводиться коефіцієнт відповідно до Додатку НБ.Г Національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3.

НБ.2.16  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

Значення коефіцієнта  $C_e$  слід приймати відповідно до Таблиці 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010. Зазвичай приймається  $C_e = 1,0$ , якщо інше не визначене для конкретних топографічних умов.

НБ.2.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею та ухилами покрівлі більше 3% при забезпеченні належного відводу теплої води слід приймати  $C_t = 0,8$ . В усіх інших випадках  $C_t = 1,0$ .

При проектуванні будівель та споруд на майданчиках вище 500 м над рівнем моря у гірській місцевості характеристичне значення снігового навантаження слід множити на коефіцієнт:

$$C_{alt} = 1,4 H + 0,3,$$

де  $H$  – висота будівельного майданчика над рівнем моря, км.

НБ.2.14  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

У районах, де можливі опади у вигляді дощу на сніговий покрив із наступним його підтаненням та повторним замерзанням, снігові навантаження приконтурних зон шириною не менше 3 м та біля жолобів слід збільшувати на 10%.

На території України Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 виключає надзвичайні снігопади (1b). Вважається, що вони не виникають та не враховуються. Отже снігові навантаження повинні враховуватися такими розрахунковими ситуаціями:

- Постійна/тимчасова розрахункова ситуація:
  - а) без урахування заносу  $\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$  (рівномірний розподіл снігу);
  - б) з урахуванням заносу  $\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$  (нерівномірний розподіл снігу).
- Аварійна розрахункова ситуація з урахуванням надзвичайного перенесення снігу  $\mu_1 \cdot s_k$  (для форм покриття за Додатком Б до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3).

### 3.7 Вітрові навантаження

5.1(1)P  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

- (1) Р Загальні вітрові навантаження на конструкції та конструктивні елементи слід визначати з урахуванням зовнішнього та внутрішнього вітрового тиску.

Розрахункові процедури для визначення вітрових навантажень представлені у Таблиці 3.6.

Таблиця 3.6  
Послідовності  
розрахунків  
для визначення  
вітрових  
навантажень

Таблиця 5.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

Параметр	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4
<b>Пікове значення швидкісного напору <math>q_p</math></b>	
Базове значення швидкості вітру $v_b$	4.2(2)P
Базова висота $z_e$	Розділ 7
Тип місцевості	Таблиця 4.1
Характеристичне пікове значення швидкісного напору $q_p$	4.5(1)
Інтенсивність турбулентності $I_v$	4.4
Середня швидкість вітру $v_m$	4.3.1
Коефіцієнт рельєфу $c_o(z)$	4.3.3
Коефіцієнт, що враховує тип місцевості $c_r(z)$	4.3.2
<b>Вітровий тиск, наприклад, для покриттів, несучих та огорожувальних конструкцій</b>	
Аеродинамічний коефіцієнт зовнішнього тиску $c_{pe}$	Розділ 7
Аеродинамічний коефіцієнт внутрішнього тиску $c_{pi}$	Розділ 7
Зовнішній вітровий тиск: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2(1)
Внутрішній вітровий тиск: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2(2)
<b>Вітрове навантаження, що діє на будівлі та інженерно-технічні споруди</b>	
Конструктивний коефіцієнт: $c_s c_d$	Розділ 6
Вітрове навантаження $F_w$ , розраховане за аеродинамічними коефіцієнтами зусиль	5.3(2)
Вітрове навантаження $F_w$ , розраховане за аеродинамічними коефіцієнтами тиску	5.3(3)

Наведена таблиця розглядає дію вітру, яка враховується найчастіше – характеристичні вітрові навантаження, які складаються з середнього значення та пульсаційної складової вітру.

Як і в національній нормативній базі, Єврокод (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4) передбачає необхідність враховувати також інші дії вітру, такі як:

- можливе резонансне вихрове збурення, яке повинно враховуватися, якщо відношення максимального розміру конструкції до мінімального у площині, нормальній до дії вітру, перевищує значення 6;
- явища аеродинамічних коливань і втрати стійкості, такі як галопування, флатер та дивергенція.

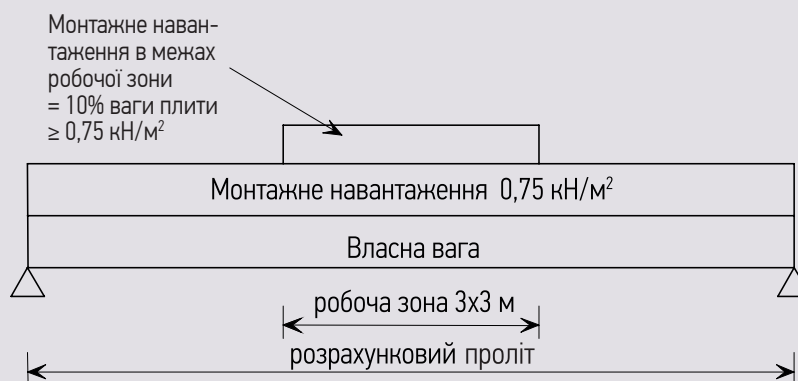
### 3.8 Навантаження на конструкції на етапі зведення

- 4.11.1(1) (1) Навантаження на конструкцію при виконанні будівельних робіт ( $Q_k$ ) можуть враховуватися або як одне окреме змінне навантаження, або як поєднання кількох типів монтажних навантажень, об'єднаних у одне змінне завантаження. Окремі та/або сумарні навантаження при виконанні будівельних робіт слід враховувати одночасно з навантаженнями, не пов'язаними з виконанням робіт.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 розглядає безліч типів навантажень на етапі будівництва.

Як приклад, одним із найпоширеніших варіантів навантажень на етапі будівництва в об'єктах із залізобетонними монолітними перекриттями по профільованому настилу є навантаження при бетонуванні. Для такого типу перекриттів рекомендується такий алгоритм визначення навантажень:

#### Навантаження для розрахунку настилу



Робоча зона являє собою ділянку прикладення корисного навантаження розміром 3x3 м. Ця зона повинна розташовуватися у найбільш несприятливому місці з точки зору напружено-деформованого стану конструкції.

Бетонна суміш при укладанні та до набору необхідної міцності повинна враховуватися як перемінне навантаження. Однак армування при цьому приймається як постійне навантаження.

Для етапу зведення рекомендуються такі комбінації навантажень:

$$1.35G_{k,1a} + 1.5Q_{k,1a} + 1.5Q_{k,1b} + 1.5Q_{k1c},$$

де  $G_{k,1a}$  – постійне навантаження (власна вага настилу та армування);

$Q_{k,1a}$  – перемінні навантаження від людей та накопичення матеріалів і т. д. у робочій зоні (в загальному випадку не менше  $0.75 \text{ кН/м}^2$ );

$Q_{k,1b}$  – перемінне навантаження від людей і т. д. по всій площі, не менше  $0.75 \text{ кН/м}^2$ ;

$Q_{k,1c}$  – перемінне навантаження від бетонної суміші по всій площі, з урахуванням можливого нерівномірного розподілу бетону.

При визначенні прогинів металевих настилів при бетонуванні повинна застосовуватися така комбінація:

$$1.0G_{k,1a} + 1.0Q_{k,1c}$$

Додаткові навантаження від нерівномірного розподілу бетону повинні враховуватися, якщо прогини перевищують 10% від товщини перекриття.

Для перевірки граничного стану за експлуатаційною придатністю на етапі зведення характеристичні та часто повторювані комбінації навантажень повинні використовуватися з  $\psi_0 = 1.0$  та  $\psi_2 = 0.2$ .

Щоб забезпечити відсутність залишкових деформацій профілю на етапі зведення, повинна бути виконана перевірка за умовою експлуатаційної придатності на комбінацію навантажень:  $G_{k,1a} + Q_{k,1a} + Q_{k,1b} + Q_{k,1c}$

#### **Навантаження для розрахунку несучих балок композитних перекриттів**

Для перевірки балок композитних перекриттів рекомендується застосовувати таку комбінацію:

$$1.35G_{k,1a} + 1.35G_{k,1b} + 1.5Q_{k,1b} + 1.5Q_{k,1c}$$

де

$G_{k,1b}$  – власна вага балки, а решта символів розтлумачені вище.

Якщо при розрахунку настилу враховувалася можливість нерівномірного розподілу бетону (в  $Q_{k,1c}$ ), вона також повинна бути включена у перевірку балки.

При визначенні прогинів балки на стадії зведення рекомендується використовувати таку комбінацію навантажень:

$$1.0G_{k,1a} + 1.0G_{k,1b} + 1.0Q_{k,1c}$$

Загалом, навантаження на етапі експлуатації повинні розглядатися з урахуванням змін розрахункової схеми елементів, як випадку конструктивної нелінійності несучої системи будівлі в цілому.

### 3.9 Епізодичні (аварійні) дії

- 3.2(3) (1) При проектуванні повинні бути вжиті заходи зі зниження ризику від епізодичних (аварійних) дій, що включають, якщо це прийнятно, одну або кілька із нижченаведених стратегій:
- а) запобігання появи дії, зниження імовірності появи та/або величини дії;
  - б) захист конструкції шляхом зменшення ефекту від епізодичної дії;
  - в) забезпечення достатньої живучості.
- 3.3(2) (2) При проектуванні повинні бути прийняті заходи щодо зменшення масштабів руйнування внаслідок локальної відмови через невизначені причини:
- а) резервування надійності та проектування ключових елементів таким чином, щоб вони могли сприймати епізодичне навантаження  $A_d$ ;
  - б) проектування конструкцій таким чином, щоб у разі локальної відмови загальна міцність та стійкість конструкції або більшої її частини була забезпечена;
  - в) застосування правил розрахунку та конструювання, що забезпечують прийнятну живучість конструкції.
- Таблиця А.1 (3) Навантаження при надзвичайних заносах снігу, визначені у Додатку В ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3, повинні розглядатися як епізодичні (аварійні) з відповідними комбінаціями.

У документі ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 вказується відмінність між встановленими та невстановленими, невизначеними епізодичними (аварійними) діями.

До встановлених епізодичних дій належать, наприклад, вибухи або удари. Такі дії можна аналізувати за допомогою класичної будівельної механіки.

Для невстановлених причин необхідно забезпечити достатню живучість конструкції, що досягається:

- а) встановленням ефективних **горизонтальних в'язей**;
- б) встановленням ефективних **вертикальних в'язей**;
- в) перевіркою того, що конструкція будівлі збереже загальну стійкість, та що ступінь локального пошкодження не перевищить певних меж при умовному видаленні кожної опорної колони або іншого важливого несучого елемента.

Якщо умовне видалення колон або інших елементів викликає перевищення встановлених меж пошкодження, то такі елементи слід розраховувати як **ключові елементи**;

- д) для найбільш відповідальних будівель виконується системний аналіз факторів небезпеки та управління ризиками.

Вимоги до проектування з урахуванням наслідків локальної відмови конструкції будівлі внаслідок невизначених причин наведені у Додатку А до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 та належать від класів наслідків: СС1, СС2 або СС3.

Для будівель і споруд класу наслідків СС1, якщо будівля була запроектована і сконструйована для умов нормальної експлуатації та діючих норм, урахування відмов внаслідок невизначених причин не вимагається. Для будівель і споруд класу наслідків СС2 вимагається постановка ефективних горизонтальних та вертикальних в'язей, анкерування

перекрыттів, перевірка на живучість (виключення елементів) і, за необхідності – розрахунок ключових елементів. Для будівель і споруд класу наслідків ССЗ виконується системна оцінка ризиків з урахуванням прогнозованих та непрогнозованих загроз відповідно до Додатку В до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7.

### 3.9.1 Живучість конструкцій

Конструктивна схема будівлі або її окремі вузли та елементи повинні бути запроєктовані таким чином, щоб була забезпечена достатня живучість каркаса. Під живучістю мають на увазі здатність конструкції у разі виникнення особливого впливу, який викликає відмову, зберегти задані функції без виникнення прогресуючого руйнування. Прогресуючими є руйнування, які непропорційні причинам, що їх викликали.

#### 3.9.1.1 Вимоги до вертикальних в'язей

A.6(1) (1) Кожна колона та стіна повинна бути розкріплена по висоті від основи до рівня при-  
ДСТУ-Н Б микання несучих конструкцій покриття у необхідних площинах з метою забезпе-  
EN 1991-1-7 чення стійкості, живучості та виконання інших конструктивних вимог.

A.6(2) (2) У рамних конструкціях колони та стіни, що сприймають вертикальні навантаження,  
ДСТУ-Н Б повинні витримувати аварійне зусилля на розтяг, яке дорівнює найбільшій реакції від  
EN 1991-1-7 розрахункових вертикальних постійних та перемінних навантажень, прикладених до колони будь-якого поверху. Передбачається, що таке епізодичне зусилля розтягу не діє одночасно з проектними постійними та перемінними діями на конструкцію.

#### 3.9.1.2 Горизонтальні в'язі

A.5.1(1) (1) По периметру кожного міжповерхового перекрыття та в рівні покриття слід перед-  
ДСТУ-Н Б бачати горизонтальні в'язі у площині несучих елементів у двох перпендикулярних  
EN 1991-1-7 напрямках, для того щоб надійно розкріпити колони та стіни з іншими конструкціями будівлі. В'язі не повинні мати розривів, розташовуватися, по можливості, ближче до країв перекрыттів та центруватися на осях основних елементів. Як мінімум 30% в'язей повинно розміщуватися в безпосередній близькості до осьових ліній колон та стін.

Горизонтальними в'язями можуть вважатися сталеві прокатні та зварні елементи, а при достатньо надійному, неперервному приєднанні до конструкцій і достатній жорсткості – профільовані сталеві, залізобетонні та сталезалізобетонні настили.

A.5.1(3) (2) Кожна горизонтальна в'язь повинна витримувати такі зусилля розтягу:

ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-7  
Внутрішні в'язі  $T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) sL$  або 75 кН, залежно від того, що більше з двох;

В'язі по периметру  $T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) sL$  або 75 кН, залежно від того, що більше з двох,

де



$s$  – крок в'язей;

$L$  – довжина в'язі;

$g_k$  – характеристичне значення власної ваги на одиницю площі;

$q_k$  – характеристичне значення розподіленого навантаження на одиницю площі;

$\psi$  – коефіцієнт сполучення навантажень для відповідної аварійної розрахункової ситуації ( $\psi_1$  або  $\psi_2$ ).

### 3.9.1.3 Ключові елементи

А.8(1) (1) Ключові елементи повинні розраховуватися на розрахункове епізодичне (аварійне) навантаження ( $A_d$ ), що має значення  $34 \text{ кН/м}^2$ , і прикладене у горизонтальному та вертикальному напрямках до самого елемента та будь-якої приєднаної деталі (по черзі в кожному напрямку). Таке аварійне навантаження розраховується відповідно до виразу 2.3.3.3(1) та може прийматися як розподіленим, так і рівнодіючим зосередженим.

А.8(1) (2) При розрахунку ключових елементів необхідно розглядати також міцність елементів та вузлів, що примикають до них.

## 4 МАТЕРІАЛИ

### 4.1 Будівельні сталі

#### 4.1.1 Сфери застосування

- 3.1(2) (1) Дана публікація та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 охоплюють питання проектування металокопункцій зі сталей звичайної, підвищеної та високої міцності класів до S460 включно, які відповідають ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10219.

#### 4.1.2 Властивості гарячекатаної сталі

##### 4.1.2.1 Номінальні значення

- 3.1(1), 3.2.1(1) та Таблиця 3.1 (1) У Таблиці 4.1 наведено номінальні значення границі текучості ( $f_y$ ) та границі міцності ( $f_u$ ), які приймаються як характеристичні значення.

Стандарт та клас сталі	Номінальна товщина елемента $t$ , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>
<b>ДСТУ EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>ДСТУ EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>ДСТУ EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>ДСТУ EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>ДСТУ EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Стандарт та клас сталі	Номінальна товщина елемента $t$ , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_u$ , Н/мм <sup>2</sup>
<b>ДСТУ EN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>ДСТУ EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Для проведення аналогій із національною нормативною базою у Таблиці 4.2 наведено інформацію щодо відповідності класів сталей у різних нормативних документах. Дана таблиця наведена виключно з метою проведення аналогій та не є підставою для використання при проектуванні за Єврокодами параметрів матеріалів, узятих із національних документів (наприклад, ДБН В.2.6-198:2014). При реальному проектуванні відповідність сталей та їхні характеристики мають бути гарантовані сертифікатами якості та випробуваннями.

Таблиця 4.2  
Таблиця умовної  
відповідності  
класів та марок  
сталей

Клас сталі	Клас або марка сталі, товщина прокату, мм	ГОСТ, ДСТУ, нормативний документ
C235	C235	ГОСТ 27772
	Ст3кп2	ДСТУ 2651/ГОСТ 380 ДСТУ 4484/ГОСТ 535 ГОСТ 14637
	S235JR, S235J0, S235J2	ДСТУ EN 10025-2:2007
C275	C275	ГОСТ 27772
	S275JR, S275J0, S275J2	ДСТУ EN 10025-2
	S275N, S275NL	ДСТУ EN 10025-3
	S275M, S275ML	ДСТУ EN 10025-4

Клас сталі	Клас або марка сталі, товщина прокату, мм	ГОСТ, ДСТУ, нормативний документ
С355	09Г2СЮч	ТУ 14-1-5065-2006
	06ГБ-355, 06ГБД-355	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
	S355J2, S355K2	ДСТУ EN 10025-2
	S355N, S355NL	ДСТУ EN 10025-3
	S355M, S355ML	ДСТУ EN 10025-4
С420	09Г2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	S420N, S420NL	ДСТУ EN 10025-3
	S420M, S420ML	ДСТУ EN 10025-4
С440	С440	ГОСТ 27772
	09Г2СЮч-У 09ХГ2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	06Г2Б, 06Г2БД-440	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
	S460M, S460ML	ДСТУ EN 10025-4
С460	06Г2Б	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
	09ХГ2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	S460N, S460NL	ДСТУ EN 10025-3
	S460M, S460ML	ДСТУ EN 10025-4

#### 4.1.2.2 Пластичність

- 3.2.2(1), 3.2.2(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
- (1) Для сталей мінімально необхідна пластичність визначається граничними значеннями відношення  $f_u / f_y$ , відносного видовження при руйнуванні, та критичної деформації, яка відповідає границі міцності. Класи сталі, вказані в Таблиці 4.1, допускаються вважати такими, що задовольняють цим вимогам.

#### 4.1.2.3 Крихке руйнування

- 3.2.3(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
- (1) Матеріал повинен мати достатню ударну в'язкість, щоб виключити крихке руйнування розтягнутих елементів при найнижчій температурі експлуатації в межах проектного терміну служби конструкції.



$\Delta T_{\varepsilon}$  – поправка на швидкість деформації, відмінну від початкової швидкості деформації  $\varepsilon_0$ , див. примітки до Таблиці 4.3;

$\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$  – поправка на ступінь холодної формовки  $\varepsilon_{cf}$ , див. примітки до Таблиці 4.3;

- НБ.2.5 (4) Найнижча температура експлуатації визначається так:  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
- найнижча добова температура за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»;
  - технологічна температура (за необхідності) за завданням на проектування.

Для території України характерні досить м'які континентальні умови клімату, які фактично виключають можливість природного зниження температури менше ніж мінус 30 градусів Цельсія. Також обмежене застосування товстостішового прокату, як правило, товщиною до 40 мм.

- 2.2(4) iii (5) Максимальне розрахункове напруження  $\sigma_{Ed}$  є номінальним напруженням у місці виникнення потенційного руйнування. Напруження  $\sigma_{Ed}$  повинно бути розраховане як для граничного стану за експлуатаційною придатністю.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

#### Етапи визначення гранично допустимої товщини сталі:

- Із статичного розрахунку визначають максимальне розрахункове напруження  $\frac{\sigma_{Ed}}{f_y(t)}$  та товщину елемента, де  $f_y(t)$  вибирається відповідно до Таблиці 4.1 залежно від класу сталі та її товщини.
- Визначають розрахункову температуру  $T_{Ed}$ .
- Визначають відповідний стовпчик Таблиці 4.3 за значеннями  $T_{Ed}$  та  $\frac{\sigma_{Ed}}{f_y(t)}$ .
- Вибирають найнижчий підклас енергії ударної в'язкості за Шарпі, для якого максимальна товщина у вибраному стовпчику дорівнює або більша за товщину розглянутого елемента.

#### 4.1.2.4 Властивості сталей у напрямку товщини прокату

- 3.2.4 (1) Якщо згідно з ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 необхідно використовувати сталь із поліпшеними властивостями у напрямку товщини прокату, то приймається сталь, яка відповідає необхідним значенням відповідно до Таблиці 4.4 (ДСТУ EN 10164).  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Особливу увагу слід приділяти стикам балок та колон, а також фланцевим з'єднанням, оскільки в них найчастіше можуть виникати зусилля поперек прокату, які призводять до розшарування металу.

Таблиця 4.4  
Вибір класу  
якості відповідно  
до ДСТУ EN 10164

Таблиця 3.2  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Необхідне значення $Z_{Ed}$	Відповідний клас $Z_{Rd}$ , за ДСТУ EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	–
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

(2) Необхідне розрахункове значення  $Z_{ed}$  визначається за формулою:

3.2 (2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e,$$

$Z_a, Z_b, Z_c, Z_d$  і  $Z_e$  приймають згідно з Таблицею 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 залежно від конфігурації вузла та умов зварювання.

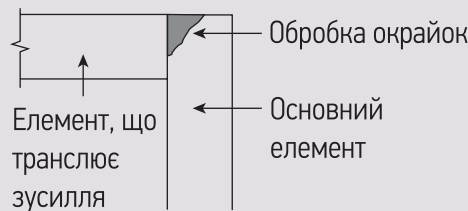
Місця, вказані нижче, потребують особливої уваги у зв'язку з ризиком розшарування сталі:

- Таврові зварні з'єднання з  $t_z > 35$  mm;
- Хрестові зварні з'єднання з  $t_z > 25$  mm;
- Кутові зварні з'єднання із застосуванням матеріалів, не регламентованих по товщині прокату з  $t_z > 20$  mm,

де  $t_z$  – це товщина елемента, що транслює зусилля, і наплавлений матеріал якого утворює стиковий шов або шов із проваром. Також це може бути висота найбільшого за висотою кутового шва (менше з двох).

У таврових та хрестових з'єднаннях елемент, який транслює зусилля, приварюють до того, в якому існує ризик розшарування, за допомогою кутових або стикових зварних швів (у такому випадку для першого елемента обробляють крайки). У кутових з'єднаннях елемент, який транслює зусилля, приварюється до поверхні основного елемента, в якому є ризик розшарування. Інший варіант, коли основний елемент уже має оброблений крайок, як це показано на Рис. 4.1.

Рисунок 4.1  
Обробка крайок  
у кутовому  
з'єднанні



Для ділянок із підвищеним ризиком розшарування також рекомендується виконувати такі конструктивні заходи:

- Не завищувати висоту зварного шва. У національній традиції катет шва не повинен перевищувати товщину найтоншого зі зварюваних елементів більше ніж на 20%
- Зменшувати об'єм зварювання до мінімального. У важких таврових та хрестових з'єднаннях замість стикового з'єднання з повним проваром та великих кутових швів надійнішим може бути використання двохстороннього стикового з'єднання з частковим проваром та виведенням підсилених кутових швів на додаткові планки. При цьому слід переконатися, що розрахунковим не є втомне руйнування по металу шва.

#### 4.1.2.5 Геометричні допуски

3.2.5(1) (1) Допуски по масі та розмірах прокатних профілів, профілів замкнутого перерізу та листового прокату повинні відповідати стандартам на продукцію.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

3.2.5(2) (2) Для зварних профілів допуски встановлюються відповідно до ДСТУ Б EN 1090.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

3.2.5(3) (3) Для розрахунку та конструювання повинні застосовуватися номінальні значення геометричних розмірів.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

#### 4.1.2.6 Розрахункові значення фізичних характеристик матеріалів

- 3.2.6(1) (1) Для конструкційних сталей у рамках Єврокоду 3 та даного документа використовуються такі значення фізичних характеристик матеріалів:  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Модуль пружності  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ ;

Модуль зсуву  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ Н/мм}^2$ ;

де коефіцієнт Пуассона у пружній стадії  $\nu = 0.3$ .

## 4.2 З'єднувальні елементи

### 4.2.1 Болти, гайки та шайби

- Засновано на 3.1.1(1) та стандартах Групи 4, 1.2.4  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- (1) Усі болти, гайки та шайби повинні відповідати таким стандартам:

**а) Болти без попереднього натягу:**

ДСТУ ISO 4014-2001 «Болти із шестигранною голівкою класів точності А та В»;  
ДСТУ ISO 4017:2001 «Гвинти із шестигранною голівкою класів точності А та В»;  
ДСТУ ISO 4032-2002 «Шестигранні гайки, тип 1. Вироби класів А та В»;  
ДСТУ ISO 4033-2002 «Шестигранні гайки, тип 2. Вироби класів точності А та В»;  
EN ISO 7089 «Плоскі шайби. Номінальна серія. Вироби класу А»;  
EN ISO 7090 «Плоскі шайби. Нормальна серія. Вироби класу А»;

**б) Болти із попереднім натягом:**

EN 14399-1 «Високоміцні конструкційні болтові з'єднання із попереднім натягом. Частина 1: Загальні вимоги»;  
EN 14399-2 «-/-/. Частина 2: Випробування придатності до попереднього натягу»;  
EN 14399-3 «-/-/. Частина 3: Система HR. Шестигранні комплекти болтів та гайок»;  
EN 14399-4 «-/-/. Частина 4: Система HV. Шестигранні комплекти болтів та гайок»;  
EN 14399-5 «-/-/. Частина 5: Плоскі шайби для системи HR»;  
EN 14399-6 «-/-/. Частина 6: Плоскі шайби із фаскою для систем HR та HV».

Слід зазначити, що частину названих вище документів на момент видання даної публікації ще не імплементовано на території України. Тому рекомендується обґрунтовувати застосування тих чи інших з'єднувальних елементів. Відповідно до ДБН А.1.1-94:2010 (п.6.6), у випадках, коли стандарти на матеріали, вироби та методи випробувань, на які є посилання у Єврокодах, ще не імплементовані, при достатньому обґрунтуванні замість них можуть використовуватися відповідні національні стандарти України. Крім цього, ДСТУ-Н Б EN 1990 та ДСТУ-Н Б EN 1993 регламентують можливість проектування на підставі випробувань, що може бути застосовано і до з'єднувальних елементів.

- (2) Правила, наведені у цій публікації, стосуються болтів, класи яких вказано в Таблиці 4.5.

- 3.1.1(3) (3) Номінальні значення границі текучості  $f_{yb}$  та границі міцності  $f_{ub}$  наведено в Таблиці 4.5. Ці значення повинні прийматися у розрахунку як характеристичні.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8



Таблиця 4.5  
 Номінальні  
 значення границі  
 текучості  $f_{yb}$  та  
 границі міцності  
 $f_{ub}$  болтів на  
 розтяг

Клас міцності болта	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ , Н/мм <sup>2</sup>	400	400	500	500	600	800	1000

Таблиця 3.1  
 ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

3.1.2(1)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

- (4) Як попередньо напружені болти можуть використовуватися тільки болти класів міцності 8.8 та 10.9 або вище, які відповідають вимогам стандартів, вказаних у (1), та з контролем натягу за ДСТУ Б EN 1090-2.

## 4.2.2 Зварювальні матеріали

4.2(1)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

- (1) Усі зварювальні матеріали та процеси повинні відповідати ДСТУ Б EN 1090-2 та таким стандартам:  
 EN 12345:1998 «Зварювання. Багатомовні визначення зварних швів з ілюстраціями»;  
 EN ISO 14555:1998 «Зварювання. Дугове зварювання болтів Нельсона»;  
 EN ISO 13918:1998 «Зварювання. Болти Нельсона для дугового зварювання»;  
 EN 288-3:1992 «Технічні умови та контроль процесів зварювання металів.  
 Частина 3: Контроль процесів дугового зварювання сталей»;  
 EN ISO 5817:2003 «Дугове зварювання сталей. Визначення дефектів та рівнів якості».

4.2(2)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

- (2) Значення границі текучості, границі міцності, відносного видовження при розриві та мінімальної енергії ударної в'язкості за Шарпі металу шва повинні дорівнювати або перевищувати значення для матеріалів елементів, які зварюються.

У загальному випадку безпечним є використання електродів, які забезпечують характеристики наплавленого металу вище, ніж у сталі елементів, які зварюються.

## 4.3 Інші конструктивні елементи заводського виготовлення

3.4(1)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (1) Будь-які деталі, елементи та компоненти, що використовуються в несучих конструкціях, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів на продукцію ДСТУ, EN, ETAG або ETA.

## 5 ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ

### 5.1 Моделювання конструкцій

- 5.1.1(2) (1) Розрахункова схема та основні допущення при розрахунках повинні відображати роботу конструкції у відповідному граничному стані, а також передбачувану поведінку поперечних перерізів, елементів, вузлів та опор із необхідною точністю.

У загальному випадку розрахункові схеми можуть враховувати жорсткість основи, жорсткість вузлів та допускати можливі допустимі початкові недосконалості конструкції (див. Розділ 5.3). На практиці тривіальні недосконалості окремих елементів не вводяться, оскільки вони, як правило, вже враховані у формулах розрахунку несучої здатності згідно з Розділом 6.

Зазвичай для спрощення розрахунків вузли приймаються із шарнірною або жорсткою схемою, а потім конструктивно забезпечується максимальна відповідність реальної роботи розрахунковим припущенням.

### 5.2 Урахування геометричної нелінійності конструкції

- 5.2.1(1) (1) Внутрішні зусилля та моменти у загальному випадку можуть розраховуватися:
- за теорією першого порядку, використовуючи початкову геометрію конструкції;
  - за теорією другого порядку з урахуванням деформованої схеми.

- 5.2.1(2) (2) Ефекти від геометричної нелінійності (ефекти другого порядку) слід враховувати, якщо вони значно збільшують внутрішні зусилля або впливають на характер роботи конструкції.

- 5.2.1(3) і (3) Розрахунок за теорією першого порядку (із початковою геометрією) може використовуватися для конструкції, якщо можливо знехтувати збільшенням внутрішніх зусиль або будь-якою іншою зміною роботи конструкцій внаслідок деформацій. Ця умова вважається виконаною, якщо для стиснутих елементів дотримується такий критерій:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ для розрахунку у пружній стадії,}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ для розрахунку із урахуванням пластичних деформацій,}$$

де

$\alpha_{cr}$  – коефіцієнт стійкості, який визначає, у скільки разів необхідно збільшити прикладене навантаження для втрати стійкості в пружній стадії;

$F_{Ed}$  – прикладене розрахункове навантаження;

$F_{cr}$  – критичне навантаження втрати стійкості у пружній стадії, що визначається з використанням початкових жорсткостей.

5.2.1(4)В  
та Формула (5.2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

(4) Рамні каркаси будівель із невеликими ухілами покрівлі та балочно-стійкові типи плоских рам можуть бути перевірені розрахунком за теорією першого порядку на перекус, якщо нерівності, зазначені у п. (3), виконуються для кожного поверху. За умови, що осьовий стиск у балках незначний, у цих конструкціях  $\alpha_{cr}$  можна обчислити за такою наближеною формулою:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right),$$

де

$H_{Ed}$  – розрахункове значення горизонтальної реакції в основі поверху від прикладання горизонтальних навантажень, що діють у каркасі (наприклад, від вітру), а також еквівалентних горизонтальних навантажень, що замінюють початкові недосконалості, які призводять до перекосу (див. 5.3.2);

$V_{Ed}$  – загальне розрахункове вертикальне навантаження на конструкцію в основі поверху;

$\delta_{H,Ed}$  – горизонтальний зсув конструкцій кожного поверху у його верхній точці відносно нижньої точки під дією горизонтальних навантажень;

$h$  – висота поверху.

Формула 5.2 часто не підходить для рам одноповерхових будівель через те, що у їхніх ригелях виникають достатньо великі зусилля розпору. У такому випадку наближений розрахунок не застосовується. Достатньо великим зусилля вважається, якщо:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}},$$

що можна перетворити у приблизний вираз  $N_{Ed} > 0,09 \cdot N_{cr}$ , де  $N_{cr}$  – критичне зусилля у ригелі при центральному стиску за формулою Ейлера.

Для одноповерхових рам із  $\alpha_{cr} \geq 3,0$  ефект від геометричної нелінійності допускається враховувати збільшенням горизонтальних навантажень  $H_{Ed}$  (наприклад, вітрових) та еквівалентних навантажень  $V_{Ed}\varphi$ , які враховують початкові недосконалості коефіцієнтом:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}.$$

Такий же метод застосовується і до багатопверхових рам із однаковим розподілом зусиль та жорсткостей елементів по поверхах. Використання цього правила часто дозволяє не вводити геометричну нелінійність у розрахункову схему, а задати її еквівалентним збільшенням навантажень.

Для одноповерхових рам при  $\alpha_{cr} < 3,0$  геометрична нелінійність повинна бути врахована розрахунковим способом.

## 5.3 Урахування початкових недосконалостей

### 5.3.1 Загальні положення

- 5.3.1(1) (1) При розрахунку конструкцій необхідно вводити відповідні поправки для врахування впливу початкових недосконалостей, включно із залишковими напруженнями та геометричними недосконалостями, такими як відхилення від вертикалі, від прямолінійності, від плоскопаралельності, відсутність підгонки, ексцентриситети у з'єднаннях конструкцій тощо.
- 5.3.1(3) (2) Розрахунком повинні враховуватися такі недосконалості:
- глобальні недосконалості рам та в'язевих систем;
  - локальні недосконалості окремих елементів.

**Глобальні недосконалості враховуються у розрахунковій схемі одним із таких способів:**

- моделювання перекосу каркаса зміною геометрії у розрахунковій схемі;
  - прикладання еквівалентних горизонтальних навантажень.
- Для практичного використання рекомендується другий підхід.

5.3.4(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

**Локальні недосконалості окремих елементів можуть:**

- враховуватися моделлю;
  - автоматично враховуватися при перевірках елементів згідно з Розділом 6.
- На практиці зазвичай використовується другий підхід, тому в даній публікації детальна інформація щодо моделювання локальних недосконалостей не наводиться.

### 5.3.2 Недосконалості при статичному розрахунку рам

- 5.3.2(1) (1) Передбачувану форму глобальних та локальних недосконалостей можна отримати, виходячи з форми втрати стійкості конструкції у пружній стадії.
- 5.3.2(2) (2) Слід враховувати симетричні та асиметричні форми втрати стійкості, включаючи крутильні, у площині та із площини, найбільш несприятливі за напрямком та формою.
- 5.3.2(3) (3) При розрахунку рам, чутливих до втрати стійкості, супроводжуваної перекосом, можна враховувати ефект від недосконалостей за допомогою розрахунку каркаса із еквівалентним початковим перекосом. Початкові недосконалості при цьому (див. Рис. 5.1) можуть бути визначені як:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

де

$$\phi_0 = 1/200;$$

$\alpha_h$  – понижуючий коефіцієнт для висоти  $h$ , застосований до колон:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ але } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10;$$

$h$  – висота конструкції у метрах;

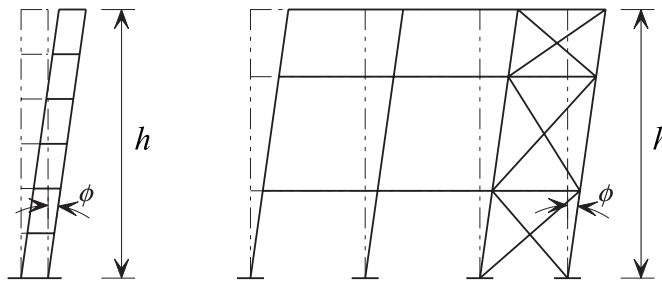
$\alpha_m$  – понижуючий коефіцієнт, що враховує кількість колон у ряду

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$m$  – кількість колон у ряду, включаючи тільки ті колони, які несуть вертикальне навантаження не менше 50% від середнього значення навантаження у розглянутій вертикальній площині.

Нормативний документ ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Розділ 5.2(6) доповнює визначення  $m$  як «кількість вертикальних елементів, що передають горизонтальні навантаження на в'язеву систему», тобто кількість колон, які беруть участь у загальній роботі системи вертикальних в'язей. У загальному випадку в каркасах будівель в'язі не розташовуються у кожному ряду. Наприклад, для поперечника каркаса будівлі, показаного на рис.5.1., число  $m = 4$ .

Рисунок 5.1  
Еквівалентні  
недосконалості  
початкового  
перекосу



- 5.3.2(4)В (4) Для каркасів будівель недосконалостями перекосу можна знехтувати при виконанні нерівності

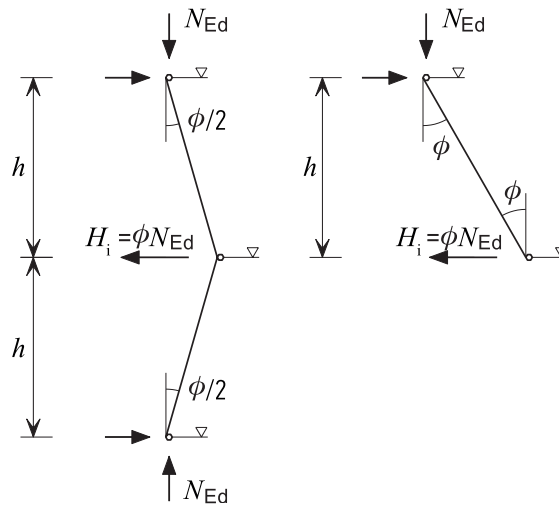
$$H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$$

Виконання вказаної умови можливе тільки при відносно високому горизонтальному навантаженні (як правило, вітровому). У сполученнях навантажень тільки гравітаційного типу,  $H_{Ed}$  формують еквівалентні горизонтальні сили, які знаходяться у межах  $0.05V_{Ed}$ , тому нерівність не виконується.

У комбінації з вітровими навантаженнями ймовірно, що  $H_{Ed} > 0.15V_{Ed}$ , і недосконалості можна не враховувати.

- 5.3.2(5)В (5) Вплив глобальних недосконалостей перекосу може замінюватися еквівалентними горизонтальними зусиллями, прикладеними у рівні дисків перекриттів, відповідно до форми відхилень, яка вказана на Рис. 5.2, де  $\phi$  — недосконалість перекосу, отримана із (3) при висоті одного поверху  $h$  – див. (3).

Рисунок 5.2  
Конфігурація поперечного відхилення  $\phi$  для визначення еквівалентних горизонтальних сил у рівні диска перекриття



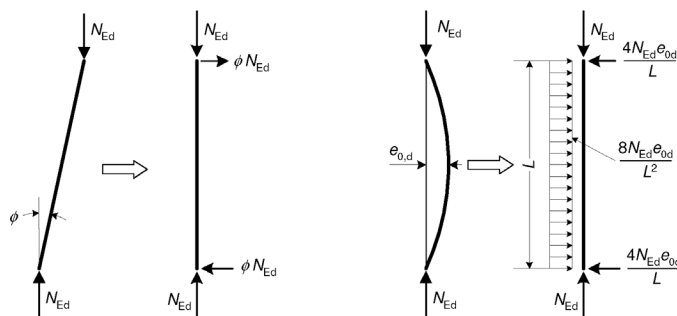
З'єднання колони із диском перекриття повинно бути розраховане на зусилля, вказане на Рис. 5.2, яке становить не більше  $0.05 N_{Ed}$  (може бути нижче в залежності від коефіцієнтів  $\alpha_h$  та  $\alpha_m$ ).

- 5.3.2(6) (6) За умови виконання статичного розрахунку з подальшими перевірками елемента ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 згідно з Розділом 6.3, локальними недосконаlostями згину можна знехтувати.

Однак локальні прогини повинні моделюватися для дуже стиснутих елементів, елементів невеликого перерізу або із закріпленням від повороту хоча б на одному з кінців – див. Розділ 5.3.2 (6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. У загальному випадку місцеві прогини перевіряються при розрахунку елементів.

- 5.3.2(7) (7) На Рис. 5.3 показано, як локальні недосконаlostі можна замінити системами еквівалентних горизонтальних навантажень.

Рисунок 5.3.  
Заміна початкових локальних недосконаlostей еквівалентними горизонтальними навантаженнями



- 5.3.2(8) (8) Початкові недосконаlostі слід розглядати в усіх горизонтальних напрямках, але одночасно враховувати тільки один із них.

- 5.3.2(9) В (9) У багатоповерхових балочно-стійкових каркасах будівель еквівалентні сили слід прикладати на рівні кожного поверху та у рівні покриття.

- 5.3.2(10) (10) Також підлягають розгляду можливі ефекти закручування конструкції, викликані асиметричними поперечними відхиленнями двох протилежних граней.

### 5.3.3 Недосконалості при розрахунку систем в'язей

- 5.3.3(1) (1) При розрахунку систем в'язей, які забезпечують поперечну стійкість балок або стиснутих елементів, вплив недосконалостей може враховуватися за допомогою еквівалентного геометричного відхилення розкріплених елементів у формі початкового вигину:

$$e_0 = \alpha_m L/500,$$

де

$L$  – проліт в'язевого блоку;

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}, \text{ де } m \text{ – це кількість розкріплених в'язями елементів у блоці}$$

(див. вище).

- 5.3.3(2) (2) Для зручності початкові погини елементів, розкріплених системою в'язей, можуть бути замінені еквівалентним стабілізуючим навантаженням (див. Рис. 5.4):

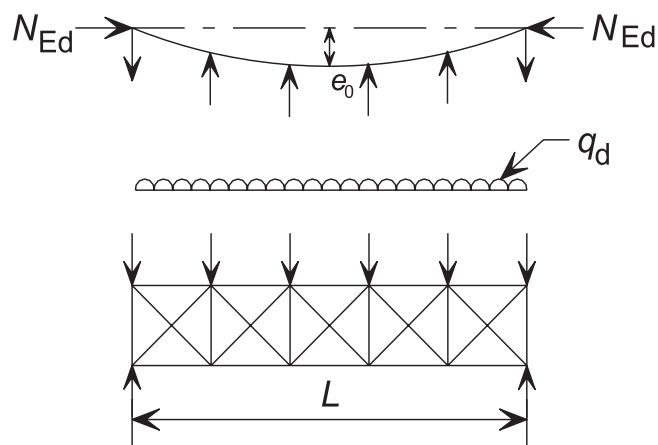
$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2},$$

де

$\delta_q$  – переміщення у площині системи в'язей від спільної дії  $q$  та зовнішніх навантажень, отримане при розрахунку за теорією першого порядку.

У практиці проектування рекомендується використовувати розрахунок із використанням еквівалентного стабілізуючого навантаження. Переміщення у площині системи в'язей  $\delta_q$  може бути прийняте таким, що дорівнює 0, у разі, якщо враховується геометрична нелінійність. Для розкріплених в'язями стиснутих поясів балок постійного перерізу  $N_{Ed} = M_{Ed} / h$ .

Рисунок 5.4  
Еквівалентне стабілізуюче навантаження



5.3.3(4) (3) Елементи в'язей та їх кріплення до балок або стиснутих елементів повинні бути перевірені на дію локальної сили, що дорівнює  $\alpha_m N_{Ed} / 100$ , яка прикладається до вузлів кожного з елементів, які стикуються, та на здатність передати цю силу на опори.

5.3.3(5) (4) Для перевірки на дію локального зусилля за вищевказаною вимогою повинні також враховуватися інші зовнішні навантаження. При цьому зусиллями від недосконалостей згідно (1) можна знехтувати.

Вищевикладені Пункти 5.3.3(3) та (4) стосуються в'язей, найближчих до монтажних стиків при їхньому розташуванні посередині шарнірних однопролітних балок або ферм. Бічне навантаження  $\alpha_m N_{Ed} / 100$  повинне сприйматися в'язевими елементами зверху та знизу стику, додатково до зовнішніх навантажень. У загальному випадку кожна в'язева система сприйматиме загальне фіктивне навантаження від кількох колон.

## 5.4 Методи розрахунку

### 5.4.1 Загальні положення

5.4.1(1) (1) Внутрішні зусилля та моменти можуть визначатися:

- статичним розрахунком у пружній стадії;
- статичним розрахунком у пластичній стадії.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 дозволяє використовувати розрахунок або в пружній, або в пластичній стадії. У даній публікації висвітлено розрахунок тільки у пружній стадії. Пояснення щодо застосування розрахунку у пластичній стадії наведено в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, Розділ 5.4.3.

### 5.4.2 Пружний статичний розрахунок

5.4.2(1) (1) Пружний статичний розрахунок використовується у припущенні, що, незалежно від рівня напружень, робота матеріалу залишається лінійною.

5.4.1(2) (2) Статичний розрахунок у пружній стадії може використовуватися в усіх випадках.

5.4.2(2) (3) Внутрішні зусилля у конструкціях можуть бути визначені при пружному статичному розрахунку, навіть якщо несуча здатність поперечного перерізу визначається з урахуванням роботи у пластичній стадії.

## 5.5 Класифікація поперечних перерізів

При розрахунку поперечний переріз кожного елемента каркасу повинен бути класифікований залежно від своїх геометричних параметрів та фізико-механічних характеристик матеріалів. Мета класифікації полягає у визначенні меж, при досягненні яких несуча здатність поперечного перерізу обмежується втратою місцевої стійкості.



5.5.2(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (1) Розрізняють 4 класи поперечних перерізів:
- **Клас 1** – поперечні перерізи, в яких може утворюватися повний пластичний шарнір з несучою здатністю, необхідною для пластичного розрахунку без зниження від втрати місцевої стійкості.
  - **Клас 2** – поперечні перерізи, в яких можуть утворюватися часткові пластичні деформації, але в яких несуча здатність обмежена внаслідок місцевої втрати стійкості.
  - **Клас 3** – поперечні перерізи, які працюють у пружній області, а напруження досягають межі текучості тільки у крайніх волокнах. Пластичні деформації у перерізах 3 класу не розвиваються внаслідок втрати місцевої стійкості.
  - **Клас 4** – поперечні перерізи, в яких втрата місцевої стійкості настає до досягнення границі текучості в одній або кількох частинах перерізу.

5.5.2(4)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Класифікація поперечних перерізів залежить від співвідношення ширини до товщини окремих характерних частин перерізу, в яких діють напруження стиску. Різні стиснуті ділянки поперечного перерізу, наприклад, стінка або полиця, можуть бути віднесені до різних класів.

5.5.2(6)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (2) Стиснуті зони включають усі частини поперечного перерізу, які повністю або частково стиснуті під дією кожного конкретного сполучення навантажень.

5.5.2(8)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (3) Поперечний переріз класифікується за найвищим (найменш сприятливим) класом його **стиснутих частин**.

5.5.2(8)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

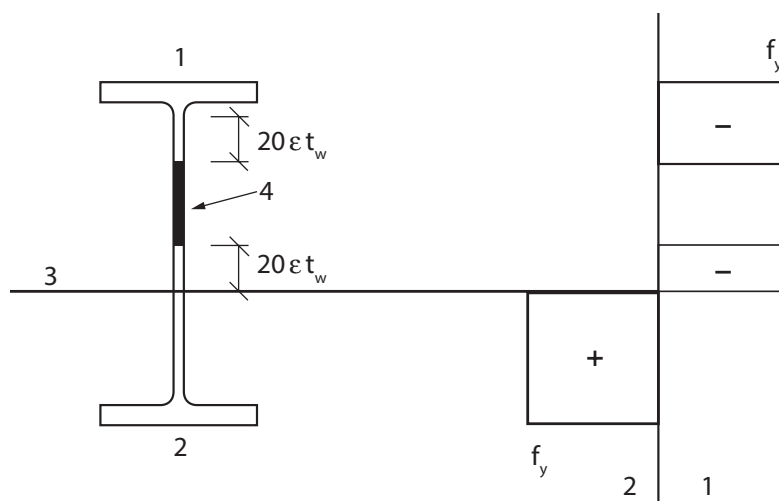
- (4) Граничні співвідношення для стиснутих частин Класів 1, 2 та 3 визначаються за Таблицею 5.1.

- (5) Частини перерізів, які не відповідають Класу 3, відносять до Класу 4.

5.5.2(11),  
6.2.2.4(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (6) Поперечні перерізи зі стінкою Класу 3 та полицями Класів 1 або 2 можуть класифікуватися як поперечні перерізи класу 2 з ефективною стінкою. У такому випадку в пластичній стадії необхідно виключити з роботи частину стінки та замінити її ділянками довжиною  $20\epsilon t_w$  біля стиснутої полиці та нейтральної осі – див. Рис. 5.5.

Рисунок 5.5  
Ефективна стінка класу 2 у пластичній стадії



Для виступаючих частин при поперечному згині в запас можуть використовуватися граничні значення для осевого стиску (Таблиця 5.1, сторінка 2).

Фактично 4 клас є найменш ефективним. До нього в основному відносять легкі тонкостінні елементи, а також деякі інші типи перерізів. **На практиці** намагаються компонувати профілі таким чином, щоб вони підпадали під перші два класи.

**Перерізи Класу 4 даною публікацією не розглядаються.**

Таблиця 5.1  
(сторінка 1 з 3)  
Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин перерізів

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1,  
сторінка 1

Стиснуті внутрішні частини перерізу			
			Вісь згину
			Вісь згину
Клас	Згинаний елемент	Стиснутий елемент	Стиснуто-згинаний елемент
Розподіл напружень в частинах перерізів (стиск додатній)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	якщо $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	якщо $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)			

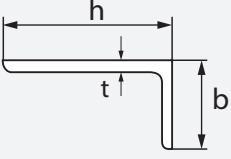
Клас	Згинаний елемент		Стиснутий елемент			Стиснуто-згинаний елемент	
	3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$			якщо $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ якщо $\psi \leq -1$ *): $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460	
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Таблиця 5.1  
(сторінка 2 з 3)  
Максимальні  
відношення  
ширини до  
товщини для  
стиснутих частин  
перерізів

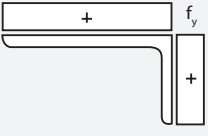
Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1,  
сторінка 2

Звиси полиць						
Прокатні профілі			Зварні профілі			
Клас	Стиснута частина	Стиснуто-зігнута частина				
		Стиск на кінці		Розтяг на кінці		
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для $k_\sigma$ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

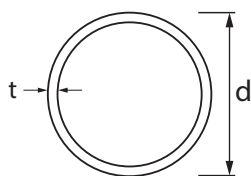
Таблиця 5.1  
(сторінка 3 з 3)  
**Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин перерізів**

Кутикові профілі		
Також відноситься до звисів полиць (див. сторінку 2)		Не застосовується для кутиків при неперервному розкріпленні до інших елементів

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1,  
сторінка 3

Клас	Стиснуті перерізи
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)	
3	$h/t \leq 15\varepsilon ; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$

Трубчастий переріз					
--------------------	--	--	--	--	--



Клас	Переріз, що згинається та/або стискається
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ <b>ПРИМІТКА:</b> Відносно $d/t > 90\varepsilon^2$ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6.

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

## 6 ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

### 6.1 Часткові коефіцієнти надійності при визначенні несучої здатності

- 6.1(1) (1) Для різних характеристичних значень несучої здатності перерізу повинні застосовуватися такі частинні коефіцієнти надійності  $\gamma_{Mi}$ :
- несуча здатність за міцністю будь-якого класу перерізів:  $\gamma_{M0} = 1.00$ ;
  - несуча здатність за стійкістю:  $\gamma_{M1} = 1.00$ ;
  - несуча здатність на розтяг, яка визначається за межею міцності сталі:  $\gamma_{M2} = 1.25$ .

Частковий коефіцієнт  $\gamma_{M2}$  використовується з межею міцності сталі, наприклад, при перевірці поперечних перерізів нетто на розтяг (див. 6.2.3(3)(b)) або перевірці вузлів на зріз. При розрахунку несучої здатності елементів вузла використовується інше значення  $\gamma_{M2}$ .

Часткові коефіцієнти для несучої здатності вузлів – див. Розділ 8.1.1.

Часткові коефіцієнти  $\gamma_{Mi}$  для металоконструкцій, які не входять до частин ДСТУ-Н Б EN 1993-2 - ДСТУ-Н Б EN 1993-6, слід приймати за окремо розробленими та затвердженими технічними умовами.

### 6.2 Несуча здатність перерізів

#### 6.2.1 Загальні положення

- 6.2.1(1) (1) Розрахункове значення діючих зусиль (навантажувальний ефект) у кожному поперечному перерізі елемента не повинне перевищувати відповідного розрахункового значення несучої здатності. Якщо кілька навантажень діють одночасно, то сумарні зусилля для відповідної комбінації не повинні перевищувати несучої здатності елемента.

- 6.2.1(5) (2) Якщо не використовуються інші формули складного напруженого стану відповідно до п.6.2.7 - 6.2.9, то для перевірки міцності у пружній стадії може використовуватися критерій еквівалентних напружень за Мізесом, який розглядається для найбільш напруженої точки поперечного перерізу:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1'$$

де

$\sigma_{x,Ed}$  – розрахункове поздовжнє нормальне напруження у точці;

$\sigma_{z,Ed}$  – розрахункове поперечне нормальне напруження у точці;

$\tau_{Ed}$  – розрахункове дотичне напруження в точці.

Вищенаведена формула консервативна, оскільки не враховує обмежені пластичні деформації, які допускаються при пружному розрахунку.

- (3) Міцність поперечних перерізів усіх класів може бути наближено оцінена підсумовуванням коефіцієнтів використання для кожного зусилля. Для перерізів класів 1, 2 та 3, у яких діє комбінація  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  та  $M_{z,Ed}$ , відповідний вираз приймає вигляд:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,$$

де

$N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  та  $M_{z,Rd}$  – розрахункові величини несучої здатності, які залежать від класифікації перерізів з урахуванням усіх ефектів пониження, зумовлених зсувом (див. 6.2.7).

## 6.2.2 Характеристики перерізів

### 6.2.2.1 Поперечні перерізи бруто

- 6.2.2.1(1) (1) Характеристики поперечних перерізів бруто слід визначати за номінальними розмірами. При цьому площі отворів під з'єднувальні елементи віднімати не слід, але необхідно враховувати ослаблення великого розміру. Стикові накладки у перерізах не враховують.

### 6.2.2.2 Поперечні перерізи нетто

- 6.2.2.2(1) (1) Площу поперечного перерізу нетто необхідно визначати шляхом зменшення площі бруто за рахунок отворів та інших вирізів.
- 6.2.2.2(2) (2) При визначенні характеристик перерізу нетто віднята площа перерізу окремого отвору приймається такою, що дорівнює площі його поперечного перерізу бруто. Для отворів із фаскою її слід враховувати аналогічно.

При розташуванні отворів у шаховому порядку – див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Розділ 6.2.2.2(4).

## 6.2.3 Несуча здатність на розтяг

- 6.2.3(1) і (1) Розрахункове значення зусилля розтягу  $N_{Ed}$  для кожного перерізу повинно задовольняти нерівність:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0.$$

- 6.2.3(2) (2) Для перерізів без отворів розрахункова несуча здатність на розтяг  $N_{t,Rd}$  обчислюється як несуча здатність перерізу бруто у пластичній стадії:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}}.$$

- 6.2.3(2) (3) Для перерізів з отворами розрахункова несуча здатність  $N_{t,Rd}$  обчислюється як менше із:  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 (а) несучої здатності перерізу бруто в пластичній стадії (див. вище);  
 (б) несучої здатності перерізу нетто за межею міцності з урахуванням отворів під болти:

Формула (6.7)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

- 6.2.3(5) (4) При кріпленні кутиків однією полицею – див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 Розділ 3.10.3. Ана-  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 логічні вимоги висуваються до інших типів перерізів при кріпленні до звису полиці.

## 6.2.4 Несуча здатність на стиск

- 6.2.4(1) (1) Розрахункове значення зусилля стиску  $N_{Ed}$  для кожного перерізу повинно задоволь-  
 Формула (6.9) няти вимозі:  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0.$$

- 6.2.4(2) (2) Розрахункова несуча здатність поперечного перерізу при осьовому стиску  $N_{c,Rd}$  визна-  
 Формула (6.10) чається так:  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \text{ для Класів перерізів 1, 2 та 3.}$$

- 6.2.4(3) (3) Отвори для постановки болтів, за винятком отворів із великим припуском та овальних  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 отворів відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1090, у стиснутих елементах можна не враховувати, якщо в них встановлені болти.

Для елементів стандартних перерізів без повного розкріплення при осьовому стисканні визначальною завжди є несуча здатність за втратою стійкості  $N_{b,Rd}$  (див. Розділ 6.3.1), крім випадків із великими вирізами або овальними отворами.

## 6.2.5 Несуча здатність на згин

- 6.2.5(1) (1) Розрахункове значення згинального моменту  $M_{Ed}$  для кожного перерізу повинно за-  
 Формула (6.12) довільняти вимозі:  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0,$$

де

$M_{c,Rd}$  визначається з урахуванням отворів під з'єднувальні елементи – див. п. (3)...(5).

- 6.2.5(2) (2) Розрахункова несуча здатність на згин відносно однієї з головних вісей перерізу ви-  
 Формула (6.13) значається так:  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ для перерізів Класу 1 або 2;}$$

Формула (6.14)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el, \min} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ для перерізів Класу 3,}$$

де

$W_{el,min}$  відповідає найбільш напруженим волокнам.

При згині відносно двох вісей слід керуватися методикою, викладеною в 6.2.8. **Для двотаврових профілів** може застосовуватися вираз:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1.$$

Вказана умова відповідає Пункту 6.2.8.1(6) для  $N_{Ed} = 0$ .

- 6.2.5(4) (3) Отвори під з'єднувальні елементи у розтягнутих поясах допускається не враховувати при визначенні несучої здатності на згин та за умови, що для розтягнутого пояса:
- Формула (6.16)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}},$$

де

$A_f$  – площа розтягнутого пояса.

- 6.2.5(5) (4) Отвори під з'єднувальні елементи у розтягнутій зоні стінки допускається не враховувати, якщо для всієї розтягнутої частини перерізу, що включає розтягнутий пояс та розтягнуту ділянку стінки, виконується умова (3).
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- 6.2.5(6) (5) Отвори під з'єднувальні елементи, за винятком отворів із великою чорнотою та овальних отворів, розташованих у стиснутій зоні перерізу, не враховуються, якщо у отвори встановлені болти.
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

## 6.2.6 Несуча здатність елементів при дії поперечної сили

- 6.2.6(1) (1) Розрахункове значення поперечного зусилля  $V_{Ed}$  у кожному перерізі повинно задовольняти вимозі:
- Формула (6.17)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0,$$

де

$V_{c,Rd}$  – розрахункова несуча здатність перерізу на зсув у пластичній стадії  $V_{pl,Rd}$ .

- 6.2.6(2) (2) За відсутності кручення розрахункове значення несучої здатності на зсув у пластичній стадії визначається виразом:
- Формула (6.18)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}},$$

де

$A_v$  – частина площі перерізу, що працює на зсув.



Якщо через якусь певну причину неможливо визначити несучу здатність на зсув у пластичній стадії, то допускається виконувати перевірку дотичних напружень за формулою Журавського – див. 6.2.6(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

При спільній дії перерізувальної сили та кручення несуча здатність на зсув повинна бути зменшена відповідно до пункту 6.2.7(9) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Дана публікація не розглядає елементи, що сприймають кручення.

- 6.2.1(3) (3) Площа  $A_v$ , яка працює на зсув, приймається згідно з таким виразом:  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 а) для прокатних двотаврових профілів із паралельним стінці навантаженням (у площині найбільшої жорсткості):

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f;$$

- б) для зварних двотаврових та коробчастих профілів:

$$1,2 \sum h_w t_w \text{ для сталей до S460;}$$

- в) для прокатних швелерів із паралельним стінці (у площині найбільшої жорсткості) навантаженням:

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f;$$

- г) для прокатних таврів із паралельним стінці (у площині найбільшої жорсткості) навантаженням:

$$0,9(A - bt_f);$$

- е) для прокатних прямокутних коробчастих профілів:

при навантаженні, яке діє у площині найбільшої жорсткості  $A \cdot h / (b + h)$ ;

при навантаженні, яке діє у площині меншої жорсткості  $A \cdot b / (b + h)$ .

- Засновано на 6.2.6(6) (4) Місцева стійкість стінок при зсуві вважається забезпеченою без встановлення ребер,  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 якщо виконується умова:

$$\frac{h_w}{t_w} < 60\varepsilon \text{ для сталей до S460.}$$

У разі, коли вищенаведена умова не задовольняється, повинна виконуватися перевірка місцевої стійкості при зсуві та спільній дії зусиль відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 – див. Розділ 6.5 даної публікації.

Наведені граничні значення розраховані виходячи із значення  $\eta = 1,2$  для сталей до S460.

- 6.2.6(7) (5) Отвори під болти не враховуються цією перевіркою, за винятком розрахунків на зсув  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 з'єднань відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8.

Розрахунок з урахуванням отворів виконується при перевірці на виривання частини перерізу за ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8, Розділ 3.10.2 (див. Розділ 8.3.9 даної публікації).

### 6.2.7 Несуча здатність елементів при дії згинального моменту та поперечної сили

6.2.8(1) (1) При дії перерізувальної сили слід робити поправку для урахування її в несучій здатності перерізу на згин.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

6.2.8(2) (2) Якщо виконується умова  $V_{Ed} < 0.5V_{pl,Rd}$  (див. 6.2.6(2)), допускається знехтувати дією зсуву на несучу здатність на згин, окрім випадків втрати місцевої стійкості при зсуві.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

6.2.8(3) (3) Якщо  $V_{Ed} \geq 0.5V_{pl,Rd}$ , необхідно знизити несучу здатність на згин шляхом зниження границі текучості для площі, що працює на зсув:  
Формула (6.29)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$(1 - \rho) \cdot f_y,$$

де

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ де } V_{pl,Rd} \text{ отримується із 6.2.6 (2).}$$

Примітка до 6.2.10(3) (4) Замість зниження границі текучості може бути умовно зменшена товщина листа відповідної частини поперечного перерізу.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

При перевірці перерізів Класу 3 умовне зменшення товщини стінки часто призводить до меншого зниження несучої здатності на згин, ніж зниження границі текучості. Це відбувається за рахунок роботи у пружній стадії, коли несуча здатність визначається напруженням у рівні з'єднання стінки та полиці.

6.2.8(5) (5) Знижена несуча здатність у пластичній стадії при згині відносно головної осі з урахуванням зсуву для балочних двотаврів з однаковими полицями може визначатися за формулою:  
Формула (6.30)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{v,y,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ але } M_{v,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd},$$

6.2.8(6) де  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$M_{c,y,Rd}$  розраховано відповідно до 6.2.5(2);

$A_w = h_w t_w$  площа стінки.

## 6.2.8 Несуча здатність при дії згинального моменту та осьової сили (стиснуто-згинані та позацентрово-стиснуті елементи)

### 6.2.8.1 Поперечні перерізи Класів 1 та 2

6.2.9.1(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

У Пункті 6.2.1(3) наведено просту перевірку на спільну дію осьової сили та згину відносно однієї або двох осей. Правила, наведені нижче, дають точнішу методику для Класів перерізів 1 та 2. У разі додаткової дії поперечної сили – див. 6.2.9.

6.2.9.1(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (1) При осьовій силі необхідно враховувати її дію на несучу здатність на згин у пластичній стадії.

6.2.9.1(2) та  
Формула (6.31)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (2) Для поперечних перерізів Класів 1 та 2 повинна виконуватися така умова:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

де

$M_{N,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності на згин у пластичній стадії, зменшене внаслідок дії осьової сили  $N_{Ed}$ .

6.2.9.1(4)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (3) Для двотаврових профілів із двома вісями симетрії або інших перерізів із полицями враховувати дію осьової сили на несучу здатність на згин відносно вісі  $y-y$  не вимагається, якщо одночасно виконуються такі вимоги:

Формула (6.33)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd}$$

та

Формула (6.34)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

6.2.9.1(4) та  
Формула (6.35)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (4) Для двотаврових перерізів із двома вісями симетрії враховувати дію осьового зусилля на несучу здатність на згин відносно вісі  $z-z$  у пластичній стадії не вимагається, якщо виконується умова:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

6.2.9.1(5)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (5) Для прокатних та зварних рівнополичкових двотаврів можуть використовуватися такі наближені формули:

Формули (6.36),  
(6.37) та (6.38)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0.5a), \text{ але } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{при } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{при } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right],$$

де

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd};$$

$$a = (A - 2bt_f) / A, \text{ але } a \leq 0.5.$$

Для прямокутних замкнутих профілів:

Формули (6.39) та (6.40)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_w), \text{ але } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd};$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_f), \text{ але } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd},$$

де

$$a_w = (A - 2bt) / A, \text{ але } a_w \leq 0.5;$$

$$a_f = (A - 2ht) / A, \text{ але } a_f \leq 0.5.$$

6.2.9.1(6) та (6)  
Формула (6.41)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Для згину у двох площинах може застосовуватися така умова:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

де  $\alpha$  та  $\beta$  – це коефіцієнти, які можуть прийматися такими, що дорівнюють:

- для двотаврових перерізів:

$$\alpha = 2; \beta = 5n,$$

$$\text{але } \beta \geq 1;$$

- для прямокутних замкнутих профілів:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$$

$$\text{але } \alpha = \beta \leq 6,$$

$$\text{де } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}.$$

У запас надійності  $\alpha$  та  $\beta$  можна приймати такими, що дорівнюють одиниці.

### 6.2.8.2 Поперечні перерізи Класу 3

6.2.9.2(1) та (1)  
Формула (6.42)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Для поперечних перерізів Класу 3 максимальні нормальні напруження при дії згинального моменту з осьовим зусиллям із урахуванням отворів під болти та за відсутності перерізувального зусилля (див. 6.2.3, 6.2.4 та 6.2.5) повинні задовольняти умові:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Зазначена умова у загальному випадку відповідає п.6.2.1 (3).

### 6.2.9 Несуча здатність елементів при дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сил

6.2.10(2) (1) У разі, коли  $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd'}$ , не вимагається знижувати несучу здатність на згин відповідно до 6.2.8.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

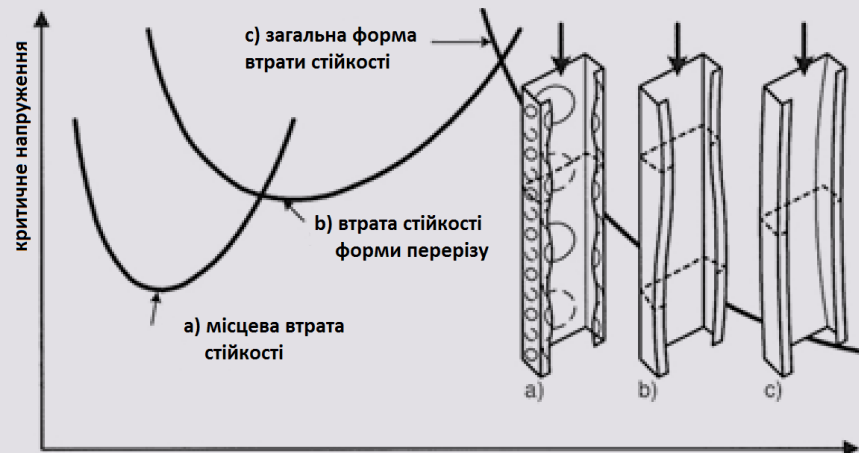
6.2.10(3) (2) У разі, коли  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd'}$ , несуча здатність комбінації згину та осьового зусилля слід розраховувати за зниженою границею текучості відповідно до 6.2.7.(3).  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

## 6.3 Несуча здатність елементів на стійкість

### 6.3.1 Центральнo-стиснуті елементи постійного перерізу

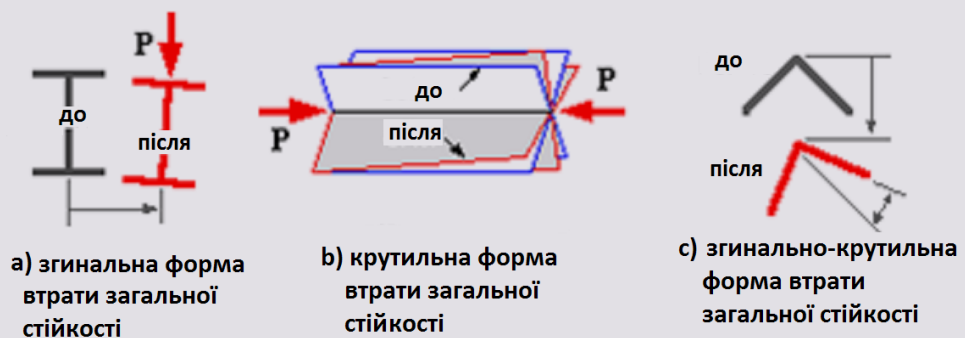
Єврокод, як і національні норми, для елементів що знаходяться під дією стиску, відрізняє три типи втрати стійкості (Рис. 6.1).

Рисунок 6.1.  
Типи втрати загальної стійкості:  
а – місцева,  
б – форми перерізу,  
с – загальна



Також ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 розглядає три форми втрати стійкості для центрально-стиснутих елементів (Рис. 6.2).

Рисунок 6.2.  
Форми втрати загальної стійкості для центрально-стиснутих елементів:  
а – згинальна,  
б – крутильна,  
с – згинально-крутильна



**Згинальна форма** – характерна для двотаврових перерізів з двома осями симетрії або замкнених (у національних нормах – поздовжній згин).

**Крутильна форма втрати стійкості** – характерна для хрестоподібних та таврових перерізів та тонкостінних профілів (у національних нормах не розглядається).

**Згинально-крутильна форма втрати стійкості** – характерна для асиметричних перерізів та тонкостінних профілів.

Крутильна та згинально-крутильна форми втрати стійкості не є визначальними для двотаврових перерізів з двома осями симетрії або замкнутих перерізів.

Окрім того, для елементів, що мають переважно згинальну форму втрати стійкості, таких як балки, арки тощо має бути забезпечена стійкість плоскої форми згину.

### 6.3.1.1 Несуча здатність елементів на стійкість при центральному стиску за згинальною формою

6.3.1.1(1) та  
Формула (6.46)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (1) Стиснутий елемент слід перевіряти на стійкість за формулою:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0,$$

де

$N_{Ed}$  – розрахункове значення стискаючого зусилля;

$N_{b,Rd}$  – розрахункова несуча здатність на стійкість стиснутого елемента.

6.3.1.1(3) та  
Формула (6.47)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (2) Розрахункова несуча здатність на стійкість стиснутого елемента визначається виразом:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ для поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3,}$$

де

$\chi$  – коефіцієнт пониження для відповідної форми втрати стійкості.

Коефіцієнт стійкості  $\chi$  чисельно виражає зниження несучої здатності перерізу нижче відповідної несучої здатності на міцність внаслідок втрати стійкості. Коефіцієнт  $\chi$  залежить від геометричних параметрів перерізу, розрахункового опору та модуля пружності сталі.

### 6.3.1.2 Криві втрати стійкості

6.3.1.2(1) та  
Формула (6.49)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- (1) Для центрально-стиснутих елементів значення  $\chi$  залежно від умовної гнучкості  $\bar{\lambda}$  визначається як:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ але } \chi \leq 1,$$

де

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2];$$

$\alpha$  – коефіцієнт урахування початкових недосконалостей елемента (відхилень геометрії перерізу, місцевих прогинів, ексцентриситетів прикладання навантажень, залишкових напружень від зварювання, прокату тощо). Коефіцієнт  $\alpha$  визначається за відповідними кривими втрати стійкості, які характеризують різні початкові недосконалості у елементах різної геометрії та типів перерізів.

- 6.3.1.2(1) (2) Умовна гнучкість  $\bar{\lambda}$  визначається виразом:  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ для поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3,}$$

де

$N_{cr}$  – критичне зусилля у пружній стадії для відповідної форми втрати стійкості, обчислене з використанням характеристик перерізу бруто.

Для кожної форми втрати стійкості повинно визначатися своє значення критичного зусилля  $N_{cr}$  та прийматися мінімальне зі значень  $\bar{\lambda}$ .

Для кутиків гнучкість визначається згідно з Розділом 6.6.2 даної публікації. Аналогічним чином гнучкість повинна розраховуватися для швелерів, які кріпляться тільки через стінку.

Для поздовжнього згину  $N_{cr}$  розраховується за формулою Ейлера:  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ .

- 6.3.1.3(1) (3) Для згинної форми втрати стійкості умовна гнучкість  $\bar{\lambda}$  визначається виразом:  
Формула (6.50)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ для поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3,}$$

де

$L_{cr}$  – розрахункова довжина у площині, що розглядається;

$i$  – радіус інерції відносно осі, що розглядається, визначений для перерізу бруто

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon.$$

- 6.3.1.2(2) (4) Коефіцієнт урахування початкових недосконалостей  $\alpha$  береться для відповідної кривої втрати стійкості за Таблицю 6.1, ґрунтуючись на виборі кривої відповідно до Таблиці 6.2.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

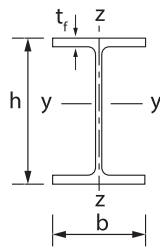
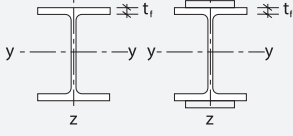
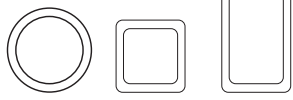
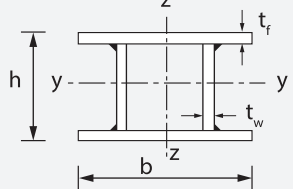
Таблиця 6.1  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Таблиця 6.1  
Коефіцієнти  
урахування  
початкових  
недосконалостей  
для кривих втрати  
стійкості у формі  
поздовжнього  
згину

Крива втрати стійкості	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Коефіцієнт недосконалостей $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

- (5) Значення коефіцієнта стійкості  $\chi$  для відповідної умовної гнучкості  $\bar{\lambda}$  може прийматися згідно з Рис. 6.3.

Таблиця 6.2  
Вибір кривої  
втрати  
стійкості при  
поздовжньому  
згині

Поперечний переріз	Межі застосування	Втрата стійкості відносно вісі	Крива втрати стійкості для сталі		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Прокатні перерізи 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ мм	a b	$a_0$ $a_0$
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100$ мм	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ мм	b c	a a
			$t_f > 100$ мм	d d	c c
Зварні двотаврові перерізи 	$t_f \leq 40$ мм	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ мм	y-y z-z	c d	c d	
Замкнуті перерізи 	гарячекатані	будь-якої	a	$a_0$	
	холоднокатані	будь-якої	c	c	
Зварні коробчасті перерізи 	В загальному випадку, крім вказаних нижче	будь-якої	b	b	
	із товщиною зварних швів: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	будь-якої	c	c	



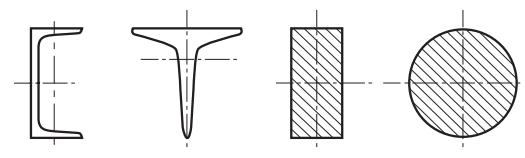
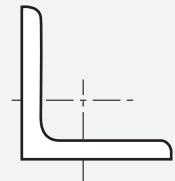
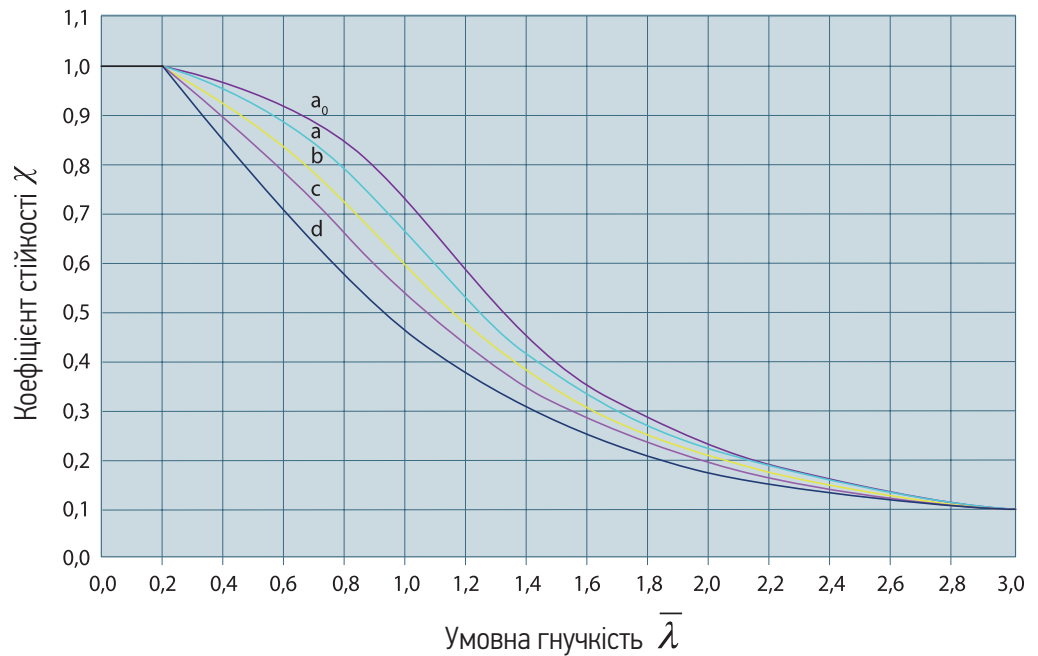
Поперечний переріз	Межі застосування	Втрата стійкості відносно вісі	Крива втрати стійкості для сталі	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Швелери, таври, профілі суцільного перерізу		будь-якої	c	c
Кутики		будь-якої	b	b

Рисунок 6.3.  
Криві втрати стійкості



Альтернативно значення коефіцієнта стійкості  $\chi$  можуть визначатися за Таблицею 6.3.

Таблиця 6.3  
Коефіцієнт  
пониження  
 $\chi$  для втрати  
стійкості у формі  
поздовжнього  
згину

$\bar{\lambda}$	Крива втрати стійкості				
	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96
0.30	0.99	0.98	0.96	0.95	0.92
0.35	0.98	0.97	0.95	0.92	0.89
0.40	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.45	0.96	0.94	0.91	0.87	0.81
0.50	0.95	0.92	0.88	0.84	0.78
0.55	0.94	0.91	0.86	0.81	0.74
0.60	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.65	0.91	0.87	0.81	0.76	0.68
0.70	0.90	0.85	0.78	0.72	0.64
0.75	0.88	0.82	0.75	0.69	0.61
0.80	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
0.85	0.83	0.77	0.69	0.63	0.55
0.90	0.80	0.73	0.66	0.60	0.52
0.95	0.76	0.70	0.63	0.57	0.49
1.00	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.05	0.69	0.63	0.57	0.51	0.44
1.10	0.65	0.60	0.54	0.48	0.42
1.15	0.61	0.56	0.51	0.46	0.40
1.20	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.25	0.54	0.50	0.45	0.41	0.36
1.30	0.51	0.47	0.43	0.39	0.34
1.35	0.47	0.44	0.40	0.37	0.32
1.40	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.45	0.42	0.39	0.36	0.33	0.29
1.50	0.40	0.37	0.34	0.31	0.28
1.60	0.35	0.33	0.31	0.28	0.25
1.70	0.31	0.30	0.28	0.26	0.23
1.80	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
1.90	0.26	0.24	0.23	0.21	0.19
2.00	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18
2.50	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
3.00	0.11	0.10	0.10	0.10	0.09

## 6.3.2 Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість плоскої форми згину

### 6.3.2.1 Несуча здатність плоскої форми згину

- 6.3.2.1(1) та (1) Елемент постійного перерізу, згинальні відносно головної вісі, не розкріплені з площини дії згинального моменту, слід перевіряти на втрату стійкості плоскої форми згину за формулою:  
Формула (6.54)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0,$$

де

$M_{Ed}$  – розрахункове значення моменту;

$M_{b,Rd}$  – розрахункова несуча здатність згинального елемента за втратою стійкості плоскої форми згину.

- 6.3.2.1(2) (2) Балки з достатнім розкріпленням стиснутого пояса, замкнуті та суцільні профілі, як правило, не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

- 6.3.2.1(3) та (3) Розрахункова несуча здатність за втратою стійкості плоскої форми згину для балок, не розкріплених із площини згину, обчислюється як:  
Формула (6.55)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}},$$

де

$W_y$  – відповідний момент опору перерізу, який визначається так:

$W_y = W_{pl,y}$  для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_y = W_{el,y}$  для поперечних перерізів Класів 3;

$\chi_{LT}$  – понижуючий коефіцієнт для втрати стійкості плоскої форми згину.

### 6.3.2.2 Криві втрати стійкості плоскої форми згину – загальний випадок

- 6.3.2.2(1) та (1) Якщо не вказано іншого (див. 6.3.2.3), для згинаних елементів постійного перерізу значення  $\chi_{LT}$ , що відповідає умовній гнучкості  $\bar{\lambda}_{LT}$ , визначається за формулою:  
Формула (6.56)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ але } \chi_{LT} \leq 1,$$

де

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right];$$

$\alpha_{LT}$  – коефіцієнт урахування початкових недосконалостей

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}};$$

$W_y$  – момент опору перерізу відповідно до його класифікації;

$M_{cr}$  – критичний розрахунковий момент втрати стійкості плоскої форми згину у пружній стадії.

- Примітка до 6.3.2.2(2), Таблиця 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 (2) Значення коефіцієнта недосконалостей  $\alpha_{LT}$  наведені у Таблиці 6.4 та залежать від відповідної кривої втрати стійкості з Таблиці 6.5.

Значення  $\alpha_{LT}$  наведені тільки у п.6.3.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Мається на увазі, що для Розділу 6.3.2.3 нормативного документу приймаються такі ж значення.

Таблиця 6.4  
Коефіцієнти  
недосконалостей  
для втрати  
стійкості плоскої  
форми згину

Крива втрати стійкості	a	b	c	d
Коефіцієнт недосконалостей $\alpha_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

- Примітка до 6.3.2.2(2), Таблиця 6.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 (3) Рекомендації щодо вибору кривої втрати стійкості плоскої форми згину наведено в Таблиці 6.5.

Таблиця 6.5  
Рекомендації  
щодо вибору  
кривої втрати  
стійкості плоскої  
форми згину

Поперечні перерізи	Межі застосування	Крива втрати стійкості
Прокатні двотаврові	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Зварні двотаврові	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Інші перерізи	-	d

### 6.3.2.3 Криві втрати стійкості плоскої форми згину для прокатних та еквівалентних їм зварних профілів

Варіант згідно з п. 6.3.2.2 описує загальний випадок, який може бути застосований для всіх типів перерізів, включно із прокатними, та на відміну від п. 6.3.2.3, також може застосовуватися до нестандартних типів перерізів. Наприклад, для зварних балок (більших розмірів, ніж стандартні прокатні перерізи).

У нормативному документі ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 не наведений вираз для визначення критичного моменту втрати стійкості плоскої форми згину  $M_{cr}$ . У даній публікації наводяться два методи визначення  $M_{cr}$ . Для випадків, де ці методи

не застосовні, критичний момент слід визначати за чисельним розрахунком скінче-но-елементної моделі або використовувати інші методи, наприклад, спрощений згідно з розділом 6.3.2.4.

### Метод 1

Даний метод підходить для однопролітних балок та консолей постійного перерізу із профілів, симетричних відносно осі згину, з різними умовами розкріплення на кінцях. Навантаження при цьому прикладені до центру згину та не викликають кручення і дестабілізуючої дії. У такому випадку критичний згинальний момент у пружній стадії може бути визначений як:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}},$$

де

$E$  та  $G$  – відповідно модуль пружності та модуль зсуву матеріалу;

$I_z, I_t, I_w$  – геометричні характеристики перерізів;

$L$  – геометрична довжина елемента;

$k$  – коефіцієнт розрахункової довжини для втрати стійкості плоскої форми згину згідно з Додатком D;

$C_1$  – коефіцієнт, що залежить від епюри розподілу згинальних моментів – див. Таблицю 6.6.

### Метод 2

Як альтернативний варіант розрахунку  $M_{cr}$ , а отже і  $\bar{\lambda}_{LT}$ , значення  $\bar{\lambda}_{LT}$  допускається розраховувати безпосередньо за нижченаведеною методикою.

Цей метод застосовується для однопролітних балок та консолей із двотаврів та швелерів з різними умовами розкріплення на кінцях, без дії дестабілізуючих навантажень. Для таких випадків умовна гнучкість визначається виразом:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UV \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w},$$

де

$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$  – коефіцієнт, що залежить від епюри розподілу згинальних моментів, який у запас надійності може прийматися таким, що дорівнює 1.0 або, за відсутності дестабілізуючих навантажень, прийматися згідно з Таблицею 6.6;

$U$  – характеристика перерізу, яка може бути представлена у довідкових таблицях або в запас надійності бути прийнята такою, що дорівнює 0.9;

$V$  – параметр, що залежить від гнучкості, та для симетричних прокатних профілів і випадків без дестабілізуючих навантажень може в запас надійності прийматися таким, що дорівнює 1.0, або:

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\lambda_z}{h/t_f} \right)^2}}$$

У запас надійності добуток  $UV$  може прийматися таким, що дорівнює 0.9.

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z}$$

$k$  – коефіцієнт розрахункової довжини для втрати стійкості плоскої форми згину відповідно до Додатку Е, який у запас надійності може прийматися таким, що дорівнює 1.0, для балок, розкріплених від кручення на обох кінцях. За наявності певних додаткових умов розкріплення коефіцієнт  $k$  може бути менше 1.0 – див. Додаток Е, Розділ 0. Значення коефіцієнта  $k$  для консолей – див. Розділ Е.3.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$L$  – відстань між точками розкріплення елемента з площини згину;

$\lambda_1$  – наведено у 6.3.1.2(2);

$\beta_w$  – параметр, який враховує класифікацію поперечного перерізу, і дорівнює 1.0 для Класів перерізу 1 та 2 та  $\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$  для Класу перерізу 3.

В запас надійності  $\beta_w$  допускається приймати таким, що дорівнює 1.0.

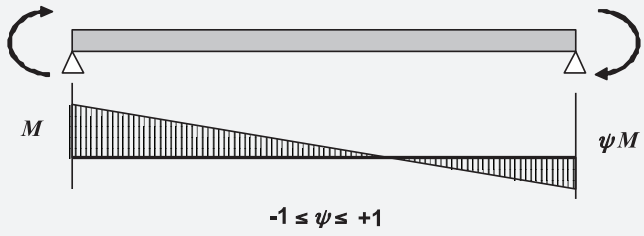
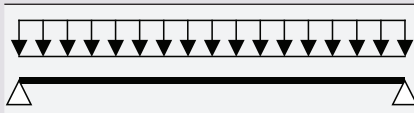
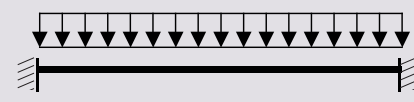
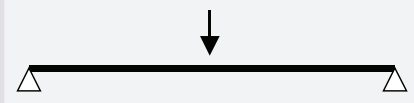
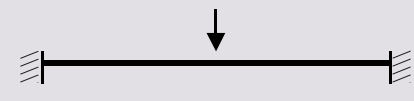
Якщо перерізує зусилля перевищує 50% відповідної несучої здатності, це необхідно враховувати зниженням границі текучості (див. вище п.6.2.7(3)).

У найпростішій формі для гарячекатаних двотаврів із двома вісями симетрії, із розкріпленням стиснутої полиці на обох кінцях ділянки, що розглядається, та за відсутності дестабілізуючих навантажень, значення умовної гнучкості становить:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/i_z}{104,3\epsilon}$$

При можливості виникнення дестабілізуючих навантажень у вираз  $\bar{\lambda}_{LT}$  потрібно вводити коефіцієнт  $D$  – див. Додаток D

Таблиця 6.6  
Значення  $\frac{1}{\sqrt{C_1}}$   
та  $C_1$  для різних  
розподілів  
згинальних  
моментів

Навантаження кінцевими моментами		$\psi$	$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$	$C_1$
 <p style="text-align: center;"><math>-1 \leq \psi \leq +1</math></p>		+1.00	1.00	1.00
		+0.75	0.92	1.17
		+0.50	0.86	1.36
		+0.25	0.80	1.56
		0.00	0.75	1.77
		-0.25	0.71	2.00
		-0.50	0.67	2.24
		-0.75	0.63	2.49
		-1.00	0.60	2.76
Поперечне навантаження по довжині				
			0.94	1.13
			0.62	2.60
			0.86	1.35
			0.77	1.69
Примітка: навантаження прийнято як не дестабілізуючі				

6.3.2.2(3) (4) Значення коефіцієнта пониження  $\chi_{LT}$  для відповідної умовної гнучкості  $\bar{\lambda}_{LT}$  може прийматися відповідно до Рис. 6.1.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Альтернативно значення можуть визначатися за Таблицею 6.7.

Таблиця 6.7  
Коефіцієнт  
пониження  $\chi_{LT}$   
для втрати  
стійкості плоскої  
форми згину

$\bar{\lambda}_{LT}$	Прокатні двотаври		Зварні двотаври		Інші перерізи
	$h/b \leq 2$	$h/b > 2$	$h/b \leq 2$	$h/b > 2$	-
0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96
0.30	0.98	0.96	0.95	0.92	0.92
0.35	0.97	0.95	0.92	0.89	0.89
0.40	0.95	0.93	0.90	0.85	0.85
0.45	0.94	0.91	0.87	0.81	0.81
0.50	0.92	0.88	0.84	0.78	0.78
0.55	0.91	0.86	0.81	0.74	0.74
0.60	0.89	0.84	0.79	0.71	0.71
0.65	0.87	0.81	0.76	0.68	0.68
0.70	0.85	0.78	0.72	0.64	0.64
0.75	0.82	0.75	0.69	0.61	0.61
0.80	0.80	0.72	0.66	0.58	0.58
0.85	0.77	0.69	0.63	0.55	0.55
0.90	0.73	0.66	0.60	0.52	0.52
0.95	0.70	0.63	0.57	0.49	0.49
1.00	0.67	0.60	0.54	0.47	0.47
1.05	0.63	0.57	0.51	0.44	0.44
1.10	0.60	0.54	0.48	0.42	0.42
1.15	0.56	0.51	0.46	0.40	0.40
1.20	0.53	0.48	0.43	0.38	0.38
1.25	0.50	0.45	0.41	0.36	0.36
1.30	0.47	0.43	0.39	0.34	0.34
1.35	0.44	0.40	0.37	0.32	0.32
1.40	0.42	0.38	0.35	0.31	0.31
1.45	0.39	0.36	0.33	0.29	0.29
1.50	0.37	0.34	0.31	0.28	0.28
1.60	0.33	0.31	0.28	0.25	0.25
1.70	0.30	0.28	0.26	0.23	0.23
1.80	0.27	0.25	0.23	0.21	0.21
1.90	0.24	0.23	0.21	0.19	0.19
2.00	0.22	0.21	0.20	0.18	0.18
2.50	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12
3.00	0.10	0.10	0.10	0.09	0.09



#### 6.3.2.4 Спрощений метод перевірки стійкості плоскої форми згину для розкріплених балок

6.3.2.4(1) (1) Балки з окремими розкріпленнями стиснутої полиці із площини не втрачають стійкості плоскої форми згину, якщо довжина  $L_c$  між розкріпленнями або відповідна гнучкість  $\bar{\lambda}_f$  еквівалентної стиснутої полиці задовольняє нерівності:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}},$$

де

$M_{y,Ed}$  – максимальне значення згинального моменту між розкріпленнями;

$M_{c,Ed} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ , де  $W_y$  відповідає стиснутому поясу;

$\lambda_1$  – дається в 6.3.1.2(2);

$k_c$  – поправочний коефіцієнт згідно із Таблицею 6.6 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, який у запас може прийматися таким, що дорівнює 1.0;

$i_{f,z}$  – радіус інерції еквівалентної стиснутої полиці, яка складається зі стиснутої полиці плюс 1/3 стиснутої частини стінки, відносно вісі, перпендикулярної полиці

$$\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0.1 = 0.4 + 0.1 = 0.5.$$

З урахуванням усіх спрощень, умову можна записати в такому вигляді:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{L_c / i_{f,z}}{47 \epsilon} \leq \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}.$$

#### 6.3.3 Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість при дії стиску зі згином

Даний метод застосовний, коли виконуються такі умови:

- (а) розглядаються елементи постійного поперечного перерізу;
- (б) поперечний переріз елемента має дві вісі симетрії;
- (в) елемент не схильний до втрати стійкості форми перерізу (як, наприклад, схильні тонкостінні профілі).

Метод розділяє перерізи на схильні та не схильні до деформацій кручення, та пропонує для них різні методи визначення коефіцієнтів взаємодії.

6.3.3(3) (1) Для елементів стержневих систем перевірка стійкості може виконуватися розглядом окремих одно прольотних елементів, вирізаних зі схеми. Ефекти 2-го порядку від перекосу системи (P-1) повинні враховуватися або прикладанням кінцевих моментів, або відповідною розрахунковою довжиною відносно кожної вісі для розрахунку на загальну стійкість.

6.3.3(4) (2) Для стиснуто-зігнутих або позацентрово-стиснутих елементів повинні виконуватися умови:  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Перетворено з Формул  
(6.61)  
та (6.62)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1;$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1.$$

Ці формули отримані перетворенням виразів для цих критеріїв із Розділу 6.3.3(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Тут

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  та  $M_{z,Ed}$  – розрахункові значення відповідно стискаючого зусилля та максимальних моментів відносно вісей  $y$ - $y$  та  $z$ - $z$  в елементі;

$N_{b,y,Rd}$  та  $N_{b,z,Rd}$  – розрахункові значення несучої здатності на стійкість відносно головних вісей відповідно до 6.3.1.1 (2);

$M_{b,Rd}$  – розрахункова несуча здатність за втратою стійкості плоскої форми згину відповідно до 6.3.2.1(3);

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ для перерізів Класів 1 та 2,}$$

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{W_{el,z} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ для перерізів Класів 3;}$$

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – коефіцієнти взаємодії, які можуть бути визначені за Додатком А або В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Додаток В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 рекомендовано як спрощений підхід для ручного розрахунку. Використання будь-якого з додатків допускається Національним додатком.

У деяких випадках у першому наближенні під час розрахунку допускається приймати значення коефіцієнтів взаємодії  $k$  у запас надійності. Наведена таблиця дає максимальні значення, взяті з Додатку В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, та передбачає чутливі до кручення поперечні перерізи, наприклад, не трубчатого і не коробчастого профілю.

Коефіцієнт взаємодії	Максимальні значення	
	Клас 3	Класи 1 та 2
$k_{yy}$	$C_{my} \times 1.6$	$C_{my} \times 1.8$
$k_{yz}$	$k_{zz}$	$0.6 \times k_{zz}$
$k_{zy}$	1.0	1.0
$k_{zz}$	$C_{mz} \times 1.6$	$C_{mz} \times 2.4$

Вирази для розрахунку коефіцієнтів взаємодії наведено в Додатку С даної публікації. Як альтернатива Додаток С також містить набір графіків, за якими можна визначити коефіцієнти взаємодії. Використання графіків вимагає попереднього визначення умовної

гнучкості  $\bar{\lambda}$  та коефіцієнта використання, наприклад,  $\left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)$ .

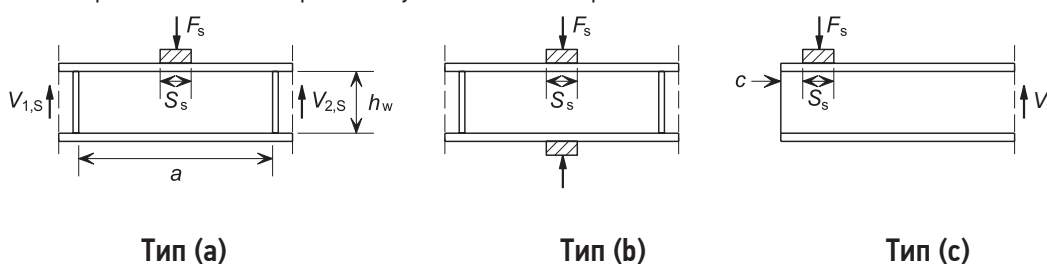
## 6.4 Несуча здатність стінок при дії локальних навантажень

### 6.4.1 Загальні положення

6.1(1) (1) Стінки прокатних та зварних балок при дії локальних навантажень повинні перевірятися на несучу здатність за критерієм 6.4.2 за умови, що стиснутий пояс має достатнє розкріплення.

6.1(2) (2) Навантаження можуть прикладатися так:  
 а) через пояс із передачею на стінку – див. Рис. 6.4(a);  
 б) через один із поясів при передачі навантаження його безпосередньо через стінку одразу на інший пояс – див. Рис. 6.4 (b);  
 с) через пояс на непідкріпленому елементами жорсткості кінці елемента – див. Рис. 6.4 (c).

Рисунок 6.4  
Варіанти  
прикладання  
навантаження



Засновано на 6.6(1) (3) Стінку, що сприймає локальне навантаження, слід перевірити за формулою:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1.0,$$

де

$F_{Ed}$  – розрахункове значення локального навантаження;

$F_{Rd}$  – розрахункова несуча здатність стінки за втратою місцевої стійкості від дії локального навантаження (див. 6.4.2).

### 6.4.2 Розрахункова несуча здатність стінок

- 6.2(1) (1) Для непідкріплених та підкріплених елементами жорсткості стінок несуча здатність за місцевою стійкістю від дії локальної сили повинна прийматися такою, що дорівнює:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}},$$

де

$f_{yw}$  – границя текучості стінки;

$t_w$  – товщина стінки;

$L_{eff}$  – розрахункова довжина ділянки стінки, що сприймає локальну силу

$$L_{eff} = \chi_F l_y,$$

де

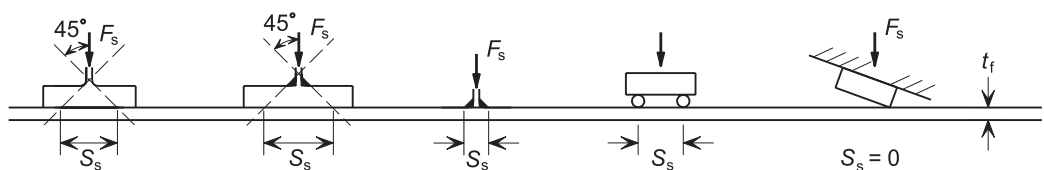
$\chi_F$  – коефіцієнт пониження, що враховує втрату стінкою місцевої стійкості – див. 6.4.4;

$l_y$  – ефективна довжина прикладання навантаження, що відповідає жорсткому обпиранню – див. 6.4.5.

### 6.4.3 Ширина жорсткого обпирання

- 6.3(1), 6.3(3) (1) Ефективна ширина жорсткого обпирання  $s_s$  на пояс балки повинна прийматися як відстань, на яку ефективно розподіляється навантаження під зі співвідношенням 1:1 – див. Рис. 6.5. У той же час,  $s_s$  не може прийматися більше, ніж  $h_w$ , а там, де навантаження прикладається у точку через кут конструкції,  $s_s$  повинно прийматися таким, що дорівнює нулю.

Рисунок 6.5  
Ширина жорсткого обпирання



- 6.3(2) (2) Якщо кілька окремих зосереджених сил розташовані поруч, то повинні виконуватися як окремі перевірки на дію кожної із сил, так і перевірка на сумарне навантаження із  $s_s$ , яке дорівнює відстані між крайніми точками прикладання навантажень.

### 6.4.4 Коефіцієнт зменшення ефективної ширини прикладання навантаження при визначенні несучої здатності

- 6.4(1) (1) Коефіцієнт стійкості  $\chi_F$  розраховується за формулою:

$$\chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F} \leq 1.0,$$

де

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}};$$
$$F_{cr} = 0.9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w}$$

6.4(2) та формули з Малюнка 6.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 (2) Для стінок без поздовжніх ребер, коефіцієнт  $k_F$  повинен визначатися за формулами:

Тип (a)  $k_F = 6 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2;$

Тип (b)  $k_F = 3.5 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2;$

Тип (c)  $k_F = 2 + 6 \left( \frac{s_s + c}{h_w} \right)^2 \leq 6.$

Відповідно до пунктів Національного додатку НБ 2.5.1 та НБ 2.5.2 для елементів із поздовжніми ребрами, коефіцієнт  $k_F$  у випадках (b) та (c) визначається аналогічно, а для випадку (a) може обчислюватися за формулою для Типу (a) у запас надійності.

#### 6.4.5 Ефективна довжина прикладання навантаження

Засновано на 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

(1) Ефективна довжина прикладання навантаження  $l_y$  розраховується так:  
а) для випадків обпирань типів (a) та (b) згідно з Рис. 6.4  $l_y$  визначається за формулою:

$$\ell_y = s_s + 2t_f \left( 1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right),$$

але не більше за відстань між найближчими поперечними ребрами;

б) для випадку обпирання типу (c) згідно з Рис. 6.2  $l_y$  визначається як менше із значень, розрахованих за формулою вище та за виразами:

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left( \frac{\ell_e}{t_f} \right)^2} + m_2$$

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2},$$

де

$$\ell_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c.$$

6.5(1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

(2) Безрозмірні параметри  $m_1$  та  $m_2$  розраховуються як:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w},$$

де  $b_f$  – ширина пояса, яка у разі коробчастих перерізів обмежується розміром  $15\epsilon \cdot t_f$  із кожної сторони стінки;

$$m_2 = 0.02 \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2, \text{ якщо } \bar{\lambda}_F > 0.5,$$

$$m_2 = 0.0, \text{ якщо } \bar{\lambda}_F \leq 0.5$$

#### 6.4.6 Опорні ребра

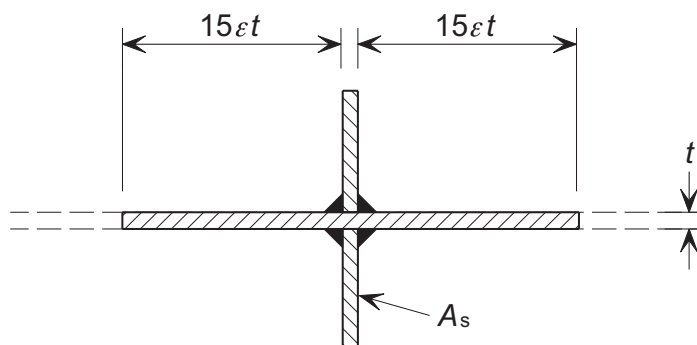
9.4(1) (1) Якщо розрахункова несуча здатність непідкріпленої стінки недостатня для передачі зусилля, необхідно передбачати поперечні ребра жорсткості.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

9.1(3) (2) При перевірці стійкості перерізу ребра його площа може прийматися такою, що дорівнює площі бруто з урахуванням включених у роботу ділянок стінки довжиною по  $15\epsilon t$ , але не більше, ніж дійсні розміри в сторони від ребра, див. Рис. 6.4.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

Це правило у ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5, 9.1(3) застосовне і до окремого одностороннього ребра (для запобігання втрати місцевої стійкості при зсуві) та до двосторонніх ребер (для передачі поперечних навантажень). У даній публікації описуються тільки двосторонні ребра із поодиноких пластин, як показано на Рис. 6.6.

9.4(2) (3) Несуча здатність за стійкістю з площини поперечного ребра під дією поперечного зусилля та локального навантаження визначається за критеріями Пункту 6.3.3 для конкретної кривої втрати стійкості. У разі, коли обидва торця ребра вважаються розкріпленими, його розрахункова довжина приймається не менше  $0.75h_w$ . Більше значення  $L$  приймається для випадку менш жорсткого закріплення торців. Якщо у елементах жорсткості є вирізи зі сторони прикладання навантаження, повинна виконуватися перевірка несучої здатності цієї ділянки.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

Рисунок 6.6.  
Ефективна  
площа ребра



### 6.5 Перевірка місцевої стійкості стінок елементів при дії поперечних сил

#### 6.5.1 Загальні положення

5.1(2) (1) Для пластин без елементів жорсткості зі сталей до S460 включно, з відношенням  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5

$$\frac{h_w}{t} > 60\epsilon \text{ (див. Пункт 6.2.6 (4)), повинна проводитися перевірка втрати місцевої}$$

стійкості від перерізуючих зусиль, а на опорах повинні передбачатися поперечні елементи жорсткості.

- 5.2(1) (2) Для стінок елементів зі сталей до S460 як із елементами жорсткості, так і без них, розрахункова несуча здатність на втрату місцевої стійкості від зсуву визначається за формулою:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{1,2 \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

де

$V_{bw,Rd}$  – складова частина несучої здатності, яка забезпечується стінкою;

$V_{bf,Rd}$  – складова частина несучої здатності, яка забезпечується поясами.

- 5.5(1) (3) Перевірку несучої здатності виконують за формулою:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0.$$

### 6.5.2 Складова частина несучої здатності на місцеву стійкість, яка забезпечується стінкою

- 5.2(1) (1) Складова частина несучої здатності, яка забезпечується стінкою, визначається за формулою:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

- 5.3(1) (2) Коефіцієнт урахування втрати місцевої стійкості стінки при зсуві  $\chi_w$  визначається за Таблицею 6.8.

Таблиця 6.8  
Визначення коефіцієнту врахування втрати місцевої стійкості стінки при зсуві  $\chi_w$

Поперечний переріз	Жорстка опорна частина	Гнучка опорна частина
$\bar{\lambda}_w < 0.69$	1.2	1.2
$0.69 \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

- 5.3(3) (3) Умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_w$  визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

де

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 190000 \left( \frac{t}{h_w} \right)^2 k_\tau - \text{критичне відносне напруження.}$$

- A.3(1) (4) Для пластин із жорсткими поперечними ребрами та без поздовжніх ребер коефіцієнт  $k_\tau$  визначається за формулами:

$$k_{\tau} = 5.34 + 4.00(h_w / a)^2, \text{ при } a/h_w \geq 1;$$

$$k_{\tau} = 4.00 + 5.34(h_w / a)^2, \text{ при } a/h_w < 1,$$

де  $a$  – довжина відсіку, тобто відстань між поперечними ребрами.

Значення  $k_{\tau}$  для інших випадків – див. Додаток А, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5. Стінки, підкріплені поздовжніми ребрами жорсткості, у даній публікації не розглядаються.

### 6.5.3 Складова частина несучої здатності на місцеву стійкість, яка забезпечується поясами

- 5.4(1) (1) Якщо пояси не повністю використовуються для сприйняття згинального моменту ( $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ ), то складову несучої здатності на місцеву стійкість, яка ними забезпечується, можна розрахувати за формулою:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right),$$

де

$b_f$  та  $t_f$  – приймаються для пояса, що має меншу несучу здатність при дії осьового зусилля, а також при цьому  $b_f$  приймається з розрахунку не більше, ніж  $15\epsilon \cdot t_f$  з кожної сторони від стінки;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$  – розрахункове значення несучої здатності поперечного перерізу

поясів за згинальним моментом.

$$c = a \left( 0,25 + \frac{1,6b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right).$$

- 5.4(2) (2) Якщо в перерізі додатково діє поздовжнє зусилля  $N_{Ed}$ , то значення  $M_{f,Rd}$  зменшують, використовуючи коефіцієнт:

$$\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}} \right) \gamma_{M0}$$

де  $A_{f1}$  та  $A_{f2}$  – відповідно до площі верхнього та нижнього поясів.

### 6.5.4 Сумісна дія зусиль

- 7.1(1) (1) Якщо  $V_{Ed} / V_{bw,Rd} > 0.5$  при сумісній дії у перерізі перерізуючого зусилля, згинального моменту та поздовжньої сили, необхідно проводити додаткову перевірку за формулою:



$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

Перевірка не виконується у двох випадках: коли  $V_{Ed}/V_{bw,Rd} \leq 0,5$  (зниження несучої здатності не вимагається), та коли  $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$ , тобто вважається, що весь згинальний момент сприймається поясами, а стінка працює лише на зріз.

- 7.2(1) (2) Якщо на стиснутий пояс балки діє локальне зосереджене навантаження, згинальний момент та поздовжнє зусилля, необхідно проводити додаткову перевірку за формулою:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} + 0,8 \left( \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right) \leq 1,4, \text{ для перерізів класів 1,2 та 3.}$$

## 6.6 Ферми

### 6.6.1 Загальні положення

- 5.1.5(2) (1) У загальному випадку, розподіл осевих зусиль у фермах можна розраховувати, припускаючи шарнірне сполучення стержнів у вузлах.

Таке припущення враховує пластичну роботу елементів у вузлах і справедливе для наскрізних конструкцій, які мають достатню будівельну висоту та статично визначувані. Для невизначуваних конструкцій, таких як ферми Веренделя або для безфасонкових ферм із замкнутих профілів необхідне врахування в елементах решітки та поясів додаткових згинальних моментів. Також це стосується ферм при позавузловому спиранні прогонів або суцільному обпиранні настилів на пояси та випадків розцентрування елементів у вузлах.

- ВВ.1.1(1)В (2) Розрахункову довжину поясів та елементів решітки ферм з площини  $L_{cr}$  допускається приймати такою, що дорівнює конструктивній довжині  $L$ , якщо зменшення даного значення не підтверджено розрахунком.

Довжина елементів верхнього або нижнього пояса у площині може бути прийнята як відстань між вузлами елементів решітки, а довжина із площини – як відстань між прогонами або точками розкріплення в'язями. При цьому повинна виконуватися умова, що в'язі з'єднані належним чином та утворюють в'язеву систему, яка забезпечує необхідне розкріплення, геометричну незмінність та сумісну роботу несучих конструкцій.

Для стиснутих елементів ферм із труб коефіцієнт розрахункової довжини може бути прийнято рівним 0,9, у площині ферми між вузлами, а із площини – 0,9 між точками розкріплення в'язями. Для елементів решітки ферм із труб коефіцієнт розрахункової довжини може бути прийнятий 0,75 у обох площинах.

- ВВ.1.1(2)В (3) Розрахункова довжина  $L_{cr}$  для поясів двотаврового перерізу може прийматися такою, що дорівнює не менше  $0,9L$  у площині та  $1,0L$  із площини, якщо зменшення даного значення не підтверджене розрахунком.

ВВ.1.1(3)В (4) Елементи решітки можуть розраховуватися на стійкість у площині з використанням розрахункової довжини менше геометричної, якщо пояси забезпечують необхідне розкріплення, а з'єднання – відповідну фіксацію (при болтовому приєднанні – не менше 2-х болтів).  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

ВВ.1.1(4)В (5) При виконанні вище вказаних умов у фермах, в загальному випадку розрахункову довжину елементів решітки  $L_{cr}$  у площині головних осей допускається приймати такою, що дорівнює  $0.9L$ , окрім елементів із кутиків – див. 6.6.2.  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Засновано на 6.4.4 (6) Для забезпечення сумісної роботи стиснутих елементів складеного перерізу відстань між прокладками (див. Рис. 6.7) повинна задовольняти вимогам Таблиці 6.9.  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

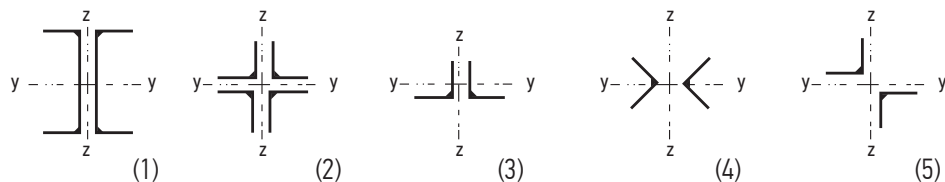
Таблиця 6.9  
**Максимальна відстань між єднальними елементами складених перерізів стиснутих елементів**

Тип складеного елемента	Максимальний крок між осями прокладок
Елементи Типів (1)–(4) згідно з Рис. 6.5, які стикаються або з'єднані через прокладки болтами чи за допомогою зварювання	$15i_{min}$
Елементи типу (5) згідно з Рис. 6.5, які з'єднані парами прокладок на болтах або за допомогою зварювання	$70i_{min}$

$i_{min}$  – мінімальний радіус інерції одного пояса або кутика

Таблиця 6.9  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Рисунок 6.7.  
**Складені перерізи з прокладками**



Товщина прокладок зазвичай має відповідати товщині вузлових фасонки, а ширина – забезпечувати можливість накладання розрахункових або мінімальних зварних швів чи постановку сполучних болтів з мінімальними відстанями.

### 6.6.2 Елементи решітки з поодинокими кутиками

ВВ.1.2(1)В (1) При умові, що пояси забезпечують необхідне розкріплення, а з'єднання – відповідну фіксацію (при болтовому з'єднанні – не менше 2-х болтів), для елементів решітки із поодинокими кутиками допускається знехтувати ексцентриситетами та жорсткістю вузлів та розраховувати елементи решітки як центрально-стиснуті. Ефективну гнучкість  $\bar{\lambda}_{eff}$  у такому випадку можна визначити за формулами:

$$\bar{\lambda}_{eff, v} = 0.35 + 0.7\bar{\lambda}_v \text{ – для розрахунку відносно осі } v-v,$$

$$\bar{\lambda}_{eff, y} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_y \text{ – для розрахунку відносно осі } y-y,$$

$$\bar{\lambda}_{eff, z} = 0.50 + 0.7\bar{\lambda}_z \text{ – для розрахунку відносно осі } z-z,$$

де

(ВВ.1)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$\bar{\lambda}$  – визначається відповідно до 6.3.1.2.

- ВВ.1.2(2)В (2) Якщо елементи решітки у вузлі кріпляться тільки одним болтом відповідно до 6.2.8  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, то повинен враховуватися ексцентриситет, а розрахункова довжина  $L_{cr}$  прийматися такою, що дорівнює геометричній довжині  $L$ .

### 6.6.3 Елементи решітки із замкнутих профілів

- ВВ.1.3(1)В (1) Розрахункову довжину  $L_{cr}$  поясів із профілів замкнутого перерізу можна приймати  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 таку, що дорівнює не менше  $0,9L$  як у площині, так і із площини ферми, де  $L$  – це конструктивна довжина у відповідній площині. Конструктивна довжина у площині – це геометрична відстань між вузлами ферми. Конструктивна довжина із площини – це геометрична відстань між точками поперечного розкріплення, якщо зменшення даних значень не обґрунтоване відповідним розрахунком.

- ВВ.1.3(2)В (2) Розрахункову довжину  $L_{cr}$  елементів решітки із профілів замкнутого перерізу з бол-  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 товими з'єднаннями можна приймати такою, що дорівнює  $1,0L$  як у площині, так і із площини ферми.

- ВВ.1.3(3)В (3) Для ферм із профілів замкнутого перерізу з паралельними поясами, у яких відношення  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 діаметрів або ширини елементів решітки та поясів  $\beta < 0,6$ , розрахункову довжину  $L_{cr}$  стержня ґратки можна приймати такою, що дорівнює не менше  $0,75L$ . Це припустимо, тільки якщо елемент решітки приварюється по периметру до поясів із замкнутих профілів та у ньому не виконується підрізка або сплющування торців. Додаткове зменшення даного значення повинно бути обґрунтоване відповідним розрахунком.

## 7 ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЮ ПРИДАТНІСТЮ

### 7.1 Загальні положення

- А1.4.2(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1990  
7.2 ДСТУ-Н Б EN1993 1 1
- НБ.2.10 (1)  
ДСТУ-Н Б EN 1990
- (1) Критерії експлуатаційної придатності повинні визначатися для кожного проекту та затверджуватися замовником.
- (2) Експлуатаційна придатність відносно допустимих прогинів та переміщень формується, виходячи з таких обмежень:
- (а) функціонально-технологічних (забезпечення нормальних умов експлуатації обладнання та приладів);
  - (б) конструктивних (забезпечення цілісності конструкцій та вузлів, збереження заданих ухилів, дотримання геометрії з точки зору перерозподілу зусиль);
  - (с) фізіологічних (забезпечення комфорту людей та належних умов роботи);
  - (г) естетико-психологічних (забезпечення належного зовнішнього вигляду конструкцій).

Комбінації навантажень для граничного стану за експлуатаційною придатністю та розрахункові ситуації, у яких вони застосовуються – див. Розділ 2.3.5 даної публікації.

### 7.2 Вертикальні переміщення

- НБ.2.10 (2)  
Національний додаток  
ДСТУ-Н Б EN 1990
- (1) Граничні значення вертикальних прогинів слід приймати згідно з Таблицею 7.1, якщо обґрунтовано не вказані більш жорсткі вимоги.

Таблиця 7.1  
**Вертикальні  
граничні  
переміщення  
елементів  
конструкцій**

Таблиця НБ.2.6  
Національний додаток  
ДСТУ-Н Б EN 1990

Елементи конструкцій	Основні вимоги	Вертикальні граничні прогини $f_u$
1. Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включно із поперечними ребрами плит та настилів):		
а) покриттів та перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті $L$ , м:	Естетико-психологічні	
$L \leq 1$		$L/120$
$L = 3$		$L/150$
$L = 6$		$L/200$
$L = 24$ (12)		$L/250$
$L \geq 36$ (24)		$L/300$

Елементи конструкцій	Основні вимоги	Вертикальні граничні прогини $f_u$
б) покриттів та перекриттів за наявності перегородок під ними	Конструктивні	$L/300$
в) покриттів та перекриттів за наявності на них елементів, схильних до розтріскування (стяжок, підлог, перегородок)	Конструктивні	$L/150$
г) покриттів та перекриттів за наявності тельферів (талей), підвісних кранів, керованих:	Технологічні Фізіологічні	
із підлоги		$L/300$ або $a/150$ (менше з двох)
із кабіни		$L/400$ або $a/200$ (менше з двох)
д) перекриттів, схильних до дії: переміщуваних вантажів, матеріалів, вузлів та елементів обладнання та інших рухливих навантажень (у тому числі при безрейковому наземному транспорті):	Фізіологічні та технологічні	
Навантажень від рейкового транспорту:		$L/350$
вузькоколісного		$L/400$
ширококолісного		$L/500$
2. Елементи сходів (марші, майданчики, косоури), балконів, лоджій	Естетико-психологічні	Те ж, що і в поз.1,а
3. Плити перекриттів, сходові марші та майданчики, прогину яких не перешкоджають суміжні елементи	Фізіологічні	0,7 мм
4. Перемички та навісні стінові панелі над віконними та дверними прорізами (ригелі та прогони скління)	Конструктивні	$L/200$
	Естетико-психологічні	Те ж, що і в поз.1,а

Позначення, прийняті у таблиці:

$L$  – розрахунковий проліт елемента конструкції;

$a$  – крок балок або ферм, до яких кріпляться підвісні кранові колії.

**Примітка 1.** Для консолей замість  $L$  слід приймати подвоєний їх виліт.

**Примітка 2.** Для проміжних значень  $L$  у поз. 2 граничні значення слід визначати за лінійною інтерполяцією.

**Примітка 3.** У поз. 1,а цифри, наведені у дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно.

**Примітка 4.** Прогини кроквяних конструкцій за наявності підвісних кранових колій (поз. 1,г) слід приймати як різницю між прогинами суміжних кроквяних конструкцій.

Єврокод не регламентує значення переміщень і прогинів, віддаючи це у прерогативу національного регулювання. Обмеження, визначені Національним додатком, повторюють ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 «Прогини та переміщення».

Вертикальний прогин конструкції є величиною, яка вимірюється від умовної горизонтальної або наближеної лінії, що поєднує опори елемента. За необхідності, коригування прогинів, особливо для конструкцій прольотом понад 30 м, можливо здійснювати шляхом улаштування конструктивного компенсаційного підйому.

- НБ.2.10 (3) (2) Граничні прогини елементів перекриттів (балок, ригелів, плит), сходів, балконів, лоджій, приміщень житлових та цивільних будівель, а також побутових приміщень виробничих будівель, виходячи з фізіологічних вимог, слід визначати за формулою:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)}$$

де

$g$  – прискорення вільного падіння;

$p$  – експлуатаційне значення питомого навантаження від людей – джерела вимушених коливань, яке приймається згідно з Таблицею 7.2;

$p_1$  – значення питомого навантаження на перекриття;

$q$  – експлуатаційне значення питомого навантаження від ваги елемента, що розраховується, та конструкцій, які на нього спираються, кПа;

$n$  – частота прикладання навантаження під час ходьби людини приймається згідно з Таблицею 7.2;

$b$  – коефіцієнт, приймається згідно з Таблицею 7.2.

Таблиця 7.2  
Параметри  
навантажень на  
перекриття від  
людей

Таблиця НБ.2.7  
Національний додаток  
ДСТУ-Н Б EN 1990

Категорія приміщення	$p$ , кПа	$p_1$ , кПа	$n$ , Гц	$B$
Категорії А, В (крім класних та побутових приміщень) Категорії Н, які не використовуються для відпочинку	0,25	Приймається по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 (Розділ 3.5.2 даної публікації)	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Категорії В – класні та побутові Категорії С та D (крім танцювальних залів) Категорії Н із можливим скупченням людей	0,5	Приймається по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 (Розділ 3.5.2 даної публікації)	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Танцювальні зали	1,5	0,2	2,0	50

**Позначення, прийняті в таблиці:**

$Q$  – вага однієї людини, яка приймається такою, що дорівнює 0,8 кН (80 кгс);

$\alpha$  – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює 1,0, для елементів, які розраховуються за балочною схемою;

$\alpha = 0,5$  – у інших випадках (наприклад, при обпиранні плит по трьох або чотирьох сторонах);

$a$  – крок балок, ригелів, ширина плит (настилів), м;

$L$  – розрахунковий проліт елемента конструкції, м.

### 7.3 Горизонтальні переміщення

- НБ.2.10 (4) (1) ДСТУ-Н Б EN 1990 Граничні горизонтальні переміщення каркасних будівель, які обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення стін, перегородок, віконних прорізів та дверних елементів), слід приймати згідно з Таблицею 7.3, якщо обґрунтовано не вказані більш жорсткі вимоги.

Таблиця 7.3  
Граничні  
горизонтальні  
переміщення

Таблиця НБ.2.8  
ДСТУ-Н Б EN 1990

Будівлі, стіни та перегородки	Кріплення стін та перегородок до каркасу будівлі	Граничне переміщення $f_u$
1. Багатоповерхові будівлі	Будь-яке	$h/500$
2. Один поверх багатоповерхових будівель	Піддатливе	$h_s/300$
а) стіни та перегородки з цегли, гіпсокартону, залізобетонних панелей	Жорстке	$h_s/500$
б) стіни, що облицьовані природним каменем, із керамічних блоків, зі скла (фасадні системи)	Жорстке	$h_s/700$
3. Одноповерхові будівлі (із самонесучими стінами), при висоті поверху $h_s$ , м:	Піддатливе	
$h_s \leq 6$		$h_s/150$
$h_s = 15$		$h_s/200$
$h_s \geq 30$		$h_s/300$

**Позначення, прийняті у таблиці:**

$h$  – висота багатоповерхових будівель, яка дорівнює відстані від верху обрізу фундаменту до вісі ригеля покриття;  $h_s$  – висота поверху в одноповерхових будівлях, дорівнює відстані від верху обрізу фундаменту до низу кроквяних конструкцій; у багатоповерхових будівлях: для нижнього поверху – дорівнює відстані від верху фундаменту до вісі ригеля перекриття; для решти поверхів – дорівнює відстані між всіма суміжними ригелів.

**Примітка 1.** Для проміжних значень  $h_s$  (поз. 3) горизонтальні граничні переміщення слід визначати лінійною інтерполяцією.

**Примітка 2.** До піддатливих кріплень відносять кріплення стін або перегородок до каркасу, що не перешкоджають зсуву каркаса без передачі на стіни або перегородки зусиль, здатних викликати пошкодження конструктивних елементів. До жорстких відносять кріплення, що перешкоджають взаємним зсувам каркаса, стін та перегородок.

- Засновано на НБ.2.10 (5) ДСТУ-Н Б EN 1990 (2) Граничні горизонтальні переміщення стійок та ригелів фахверка, а також навісних стінових панелей від вітрового навантаження, які обмежуються за конструктивними вимогами, слід приймати такими, що дорівнюють  $L/200$ , де  $L$  – розрахунковий проліт стійок або панелей.

Наведені граничні значення переміщень та прогинів є нормативними, виходячи із зазначених у п.7.1 обмежень. При реальному проектуванні мають бути додатково враховані функціонально-технологічні обмеження деформацій конструкцій, які пов'язані з конкретним обладнанням чи устаткуванням, яке розміщується на перекритті/покритті, навішується на каркас тощо, а також інші обґрунтовані жорсткіші граничні значення.

## 7.4 Динамічний розрахунок

- A1.4.4(1) (1) Для досягнення задовільних параметрів каркасів будівель, споруд та їх частин щодо можливих вібрацій слід виконувати додаткові перевірки за експлуатаційною придатністю відповідно до таких критеріїв:
- а) комфорт користувачів;
  - б) функціональна придатність конструкції або її частин, наприклад, утворення тріщин, пошкодження облицювання, чутливість вмісту будівлі до вібрацій.

Інші дії слід погоджувати із замовником у кожному окремому випадку.

- A1.4.4(2) (2) Для забезпечення експлуатаційної придатності за критерієм стійкості до вібрацій власна частота коливань конструкції або її частини повинна бути вищою за частоти вимушених коливань, значення яких погоджуються із замовником та/або компетентним відомством.

- A1.4.4(3) (3) Якщо частоти власних коливань конструкції нижчі за відповідні значення частот вимушених коливань, то потрібно проводити детальніший розрахунок на динамічні дії, включаючи розгляд заходів щодо демпфування.

Обмеження щодо вібрацій конструкцій визначаються власною частотою коливань конструкцій. Мінімальні границі власної частоти коливань елементів мають бути прийняті відповідно до параметрів можливих джерел вібрацій та призначення приміщень. Для громадських, житлових будівель масового застосування мінімальне значення власної частоти коливань перекриттів може бути прийняте 3 Гц, у той час як для споруд, які особливо піддаються вібраціям, наприклад спортивних залів – 5 Гц або вище.

Докладніші вказівки – див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1, ДСТУ-Н Б EN1991-1-4.

- A1.4.4(4) (4) Можливими джерелами коливань, які необхідно враховувати, є кроки людей, синхронний рух натовпу, машин та підземного транспорту, а також вітрові навантаження. Ці та інші можливі джерела повинні вказуватися для кожного проекту та погоджуватися із замовником.



## 8 З'ЄДНАННЯ

Посилання, наведені у цьому Розділі, стосуються ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 та його Національних додатків, якщо не вказано іншого.

Розрахунок вузлів та з'єднань викладений у ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

**Вузол** - область перетину двох або більше конструктивних елементів. При розрахунку вузлом є група всіх основних компонентів, необхідних для опису роботи вузла при передачі діючих внутрішніх сил та моментів між з'єднаними елементами. Наприклад, вузол з'єднання балки із колоною складається з ділянки стінки колони та одного (при односторонній конфігурації вузла) або двох (при двосторонній конфігурації вузла) з'єднань.

**З'єднання** – місце, у якому в конструкції кріпляться дві або більше деталі. При розрахунку з'єднанням називається група основних компонентів, необхідних для опису процесу перетворення та передачі внутрішніх сил і моментів.

### 8.1 Основні вимоги до розрахунку з'єднань

#### 8.1.1 Загальні положення

2.2(1) (1) Усі з'єднання повинні забезпечувати таку несучу здатність, щоб конструкція задовольняла усім основним вимогам Розділу 2.1.

2.2(2) (2) Часткові коефіцієнти надійності ( $\gamma_{M_i}$ ) для розрахунку вузлів наведені у Таблиці 8.1.

Таблиця 8.1  
Часткові  
коефіцієнти  
надійності для  
розрахунку  
вузлів

НБ 2.2 та  
Таблиця 2.1 ДСТУ-Н Б  
EN 1993 1 8

Граничні стани елементів вузлів	$\gamma_{M0} = 1.0$ $\gamma_{M1} = 1.0$ $\gamma_{M2} = 1.25$ за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
Болтів	$\gamma_{M2} = 1.25$
Зварних швів	
Пластин на змінання	
Фрикційних з'єднань:	
за несучою здатністю (Категорія С)	$\gamma_{M3} = 1.25$
за експлуатаційною придатністю (Категорія В)	$\gamma_{M3, SER} = 1.1$
вузлів ферм із замкнених профілів	$\gamma_{M5} = 1.0$
високоміцних болтів із попереднім натягом	$\gamma_{M7} = 1.1$

### 8.1.2 Зусилля, що діють у вузлах

- 2.3(1) (1) Зусилля та моменти, які прикладаються до вузлів при розрахунку граничних станів за несучою здатністю, повинні визначатися відповідно до положень Розділів 2.4. та 5.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

### 8.1.3 Несуча здатність вузлів

- 2.4(1) (1) Несучу здатність вузла слід визначати, виходячи із несучої здатності окремих його компонентів.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

- 2.4(3) (2) Якщо у з'єднаннях, які працюють на зсув, використовуються з'єднувальні елементи різних жорсткостей, то розрахункове зусилля повинно сприйматися найбільш жорсткими із них.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

### 8.1.4 Розрахункові припущення

- 2.5(1) (1) Вузли повинні розраховуватися на підставі реалістичних припущень щодо розподілу внутрішніх зусиль та моментів. Для цього застосовуються такі основні припущення:  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- (a) Внутрішні зусилля, які враховуються в розрахунку, повинні бути зрівноважені із зусиллями, прикладеними до вузлів.
  - (b) Кожен елемент вузла повинен мати достатню несучу здатність для передачі внутрішніх зусиль у вузлі.
  - (c) Деформації, які викликані зусиллями, не повинні перевищувати граничних деформацій сполучних елементів, зварних швів та з'єднаних деталей.
  - (d) Прийнятий розподіл внутрішніх зусиль повинен бути реалістичним по відношенню до жорсткостей у межах вузла.
  - (e) Деформації, які допускає будь-яка розрахункова схема у пружно-пластичній стадії, повинні ґрунтуватися на фізично можливих переміщеннях твердих тіл.
  - (f) Будь-яка модель повинна задовільно відповідати результатам випробувань.

### 8.1.5 Вузли, схильні до ударів, вібрацій та/або зміні навантаження

Якщо у з'єднанні можливе виникнення вібрації або інших подібних дій, які можуть призвести до послаблення кріплення болтів, зазвичай застосовується зварювання або болти із попереднім натягом, разом із заходами проти розгвинчування. Мінливість вітрових навантажень та корисних навантажень на перекриття допускається не вважати підставою для застосування таких спеціальних заходів.

### 8.1.6 Ексцентриситети та співвісність

- (1) За наявності у конструкціях вузлових ексцентриситетів, елементи та вузли необхідно розраховувати на результуючі моменти та зусилля. Це не поширюється на окремі типи конструкцій, для яких можна обґрунтувати відсутність такої необхідності, наприклад, ферми та труби (див. Розділ 8.2.2).

Інструкції щодо ексцентриситетів у деяких з'єднаннях із кутиків та швелерів (наприклад, у фермах), коли вісі рядів болтів не співвісні з вісями елементів, наведено в Розділі 2.7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

## 8.2 Розрахунок, класифікація та моделювання

### 8.2.1 Статичний розрахунок

5.1.1(1) (1) Слід враховувати вплив характеру роботи вузлів на розподіл внутрішніх зусиль, моментів та деформацій в конструкції. Впливом характеру роботи вузлів на розподіл внутрішніх зусиль допускається нехтувати, якщо він незначний.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

5.1.1(2) (2) Щоб встановити, чи повинен враховуватися вплив роботи вузла на виконання статичного розрахунку, розрізняють три типи спрощених моделей вузлів:  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

- шарнірний, у якому можна допустити, що вузол не передає згинальний момент;
- жорсткий, який повністю передає згинальний момент але допускається, що характер роботи вузла не впливає на розрахунок;
- піддатливий, який частково передає згинальний момент і в розрахунку необхідно враховувати характер роботи вузла.

5.1.1(3) (3) Відповідна модель вузла приймається згідно з Таблицею 8.2.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Таблиця 8.2  
Розрахункові  
моделі вузлів

Метод розрахунку	Класифікація вузла	Тип моделі вузла
Пружний	Номинально шарнірний	Шарнірний
	Жорсткий	Жорсткий
	Піддатливий	Піддатливий

Таблиця 5.1  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Наведена таблиця є тільки частиною Таблиці 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Вона обмежена класифікаціями для розрахунку у пружній стадії, який є стандартним для найпоширеніших типів каркасів. Статичний розрахунок з урахуванням пластичних деформацій даною публікацією не розглядається.

### 8.2.2 Статичний розрахунок ферм

5.1.5(2) (1) Розподіл осьових зусиль у тривіальних внутрішньо статично визначуваних фермах допускається розраховувати, виходячи з припущення, що всі елементи з'єднуються шарнірно.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

5.1.5(3) (2) Додатковими моментами у вузлах, зумовленими їх згинальною жорсткістю, допускається знехтувати як при розрахунку елементів, так і при розрахунку вузлів, якщо виконується низка вимог, вказаних нижче.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Умови, при яких допускається знехтувати додатковими моментами, вимагають, щоб замкнуті перерізи відповідали ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (Розділ 7). Друга важлива умова вимагає, щоб відношення геометричної довжини до висоти перерізу в площині ферми не було меншим за певні мінімальні значення, яке для будівель може прийматися таким, що дорівнює 6. Також щодо врахування додаткових моментів див. п.6.6.1.

- 5.1.5(4) (3) Моменти від поперечних навантажень між вузлами ферми повинні враховуватися у розрахунку елементів, до яких вони прикладені. Якщо виконуються умови (2), то:
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- елементи решітки допускається вважати шарнірно прикріпленими до поясів та не враховувати дію на них моментів від прикладених до поясів поперечних навантажень;
  - пояси ферм допускається розраховувати як нерозрізні балки із шарнірними приєднаннями елементів решітки у вузлах.

Розділ 5.1.5(6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 містить граничні значення для ферм із замкнених профілів, які визначають, коли допускається нехтувати ексцентриситетами у вузлах, також див. п.6.6.1.

### 8.2.3 Класифікація вузлів

- 5.2.1(1) (1) Деталі всіх вузлів повинні відповідати прийнятим у розрахунку припущенням без несприятливої дії на інші частини конструкції.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- 5.2.1(2) (2) Вузли можуть класифікуватися за їх жорсткістю та міцністю.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

При розрахунку у пружній стадії вузли повинні класифікуватися за їх жорсткістю. Відповідний розрахунок наведено в Розділі 5.1.2 нормативного документа. Також зазначено, що у Розділі 5.2.2.1(2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 описано альтернативний підхід до класифікації.

- 5.2.2.1(2) (3) Вузол можна класифікувати на підставі експериментальних даних, досвіду минулої задовільної експлуатації або за результатами розрахункової моделі, заснованої на випробуваннях.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

## 8.3 Болтові з'єднання

### 8.3.1 Загальні положення

- 3.1.1(1) (1) Усі болти, гайки та шайби повинні відповідати стандартам за списком Розділу 4.2.1.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- 3.1.1(3) (2) Границі текучості  $f_{yb}$  та тимчасові опори  $f_{ub}$  для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 та 10.9 наведено в Пункті 4.2.1(3). Ці значення у розрахунках слід приймати як характеристичні.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

### 8.3.2 Болти з попереднім натягом

- 3.1.2(1) (1) Як попередньо напружувані болти можуть використовуватися тільки болти класів міцності 8.8 та 10.9, які відповідають вимогам стандартів, вказаних у Розділі 4.2.1, та з контролем натягу згідно з ДСТУ Б EN 1090-2.
- ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

### 8.3.3 Категорії болтових з'єднань

- 3.4.1(1) (1) Болтові з'єднання, що працюють на зріз, слід за розрахунком відносити до однієї з таких категорій:
- Категорія А: з'єднання, які працюють на зминання;
  - Категорія В: фрикційні з'єднання, які розраховуються за експлуатаційною придатністю;

З'єднання Категорії В не розглядаються у національних нормативних документах. Вони можуть застосовуватися там, де при перевищенні навантаженнями експлуатаційних значень допускається зсувне переміщення у з'єднанні. В умовах нормальної експлуатації таке з'єднання працює як фрикційне, а для граничного стану за несучою здатністю воно розраховується як таке, що працює на зминання (Категорія А) без урахування фрикційної складової.

Описані з'єднання можуть застосовуватися, наприклад, у монтажних стиках без згинальних моментів, де невеликий зсув не викличе значного збільшення важільних зусиль. Це може робитися з метою зменшення кількості болтів у фрикційному з'єднанні.

- Категорія С: фрикційні з'єднання, які розраховуються за несучою здатністю.

Крім того, при з'єднанні розтягнутих елементів слід перевіряти розрахункову несучу здатність поперечного перерізу нетто у пластичній стадії в місці розташування болтових отворів – див. 6.2.3.

Перевірки цих з'єднань зведено в Таблицю 8.3.

- 3.4.2(1) (2) Болтові з'єднання, які працюють на розтяг, слід відносити до однієї з таких категорій:
- Категорія D: без попереднього натягу болтів;
  - Категорія E: з попереднім натягом болтів.

Перевірки цих з'єднань зведено в Таблицю 8.3.

Таблиця 8.3  
Категорії  
болтових  
з'єднань

Таблиця 3.2  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Категорія	Критерії	Примітки
<b>З'єднання, що працюють на зсув</b>		
«А» Ті, що працюють на зминання	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Попередній натяг болтів не вимагається. Класи болтів – 4.6-10.9.
«В» Фрикційні, які розраховуються за експлуатаційною придатністю	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9. Вимоги до фрикційних з'єднань за експлуатаційною придатністю – див. 8.3.8.1.

Категорія	Критерії	Примітки
«С» Фрикційні, які розраховуються за несучою здатністю	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9. Вимоги до фрикційних з'єднань у граничному стані за несучою здатністю – див. 8.3.8.1.

#### З'єднання, що працюють на розтяг

«D» Без попереднього натягу болтів	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Не вимагається попередній натяг болтів Класи болтів - 4.6-10.9.
«E» З попереднім натягом болтів	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9.

Розрахункове зусилля розтягу  $F_{t,Ed}$  повинно враховувати будь-яке важільне зусилля – див. 8.3.10. Болти під дією як зсуву, так і розтягу повинні також задовольняти критеріям згідно з Таблицею 8.5.

- 2.6(3) (3) Для в'язей можуть використовуватися болтові з'єднання Категорії «А».  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8
- 3.4.2(1)(а) (4) Болтові з'єднання Категорії D допускається використовувати у вузлах, які сприймають звичайні вітрові дії, але не рекомендується використовувати при значних знакозмінних навантаженнях.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

### 8.3.4 Розташування отворів під болти

- 3.5(1) (1) Мінімальні та максимальні відстані між болтами та від болта до країв елемента вказано в Таблиці 8.4.  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Таблиця 8.4  
Мінімальні та максимальні відстані між болтами та від болта до країв елемента

Відстані та кроки – див. Рис. 8.1	Мінімальне значення	Максимальне значення <sup>1) 2) 3)</sup>	
		Сталеві елементи, схильні до атмосферних або інших факторів корозії	Сталеві елементи, не схильні до атмосферних або інших факторів корозії
Відстань до краю $e_1$ вздовж зусилля	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-
Відстань до краю $e_2$ поперек зусилля	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-

Таблиця 3.3  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Відстані та кроки – див. Рис. 8.1	Мінімальне значення	Максимальне значення <sup>1) 2) 3)</sup>	
		Сталеві елементи, схильні до атмосферних або інших факторів корозії	Сталеві елементи, не схильні до атмосферних або інших факторів корозії
Крок $p_1$ вздовж зусилля	$2.2d_0$	Менше з: $14t$ або 200 мм	Менше з: $14t$ або 200 мм
Крок $p_2$ поперек зусилля	$2.4d_0$	Менше з: $14t$ або 200 мм	Менше з: $14t$ або 200 мм
Відстань для овальних отворів $e_3$	$1.5d_0^{4)}$	-	-
Відстань для овальних отворів $e_4$	$1.5d_0^{4)}$	-	-

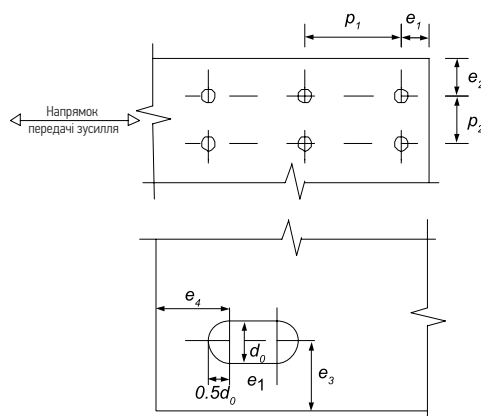
- Максимальні відстані між болтами та від болта до країв елемента не обмежуються, крім випадків:
  - стиснутих елементів з метою запобігання втрати місцевої стійкості та корозії незахищених елементів;
  - незахищених розтягнутих елементів з метою запобігання корозії;
- Місцева стійкість пластин між з'єднаннями при стиску повинна перевірятися згідно з Розділом 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 із розрахунковою довжиною  $0.6p_1$ . Ця перевірка не вимагається, якщо  $p_1/t$  менше  $9\varepsilon$ . Відстань до країв елемента поперек навантаження не повинна перевищувати вимог за місцевою стійкістю для звисів у стиснутих елементах згідно з Таблицею 5.1. Відстані вздовж навантаження ця вимога не стосується.
- $t$  – товщина найтоншого зі з'єднувальних зовнішніх елементів.
- Обмеження розмірів овальних отворів наведено в ДСТУ Б EN 1090-2.

3.5(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Таблиця 8.4 є тільки витягом із Таблиці 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Розділ 3.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 додатково містить інформацію щодо розміщення болтів у шаховому порядку та для атмосферостійких сталей.

Мінімальні та максимальні значення відстаней між болтами та від болта до краю елемента вздовж та поперек зусилля для конструкцій із зусиллями розтягу, що можуть призводити до ефектів втомлюваності, наводяться у ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9.

Рисунок 8.1  
Позначення відстаней у болтових з'єднаннях



### 8.3.5 Розрахункова несуча здатність окремих сполучних елементів

- 3.6.1(1) (1) Розрахункові значення несучої здатності окремих сполучних елементів, які працюють на зріз та/або розтяг, наведено в Таблиці 8.5.

- 3.6.1(2) (2) Розрахункове значення зусилля попереднього натягу  $F_{p,Cd}$  болтів відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8 8.3.2(1) визначається за формулою:

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s / \gamma_{M7}.$$

- 3.6.1(3) (3) Розрахункові значення несучої здатності на зріз та розтяг за різьбовою частиною болта, наведені у Таблиці 8.5, повинні використовуватися тільки для болтів, що відповідають стандартам, вказаним у 4.2.1. Для болтів із нарізним різьбленням, таких як анкерні болти та стержні в'язей за ДСТУ Б EN 1090, слід використовувати відповідні значення Таблиці 8.5. Для болтів із різьбленням, яке не відповідає ДСТУ Б EN 1090, значення Таблиці 8.5 слід множити на коефіцієнт 0.85.

- 3.6.1(4) (4) Розрахункове значення несучої здатності на зріз  $F_{v,Rd}$ , наведене у Таблиці 8.5, слід використовувати тільки для болтів у отворах із номінальною чорнотою не більше значень для нормальних отворів, встановлених у ДСТУ Б EN 1090-2.

Для найпоширеніших болтів M16, M20 та M24 номінальний діаметр отвору на 2 мм більший за діаметр болта.

- 3.6.1(10) (5) У з'єднаннях внапусток із одним рядом болтів (див. Рис. 8.2) слід передбачати шайби як під голівку болта, так і під гайку. Розрахункове значення несучої здатності болта  $F_{b,Rd}$  не повинно перевищувати

$$F_{b,Rd} \leq 1.5 f_u dt / \gamma_{M2}.$$

- 3.6.1(11) (6) При з'єднанні внапусток одним болтом або одним рядом болтів класу міцності 8.8 або 10.9 слід використовувати шайби підвищеної міцності.

- 3.6.1(12) (7) У з'єднаннях, які працюють на зріз та зминання, і де болти передають зусилля через накладку загальною товщиною  $t_p$  більше однієї третини номінального діаметра  $d$  (див. Рис. 8.3), несуча здатність на зріз  $F_{v,Rd}$ , розрахована згідно з Таблицею 8.5, повинна множитись на коефіцієнт пониження  $\beta_p$ , який дорівнює:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p}, \text{ але } \beta_p \leq 1.$$

Оскільки ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 не регламентує максимальну товщину пакету накладок, рекомендується, щоб вона не перевищувала  $4d/3$ .

- 3.6.1(13) (8) У з'єднаннях із двома площинами зрізу та накладками з двох боків стику значення  $t_p$  слід приймати таким, що дорівнює товщині більш товстої з накладок.

Рисунок 8.2  
Звичайне  
з'єднання  
внапусток із  
одним рядом  
болтів

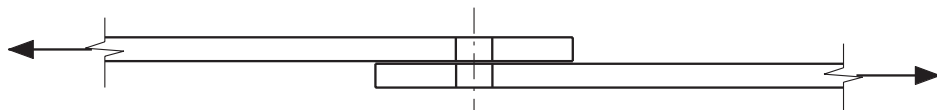
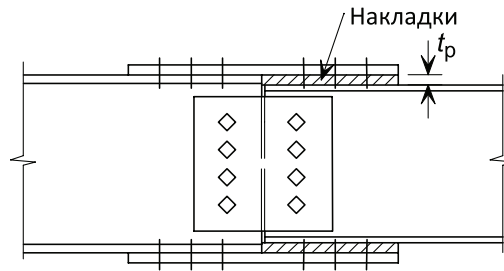




Рисунок 8.3  
Болтове з'єднання пакетів елементів зі зміною висоти



Таблиця 8.5  
Розрахункова несуча здатність окремих з'єднувальних елементів, які працюють на зріз та розтяг

Таблиця 3.4  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Тип відмови з'єднання	Розрахункова несуча здатність
Несуча здатність болтів на зріз по одній площині зрізу	<p>Для болтів класів 4.6, 5.6 та 8.8, якщо площа зрізу проходить через різьбову частину болта:</p> $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}},$ <p>де <math>A_s</math> – площа перерізу болта при роботі на розтяг.</p> <p>Для болтів класів 4.8, 5.8 та 6.8, якщо площа зрізу проходить через різьбову частину болта:</p> $F_{v,Rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Якщо площа зрізу проходить через плоску частину болта:</p> $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}},$ <p>де <math>A</math> – площа перерізу болта бруто.</p>
Несуча здатність з'єднувальних елементів на зминання <sup>1), 2), 3)</sup>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$ <p>де <math>d</math> – це номінальний діаметр болта</p> <p><math>\alpha_b</math> – це менше із: <math>\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}</math>, або 1.0</p> <p>Для крайніх болтів: <math>\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}</math></p> <p>Для внутрішніх болтів: <math>\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}</math></p> <p>Для крайніх болтів <math>k_1</math> менше із: <math>2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7</math> або 2.5</p> <p>Для внутрішніх болтів <math>k_1</math> менше із: <math>1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7</math> або 2.5</p>
Несуча здатність болтів на розтяг <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}},$ <p>де:</p> <p><math>k_2 = 0.63</math> – для болтів із прихованою голівкою;</p> <p><math>k_2 = 0.9</math> – у решті випадків</p>

Тип відмови з'єднання	Розрахункова несуча здатність
Несуча здатність на продавлювання	$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$
Спільна дія	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0$

- 1) Несуча здатність болтів на зминання  $F_{b,Rd}$  становить:
  - Для отворів зі збільшеною чорнотою 0.8 несучої здатності болтів із нормальними отворами.
  - Для овальних отворів при дії зусиль перпендикулярно осі отворів – 0.6 несучої здатності болтів із нормальними отворами.
- 2) Для болтів із прихованою голівкою:
  - Несуча здатність з'єднання на зминання  $F_{b,Rd}$  визначається для товщини пластини  $t$ , яка дорівнює товщині з'єднувальної пластини мінус половина глибини зенкерування.
  - При визначенні несучої здатності на розтяг  $F_{b,Rd}$  кут та глибина зенкерування повинні відповідати стандартам, вказаним у 4.2.1. В іншому випадку несуча здатність  $F_{t,Rd}$  повинна коректуватися відповідним способом.
- 3) Якщо навантаження на болт не паралельне краю, то розрахунок на зминання може виконуватися роздільно на дію компонентів зусилля, прикладених паралельно та перпендикулярно краю елемента.

Наприклад, розрахункова несуча здатність звичайного болта M20 8.8 на зріз по одній площині (без попереднього напруження; Категорія А по Таблиці 8.3) становить 94.1 кН.

Для порівняння, відповідно до національних норм ДБН В.2.6-198:2014 для коефіцієнта умов роботи 0.9 (балки, ферми) номінальна несуча здатність болта M20 8.8 на зріз по одній площині становить 90,4 кН.

Несуча здатність на зминання залежатиме від товщини з'єднувальних елементів, кроку та відстаней до країв, тому її потрібно розраховувати індивідуально окремо в кожному випадку.

### 8.3.6 Група з'єднувальних елементів

- 3.7(1) ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8 (1) Несуча здатність групи з'єднувальних елементів може прийматися такою, що дорівнює сумі розрахункових несучих здатностей окремих з'єднувальних елементів на зминання  $F_{b,Rd}$  за умови, що розрахункова несуча здатність цих елементів на зріз більша або дорівнює їхній несучій здатності на зминання  $F_{b,Rd}$ . У іншому випадку розрахункову несучу здатність групи з'єднувальних елементів слід приймати такою, що дорівнює найменшій несучій здатності одного з'єднувального елемента, що помножена на їхню кількість.

У різних групах сполучних елементів несучі здатності можуть відрізнятися (завдяки впливу розташування болтів). Несуча здатність у той же час буде однаковою. Слід враховувати три випадки:

**Випадок (I)** Несуча здатність кожного із болтових з'єднань на зминання менша, ніж на зріз – несуча здатність усього з'єднання дорівнює сумі окремих значень на зминання.

**Випадок (II)** Несуча здатність на зріз для частини з'єднувальних елементів (не всіх) більша за несучу здатність на зминання – несуча здатність усього з'єднання дорівнює найменшій із несучих здатностей на зминання, що помножена на кількість болтів.

**Випадок (III)** Несуча здатність кожного з болтових з'єднань на зріз менша, ніж на зминання – несуча здатність усього з'єднання дорівнює сумі окремих значень на зріз.

Загалом при проектуванні болтових з'єднань прямують до того щоб несуча здатність на зріз була завжди більшою, ніж несуча здатність на зминання, так як це збільшує надійність і живучість з'єднання за рахунок пластичної роботи поєднаних елементів при критичних навантаженнях.

### 8.3.7 Довгі з'єднання

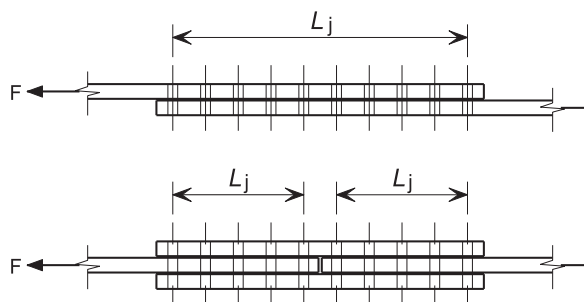
- 3.8(1) (1) Якщо відстань  $L_j$  між центрами крайніх сполучних елементів у вузлі вздовж зусилля (див. Рис. 8.4) більше  $15d$ , то розрахункову несучу здатність усіх з'єднувальних елементів на зріз  $F_{V,Rd}$  згідно з Таблицею 8.5 слід множити на коефіцієнт пониження  $\beta_{Lf}$ , який дорівнює:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d},$$

але  $\beta_{Lf} \leq 1.0$  та  $\beta_{Lf} \geq 0.75$ .

- 3.8(2) (2) Вказівки Пункту 8.3.7(1) не поширюються на випадки, коли є рівномірна передача зусиль по довжині вузла, наприклад, при передачі зусиль зрізу між стінкою та поясом перерізу.

Рисунок 8.4  
Довгі з'єднання



### 8.3.8 Фрикційні з'єднання

#### 8.3.8.1 Розрахункова несуча здатність на зсув поверхонь тертя

- 3.9.1(1) (1) Розрахункова несуча здатність на зсув поверхонь тертя попередньо напружуваних болтів Класів 8.8 та 10.9 у фрикційному з'єднанні визначається за формулою:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\lambda_{M3}} F_{p,C},$$

де

$k_s$  – приймається згідно з Таблицею 8.6;

$n$  – кількість поверхонь тертя;

$\mu$  – коефіцієнт тертя згідно з Таблицею 8.7.

- 3.9.1(2) (2) Для болтів Класів 8.8 та 10.9, які відповідають стандартам для попередньо напружуваних болтів, наведеним у п. 4.2.1, із контролем натягу за ДСТУ Б EN 1090-2, зусилля попереднього натягу  $F_{p,C}$  для підстановки у формулу пункту (1) слід приймати таким, що дорівнює:

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s$$

Таблиця 8.6  
Значення  $k_s$

Таблиця 3.6  
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Тип болтів	$k_s$
Болти із нормальними отворами	1.00
Болти зі збільшеною чорнотою в отворах, або з короткими овальними отворами, з віссю отвору, яка перпендикулярна діючому зусиллю	0.85
Болти, які встановлені у довгі овальні отвори при передачі зусилля перпендикулярно поздовжній вісі отвору	0.70
Болти, які встановлені у короткі овальні отвори при передачі зусилля паралельно поздовжній вісі отвору	0.76
Болти, які встановлені у довгі овальні отвори при передачі зусилля паралельно поздовжній вісі отвору	0.63

Таблиця 8.7  
Коефіцієнт тертя  $\mu$  для попередньо напружуваних болтів

Таблиця 18  
ДСТУ Б EN 1090 2

Підготовка поверхні	Клас поверхні тертя	Коефіцієнт тертя $\mu$
Шротоструменева або піскоструменева обробка поверхні без іржі, забруднень, окалини та дефектів поверхні	A	0,5
Шротоструменева або піскоструменева обробка поверхні: а) металізовані покриття із алюмінієвим або цинковим напилюванням б) лакофарбове покриття силікатами лужних металів (цинк) товщиною від 50 мкм до 80 мкм	B	0,4
Поверхні, очищені металевою щіткою або оброблені пальником без іржі, окалини та забруднення	C	0,3
Прокатна або аналогічна звичайна поверхня	D	0,2

Примітки:

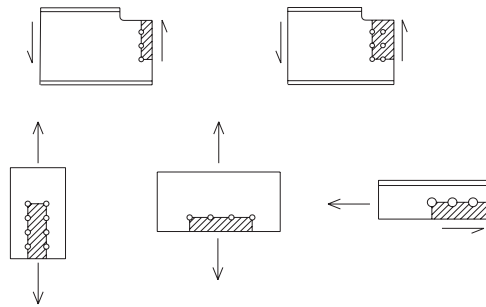
- 1) Вимоги до випробувань та приймання наведені у ДСТУ Б EN 1090-2.
- 2) Класифікація будь-якого іншого типу підготовки поверхні повинна ґрунтуватися на результатах випробувань зразків методами, передбаченими у ДСТУ Б EN 1090-2.
- 3) Для пофарбованих поверхонь повинна враховуватися втрата зусилля попереднього натягу із часом.

Розділ 3.9.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 додатково розглядає спільну дію розтягу та зсуву, а також моменту та зсуву у фрикційному з'єднанні, яке не описано в даній публікації.

### 8.3.9 Розрахунок на виривання частини перерізу

- 3.10.2 (1) (1) Виривання частини перерізу відбувається внаслідок зрізу основного матеріалу по ряду болтів у напрямку дії зусилля, що супроводжується розривом по лінії болтів, перпендикулярній зусиллю. Варіанти руйнування при вириванні частини перерізу показані на Рис. 8.5.

Рисунок 8.5  
Приклади  
виривання  
частини перерізу



Слід звернути увагу на те, що на Рис. 8.5 у двох випадках навантаження прикладається вздовж вісі з'єднання, а у решті випадків – із ексцентриситетом.

- 3.10.2(2) та (2) Для симетричної групи болтів без ексцентриситету прикладання навантаження розрахункова несуча здатність із умови виривання частини перерізу  $V_{\text{eff},1,\text{Rd}}$  дорівнює:

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = \frac{f_u A_{\text{nt}}}{\gamma_{\text{M}2}} + \frac{(1/\sqrt{3})f_y A_{\text{nv}}}{\gamma_{\text{M}0}},$$

де

- $A_{\text{nt}}$  - площа перерізу нетто, який працює на розтяг;
- $A_{\text{nv}}$  - площа перерізу нетто, який працює на зріз.

- 3.10.2(3) та (3) При передачі зусилля зрізу на групу болтів із ексцентриситетом розрахункова несуча здатність на виривання  $V_{\text{eff},2,\text{Rd}}$  визначається за формулою:

$$V_{\text{eff},2,\text{Rd}} = \frac{0.5f_u A_{\text{nt}}}{\gamma_{\text{M}2}} + \frac{(1/\sqrt{3})f_y A_{\text{nv}}}{\gamma_{\text{M}0}}.$$

### 8.3.10 Важільні зусилля

3.11  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

Несуча здатність болтового з'єднання (включно з болтами з прихованою голівкою на  $90^\circ$ ) повинна враховувати важільні зусилля. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 не включає конкретних правил із визначення важільних зусиль. Однак їх побічно враховують принципи, закладені в Розділ 6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Важільні зусилля виникають у розтягнутих з'єднаннях. Розділ 6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дає підхід, який враховує важільні ефекти.

## 8.4 Зварні з'єднання

### 8.4.1 Загальні положення

- 4.1(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (1) Положення цього розділу стосуються зварюваних конструкційних сталей, які відповідають вимогам стандартів з Розділу 4.1 та матеріалів товщиною 4 мм й більше.
- 4.1(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (2) Вони також поширюються тільки на з'єднання, у яких механічні властивості металу зварного шва сумісні з властивостями зварюваного металу.

Вказівки для зварних з'єднань меншої товщини – див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Вказівки для швів, які працюють на напруження втомлюваності, – див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9.

### 8.4.2 Геометричні параметри та розміри зварних швів

#### 8.4.2.1 Тип зварювання

- 4.3.2.1(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (1) Дана публікація включає розрахунок кутових та стикових зварних швів.

#### 8.4.2.2 Кутові зварні шви

- 4.3.2.1(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (1) Кутові зварні шви можуть використовуватися для з'єднання деталей, зварювані поверхні яких розташовані під кутом від 60° до 120°.
- 4.3.2.1(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (2) Кути менше 60° також допускаються, однак у таких випадках зварні шви повинні розглядатися як стикові із неповним проваром.
- 4.3.2.1(3)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (3) Для кутів більше 120° несуча здатність зварних швів повинна визначатися випробуваннями відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1990, Додаток D: «Розрахунок на підставі випробувань».
- 4.3.2.1(4)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (4) Кутові зварні шви, розташовані на кінцях з'єднувальних елементів по торцю або збоку, слід заводити за кут безперервно та зі збереженням його розмірів на відстань, яка дорівнює принаймні двом катетам шва, якщо доступність та конфігурація вузла дозволяють це виконати.

У разі переривчастих зварних швів це правило стосується тільки останніх ділянок швів на кутах.

- 4.3.2.1(5)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (5) Розташування швів на кінцях елементів слід відображати на кресленнях.
- 4.3.2.1(6)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (6) Інформацію щодо односторонніх зварних швів із ексцентриситетом прикладання навантаження – див. Розділ 8.4.8 даної публікації.

### 8.4.2.3 Переривчасті зварні шви

У Розділі 4.3.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 наведено положення стосовно переривчастих кутових швів, включно з вимогами та рекомендаціями щодо підварення кінців елементів. Такі з'єднання не повинні використовуватися у агресивному середовищі та не розглядаються даною публікацією.

### 8.4.2.4 Стикові шви

- 4.3.4(1) (1) Стиковим швом вважається зварне з'єднання з повним проваром, якщо по всій товщині з'єднання забезпечено глибину провару та сплавлення металу шва із основним металом.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.3.4(2) (2) Стиковим швом із частковим проваром вважається зварне з'єднання, у якому проплавлення металу менше за повну товщину з'єднувальних елементів.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.3.4(3) (3) Застосування переривчастих стикових швів не допускається.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.3.4(4) (4) За наявності ексцентриситетів у односторонніх стикових швах із частковим проваром – див. Розділ 8.4.8 даної публікації.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

## 8.4.3 Розрахункова несуча здатність кутових зварних швів

### 8.4.3.1 Довжина зварного шва

- 4.5.1(1) (1) Розрахункову довжину кутового зварного шва  $L$  слід приймати такою, що дорівнює загальній довжині шва із проектними розмірами. Це значення може прийматися таким, що дорівнює загальній довжині зварного шва за вирахуванням подвоєної розрахункової висоти шва. Це враховує ділянки із неповною висотою на початку та у кінці шва. Зменшення розрахункової довжини шва не вимагається за умови, що повна висота шва забезпечується по всій його довжині, наприклад, шляхом виведення на планки.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.5.1(2) (2) Зварний шов із розрахунковою довжиною менше 30 мм або 6-ти висот шва (враховується більше із цих значень) не може вважатися несучим.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

### 8.4.3.2 Розрахункова висота зварного шва

- 4.5.2(1) (1) Розрахункову висоту  $a$  кутового зварного шва слід приймати такою, що дорівнює висоті найбільшого трикутника (рівностороннього або різностороннього), який можна вписати у переріз, який обмежений зварюваними поверхнями та поверхнею шва, що вимірюється перпендикулярно зовнішній стороні цього трикутника – див. Рис. 8.6.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.5.2(2) (2) Ефективна (розрахункова) висота зварного шва не повинна бути менше 3 мм.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8
- 4.5.2(3) (3) При визначенні розрахункової несучої здатності кутового зварного шва із повним проваром може бути враховане збільшення висоти шва (див. Рис. 8.7) за умови, що забезпечується повний провар по всій довжині з'єднання.  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

Рисунок 8.6  
До визначення  
висоти кутового  
зварного шва

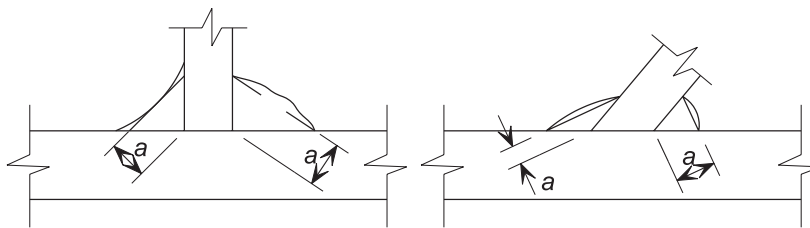
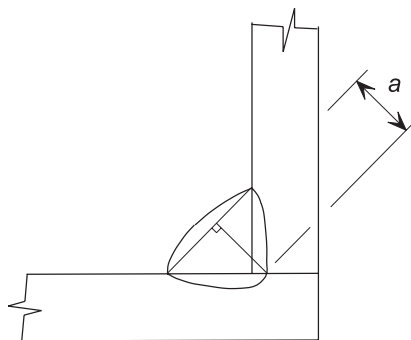


Рисунок 8.7  
Висота кутового  
зварного шва із  
повним проваром



#### 8.4.3.3 Визначення розрахункової несучої здатності кутових зварних швів

На відміну від національної нормативної бази, Єврокоди не розділяють перевірки міцності шва за його металом та межі сплавлення. Виконується тільки перевірка за металом шва. Рівноміцність межі сплавлення має бути гарантована якістю зварювальних матеріалів та технологією виконання робіт.

4.5.3.1(1) (1) Розрахункову несучу здатність кутових швів слід визначати з використанням спрощеного методу згідно з 8.4.3.3 (2) або за методом прямого розрахунку, який наводиться у Розділі 4.5.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 або у п. 8.4.3.3 (5).

4.5.3.3(1) (2) Розрахункова несуча здатність кутового шва може вважатися достатньою, якщо у кожній точці по його довжині рівнодійна всіх сил на одиницю довжини шва задовольняє умові:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd},$$

де

$F_{w,Ed}$  – розрахункове значення внутрішніх зусиль у зварному з'єднанні на одиницю довжини;

$F_{w,Rd}$  – розрахункова несуча здатність одиниці довжини зварного шва.

4.5.3.3(2) (3) Незалежно від положення площини перерізу зварного шва відносно напрямку прикладання навантажень, розрахункова несуча здатність зварного шва одиничної довжини  $F_{w,Rd}$  визначається за формулою:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a,$$

де



$f_{vw,d}$  – розрахунковий опір зварного шва зсуву.

4.5.3.3(3) та (4) Розрахунковий опір зварного шва зсуву  $f_{vw,d}$  слід визначати за формулою:  
 Формула (4.4)  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}},$$

де

$f_u$  – номінальна границя міцності при розтягуванні матеріалу менш міцної зі з'єднувальних деталей;

$\beta_w$  – поправочний коефіцієнт, який визначається за Таблицею 8.8.

Таблиця 8.8  
 Поправочний  
 коефіцієнт  $\beta_w$   
 для кутових  
 зварних швів

Стандарт та клас сталі			Поправочний коефіцієнт $\beta_w$
ДСТУ EN 10025	ДСТУ EN 10210	ДСТУ EN 10219	
S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275 H S275 NH/NLH	S275 H S275 NH/NLH S275 MH/MLH	0,85
S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355 H S355 NH/NLH	S355 H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
S420 N/NL S420 M/ML		S420 MH/MLH	1,0
S460 N/NL S460 M/ML S460 Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

Таблиця 4.1  
 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

(5) Спрощений метод розрахунку згідно з ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 використовує

рівнодійну поздовжніх та поперечних зусиль ( $F_{w,Rd} = \sqrt{P_T^2 + P_L^2}$ , де  $P_L$  – це розрахункове поздовжнє навантаження,  $P_T$  – поперечне навантаження під кутом  $\theta$  до висоти шва, див. Рис. 8.8). Довідкова література вказує на те, що прямий метод такого вигляду:

$$\left[ \sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_p^2) \right]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ та } \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$$

відповідно до Розділу 4.3.5.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 може бути виражений у зручнішій формі, схожій на спрощений метод, але при цьому точніший. За відсутності поперечного навантаження вираз приходить до вигляду спрощеного методу, наведеного у нормах. Вказану форму прямого методу наведено нижче.

Як альтернатива спрощеному методу розрахунку несуча здатність кутового зварного шва може вважатися достатньою, якщо виконується умова:

$$\left( \frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right) \leq a f_{vw, d},$$

$$P_T \sin \theta \leq \frac{a f_u}{\gamma_{M2}}$$

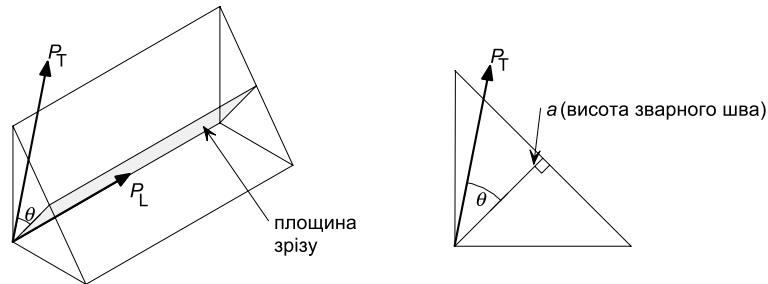
де

$P_T$  – розрахункові значення поперечних зусиль під кутом  $\theta$  до висоти шва;

$P_L$  – розрахункові значення поздовжніх зусиль;

$$K = \sqrt{\frac{3}{1 + 2 \cos^2 \theta}}.$$

Рисунок 8.8  
Позначення до  
розрахунку  
зварних швів



## 8.4.4 Визначення розрахункової несучої здатності стикових зварних швів

### 8.4.4.1 Стикові зварні шви із повним проваром

- 4.7.1(1) (1) Розрахункову несучу здатність стикових зварних швів із повним проваром слід приймати такою, що дорівнює розрахунковій несучій здатності найслабшої зі з'єднувальних деталей. При цьому повинна виконуватися умова рівномірності. Це означає, що зварювання виконане із застосуванням відповідних зварювальних матеріалів, що дозволяють отримувати зразки зварних швів із границею текучості металу шва та тимчасовим опором, який дорівнює або вищий за відповідні значення для основного металу.

### 8.4.4.2 Стикові зварні шви із частковим проваром

- 4.7.2(1) (1) Розрахункову несучу здатність стикових зварних швів із частковим проваром слід визначати методом, наведеним для кутових зварних швів із повним проваром та відповідною висотою шва відповідно до Розділу 8.4.3.2.

### 8.4.4.3 Стикові зварні шви у таврових з'єднаннях

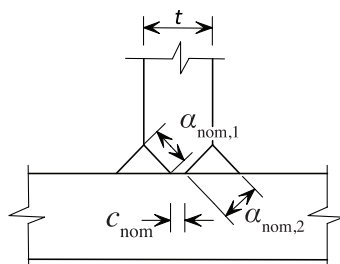
- 4.7.3(1) (1) Розрахункову несучу здатність двосторонніх стикових швів у таврових з'єднаннях із накладенням підсилюючих кутових швів допускається розраховувати як стикове зварне з'єднання із повним проваром (див. 8.4.4.1), якщо загальна номінальна висота зварних швів, крім не завареної ділянки, становить не менше товщини  $t$

елемента з'єднання, який приєднується, а сама незаварена ділянка має розміри не більше меншого з двох:  $(t/5)$  та 3 мм – див. Рис. 8.9.

4.7.3(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Розрахункову несучу здатність стикових швів у таврових з'єднаннях, які не відповідають вимогам 8.4.4.3.(1), слід визначати як для звичайних кутових швів або кутових швів із повним проваром відповідно до Розділу 8.4.3 залежно від глибини провару. Висоту зварного шва слід визначати відповідно до вимог для кутових швів (див. 8.4.3.2) або стикових швів із неповним проваром.

Рисунок 8.9  
Ефективний стиковий шов у тавровому з'єднанні з повним проваром, двосторонньою обробкою крайок та підсиленням шляхом накладення поверх кутових зварних швів



$$\alpha_{\text{nom},1} + \alpha_{\text{nom},2} \geq t$$

$c_{\text{nom}}$  повинно бути менше  $t/5$  та 3 мм

### 8.4.5 Розподіл зусиль

4.9(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Розподіл зусиль у зварному з'єднанні може бути прийнятий у припущенні пружної або пластичної роботи матеріалу.

При розрахунку зварних з'єднань рекомендується використовувати розподіл зусиль, заснований на пружній роботі матеріалу.

4.9(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Допускається приймати спрощений розподіл зусиль у зварних швах.

4.9(3)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (3) При перевірці несучої здатності зварного шва допускається не враховувати залишкові та не пов'язані із передачею зусиль напруження. Це особливо стосується нормальних напружень, які діють вздовж вісі зварного шва.

### 8.4.6 Кріплення до полиць, не підкріплених елементами жорсткості

4.10  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

З'єднання із не підкріпленими полицями описується у Розділі 4.10 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. У таких випадках розрахунком повинна визначатися ефективна ширина та виконуватися перевірка стінки опорного елемента.

### 8.4.7 Довгі з'єднання

4.11(1), 4.11(3) і 4.11(4)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Для довгих зварних з'єднань внапусток розрахункову несучу здатність кутових зварних швів слід множити на понижуючий коефіцієнт  $\beta_{Lw1}$ , який враховує нерівномірний розподіл напружень по довжині шва, та дорівнює:

Формула (4.9)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

$$\beta_{Lw1} = 1,2 - 0,2L_j / 150a, \text{ але } \beta_{Lw1} \leq 1,0 - \text{ для з'єднань внапусток зі}$$

швом довжиною більше  $150a$ ,

Формула (4.10)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

$$\beta_{Lw2} = 1,1 - L_w / 17, \text{ але } \beta_{Lw2} \leq 1,0 \text{ та } \beta_{Lw2} \geq 0,6 - \text{ для швів довжиною}$$

більше 1.7 м при кріпленні ребер жорсткості у елементах суцільного перерізу,

де

$L_j$  – загальна довжина напустку у напрямку передачі зусилля;

$L_w$  – довжина зварного шва.

4.11(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) У разі рівномірного розподілу напружень по довжині зварного шва, наприклад, у разі їх передачі через поясні шви двотавра, умови (1) виконувати не слід.

#### 8.4.8 Позацентрово-навантажені кутові шви та односторонні стикові шви із частковим проваром

4.12(1)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) За можливості необхідно уникати локального ексцентриситету прикладання навантаження.

4.12(2)  
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Локальний ексцентриситет відносно лінії дії осьової сили слід враховувати, коли:
- на з'єднання передається згинальний момент відносно поздовжньої вісі зварного шва, що викликає розтяг кореня шва (див. Рис. 8.10);
  - на з'єднання передається зусилля розтягу, перпендикулярне поздовжній вісі шва, яке створює згинальний момент, який призводить до додаткового розтягу кореня шва (див. Рис. 8.11).

Чотири ілюстрації на Рис. 8.10 та 8.11 показують випадки, коли виникає розтяг кореня шва, що небажано.

У таких випадках Розділ 4.12 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дає вказівки враховувати локальний ексцентриситет. Однак для звичайних будівельних конструкцій, на практиці, вказані перевірки не виконують. В ідеальному варіанті проект повинен виключати такі ефекти.

Рисунок 8.10  
Ексцентриситет при дії згинального моменту

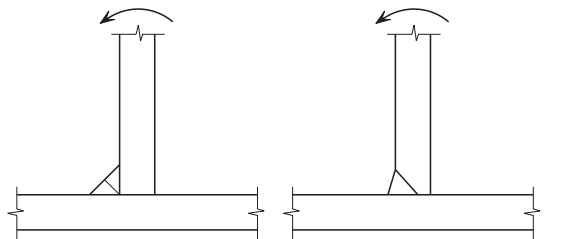
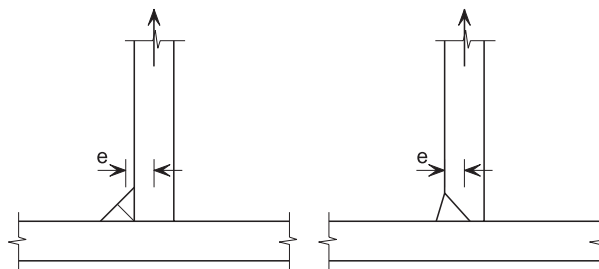


Рисунок 8.11  
Ексцентриситет при дії зусилля розтягу



ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 також містить правила конструювання та розрахунку окремих типів вузлів.

## 9 РЕКОМЕНДОВАНА ПОСЛІДОВНІСТЬ ПРОВЕДЕННЯ ПЕРЕВІРНИХ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ

Усі викладені нижче розрахунки відповідають правилам відповідних частин Єврокодів та їхнім Національним додаткам. Якщо робиться посилання на сторонні документи, цей пункт виділяється сірим фоном.

У наведених нижче схемах прийнято, що переріз елемента є попередньо заданим. При вирішенні задачі підбору перерізу може виникнути необхідність ітераційного перерахунку алгоритму з метою визначення найбільш економічного варіанту.

### 9.1 Шарнірно-оперті гарячекатані балки двотаврового перерізу

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Визначити умови обпирання та місця розкріплення стиснутого пояса із площини згину		
2	Для граничного стану за несучою здатністю визначити максимальну розрахункову перерізувальну силу $V_{Ed}$ та момент $M_{Ed}$ з урахуванням відповідних навантажень та частинних коефіцієнтів $\gamma_F$ .	2.3.3 та 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 та Розділ 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
3	Прийняти попередні розміри перерізу із заданими характеристиками та клас сталі		
4	Визначити клас перерізу при згині	Таблиця 5.1	Таблиця 5.2
5	Визначити несучу здатність перерізу на згин та перевірити дотримання нерівності $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$	6.2.5	6.2.5
6	Визначити несучу здатність перерізу на зріз $V_{pl,Rd}$	6.2.6	6.2.6
7	Якщо $V_{Ed} > V_{pl,Rd}$ , тоді підібрати переріз із більш товстою стінкою або підсилити стінку шляхом приварення накладки		
8	Якщо $V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}$ , визначити зменшену несучу здатність перерізу на згин $M_{v,y,Rd}$ із урахуванням зрізу та перевірити виконання умови $M_{Ed} \leq M_{v,y,Rd}$	6.2.7	6.2.8

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
9	Перевірити, чи виключається втрата місцевої стійкості від зрізу	6.2.6(4)	6.2.6(6)
10	Якщо місцева втрата стійкості при зрізі не виключається, необхідно передбачити поперечні ребра жорсткості та перевірити стійкість стінки відсіку	6.5	Розділ 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5
11	Якщо $M_{Ed} > M_{f,Rd}$ та $V_{Ed}/V_{bw,Rd} > 0.5$ , необхідно виконати перевірку на втрату місцевої стійкості від спільної дії моменту та перерізуювального зусилля	6.5.4	Розділ 7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5
12	Визначити необхідність перевірки стійкості плоскої форми згину. Якщо перевірка не вимагається (наприклад, коли стиснутий пояс повністю розкріплений), переходити до Пункту (17)	6.3.2	6.3.2.1(2)
13	Розрахунок умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{LT}$	6.3.2.2	6.3.2.2
14	Якщо $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ , переходити до Пункту (17)		6.3.2.2(4)
15	Розрахувати відношення $h/b$ та визначити $\chi_{LT}$ , ґрунтуючись на $\bar{\lambda}_{LT}$	6.3.2.2, Таблиця 6.7, Рис. 6.1	6.3.2.2, Рис. 6.4
16	Визначити несучу здатність за стійкістю $M_{b,Rd}$ ділянки елемента між розкріпленнями із площини згину. Якщо виконується умова $M_{b,Rd} > M_{Ed}$ , то переріз задовольняє вимогам. Якщо умова не виконується, слід підібрати більш потужний переріз.	6.3.2.1	6.3.2.1
17	Повторити розрахунок за Пунктами з 9 до 13 для інших ділянок між розкріпленнями		
18	Використовуючи характеристичні комбінації навантажень, визначити максимальні вертикальні переміщення	2.3.5	6.5.3 ДСТУ-Н Б EN 1990
19	Перевірити, чи задовольняють вертикальні переміщення вимогам	7.1	Додаток А1 та НБ.2.10 ДСТУ-Н Б EN 1990
20	За необхідності слід провести динамічний розрахунок		
21	Визначити необхідний підклас сталі	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б 1993-1-10

## 9.2 Розтягнуті елементи

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Для граничного стану за несучою здатністю визначити розрахункові зусилля розтягу $N_{Ed}$ з урахуванням відповідних навантажень та частинних коефіцієнтів надійності $\gamma_F$	2.3.3 та 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 та Розділ 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
2	Прийняти клас сталі		
3	Прийняти попередні розміри перерізу із заданими характеристиками та перевірити вимоги до товщини для вибраного матеріалу. У першому наближенні приймається площа поперечного перерізу, яка задовольняє вимозі $N_{Ed}/A < f_y$		
4	Визначити несучу здатність на розтяг $N_{t,Rd}$ . Для перерізів із отворами $N_{t,Rd}$ повинно знижуватися, шляхом взяття меншого зі значень $N_{pl,Rd}$ та $N_{u,Rd}$ . Для перерізів без отворів $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$	6.2.3	6.2.3
5	Якщо $N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1.0$ , переріз задовольняє вимогам	6.2.3(1)	6.2.3(1)
6	Визначити необхідний підклас сталі	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

## 9.3 Центральні-стиснуті елементи

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Для граничного стану за несучою здатністю визначити розрахункове стискуjące зусилля $N_{Ed}$ з урахуванням відповідних навантажень та частинних коефіцієнтів $\gamma_F$	2.3.3 та 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 та Розділ 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
2	Прийняти клас сталі		
3	Прийняти попередні розміри перерізу із заданими характеристиками та перевірити вимоги до товщини для вибраного матеріалу. У першому наближенні може прийматися площа поперечного перерізу, яка задовольняє вимозі міцності $N_{Ed}/A < f_y$ , або яка відповідає необхідному моменту інерції в площині меншої жорсткості за Ейлером		

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
4	Визначити клас перерізу. Для випадку перерізів Класу 4 слід діяти згідно із ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 або ж збільшити товщини частин перерізу	Таблиця 5.1	Таблиця 5.2
5	Визначити розрахункову довжину $L_{cr}$ відносно кожної із осей		
6	Визначити умовну гнучкість $\bar{\lambda}$ відносно кожної із осей	6.3.1.2(2)	6.3.1.2(2)
7	Визначити відповідну криву втрати стійкості для кожної вісі в залежності від типу перерізу та товщини сталі	Таблиця 6.2	Таблиця 6.2
8	Для кожної осі визначити коефіцієнт стійкості $\chi$ та прийняти менший з них	6.3.1.2 Таблиця 6.3, Рис. 6.1	6.3.1.2, Рис. 6.4
9	Розрахувати несучу здатність за стійкістю $N_{b,Rd}$ . Якщо $N_{b,Rd} > N_{Ed}$ , переріз задовольняє вимогам.	6.3.1.1(2)	6.3.1.1(2)
10	Визначити необхідний підклас сталі	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

#### 9.4 Стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи

№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Визначити $N_{b,y,Rd}$ та $N_{b,z,Rd}$ (див.9.3)	6.3.1.1(2)	6.3.1.1(3)
2	Визначити $M_{b,R}$ (див. 9.1)	3.2.1	6.3.2
3	Визначити $M_{cb,z,Rd}$ (див. примітку)	6.2.5	6.2.5
4	Визначити $C_{my}$ , $C_{mz}$ та $C_{mLT}$ залежно від форми епюри згинальних моментів	Таблиця С.2	Таблиця В.3
5	Прийняти переріз із заданими характеристиками та клас сталі		
6	Ґрунтуючись на типі та класі перерізу, вибрати відповідні криві для визначення коефіцієнтів взаємодій $k$	Таблиця С.1	
7	Визначити коефіцієнти $k$ для $\bar{\lambda}$ та $N_{Ed} / N_{b,Rd}$ за відповідними кривими	6.3.3 та Додаток С	Таблиця В.1 або Таблиця В.2



№	Крок	Посилання на дану публікацію	Посилання на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
8	<p>Провести перевірку на спільну дію згину відносно двох осей та втрату стійкості у згинній формі (поздовжнього згину) у площині за формулою:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1$ <p>Якщо умова не виконується, вибрати потужніший переріз</p>	6.3.3	6.3.3(4)
9	<p>Перевірити на спільну дію згину відносно двох осей та згинальну форму втрати стійкості (поздовжній згин) із площини за формулою:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1$ <p>Якщо умова не виконується, вибрати потужніший переріз.</p>	6.3.3	6.3.3(4)

Примітки:

$M_{cb,z,Rd}$  розраховується за формулою  $M_{cb,z,Rd} = \frac{f_y W_z}{\gamma_{M1}}$ , яка рівноцінна виразу для несучої здатності на згин із площини за п.6.2.5 у разі, коли  $\gamma_{M1} = \gamma_{M0}$ .

Для елементів, які не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину та під дією стискаючого зусилля і згинального моменту тільки у площині ( $M_{z,Ed} = 0$ ),  $k_{zy}$  може прийматися таким, що дорівнює 0.

## 10 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОСНОВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 3

У даному розділі публікації розглянуто приклади проектування елементів різних конструктивних схем, які застосовуються у нескладних каркасах малоповерхових будівель.

Конструктивні рішення для прикладів обрано, передусім, таким чином, щоб максимально представити діапазон розрахункових ситуацій, а також типів елементів, тому вони мають деяку ступінь ідеалізації та спрощень.

При розрахунку навантажень використано найменш сприятливі поєднання, отримані за формулами (6.10a) та (6.10b) ДСТУ-Н Б EN 1990 для навантажень, найхарактерніших у масовому будівництві. Для визначення характеристичних навантажень у рамках наведених прикладів було використано Національні додатки України.

## 10.1 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВОЇ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ, РОЗТАШОВАНОЇ ВСЕРЕДИНІ БУДІВЛІ

### 10.1.1 Розробка конструктивної схеми та збір навантажень

Каркас, що розглядається у прикладі, являє собою балочну клітку, яка розташовується всередині об'єму існуючої будівлі.

Подібні конструкції використовують у промисловому будівництві для розміщення технологічного обладнання при організації виробничих процесів у кількох рівнях, а також у цивільному будівництві з метою організації антресольних поверхів. У даному прикладі вважається, що балочна клітка призначена для складування по всій площі негорючих упакованих матеріалів у тарі.

Колони та головні балки у каркасі прийняті зі зварних профілів, які складені із листів; другорядні балки прийняті з прокатних двотаврів, а елементи в'язей – із прямошовних електрозварних труб.

Рисунок 10.1.1  
Модель проектного каркаса

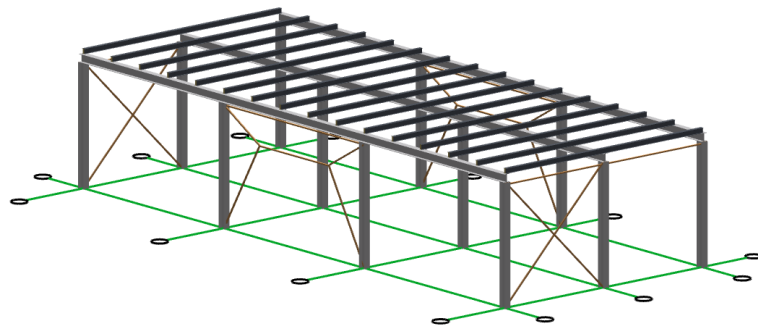
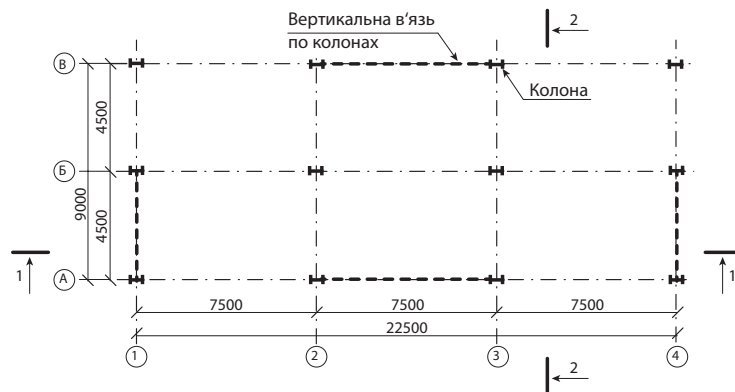


Рисунок 10.1.2  
План розміщення колон та вертикальних в'язей у каркасі



						10.1.1. РОЗРОБКА КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ТА ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВОЇ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ, РОЗТАШОВАНОЇ ВСЕРЕДИНІ БУДІВЛІ		
						Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	3
Перевірів								

Рисунок 10.1.3  
План розташування несучих елементів перекриття каркаса

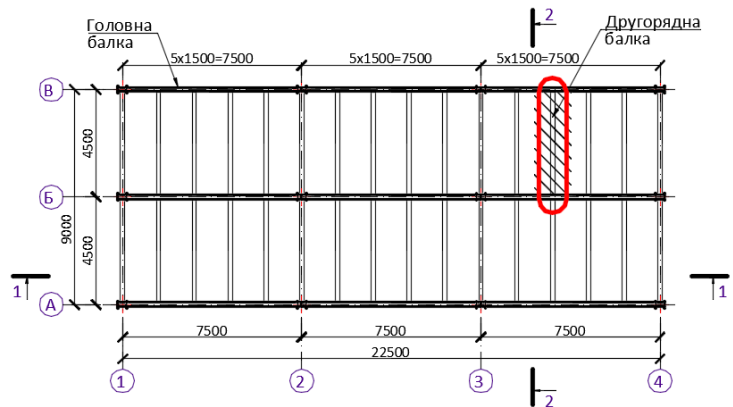
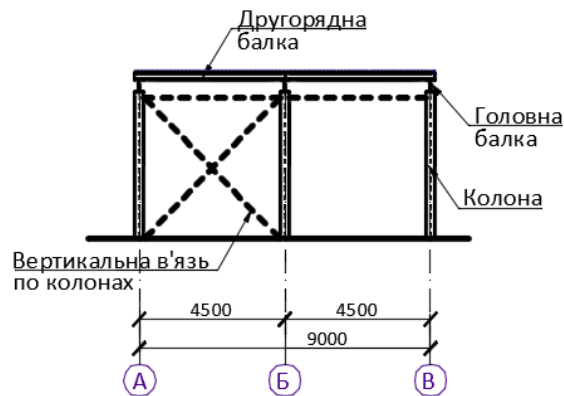


Рисунок 10.1.4  
Розріз 1-1 по несучих конструкціях каркаса



Рисунок 10.1.5  
Розріз 2-2 по несучих конструкціях каркаса



**Вихідні дані для проектування**

Визначимо характеристичні навантаження на 1 м<sup>2</sup> балочної клітки.

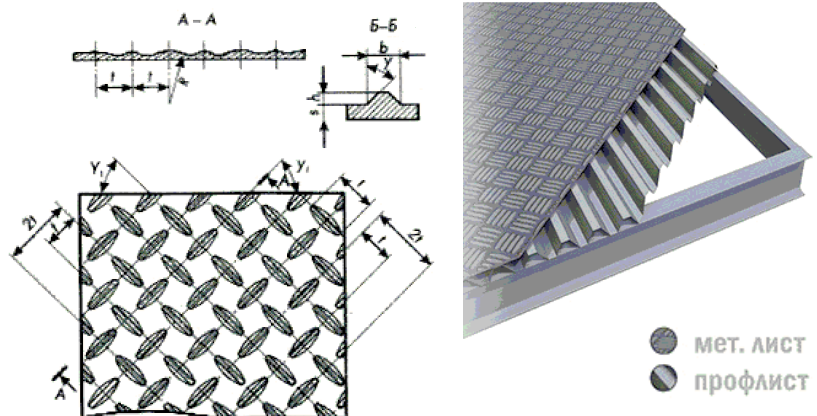
1. Постійні дії:

Покриття підлоги балочної клітки прийнято із рифленого листа, товщиною 5 мм по профільованому листу, до якого він кріпиться на самонарізних гвинтах.

Розрахунок конструкції підлоги проводиться окремо і в даному прикладі не наведений.

						Приклад 10.1.1 Розробка конструктивної схеми та збір навантажень	Аркуш 2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Рисунок  
10.1.6  
Елементи  
конструкції  
підлоги  
балочної  
клітки



Таблиця  
10.1.1  
Товщина  
та маса 1м<sup>2</sup>  
рифленого  
листа  
ГОСТ 8568-77

Товщина основи листа $S$ , мм	Ширина основи рифу $b$ , мм	Вага 1 м <sup>2</sup> , кг
Сочевичне рифлення		
3	4	24,2
4	4	32,2
5	5	40,5

Таким чином, постійне характеристичне навантаження від власної ваги рифленого листа дорівнює:  $G_k = (40,5 \cdot 0,98 \cdot 10^{-2}) = 0,40 \text{ кН/м}^2$ .


Вагу одного квадратного профільованого листа приймаємо за таблицями ДСТУ Б В.2.6-9:2008, вона становить 0,62 кН/м<sup>2</sup>.

## 2. Перемінні дії:

Технологічне навантаження на 1 м<sup>2</sup> балочної клітки відповідно до завдання на проектування від складування матеріалів становить 500кг. Таким чином, характеристичне корисне навантаження становить:

$$Q_k = 500 \cdot 0,98 \cdot 10^{-2} = 4,9 \text{ кН/м}^2.$$

						Приклад 10.1.1 Розробка конструктивної схеми та збір навантажень	Аркуш 3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p><b>10.1.2</b></p> <p><b>10.1.2.1</b></p> <p>Таблиця 10.1.2</p> <p><b>Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття</b></p> <p><b>10.1.2.2</b></p> <p>Таблиці НБ.2.3 НБ.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1990</p>	<p><b>Розрахунок другорядної балки з шарнірним обпиранням та розкріпленням верхнім поясом</b></p> <p>Розглянемо у даному прикладі перевірку перерізу однієї з типових другорядних балок, які розташовані в осях «2», «Б»-«В». Довжина балок становить <math>L=4,5</math> м, а крок – 1,5 м. Прийнято, що кожна балка закріплена шарнірно на обох опорах, а її верхній пояс повністю розкріплений із площини настилом, шляхом закріплення самонарізними гвинтами у кожному гофрі.</p> <p><b>Збір навантажень на балку</b></p> <p><b>Постійні навантаження</b></p> <p>Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття на <math>1 \text{ м}^2</math> наведено нижче у таблиці:</p> <table border="1" data-bbox="587 904 1412 1216"> <thead> <tr> <th>Складові конструкції підлоги</th> <th>Характеристичне значення навантаження, <math>g_k</math>, <math>\text{кН/м}^2</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Покриття майданчика – рифлений лист (<math>t = 5</math> мм)</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>Профлист (<math>t = 8</math> мм)</td> <td>0,62</td> </tr> <tr> <td><b>Всього</b></td> <td><b><math>G_k = 1,02</math></b></td> </tr> </tbody> </table> <p><b>Змінне корисне навантаження</b></p> <p>Змінне корисне навантаження на балочну клітку, як було обчислено вище, становить <math>4,9 \text{ кН/м}^2</math>. Таким чином, <math>Q_k = 4,9 \text{ кН/м}^2</math>.</p> <p><b>Граничний стан за несучою здатністю (розрахунок за першим граничним станом)</b></p> <p>При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів, частинні коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймаються згідно з національним додатком. Частинний коефіцієнт надійності для постійних дій дорівнює:</p> $\gamma_G = 1.35,$	Складові конструкції підлоги	Характеристичне значення навантаження, $g_k$ , $\text{кН/м}^2$	Покриття майданчика – рифлений лист ( $t = 5$ мм)	0,40	Профлист ( $t = 8$ мм)	0,62	<b>Всього</b>	<b><math>G_k = 1,02</math></b>																
Складові конструкції підлоги	Характеристичне значення навантаження, $g_k$ , $\text{кН/м}^2$																								
Покриття майданчика – рифлений лист ( $t = 5$ мм)	0,40																								
Профлист ( $t = 8$ мм)	0,62																								
<b>Всього</b>	<b><math>G_k = 1,02</math></b>																								
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td>Перевірив</td> <td> </td> <td>А.С. Білик</td> <td> </td> <td> </td> <td>04.16</td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							Перевірив		А.С. Білик			04.16	<p>10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ</p> <p>ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВОЇ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ, РОЗТАШОВАНОЇ ВСЕРЕДИНИ БУДІВЛІ</p> <table border="1"> <tr> <td>Стадія</td> <td>Аркуш</td> <td>Аркушів</td> </tr> <tr> <td> </td> <td>1</td> <td>7</td> </tr> </table> <p> <small>НАЦІОНАЛЬНИЙ ЦЕНТР СТАЛЬНОГО СТРОЙСТВА www.uscc.com.ua</small></p>	Стадія	Аркуш	Аркушів		1	7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата																				
Перевірив		А.С. Білик			04.16																				
Стадія	Аркуш	Аркушів																							
	1	7																							

а частинний коефіцієнт надійності для перемінних дій

$$\gamma_Q = 1.5;$$

$$\xi = 0,85.$$

Коефіцієнт сполучення дій для тимчасового навантаження ( $\psi$ ) у розглянутому випадку не застосовний, оскільки технологічне навантаження є єдиною перемінною дією на перекриття. Вітер та сніг також не чинять ніякої дії на захищену будівлею балочну клітку.

При визначенні розрахункового сполучення навантажень обираємо менш сприятливий варіант:

Формула  
6.10a  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

- формула 6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$= 1,02 \cdot 1,35 + 4,9 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,727 \text{ кН/м}^2;$$

Формула  
6.10b  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990

- формула 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$= 0,85 \cdot 1,02 \cdot 1,35 + 4,9 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,52 \text{ кН/м}^2;$$

Таким чином, при визначенні розрахункового сполучення навантажень у розглянутому випадку використовуємо формулу

$$6.10a = 8,727 \text{ кН/м}^2 > 8,52 \text{ кН/м}^2 .$$

Розрахункове навантаження на погонний метр кожної другорядної балки з урахуванням їх кроку 1,5 м та ваги самих другорядних балок становить:

$$F_d = 8,727 \cdot 1,5 \cdot 0,1805 = 13,27 \text{ кНм.}$$

Визначимо максимальний розрахунковий згинальний момент  $M_{Ed}$  та максимальну поперечну силу  $V_{Ed}$ . При шарнірному закріпленні та рівномірно розподіленому навантаженні максимальний згинальний розрахунковий момент  $M_{y,Ed}$  відносно вісі (y-y) виникає у середині прольоту та дорівнює:

$$M_{y,Ed} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} = \frac{13,27 \cdot 4,5^2}{8} = 33,6 \text{ кНм;}$$

Максимальна розрахункова поперечна сила  $V_{Ed}$  виникає на опорі:

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ
						2

$$V_{Ed} = \frac{F_d \cdot L}{2} = \frac{13,27 \cdot 4,5}{2} = 29,86 \text{ кНм.}$$

### 10.1.2.3 Перевірка перерізу балки

Таблиця 3.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Для другорядних балок приймемо сталь S235. При попередній максимальній товщині несучого елемента  $t \leq 40$  мм границя текучості дорівнює:

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2.$$

Тоді момент опору перерізу відносно головної вісі ( $y$ - $y$ ), необхідний при діючих навантаженнях:

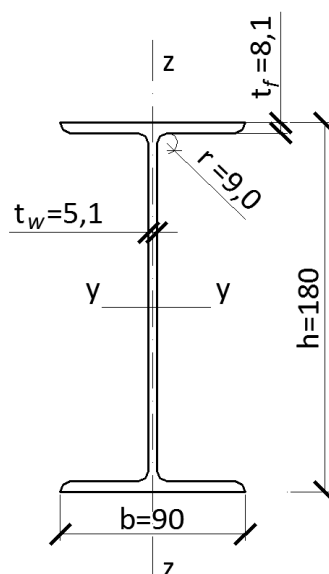
$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{33,6 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{235} = 142,98 \text{ см}^3$$

6.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

де  $\gamma_{M0}$  – частинний коефіцієнт надійності, який дорівнює 1,0.

Відповідно до таблиць сортаменту двотаврів із ухилом полиць ГОСТ 8239-89 підбираємо балку – двотавр №18, у якого  $W_{el,y} = 143,0 \text{ см}^3$ .

Рисунок  
10.1.7  
Поперечний переріз балки



Двотаврова гарячекатана балка №18 має такі характеристики:

- Висота поперечного перерізу .....  $h = 180,0$  мм;
- Висота стінки .....  $h_w = h - 2t_f = 163,8$  мм;
- Ширина поперечного перерізу .....  $b = 90$  мм;
- Товщина стінки .....  $t_w = 5,1$  мм;
- Товщина полиці .....  $t_f = 8,1$  мм;
- Радіус з'єднання полиці зі стінкою .....  $r = 9,0$  мм;
- Площа поперечного перерізу .....  $A = 23,4 \text{ см}^2$ ;

						10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ	Аркуш 3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		



- Момент інерції відносно осі (y-y)..... $I_y = 1290,0 \text{ см}^4$ ;
- Момент інерції відносно осі (z-z)..... $I_z = 82,6 \text{ см}^4$ ;
- Радіус інерції перерізу відносно осі z-z..... $i_z = 1,88 \text{ см}$ ;
- Момент опору перерізу в пружній стадії відносно осі (y-y)..... $W_{el,y} = 143,0 \text{ см}^3$ ;
- Модуль пружності..... $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ .

#### 10.1.2.4 Класифікація поперечного перерізу

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Для визначення класу перерізу необхідно знайти коефіцієнт  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Полиця:

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = \frac{(90 - 5,1 - 2 \times 9)}{2} = 33,45 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{33,45}{8,1} = 4,13.$$

Граничне відношення ширини до товщини полиці для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \times 1,0 = 9,0.$$

Перевіримо умову:

$$4,13 < 9,0.$$

Отже, у поперечному перерізі балки полиця належить до 1-го класу.

Стінка:

$$c = d = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 180 - 8,1 \cdot 2 - 9 \cdot 2 = 145,8 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{145,8}{5,1} = 28,6$$

Граничне відношення ширини до товщини стінки для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \times 1,0 = 72,0.$$

Перевіряємо умову:

$$28,6 < 72,0.$$

							Аркуш
						10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ	4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Отже, при дії згину стінка належить до 1-го класу.

Таким чином, увесь переріз балки при дії згину належить до 1-го класу.

**10.1.2.5 Перевірка несучої здатності перерізу балки на зсув**

Перевірка несучої здатності на зсув полягає у перевірці основної умови:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0,$$

де  $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$  – несуча здатність на зріз для 1-го класу поперечних перерізів.

Для прокатного двотавра при зсуві, паралельному стінці, його розрахункова площа у перерізі дорівнюватиме:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f,$$

але не менше, ніж  $\eta h_w t_w$ , де  $\eta = 1.0$  (в запас надійності).

Таким чином,

$$A_v = 23,4 \times 10^2 - (2 \times 90 \times 8,1) + (5,1 + 2 \times 9,0) \times 8,1 = 1069,11 \text{ мм}^2;$$

$$\eta h_w t_w = 1.0 \times 163,8 \times 5,1 = 835,38 \text{ мм}^2$$

$1069,11 \text{ мм}^2 > 835,38 \text{ мм}^2$ , умова виконується.

Для подальших розрахунків приймаємо  $A_v = 1069,11 \text{ мм}^2$ .

Тоді несуча здатність поперечного перерізу на зсув дорівнює:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{1069,11 \times (235 / \sqrt{3})}{1.0} \times 10^{-3} = 145,1 \text{ кН}.$$

Перевіримо основну умову:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{29,86}{145,1} = 0,21 < 1,0.$$

Таким чином, несуча здатність поперечного перерізу на зсув забезпечена.

							Аркуш
						10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ	5
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

### 10.1.2.6 Перевірка місцевої втрати стійкості стінки

Перевірку втрати місцевої стійкості при дії поперечних сил у стінці, не підкріпленій ребрами жорсткості, можна не перевіряти при дотриманні такої умови:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta};$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{163,8}{5,1} = 32,12;$$

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \times \left( \frac{1,0}{1,0} \right) = 72;$$

$32,12 < 72$ , умова виконується.

Таким чином, місцеву втрату стійкості стінки від дії поперечних зусиль можна не перевіряти.

### 10.1.2.7 Перевірка несучої здатності на згин

Перевірка несучої здатності на згин полягає у перевірці нерівності:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 .$$

Для поперечних перерізів 1-го класу:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} .$$

Якщо поперечна сила для прокатних елементів менше половини від несучої здатності на зсув  $V_{pl,Rd}$  у точці максимального згинального моменту, то її впливом на загальну несучу здатність можна знехтувати.

Попередньо, для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу відносно вісі (y-y) з урахуванням обмежених пластичних деформацій дорівнює:

$$W_{pl,y} = 1,12 W_{el,y} = 1,12 \cdot 143 = 160,16 \text{ см}^3 .$$

Тоді несуча здатність перерізу на згин:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{160,16 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 37,64 \text{ кНм} .$$

							Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ	6

<p>6.3.2.1(2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>10.1.2.8</p> <p>Таблиця НБ.2.6 ДСТУ-Н Б EN 1990[5]</p>	<p>Перевіримо основну умову:</p> $\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{33,6}{37,64} = 0,89 < 1,0.$ <p>Отже, несуча здатність поперечного перерізу на згин забезпечена.</p>
	<p><b>10.1.2.8 Перевірка втрати стійкості плоскої форми згину</b></p> <p>Оскільки балка, що розглядається, має розкріплення стиснутої полиці по всій довжині, що забезпечується кріпленням настилу, то немає необхідності у перевірці втрати стійкості плоскої форми згину.</p> <p><b>10.1.2.9 Розрахунок за експлуатаційною придатністю (розрахунок за другим граничним станом)</b></p> <p>Для балок, як і інших прольотних конструкцій, основними визначальними критеріями придатності до нормальної експлуатації є прогини.</p> <p><b>Визначення максимального вертикального переміщення</b></p> <p><b>Критерій 1</b> – граничний прогин за естетико-психологічними та конструктивними критеріями.</p> <p>Найжорсткіші вимоги висуваються, виходячи із конструктивних міркувань, за якими граничний прогин повинен становити не більше 1/300 прольоту.</p> <p>Сумарне навантаження для визначення вертикального переміщення дорівнює:</p> $F = L \cdot (s \cdot (g_k + q_k) + q_{\text{балки}}) = 4,5 \cdot (1,5 \cdot (1,02 + 4,9) + 0,1805) = 40,77 \text{ кН.}$ <p>Прогин від навантаження:</p> $\delta = \frac{5}{384} \frac{F \cdot L^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{40,77 \cdot 4500^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 12900000} = 17,86 \text{ мм.}$ <p>Граничний прогин:</p> $\delta_{\text{limit}} = 4500 / 175 = 25,7 \text{ мм} > 17,86 \text{ мм.}$ <p><b>Умова виконується.</b></p>

						10.1.2. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ	Аркуш 7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

### 10.1.3 РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Розглянемо головну балку, розташовану по осі «Б» у осях «2»-«3». Прийнято, що балка шарнірно закріплена на колонах. Верхній пояс балки розкріплений другорядними балками, які спираються із кроком 1,5 м, але у запас надійності в даному прикладі головна балка розглядається як не розкріплена із площини. Таким чином, проліт головної балки становить  $L=7,5$  м, а крок – 4,5 м.

#### 10.1.3.1 Визначення навантажень на головну балку

Оскільки кількість другорядних балок, які спираються на головну балку,  $10/2 = 5$  шт., то навантаження, яке передається від них, умовно може бути прийнятим рівномірно розподіленим по довжині. Із попереднього прикладу приведене розрахункове навантаження за першим граничним станом дорівнює  $8,727$  кН/м<sup>2</sup>.

Ширина вантажної площі, з якої навантаження приходить на головну балку через другорядні:

$$(4,5\text{м}+4,5\text{м})/2= 4,5 \text{ м.}$$


Отже, лінійно розподілене наведене розрахункове навантаження становить:

$$F_d = 8,727 \cdot 4,5 = 39,27 \text{ кН/м.}$$

До обчисленого навантаження слід додати власну вагу від другорядних балок. Спрощено, вага від другорядних балок може бути розглянута як рівномірно розподілене по всій довжині головної балки навантаження. На головну балку приходить вага від 5 другорядних балок, прикладених із кроком 1,5 м, яку ми замінюємо еквівалентним розподіленим навантаженням. Таким чином, при номінальній лінійній густині балок із сортаменту 0,1805 кН/метр погонний, власна вага від усіх другорядних балок дорівнює:

$$0,1805 \text{ кН/м} \cdot 4,5 \text{ м} \cdot (5 \text{ шт.} \div 7,5 \text{ м}) = 0,54 \text{ кН/м.}$$

Також врахуємо приблизну власну вагу головної балки, яку попередньо приймаємо на основі досвіду проектування як 2,5 % від діючого навантаження:  $39,27 \text{ кН/м} \cdot 0,025 = 0,98 \text{ кН/м.}$

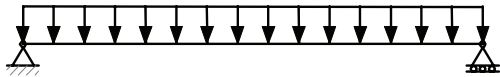
						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	СТАДІЯ	АРКУШ	АРКУШІВ
							1	9
Перевірив		А.С. Білик			04.16			

Таким чином, значення сумарного розрахункового навантаження на головну балку:

$$F_d = 39,27 + (0,98 + 0,54) \cdot 1,35 = 41,33 \text{ кН/м.}$$

$$F_d = 41,33 \text{ кН/м.}$$

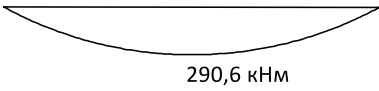
Рисунок 10.1.8  
Розрахункова схема розрахункового навантаження на головну балку



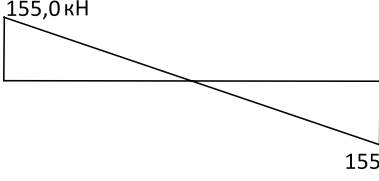
Максимальний згинальний момент у головній балці при рівномірно розподіленому навантаженні буде посередині прольоту:

$$M_{y,Ed} = \frac{F_d L^2}{8} = \frac{41,33 \times 7,5^2}{8} = 290,6 \text{ кНм.}$$

Максимальна поперечна сила на опорах:

$$V_{Ed} = \frac{F_d L}{2} = \frac{41,33 \times 7,5}{2} = 155,0 \text{ кН.}$$


Форма епюри згинальних моментів у балці



Форма епюри поперечних сил

**10.1.3.2 Часткові коефіцієнти надійності опору**

6.1 Часткові коефіцієнти надійності для розрахункового опору для елементів дорівнюють:

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\gamma_{M0} = 1,0; \gamma_{M1} = 1,0.$$

**10.1.3.3 Перевірка перерізу головної балки**

Таблиця 3.1 Як конструкційний матеріал головної балки приймаємо сталь S235. При попередній максимальній товщині перерізу елемента  $t \leq 40$  мм гра-

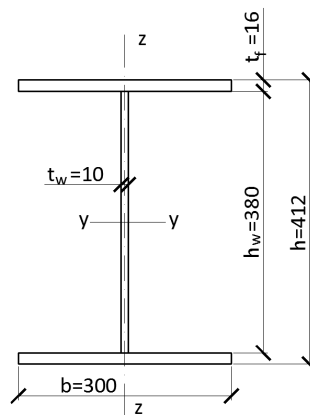
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		2

ниця текучості для обраної сталі дорівнює  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .  
Необхідний момент опору перерізу в пластичній стадії відносно головної вісі (y-y) дорівнює:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{290,6 \times 10^3 \times 1,0}{235} = 1236,6 \text{ см}^3.$$

Рисунок 10.1.9  
Схема поперечного перерізу головної балки



Приймаємо зварну балку, складену з листів таких розмірів:

- Висота поперечного перерізу .....  $h = 412 \text{ мм}$ ;
- Ширина поперечного перерізу .....  $b = 300 \text{ мм}$ ;
- Висота стінки .....  $h_w = 380 \text{ мм}$ ;
- Товщина стінки .....  $t_w = 10 \text{ мм}$ ;
- Товщина полиці .....  $t_f = 16 \text{ мм}$ .

Таким чином, площа поперечного перерізу балки може бути обчислена як:

$$A = A_w + 2A_f = 38 \cdot 1 + 2 \cdot 30,0 \cdot 1,6 = 134 \text{ см}^2.$$

Момент інерції перерізу відносно вісі y-y:

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

$$= \frac{1,0 \times 38^3}{12} + 2 \times 1,6 \times 30,0 \times \left( \frac{38}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 = 42208,5 \text{ см}^4$$

Визначимо момент опору перерізу балки відносно вісі y-y:

$$W_{el,y} = \frac{I_y \cdot 2}{h} = \frac{42208,5 \cdot 2}{41,2} = 2049 \text{ см}^3$$

Для сталевих зварних двотаврових профілів момент опору перерізу із коефіцієнтом урахування розвитку обмежених пластичних деформацій визначається за формулою:

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	3

10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ





Таким чином, стінка головної балки при дії згину належить до 1-го класу перерізів. Отже, увесь переріз головної балки при дії згину належить до 1-го класу.

### 10.1.3.5 Перевірка несучої здатності перерізу балки на зріз

6.2.6  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Перевірка несучої здатності на зріз полягає у виконанні основної умови при розрахунку:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ (для 1-го класу поперечних перерізів),}$$

де  $A_v$  – частина площі перерізу, яка працює на зріз.

Для зварного перерізу при зсуві, паралельному стінці балки, площа, яка зсувається у перерізі, дорівнюватиме:

6.2.6 (3)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$A_v = A - \sum (h_w t_w)$ , але не менше, ніж  $\eta \sum h_w t_w$ , де  $\eta = 1.0$  в запас надійності.

Таким чином,

$$A_v = 134 \times 10^2 - (380 \times 10) = 9600 \text{ мм}^2;$$

$$\eta \sum h_w t_w = 1.0 \times 380 \times 10 = 3800 \text{ мм}^2;$$

$9600 \text{ мм}^2 > 3800 \text{ мм}^2$ , умова виконується. Отже, для подальших розрахунків приймаємо  $A_v = 9600 \text{ мм}^2$ .

Таким чином, несуча здатність поперечного перерізу балки на зріз:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{9600 \times (235 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1302,54 \text{ кН}$$

Перевіримо основну умову:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{155,0}{1302,54} = 0,12 < 1,0$$

Таким чином, несуча здатність поперечного перерізу балки на зсув забезпечена.

### 10.1.3.6 Перевірка місцевої втрати стійкості стінки

Відношення висоти стінки балки до її товщини становить:

						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		5

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{10} = 38.$$

Граничне значення відношення:

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \times \left( \frac{1,0}{1,0} \right) = 72$$

Тоді  $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 38 < 72$ . Умова виконується, а значить, пере-

вірку місцевої втрати стійкості при зсуві розглядати немає необхідності.

### 10.1.3.7 Перевірка несучої здатності балки на згин

6.2.5  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Несуча здатність зварної головної балки на згин перевіряється аналогічно другорядним балкам.

При моменті опору перерізу відносно вісі (y-y) із урахуванням обмежених пластичних деформацій  $W_{pl,y} = 2\,261,8 \text{ см}^3$ , несуча здатність елемента головної балки на згин дорівнює:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = ((2\,261,8 \cdot 235)/1,0) \cdot 10^{-3} = 531,5 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{290,6}{531,5} = 0,55 < 1,0.$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу на згин забезпечена.

### 10.1.3.8 Перевірка балки на стійкість плоскої форми згину

6.3.2(2)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Оскільки прийнято, що головна балка, яка розглядається, не має розкріплення стиснутої верхньої полиці, то є необхідність її перевірки на балочну стійкість плоскої форми згину (за згинально-крутильною формою). При цьому необхідно перевірити дотримання такої умови:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0.$$

6.3.2.3  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

#### Визначення понижуючого коефіцієнта стійкості при згинно-крутильній формі

Для двотаврових прокатних або зварних профілів понижуючий коефіцієнт при розрахунку втрати стійкості плоскої форми:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ але } \chi_{LT} \leq 1,00, \text{ але } \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2},$$

де

							Аркуш
						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ	6
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Значення  $\bar{\lambda}_{LT}$  визначаємо як:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UV \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w},$$

де

$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$  – член, що залежить від епюри розподілу згинальних моментів у елементі. При параболічній епюрі згинальних моментів  $\frac{1}{\sqrt{C_1}} = 0,94$ ;

$U$  – характеристика перерізу, яка у запас надійності може бути прийнята 0,9;

$V$  – параметр, який залежить від гнучкості елемента. Для симетричних профілів без навантажень із площини можна прийняти  $V = 1,0$ ;

$\beta_w$  – параметр, який враховує клас поперечного перерізу, дорівнює 1,0.

Гнучкість  $\lambda_z = \frac{kL}{i_z}$ , де  $k$  – коефіцієнт розрахункової довжини, який при розкріпленні балки із площини тільки у опорних перерізах, можна прийняти

$$k = 1,0.$$

Момент інерції перерізу відносно вісі  $z-z$  дорівнюватиме:

$$I_z = \frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + 2 \cdot t_f \cdot b^3}{12} = \frac{(41,2 - 2 \cdot 1,6) \cdot 1^3 + 2 \cdot 1,6 \cdot 30^3}{12} = 7203,2 \text{ см}^2.$$

Відповідно радіус інерції перерізу:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{7203,2}{134}} = 7,33 \text{ см}$$

Отже,

$$\lambda_z = \frac{k \cdot L}{i_z} = \frac{1,0 \cdot 7500}{73,3} = 102$$

Тоді

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,3;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 102 / 93,3 = 1,1;$$

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	7

10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UV \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w} = 0,94 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{1,0} = 0,93.$$

Мінімальне значення  $\beta = 0,75$ .

Для зварних перерізів зі співвідношенням:

$$\frac{h}{b} = \frac{412}{300} = 1,37$$

використовуємо криву втрати стійкості «с», для якої коефіцієнт, який враховує початкові недосконалості,  $\alpha_{LT} = 0,49$ .

Таким чином, значення  $\Phi_{LT}$ :

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,49 \cdot (0,93 - 0,2) + 0,93^2] = 1,11.$$

Понижуючий коефіцієнт стійкості для згинально-крутильної форми:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,11 + \sqrt{1,11^2 - 0,75 \cdot 0,93^2}} = 0,56$$

Перевіримо умову:  $\chi_{LT} = 0,56 < 1,00$ .

6.3.2.3(2)  
Таблиця 6.6  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

**Корегування понижуючого коефіцієнта стійкості при згинально-крутильній формі:**

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \text{ але } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2]; \text{ але } f \leq 1;$$

$$k_c = 0,94;$$

$$0,94 < 1; \text{ умова виконується}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,93 - 0,8)^2] = 0,971;$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{0,56}{0,971} = 0,58;$$

Несуча здатність не розкріпленої із площини балки на стійкість плоскої форми згину буде:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0,58 \cdot \frac{2261,8 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 308,3 \text{ кНм.}$$

							Аркуш
						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ	8
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Перевіряємо умову:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{290,6}{308,3} = 0,94 < 1,0.$$

**Умова виконується.**

### 10.1.3.9

**Визначення граничного стану за експлуатаційною придатністю (розрахунок головної балки за другим граничним станом)**

Таблиця  
НБ.2.6  
ДСТУ-Н Б  
EN 1990[5]

**Критерій 1 (граничний прогин за естетико-психологічним та конструктивним критеріями)**

Найбільш жорсткі вимоги висуваються із конструктивних міркувань. Граничний прогин повинен становити не більше 1/300 прольоту.

Сумарне навантаження:

$$\begin{aligned} F &= L \cdot (s \cdot (g_k + q_k) + q_{\text{балки}} + q_{\text{другоряд.балок}}) = \\ &= 7,5\text{м} \cdot (4,5\text{м} \cdot (1,02 \text{кН/м}^2 + 4,9 \text{кН/м}^2) + 0,54 \text{кН/м} + \\ &\quad + 0,98 \text{кН/м}) \times 10^{-6} = 211,2 \text{кН}. \end{aligned}$$

Прогин від навантаження:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{F \cdot L^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{211,2 \cdot 7500^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 378182400} = 14,61 \text{мм}.$$

Граничний прогин:

$$\delta_{\text{limit}} = 7500 / 212,5 = 35,3 \text{мм} > 14,61 \text{мм}.$$

**Умова виконується.**

							Аркуш
						10.1.3. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНОЇ БАЛКИ	9
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

### 10.1.4 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

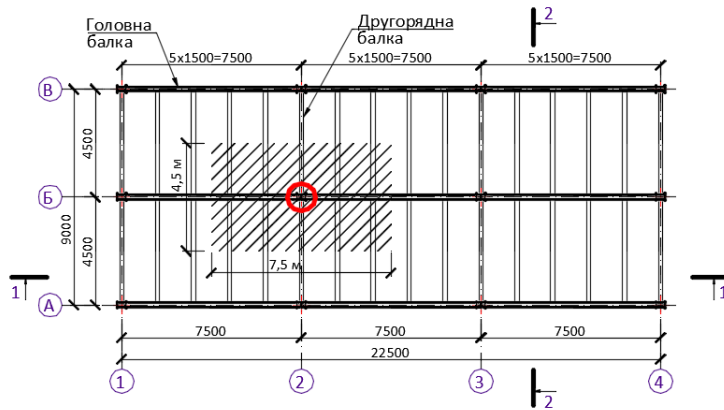
Розглянемо колону, яка знаходиться на перетині вісей «Б» та «2». Її розрахункова модель прийнята як центрально-стиснута у припущенні переважання дії поздовжньої вертикальної сили порівняно із згинальними моментами від ексцентриситетів передачі навантажень та можливої нерівномірності розподілу навантажень по перекриттю. Висота колони прийнята 4,65 м, верхня відмітка колони +4,5 м та заглиблення бази колони нижче відмітки підлоги -0,15 м.

Спрощено вважається, що обидва кінці колони закріплені шарнірно. Переріз колони приймаємо двотавровим, складеним із листової сталі S235.

#### 10.1.4.1 Збір навантажень на колону

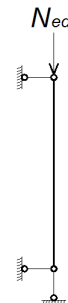
Вантажна площа для колони має розміри 4,5x7,5 м.

Рисунок 10.1.10 До визначення навантажень на колону



Таким чином, розрахункове навантаження на колону від опорядження перекриття складе:

$$N = 8,727 \cdot 4,5 \cdot 7,5 = 294, 54 \text{ кН.}$$



10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ						Стадія	Аркуш	Аркушів
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	1	7	
ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВОЇ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ, РОЗТАШОВАНОЇ ВСЕРЕДИНІ БУДІВЛІ								
Перевірив	А.С. Білик			04.16				

6.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

До наведеного навантаження додається навантаження від власної ваги головних та другорядних балок. Вага другорядної балки, як було встановлено вище, становить 0,81225 кН. Вага головної балки  $= A \cdot L \cdot \rho = 132,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \cdot 7,5 \text{ м} \cdot 7850 \text{ кг/м}^3 = 781,86 \text{ кг} = 7,67 \text{ кН}$ . (100кг=0,981кН)

Таким чином,  $N_{ed} = 294,54 + (10 \cdot 0,81225 + 0,5 + 2 \cdot 7,67 \cdot 0,5) \cdot 1,35 = 307,7 \text{ кН}$ .

Частинні коефіцієнти надійності для випадку, що розглядається:

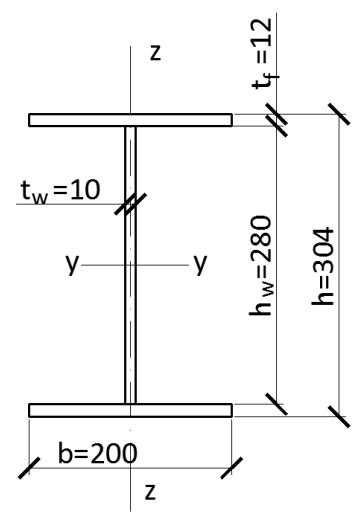
$\gamma_{M0} = 1,0; \gamma_{M1} = 1,0$ .

**10.1.4.2 Перевірка перерізу колони**

Таблиця 3.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Колона прийнята виконаною зі сталі S235. При попередній максимальній товщині перерізу колони  $t \leq 40 \text{ мм}$  границя текучості дорівнює  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ .

Рисунок  
10.1.11  
Схема поперечного перерізу колони



Попередньо приймаємо колону такого перерізу:

- Висота поперечного перерізу .....  $h = 304 \text{ мм}$ ;
- Ширина поперечного перерізу .....  $b = 200 \text{ мм}$ ;
- Висота стінки .....  $h_w = 280 \text{ мм}$ ;
- Товщина стінки .....  $t_w = 10 \text{ мм}$ ;
- Товщина полиці .....  $t_f = 12 \text{ мм}$ .

Таким чином, площа поперечного перерізу колони становить:

$A = A_w + 2A_f = 28 \cdot 1 + 2 \cdot 20,0 \cdot 1,2 = 76 \text{ см}^2$ .

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	2
10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ						

Визначимо момент інерції відносно вісі у-у:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3 - (b - t_w) \cdot (h - 2 t_f)^3}{12} =$$

$$= \frac{20 \cdot 30,4^3 - (20 - 1) \cdot (30,4 - 2 \cdot 1,2)^3}{12} = 12066,8 \text{ см}^4$$

Момент інерції відносно вісі, z-z:

$$I_z = \frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + 2 \cdot t_f \cdot b^3}{12} =$$

$$= \frac{(30,4 - 2 \cdot 1,2) \cdot 1^3 + 2 \cdot 1,2 \cdot 20^3}{12} = 1602,3 \text{ см}^4$$

Радіуси інерції відносно вісей у-у та z-z відповідно дорівнюватимуть:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12066,8}{76}} = 12,6 \text{ см}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1602,3}{76}} = 4,6 \text{ см}$$

#### 10.1.4.4 Класифікація поперечного перерізу колони

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Для визначення класу перерізу необхідно передусім знайти коефіцієнт  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Для полиці:

$$c = \frac{(b - t_w - 2k_f)}{2} = \frac{(200 - 10 - 2 \times 6)}{2} = 89 \text{ мм}$$

де  $k_f$  – мінімальне значення катета зварного шва колони;

$$\frac{c}{t_f} = \frac{89}{12} = 7,42$$

Граничне відношення ширини до товщини полиці для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon = 9 \times 1,0 = 9,0$$

							Аркуш
						10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ	3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		



Перевіряємо умову:

$$7,42 < 9,0.$$

Умова виконується, отже, полиця поперечного перерізу колони належить до 1-го класу.

Для стінки:

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot k_f = 304 - 2 \cdot 12 - 2 \cdot 6 = 268 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{268}{10} = 26,8$$

Граничне значення відношення ширини до товщини стінки для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \varepsilon = 33 \times 1,0 = 33$$

Перевіряємо умову:

$$26,8 < 33,0.$$

Умова виконується, таким чином, стінка колони при зусиллях стиску належить до 1-го класу.

Таким чином, увесь переріз колони належить до 1-го класу.

#### 10.1.4.5 **Визначення розрахункових довжин колони**

У даному розрахунку прийнято, що колона має шарнірне закріплення на кінцях.

Тоді розрахункова довжина при перевірці стійкості відносно осі у-у:

$$L_{cr,y} = 4,65 \text{ м};$$

та розрахункова довжина при перевірці відносно z-z :

$$L_{cr,z} = 4,65 \text{ м}.$$

#### 10.1.4.6 **Перевірка міцності поперечного перерізу колони**

6.2.4  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Міцність центрально-стиснутого елемента вважається забезпеченою при виконанні умови:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

							Аркуш
						10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ	4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

	<p>Розрахункове значення несучої здатності <math>N_{c,Rd}</math> поперечного перерізу 1 класу визначається як:</p> $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 1\,786 \text{ кН.}$ <p>Перевірка міцності визначається умовою:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{307,7}{1786} = 0,17 < 1,0.$ <p>Умова виконується, отже, несуча здатність поперечного перерізу на міцність забезпечена.</p>														
<p><b>10.1.4.7</b></p>	<p><b>Перевірка несучої здатності колони на стійкість</b></p> <p>Загальна стійкість колони при центральному стисканні визначається виконанням такої умови:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \text{ де } N_{b,Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}.$														
<p>6.3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>															
<p>6.3.1.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p><b>Визначення понижуючого коефіцієнта стійкості</b></p> <p>Понижуючий коефіцієнт стійкості відносно різних осей перерізу визначається як:</p> $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}, \text{ але } \chi_y \leq 1,00;$ $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}, \text{ але } \chi_z \leq 1,00.$														
	<p>У наведених вище формулах:</p> $\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right];$ $\Phi_z = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right].$														
<p>6.3.1.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Для поперечних перерізів 1 класу:</p> $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}, \text{ де:}$ <p><math>L_{cr}</math> – розрахункова довжина елемента у площині, яка розглядається;</p>														
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ</p> <table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> <td>5</td> </tr> </table>	Аркуш	5
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата										
Аркуш	5														

$i$  – радіус інерції перерізу відносно відповідної вісі;

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon.$$

Умовні гнучкості елемента:

$$\lambda_y = \frac{L_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{465}{12,6 \cdot 93,9 \cdot 1} = 0,4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{465}{4,6 \cdot 93,9 \cdot 1} = 1,07.$$

Таблиця 6.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

### **Вибір кривих втрати стійкості**

Для зварних двотаврових профілів при максимальних товщинах елементів перерізу  $t_f \leq 40$  мм та розрахунку відносно головної вісі  $y-y$  характерною є крива стійкості « $b$ ». Коефіцієнт, який враховує початкові недосконалості елемента для такої кривої,  $\alpha_y = 0,34$ .

При розрахунку із площини відносно вісі  $z-z$  для розглянутого перерізу буде характерна крива стійкості « $c$ » та коефіцієнт  $\alpha_z = 0,49$ .

Таким чином,

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 (0,4 - 0,2) + 0,4^2 \right] = 0,614;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 (1,07 - 0,2) + 1,07^2 \right] = 1,286;$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,614 + \sqrt{0,614^2 - 0,34^2}} = 0,889;$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,286 + \sqrt{1,286^2 - 0,49^2}} = 0,404.$$

Мінімальний коефіцієнт стійкості  $\chi_{\min} = 0,404$

Отже, розрахункове значення несучої здатності елемента на стійкість дорівнює:

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,404 \cdot \frac{76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 721,5 \text{ кН.}$$

Перевірка стійкості при поздовжньому згині:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{307,7}{721,5} = 0,43 < 1,0.$$

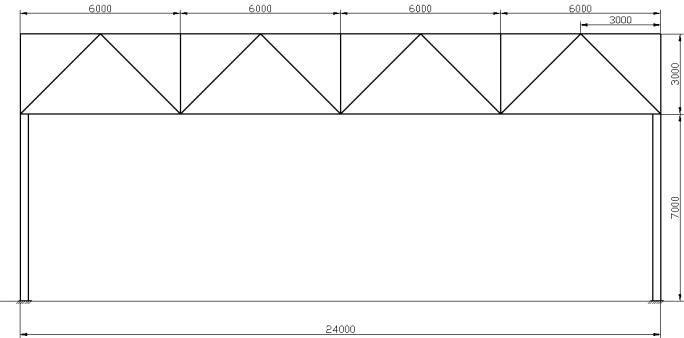

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	6

10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

Отже, несуча здатність на стійкість при поздовжньому згині забезпечена.

Як видно із розрахунку, заданий переріз колони прийнято з достатньо великим запасом міцності та стійкості. У реальному проектуванні параметри перерізів підбирають таким чином, щоб досягти максимальної економічності рішень. Також із навчальною метою переріз колони було скомпоновано так, щоб коефіцієнт стійкості із площини був значно меншим, ніж у площині. При реальному проектуванні переріз компонують так, щоб досягти рівності стійкості колони відносно обох площин або застосовують необхідні розкріплення для зменшення відповідної розрахункової довжини.

								Аркуш
								7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.1.4. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ		

<p><b>10.2</b>    <b>РОЗРАХУНОК ОДНОПРОЛІТНОЇ РАМИ (розрахунок ферми, розрахунок позацентрово-стиснутої колони)</b></p> <p><b>10.2.1</b>    <b>КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ</b></p> <p>У даному прикладі розглядається сталевий каркас безкранової однопролітної будівлі складського призначення. Покриття у будівлі виконано по фермах із поясами та елементами решітки з парних кутиків, а колони прийнято прокатного двотаврового перерізу.</p> <p>Місце будівництва – м. Київ. Місцевість звичайна, умови експлуатації будівлі нормальні, надзвичайні навантаження відсутні. Вітрова місцевість категорії ІІВ. Призначений проектний термін експлуатації будівлі – 50 років.</p> <p>Прийнятий клас наслідків будівлі СС2. Коефіцієнт <math>K_{FI} = 1.0</math> для класу надійності RC2, що відповідає класу наслідків СС2. Сталь елементів С275 із розрахунковим опором за межею текучості <math>f_y = 270</math> МПа; модуль Юнга для сталі <math>E = 210000</math> МПа.</p> <p><b>10.2.1.1</b>    <b>Геометрична схема каркаса</b></p> <p>Геометрична схема каркаса прийнята із кроком рамних поперечників 6м при загальній довжині будівлі 90 м.</p> <p>У даному розрахунковому прикладі розглядається тільки середня рама будівлі, розкріплена із площини та без урахування зусиль, які діють на торець будівлі. Прийнято, що будівля має плоский дах без суцільної парапетної частини. Ферма прийнята розкріпленою із площини у кожному вузлі. Розкріплення колон див. Рис. 10.2.3.</p>																																					
	<p>Рисинок 10.2.1. Геометрична схема рамного поперечника будівлі</p>	<table border="1"> <tr> <td colspan="6">10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3">РОЗРАХУНОК ОДНОПРОГОНОВОЇ РАМИ (розрахунок ферми, розрахунок позацентрово-стиснутої колони)</td> <td>Стадія</td> <td>Аркуш</td> <td>Аркушів</td> </tr> <tr> <td colspan="3"></td> <td></td> <td>1</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Перевірів</td> <td colspan="2">А.С. Білик</td> <td>04.16</td> </tr> </table> <div style="text-align: right;">  </div>	10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ						Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							РОЗРАХУНОК ОДНОПРОГОНОВОЇ РАМИ (розрахунок ферми, розрахунок позацентрово-стиснутої колони)			Стадія	Аркуш	Аркушів					1	8	Перевірів			А.С. Білик	
10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ																																					
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата																																
РОЗРАХУНОК ОДНОПРОГОНОВОЇ РАМИ (розрахунок ферми, розрахунок позацентрово-стиснутої колони)			Стадія	Аркуш	Аркушів																																
				1	8																																
Перевірів			А.С. Білик		04.16																																

<p>10.2.1.2</p> <p>Таблиця 10.2.1.1</p> <p>Постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття</p>	<p><b>Визначення навантажень на каркас</b></p> <p><b>Постійні навантаження</b></p> <p>Постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м<sup>2</sup> прийнято згідно з архітектурним проектом будівлі та наведено нижче у Таблиці 10.2.1.1</p> <table border="1" data-bbox="582 564 1407 1281"> <thead> <tr> <th>Елементи покрівлі</th> <th>Характеристичне значення навантаження <math>g_k</math>, кН/м<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Гідроізоляція</td> <td>0,16</td> </tr> <tr> <td>Утеплювач – мінеральна вата типу SUPERROCK (товщина <math>t = 200</math> мм, густина <math>\rho = 200</math> кг/м<sup>3</sup>)</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>Пароізоляційна плівка</td> <td>0,05</td> </tr> <tr> <td>Сталевий профільований настил Н60-845-0,7</td> <td>0,09</td> </tr> <tr> <td>Металоконструкції шатра покриття (ферми, в'язі)</td> <td>0,44</td> </tr> <tr> <td>Корисні постійні навантаження (освітлення, вентиляція)</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;"><b>Разом</b></td> <td><math>G_k=1.34</math></td> </tr> </tbody> </table>	Елементи покрівлі	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>	Гідроізоляція	0,16	Утеплювач – мінеральна вата типу SUPERROCK (товщина $t = 200$ мм, густина $\rho = 200$ кг/м <sup>3</sup> )	0,4	Пароізоляційна плівка	0,05	Сталевий профільований настил Н60-845-0,7	0,09	Металоконструкції шатра покриття (ферми, в'язі)	0,44	Корисні постійні навантаження (освітлення, вентиляція)	0,20	<b>Разом</b>	$G_k=1.34$
	Елементи покрівлі	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>															
Гідроізоляція	0,16																
Утеплювач – мінеральна вата типу SUPERROCK (товщина $t = 200$ мм, густина $\rho = 200$ кг/м <sup>3</sup> )	0,4																
Пароізоляційна плівка	0,05																
Сталевий профільований настил Н60-845-0,7	0,09																
Металоконструкції шатра покриття (ферми, в'язі)	0,44																
Корисні постійні навантаження (освітлення, вентиляція)	0,20																
<b>Разом</b>	$G_k=1.34$																
<p>Таблиця 6.10</p> <p>ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1</p>	<p><b>Перемінні корисні навантаження</b></p> <p>Перемінні корисні навантаження на покрівлю приймаються відповідно до діючих норм від 1,0 до 1,5 кН/м<sup>2</sup>. Попередньо приймаємо <math>Q_k = 1,05</math> кН/м<sup>2</sup>, що враховує як ймовірне перебування обслуговуючого персоналу на покрівлі, так і тимчасове розміщення допоміжних елементів по верху та по низу шатра покрівлі.</p> <p><b>Перемінні снігові навантаження</b></p> <p>Снігові навантаження для постійних та перехідних розрахункових ситуацій визначаються за формулою:</p> $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$ <p><math>S_k</math> – характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт, для</p>																

						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	Аркуш 2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p>5.3 Додаток В ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3</p> <p>Рис. НБ.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4</p>	<p>м. Києва, <math>s_k = 1,55 \text{ кН/м}^2</math>;</p> <p><math>C_e</math> – коефіцієнт навколишнього середовища. Зазвичай приймається <math>C_e = 1,0</math>, якщо інше не визначено для конкретних топографічних умов. У нашому випадку для звичайної місцевості приймемо <math>C_e = 1,0</math>;</p> <p><math>C_t</math> – температурний коефіцієнт, який слід використовувати у розрахунках для зниження снігових навантажень на покриття з високим коефіцієнтом теплопровідності (<math>&gt; 1 \text{ Вт/м}^2\text{К}</math>). Особливо це актуально для деяких скляних покриттів, у яких внаслідок тепловіддачі відбувається танення снігу. У всіх інших випадках <math>C_t = 1,0</math>. У випадку, який розглядається, приймаємо <math>C_t = 1,0</math>;</p> <p><math>\mu_i</math> – коефіцієнт форми розподілу снігового навантаження по покрівлі. Для плоскої покрівлі <math>\mu_i = 0,8</math>.</p> <p>Таким чином, значення снігового навантаження на покрівлю становить:</p> $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,55 = 1,24 \text{ кН/м}^2.$ <p><b><u>Перемінні вітрові навантаження</u></b></p> <p>Базова швидкість вітру, яка визначається як функція напрямку вітру та пори року на висоті 10 м для місцевості категорії II, розраховується за формулою:</p> $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$ <p>де</p> <p><math>v_{b,0}</math> – основне значення базової швидкості вітру, яке дорівнює</p> $v_{b,0} = v_{b,map} \cdot C_{alt}$ <p><math>v_{b,map} = 25 \text{ м/с}</math>, швидкість вітру, визначена для місцевості (м. Київ) на висоті 10 м;</p> <p><math>C_{alt} = 1,0</math> – коефіцієнт висоти, який приймається таким, що дорівнює одиниці, при розташуванні проектованої будови на висоті над рівнем моря 500 м та нижче;</p> <p><math>C_{dir}</math> – коефіцієнт напрямку, який має рекомендоване значення 1,0 при відсутності інформації стосовно переважного напрямку вітру. У даному випадку приймаємо <math>C_{dir} = 1,0</math>;</p>															
	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td><td>Кільк.</td><td>Аркуш</td><td>№ док</td><td>Підпис</td><td>Дата</td><td>10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ</td><td>3</td> </tr> </table>								Аркуш	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ
							Аркуш									
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	3									

$c_{\text{season}}$  – сезонний коефіцієнт, який необхідно використовувати для тимчасових конструкцій та всіх конструкцій на стадії зведення. Має рекомендоване значення 1,0. В даному випадку приймаємо  $c_{\text{season}} = 1,0$ .

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ м/с.}$$

Середня швидкість вітру  $v_m(z)$  на висоті  $z$  над місцевістю залежить від нерівності місцевості, рельєфу та базової швидкості вітру  $v_b$  і визначається за формулою:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$$

де

$c_o(z)$  – коефіцієнт рельєфу, який застосовується, якщо рельєф (наприклад, пагорби, скелі і т.д.) збільшує швидкість вітру більше, ніж на 5%. У інших випадках, зокрема, для будівлі, яка розглядається у даному прикладі, коефіцієнт рельєфу  $c_o(z) = 1,0$ ;

$c_r(z)$  – коефіцієнт нерівності місцевості, який враховує мінливість середньої швидкості вітру у місці розташування конструкції відповідно до висоти над рівнем землі та нерівності місцевості з підвітряного боку конструкції для напрямку вітру, який розглядається.

Коефіцієнт нерівності місцевості визначається логарифмічним законом зміни профілю швидкості по висоті:

Формула 4.4  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max};$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ для } z \leq z_{\min},$$

де

$z_0$  – довжина нерівності;

$k_r$  – коефіцієнт місцевості, який залежить від параметра шорсткості  $z_0$  та визначається за формулою:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Таблиця 4.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

$z_{0,II} = 0,05$  м (для класу місцевості II);

$z_{\min}$  – мінімальна висота, яка дорівнює 2 м;

$z_{\max} = 200$  м.

							Аркуш
						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		



Таким чином,

$$k_r = 0,19 \cdot (0,05 / 2) \cdot 0,07 = 0,147.$$

Укрупнено, для висоти  $z = 10$  м, що відповідає висоті будівлі яка розглядається у даному прикладі, маємо:

$$C_r(z) = 0,147 \cdot \ln(10/0,05) = 0,78.$$

Таким чином,

$$v_m(z) = 0,78 \cdot 1,0 \cdot 25 = 19,5 \text{ м/с.}$$

Інтенсивність турбулентності  $I_v(z)$  на висоті  $z$  визначається як стандартне відхилення турбулентності, поділене на середню швидкість вітру:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

$k_1$  – коефіцієнт турбулентності, який має рекомендоване значення  $k_1 = 1,0$ .

Таким чином,

$$I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(10/0,05)) = 0,19.$$

Максимальний швидкісний напір  $q_p(z)$  на висоті  $z$ , який включає в себе середні та короточасні відхилення швидкості, визначається за формулою:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

НБ 2.17  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

$\rho$  – густина повітря, яка залежить від висоти, температури та барометричного тиску, при очікуваному в регіоні максимальному вітрі, та дорівнює  $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ .

З урахуванням значень, отриманих вище, маємо:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,19) \cdot (1,25/2) \cdot 19,5^2 = 553,7 \text{ Па.}$$

Вітровий тиск  $w_e$ , який діє на зовнішні поверхні, визначається за формулою:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		5

$q_p(z_e)$  – максимальний швидкісний напір, визначений вище;

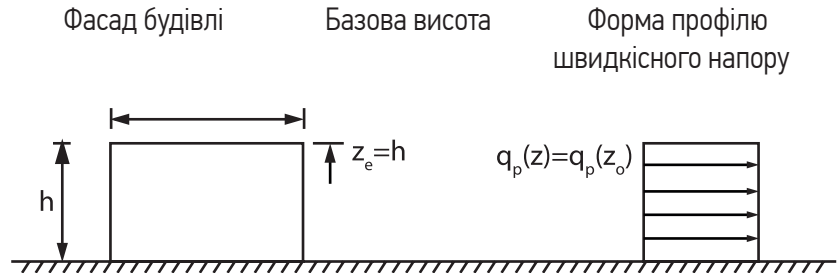
$c_{pe}$  – коефіцієнт зовнішнього тиску для будівель та їх частин, який залежить від розміру вантажної площі  $A$ , яка є площею конструкції, яка передає вітрове навантаження на розрахований елемент:

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A.$$

Оскільки крок між поперечниками будівлі 6 м, вантажна площа конструкції для бічного вітрового навантаження буде дорівнювати  $A = 6 \cdot 10 = 60 \text{ м}^2$ ;

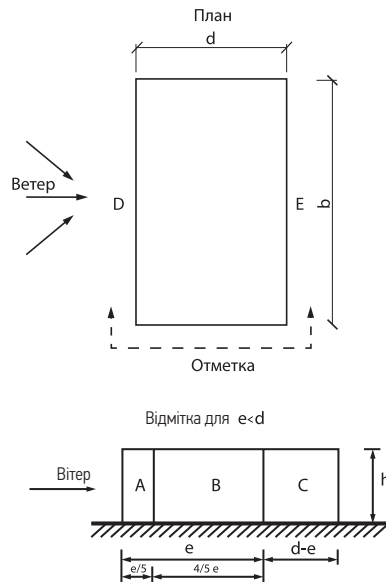
$z_e$  – базова висота для зовнішнього тиску, яка для стін, прямокутних у плані будівель залежить від відношення сторін  $h/b$  і приймається за верхнім значенням висоти різних частин стін. Будівлі з висотою  $h$ , меншою, ніж  $b$ , можуть вважатися однією частиною.

Рисинок 10.2.2. Схема будівлі. Форма профілю швидкісного напору



Для будівлі, яка розглядається у даному прикладі,  $z_e = 10 \text{ м}$ .

Рисинок 10.2.3. Схема дії бічного вітру Згідно із представленою схемою,



Згідно з представленою схемою:

$$e = \min(b; 2h) = \min(90, 20) = 20 < d = 24 \text{ м}.$$

						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	Аркуш 6
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Таблиця 7.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

Виходячи з цього, схема дії вітру на торець будівлі виглядатиме так:

Зона	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0,25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

У даному прикладі розраховується тільки один поперечник, отже, нас цікавлять сторони *D* та *E*. Співвідношення  $h/d = 10/24 = 0.42$ .

Таким чином:

- для навітряного боку *D*:  $c_{pe,10} = 0.75$ ,  $c_{pe,1} = 1$ ;
- для підвітряного боку *E*:  $c_{pe,10} = c_{pe,1} = -0.4$ .

Тоді:

- для навітряного боку *D*:  $c_{pe} = 1,0 - (1 - 0,75) \cdot \log_{10} 60 = 0,56$ ;
- для підвітряного боку *E*:  $c_{pe} = -0,4 - (-0,4 + 0,4) \cdot \log_{10} 60 = -0,4$ .

Тиск  $w_e$ , який діє на зовнішні поверхні, становитиме:

- для навітряного боку *D*:  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 553,7 \cdot 0,56 = 310,1$  Па;
- для підвітряного боку *E*:  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 553,7 \cdot (-0,4) = -221,5$  Па.

Таблиця  
10.2.1.3  
Навантаження  
від вітру  
на плоску  
покрівлю  
Таблиця 7.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-4

Тип покриття	Зона							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Загострені окрайки	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	+0.2	
							-0.2	

Рисинок  
10.2.4.  
Схема дії  
вітру



						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		7

Враховуючи, що ми розраховуємо поперечник у середині будівлі, нас цікавлять зони  $G, H, I$ . Тоді:

- для навітряного боку  $G: c_{pe} = -2 - (-2 + 1.2) \cdot \log_{10} 60 = -0.58$ ;
- для підвітряного боку  $H: c_{pe} = -1.2 - (-1.2 + 0.7) \cdot \log_{10} 60 = -0.31$ ;
- для підвітряного боку  $I: c_{pe} = +0.2$ .

Вітровий тиск  $w_e$ , який діє на зовнішні поверхні, становитиме:

- для навітряного боку  $G: w_{e(G)} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 553,7 \cdot (-0.58) = -321,1$  Па;
- для підвітряного боку  $H: w_{e(H)} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 553,7 \cdot (-0.31) = -171,6$  Па;
- для підвітряного боку  $I: w_{e(I)} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 553,7 \cdot 0.2 = 110,7$  Па.

Оскільки будівлю прийнято закритою огорожувальними конструкціями по периметру, то внутрішнього тиску від вітру в ній не виникає.

**Оскільки  $w_{e(I)} = 0,1107$  кН/м<sup>2</sup> <  $G_k = 1.34$  кН/м<sup>2</sup>, то у подальшому розрахунку розглядаємо тільки бічний тиск вітру.**

						10.2.1. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ТА ДІЮЧІ НАВАНТАЖЕННЯ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		8

## 10.2.2 РОЗРАХУНОК ФЕРМИ

Відповідно до проекту, ферма має проліт 24 м, паралельні пояси висотою в осях 3 м, розкісні елементи решітки із додатковими стійками та перерізи елементів із парних рівнополичкових кутиків. Прийнято також, що ферма розкріплена із площини по верхньому та нижньому поясах у вузлах системою горизонтальних та вертикальних в'язей. Оскільки ферма у каркасі будівлі є балочною та працює за розрізною шарнірною схемою, вона може бути розглянута окремо від колон будівлі, які жорстко защемлені у фундаментах.

Сумарне граничне розподілене навантаження від власної ваги, корисного навантаження та снігу на ферму покриття при розрахунку за першим граничним станом для складських приміщень становитиме:

$$q_d = G_k \cdot 1,35 + Q_k \cdot 1,5 + S \cdot 1,5 =$$

$$= 1,34 \cdot 1,35 + 1,05 \cdot 1,5 + 1,24 \cdot 1,5 = 5,25 \text{ кН/м}^2.$$

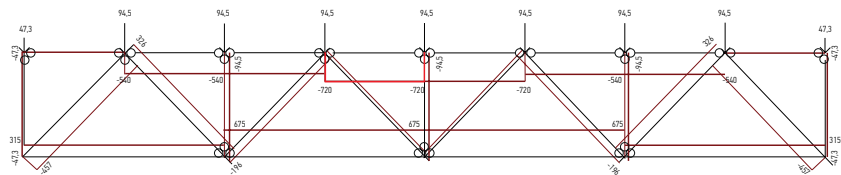
Таким чином, зосереджене зусилля на кожен вузол верхнього поясу ферми при кроці поперечників 6 м та кроці вузлів верхнього поясу 3 м становитиме:


$$F_d = 5,25 \cdot 3 \cdot 6 = 94,5 \text{ кН.}$$

### 10.2.2.1 Визначення зусиль в елементах балочної ферми

Зусилля в елементах ферми, отримані в результаті статичного аналізу за допомогою програмного забезпечення на основі методу скінченних елементів (Рис. 10.2.2).

Рисунок  
10.2.2  
Розрахункова схема та епюри поздовжніх зусиль N у фермі



						10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	10
Перевірив	А.С. Білик				04.16			

### 10.2.2.2 Розрахунок верхнього пояса

Вихідні величини:

$N_{Ed} = -720$  кН – обчислене розрахункове зусилля у стержні верхнього пояса;

$l_{ef,x} = 300$  см – геометрична довжина верхнього пояса у площині ферми;

$l_{ef,y} = 600$  см – геометрична довжина верхнього пояса із площини ферми.

Ферма зі сталі С275, згідно з т. 4.1. при попередній номінальній товщині елементів менше 40 мм,  $f_y = 275$  МПа.

Заданий переріз елемента верхнього пояса – рівнополічкові гарячекатані кутики за скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93  $\perp$  140x10. Прийнята товщина фасонки у вузлах  $t_\phi = 14$  мм. Тоді переріз має такі характеристики:

Для одного кутика  $A = 27,3$  см<sup>2</sup>,  $I_x = I_y = 512$  см<sup>4</sup>.

Для двох кутиків  $A = 54,6$  см<sup>2</sup>,  $I_x = 1024$  см<sup>4</sup>,  $I_y = 2139,5$  см<sup>4</sup>.

Визначимо клас перерізу за т.5.1. Оскільки кутики непоодинокі та розкріплені між собою прокладками по всій довжині, застосовуємо аркуш 2 т. 5.1. Коефіцієнт  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$ .

Відношення  $c/t = (140 - 10 - 14) / 10 = 11,6 > 10\varepsilon = 9,2$ , де 14 мм – радіус заокруглення в місці стикування полочки зі стіною. Перевіримо умову для 3 класу:  $c/t = 11,6 < 14\varepsilon = 12,88$ , отже переріз належить до 3 класу.

Тут і надалі відповідно до рекомендацій до Єврокоду 3 прийнято, що коефіцієнт розрахункової довжини для стиснутих елементів ферм консервативно рівний 1,0. Визначимо розрахункову довжину елемента відносно кожної із вісей:

$$L_{cr,x} = \mu \cdot l_{ef,x} = 1 \cdot 300 = 300 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 1 \cdot 600 = 600 \text{ см}.$$

Знайдемо критичну силу Ейлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 1024 \cdot 0,1}{300^2} = 2358,2 \text{ кН}.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 2139,5 \cdot 0,1}{600^2} = 1231,8 \text{ кН}.$$

							10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата			2

Згідно із Єврокодом, перерізи із рівнополічкових кутиків схильні до втрати стійкості за кривою «b». Для кривої стійкості «b» коефіцієнт урахування початкових недосконалостей при поздовжньому згині  $\alpha = 0,34$ .

Умовна гнучкість перерізу:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{54,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{2358,2}} = 0,8;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{54,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{1231,8}} = 1,1.$$

Тоді проміжний вираз для обчислення коефіцієнта стійкості дорівнюватиме:

$$\Phi_x = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (0,8 - 0,2) + 0,8^2] = 0,92;$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,26.$$

Понижуючий коефіцієнт стійкості  $\chi$ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,92 + \sqrt{0,92^2 - 0,8^2}} = 0,73;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,1^2}} = 0,53.$$

Беремо із двох величин менше значення  $\chi_y = 0,53$ .

Несуча здатність елемента на стійкість елемента при  $\gamma_{M1} = 1,0$  рівна:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A t_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,53 \cdot 54,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{1} = 795,8 \text{ кН}$$

$$\text{Перевіримо умову несучої здатності} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{720}{795,8} = 0,9 < 1,0$$

Отже несуча здатність перерізу на стійкість забезпечена.

### 10.2.2.3 Розрахунок нижнього пояса

Вихідні дані:

$N_{Ed} = 675 \text{ кН}$  – обчислене розрахункове зусилля у нижньому поясі;

$t_\phi = 14 \text{ мм}$  – прийнята попередньо товщина фасонки;

							Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	3

$l_{ef,x} = 600$  см – геометрична довжина нижнього пояса у площині ферми;

$l_{ef,y} = 600$  см – геометрична довжина нижнього пояса із площини ферми.

За скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93 прийнято переріз із двох рівнополічкових гарячекатаних кутиків  $L 75 \times 9$  (площа одного кутика  $A = 12,83$  см<sup>2</sup>, площа двох кутиків  $A = 25,66$  см<sup>2</sup>).

Перевіримо переріз при  $\gamma_{M0} = 1,0$ :

$$N_{b,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,66 \cdot 275 \cdot 0,1}{1,0} = 705,65 \text{ кН};$$

Перевіримо умову несучої здатності

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{675}{705,65} = 0,96 < 1,0$$

Отже несуча здатність перерізу на міцність забезпечена.

#### 10.2.2.4 Розрахунок опорного розкосу

$N_{Ed} = -457$  кН – обчислене розрахункове зусилля у опорному розкосі;

$t_\phi = 14$  мм – прийнята товщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435$  см – геометрична довжина у площині ферми;

$l_{ef,y} = 435$  см – геометрична довжина із площини ферми.

Заданий переріз елемента опорного розкосу – рівнополічкові гарячекатані кутики за скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93  $L 125 \times 9$ . Прийнята товщина фасонки у вузлах  $t_\phi = 14$  мм. Тоді переріз має такі характеристики:

Для одного кутика  $A = 22$  см<sup>2</sup>,  $I_x = I_y = 327$  см<sup>4</sup>.

Для двох кутиків  $A = 44$  см<sup>2</sup>,  $I_x = 654$  см<sup>4</sup>,  $I_y = 1393,6$  см<sup>4</sup>.

Визначимо клас перерізу за арк. 2 в т. 5.1. Відношення  $c/t = (125 - 9 - 14) / 10 = 11,2 > 10\varepsilon = 9,2$ , де 14 мм – радіус заокруглення в місці стикування полицки зі стінкою. Перевіримо умову для 3 класу:  $c/t = 11,6 < 14\varepsilon = 12,88$ , отже переріз належить до 3 класу.

Визначимо розрахункову довжину елемента відносно кожної із вісей:

							Аркуш
						10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		



$$L_{cr,x} = \mu \cdot l_{ef,x} = 1 \cdot 435 = 435 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 1 \cdot 435 = 435 \text{ см}.$$

Знайдемо критичну силу Ейлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 654 \cdot 0,1}{435^2} = 716,34 \text{ кН}.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 1393,6 \cdot 0,1}{435^2} = 1526,5 \text{ кН}.$$

Умовна гнучкість перерізу:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{44 \cdot 275 \cdot 0,1}{716,34}} = 1,3;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{44 \cdot 275 \cdot 0,1}{1526,5}} = 0,89.$$

Тоді проміжний вираз для обчислення коефіцієнта стійкості дорівнюватиме:

$$\Phi_x = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,3 - 0,2) + 1,3^2] = 1,53;$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (0,89 - 0,2) + 0,89^2] = 1,01.$$

Понижуючий коефіцієнт стійкості  $\chi$ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{1,53 + \sqrt{1,53^2 - 1,3^2}} = 0,43;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,89^2}} = 0,67$$

Беремо з двох величин менше значення  $\chi_y = 0,43$ .

Несуча здатність елемента на стійкість елемента при  $\gamma_{M1} = 1,0$  дорівнює:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A t_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,43 \cdot 44 \cdot 275 \cdot 0,1}{1} = 516,7 \text{ кН}$$

$$\text{Перевіримо умову несучої здатності} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{547}{516,7} = 0,88 < 1,0$$

Отже несуча здатність перерізу на стійкість забезпечена.

							Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	5

**10.2.2.5 Розрахунок розтягнутих розкосів**

$N_{Ed} = 326$  кН – обчислене розрахункове зусилля у розтягнутому розкосі;

$t_{\phi} = 14$  мм – товщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435$  см – розрахункова довжина розкосу у площині ферми;

$l_{ef,y} = 435$  см – розрахункова довжина із площини ферми.

За скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93 прийнято переріз із двох рівнополічкових гарячекатаних кутиків  $L 63 \times 5$  (площа одного кутика  $A = 6,13$  см<sup>2</sup>, площа двох кутиків  $A = 12,26$  см<sup>2</sup>).

Перевіримо переріз при  $\gamma_{M0} = 1,0$ :

$$N_{b,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,26 \cdot 275 \cdot 0,1}{1,0} = 331,02 \text{ кН}$$

Перевіримо умову несучої здатності  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{326}{331,02} = 0,99 < 1,0$

Отже несуча здатність перерізу на міцність забезпечена.

**10.2.2.6 Розрахунок стиснутих розкосів**

$N_{Ed} = -193$  кН – обчислене розрахункове зусилля в розтягнутому розкосі;

$t_{\phi} = 14$  мм – попередньо задана товщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435$  см – геометрична довжина розкосів у площині ферми;

$l_{ef,y} = 435$  см – геометрична довжина розкосів із площини ферми

Заданий переріз елементів стиснутих розкосів – рівнополічкові гарячекатані кутики за скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93  $L 100 \times 7$ . Прийнята товщина фасонки у вузлах  $t_{\phi} = 14$  мм. Тоді переріз має такі характеристики:

Для одного кутика  $A = 13,8$  см<sup>2</sup>,  $I_x = I_y = 131$  см<sup>4</sup>.

Для двох кутиків  $A = 27,6$  см<sup>2</sup>,  $I_x = 262$  см<sup>4</sup>,  $I_y = 583$  см<sup>4</sup>.

Визначимо клас перерізу за арк.2 в т.5.1. Відношення  $c/t = (100 - 7 - 12) / 10 = 8,1 < 9\varepsilon = 8,28$ , де 12 мм – радіус заокруглення в місці стикування полицки до стінки, отже переріз належить до 1 класу.

							Аркуш
						10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	6
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Визначимо розрахункову довжину елемента відносно кожної із вісей:

$$L_{cr,x} = \mu \cdot l_{ef,x} = 1 \cdot 435 = 435 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 1 \cdot 435 = 435 \text{ см}.$$

Знайдемо критичну силу Ейлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 262 \cdot 0,1}{435^2} = 287 \text{ кН}.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2\,100\,000 \cdot 583 \cdot 0,1}{435^2} = 638,5 \text{ кН}$$

Умовна гнучкість перерізу:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{27,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{287}} = 1,63;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{27,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{638,5}} = 1,09.$$

Тоді проміжний вираз для обчислення коефіцієнта стійкості дорівнюватиме:

$$\Phi_x = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,63 - 0,2) + 1,63^2] = 2,07;$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,25.$$

Понижуючий коефіцієнт стійкості  $\chi$ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{2,07 + \sqrt{2,07^2 - 1,63^2}} = 0,3;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,25 + \sqrt{1,25^2 - 1,09^2}} = 0,54.$$

Беремо із двох величин менше значення  $\chi_y = 0,3$ .

Несуча здатність елемента на стійкість елемента при  $\gamma_{M1} = 1,0$  дорівнює:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A t_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,3 \cdot 27,6 \cdot 275 \cdot 0,1}{1} = 227,43 \text{ кН}$$

$$\text{Перевіримо умову несучої здатності} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{193}{227,43} = 0,85 < 1,0$$

Отже несуча здатність перерізу на стійкість забезпечена.

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	7

10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ

### 10.2.2.7 Розрахунок стійок

Вихідні дані:

$N_{Ed} = -94,5$  кН – розрахункове зусилля у стійці;

$t_{\phi} = 14$  мм – попередньо прийнята товщина фасонки;

$l_{ef,x} = 315$  см – розрахункова довжина стійки в площині ферми;

$l_{ef,y} = 315$  см – розрахункова довжина з площини ферми.

Заданий переріз елементів стійок – рівнополічкові гарячекатані кутики за скороченим сортаментом ДСТУ 2251-93  $\perp$  70x5. Прийнята товщина фасонки у вузлах  $t_{\phi} = 14$  мм. Тоді переріз має такі характеристики:

Для одного кутика  $A = 6,86$  см<sup>2</sup>,  $I_x = I_y = 131$  см<sup>4</sup>.

Для двох кутиків  $A = 13,72$  см<sup>2</sup>,  $I_x = 63,8$  см<sup>4</sup>,  $I_y = 156,55$  см<sup>4</sup>.

Визначимо клас перерізу за арк. 2 в т. 5.1. Відношення  $c/t = (100 - 7 - 12) / 10 = 8,1 < 9\varepsilon = 8,28$ , де 12 мм – радіус заокруглення в місці стикування полочки зі стінкою, отже переріз належить до 1 класу.

Визначимо розрахункову довжину елемента відносно кожної з вісей:

$$L_{cr,x} = \mu \cdot l_{ef,x} = 1 \cdot 315 = 435 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 1 \cdot 315 = 435 \text{ см}.$$

Знайдемо критичну силу Ейлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 63,8 \cdot 0,1}{435^2} = 133,27 \text{ кН}.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 156,55 \cdot 0,1}{435^2} = 327 \text{ кН}.$$

Умовна гнучкість перерізу:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{13,72 \cdot 275 \cdot 0,1}{133,27}} = 1,68;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{13,72 \cdot 275 \cdot 0,1}{327}} = 1,07.$$

							Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ	8

Тоді проміжний вираз для обчислення коефіцієнта стійкості дорівнюватиме:

$$\Phi_x = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,68 - 0,2) + 1,68^2] = 2,17;$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,07 - 0,2) + 1,07^2] = 1,23.$$

Понижуючий коефіцієнт стійкості  $\chi$ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{2,17 + \sqrt{2,17^2 - 1,68^2}} = 0,28;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,07^2}} = 0,55.$$

Беремо із двох величин менше значення  $\chi_y = 0,3$ .

Несуча здатність елемента на стійкість елемента при  $\gamma_{M1} = 1,0$  дорівнює:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A t_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,28 \cdot 13,72 \cdot 275 \cdot 0,1}{1} = 106,76 \text{ кН}$$

Перевіримо умову несучої здатності  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{94,5}{106,76} = 0,89 < 1,0$

Отже несуча здатність перерізу на стійкість забезпечена.

**Таким чином, несуча здатність усіх перерізів елементів ферми за першим граничним станом забезпечена.**

#### 10.2.2.8 Розрахунок за експлуатаційною придатністю (другий граничний стан)

У прогінних конструкціях, окрім несучої здатності, істотну роль відіграє також другий граничний стан – експлуатаційна придатність за прогинами.

Сумарні граничні навантаження від власної ваги, корисного навантаження та снігу на ферму покриття при розрахунку за другим граничним станом для складських приміщень становитимуть:

$$q_d = G_k + Q_k + S = 1,34 + 1,05 + 1,24 = 3,63 \text{ кН/м}^2.$$

Зосереджене зусилля на кожен вузол ферми становитиме:

$$F_d = 3,63 \cdot 3 \cdot 6 = 65,34 \text{ кН.}$$

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	9

10.2.2. РОЗРАХУНОК ФЕРМИ

<p>На крайні вузли ферми приходять половина зусилля <math>F_d = 32,67</math> кН. При обчисленні прогинів задаємо параметри жорсткості стержнів, виходячи зі знайдених перерізів елементів ферми за першим граничним станом.</p> <p>У результаті комп'ютерного розрахунку ферми методом скінченних елементів отримуємо значення вертикального сумарного прогину ферми при дії суперпозиції навантажень <math>d = 37,03</math> мм.</p> <p>Єврокоди не регламентують обмеження переміщень, посилаючись на відповідний національний додаток кожної країни. Згідно з національними нормами України при прогоні 24 м граничний прогин конструкції не повинен перевищувати <math>1/250</math> прогону, тобто величину <math>24000/250 = 96</math> мм <math>&gt; 37,03</math> мм. Таким чином, несуча здатність ферми за експлуатаційною придатністю (другий граничний стан) забезпечена.</p>						
						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10

## 10.2.3 РОЗРАХУНОК СТИСНУТО-ЗІГНУТОЇ КОЛОНИ

### 10.2.3.1 Визначення зусиль

Для визначення зусиль у колонах проведемо розрахунок рамного поперечника каркаса в цілому. Оскільки рама є статично невизначуваною системою, на розподіл зусиль у ній впливає співвідношення жорсткостей елементів. Жорсткості елементів ферми можуть бути задані на основі перерізів, підібраних у попередньому розрахунку.


Визначимо попередній переріз колон. Колони у складі рами будівлі працюють як стиснуто-зігнуті, оскільки сприймають вітрове навантаження від бічних стін, що призводить до появи згинальних моментів. Прийнято також, що переріз працює тільки у межах пружності.

Тут і надалі для колони прийнято, що головна вісь позначена як  $y-y$ , а другорядна – як  $z-z$ . При геометричній висоті колони  $l_{ef,y} = 700$  см розрахункова довжина колони у площині рами становитиме:

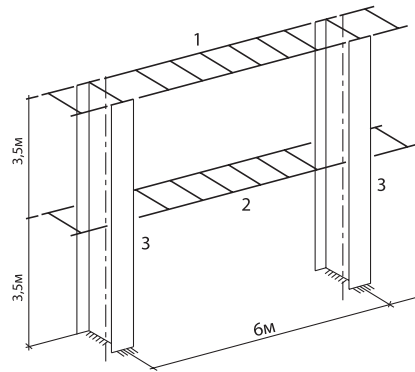
$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 700 \cdot 2 = 1400 \text{ см.}$$

Коефіцієнт розрахункової довжини тут прийнято орієнтовно  $\mu = 2$ , враховуючи жорстке закріплення бази колони у фундаменті та шарнірне приєднання ферми на оголовку, яке не дає істотного розкріплення від зсуву. Прийнято, що із площини колона надійно розкріплена системою в'язей, та зусиль із площини у ній не виникає. В'язі із площини поставлені з кроком 3,5 м, а коефіцієнт розрахункової довжини ділянок між точками розкріплення становить  $\mu = 1$  (Рис. 10.2.3).

Також прийнято, що бічне навантаження від вітру, яке приходиться на рамний поперечник будівлі у межах ферми, сприймається колонами через надколонник який кріпиться до них консольно. Розрахунок надколонника проводиться окремо і у даному прикладі не розглядається.

Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	9
Перевірив		А.С. Білик			04.16			

Рисинок  
10.2.3  
Схема роз-  
кріплення  
колон із  
площини:  
1 – гори-  
зонтальні  
в'язі по  
верху  
колон;  
2 – гори-  
зонтальні  
в'язі роз-  
кріплення  
колон із  
площини;  
3 – колони

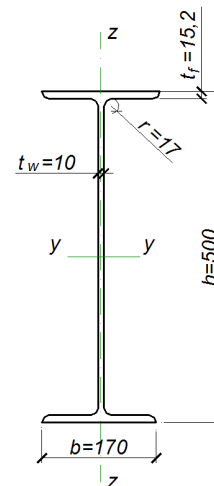


Для того, щоб вести подальші розрахунки, задамо попередній переріз колони. Виходячи з досвіду проектування, задамо гнучкість колони у головній площині 90. Таким чином, необхідний радіус інерції колони у площині дії моменту складе:

$$i_{ef,y} = 1400/90 = 15.6 \text{ см.}$$

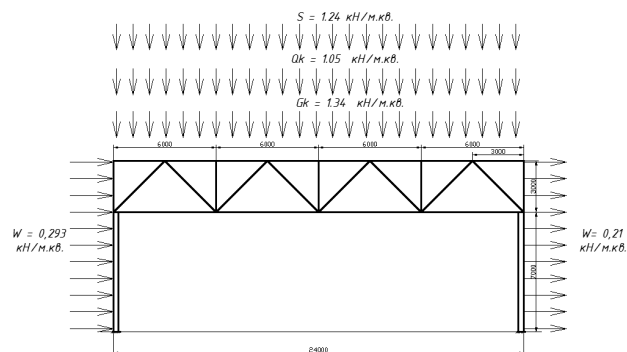
Приймемо двотавр № 50 згідно з ГОСТ 8239-89, який має такі геометричні характеристики:

- $A = 100,0 \text{ см}^2;$
- $I_y = 39\,727 \text{ см}^4;$
- $I_z = 1\,043 \text{ см}^4;$
- $W_y = 1\,589 \text{ см}^3;$
- $W_z = 123 \text{ см}^3;$
- $W_{pl,y} = 1\,852,8 \text{ см}^3;$
- $i_y = 19,9 \text{ см};$
- $i_z = 3,23 \text{ см};$
- $t_w = 10,0 \text{ мм};$
- $t_f = 15,2 \text{ мм};$
- $r = 17,0 \text{ мм};$
- $h = 500,0 \text{ мм};$
- $b = 170 \text{ мм}.$



Надалі попередньо підібраний переріз підлягає уточненню.

Рисинок  
10.2.4  
Розрахун-  
кова схема  
попе-  
речника  
будівлі



					10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	Аркуш 2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	



Таблиця  
10.2.3  
Отримані  
зусилля в  
колоннах

Розрахунок проводимо за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення на основі методу скінченних елементів. У результаті розрахунку отримані зусилля та їх сполучення зведені до табличної форми нижче.

**Права колона кН, кНм**

Власна вага $G_k$	Корисне навантаження (змінне) $Q_k$	Сніг $S$	Вітер $W$	Сполучення	Пояснення
-7,3	-5,7	-6,8	71,7	<b>97,7</b>	$G_k \cdot 1,35 + (W) \cdot 1,5$
-110,6	-77,1	-91	0,6	<b>-401,5</b>	$G_k \cdot 1,35 + (Q_k + S) \cdot 1,5$
1	0,8	1	-16,5	<b>-23,4</b>	$G_k \cdot 1,35 + (W) \cdot 1,5$

**Ліва колона кН, кНм**

Власна вага $G_k$	Корисне навантаження (змінне) $Q_k$	Сніг $S$	Вітер $W$	Сполучення	Пояснення
7,3	5,7	6,8	68,4	<b>131,2</b>	$G_k \cdot 1,35 + (W) \cdot 1,5$
-110,6	-77,1	-91	-0,6	<b>-402,4</b>	$G_k \cdot 1,35 + (Q_k + S) \cdot 1,5$
-1	-0,8	-1	-14,3	<b>-25,5</b>	$G_k \cdot 1,35 + (Q_k + S + W) \cdot 1,5$

Таким чином, приймаємо у подальший розрахунок ліву колону, в якій виникають більші зусилля за результатами сполучень, ніж у правій.

**10.2.3.2 Класифікація поперечного перерізу колони**

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Класифікація перерізів враховує початкові недосконалісті перерізів, які можуть у них виникнути. Урахування здійснюється на інтервальних обмеженнях співвідношень ширини до товщини ділянок перерізу. При цьому враховується також розрахунковий опір сталі, з якої виготовлено елемент, та характер епюри розподілу напружень по консольних елементах перерізу (полицях). З метою визначення класу перерізу знайдемо коефіцієнт  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ . Для обраної сталі С275:

$$\varepsilon = \sqrt{235/270} = 0,93$$

						10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	Аркуш 3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

Для стінки

Визначаємо  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 500 - 2 \cdot 15,2 - 2 \cdot 17 = 435,6$  мм;

$$\frac{c}{t_w} = \frac{435,6}{10} = 43,56;$$

$$\psi = \frac{\frac{N}{A} - \frac{M}{W}}{\frac{N}{A} + \frac{M}{W}} = \frac{\frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 10^{-4}} - \frac{131,2 \cdot 10^{-3}}{1589 \cdot 10^{-6}}}{\frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 10^{-4}} + \frac{131,2 \cdot 10^{-3}}{1589 \cdot 10^{-6}}} = \frac{40,24 - 82,57}{40,24 + 82,57} = \frac{-42,33}{122,81} = -0,34;$$

У даному випадку відносна висота стиснутої зони стінки:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \psi} = \frac{1}{1 - (-0,34)} = 0,7;$$

Для 1-го класу поперечних перерізів повинна дотримуватись умова:

$$\frac{c}{t_w} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,93}{13 \cdot 0,7 - 1} = 45,5;$$

Перевіряємо умову:

$$43,56 < 45,5.$$

Таким чином, за максимальним відношенням ширини до товщини стінки обраний переріз класифікується як переріз **1 класу**.

Для полиці

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = (170 - 10 - 2 \cdot 17) / 2 = 63,0;$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63,0}{15,2} = 4,14;$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,93 = 8,37;$$

Перевіряємо виконання умови:

$$4,14 < 8,37.$$

Отже, за максимальним відношенням ширини до товщини полиць переріз може бути класифіковано як переріз 1 класу.

Таким чином, переріз колони в цілому **належить до 1-го класу**.

						10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		4

### 10.2.3.3

### Перевірка міцності поперечного перерізу на стиск та згин

6.2.9.1(2)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Міцність поперечного перерізу на згин забезпечена, якщо виконується умова:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0;$$

При цьому для поперечного перерізу 1-го класу розрахункове значення несучої здатності на згин відносно вісі  $y$ - $y$ :

6.2.5(2)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1852,8 \cdot 10^{-6} \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 500,26 \text{ кНм};$$

Розрахункове значення несучої здатності поперечного перерізу колони при рівномірному стиску  $N_{pl,Rd}$ :

6.2.4(2)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 2700 \text{ кН};$$

Визначимо необхідність урахування впливу поздовжньої сили на несучу здатність перерізу на згин відносно вісі  $y$ - $y$ :

6.2.9.1(4)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$N_{Ed} = 402,4 \text{ кН} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2700 \text{ кН} = 675 \text{ кН};$$

$$N_{Ed} = 402,4 \text{ кН} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 0,4356 \cdot 0,001 \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 58,81 \text{ кН};$$

Таким чином, необхідно враховувати вплив поздовжньої осьової сили на несучу здатність елемента на згин. Розрахункове значення несучої здатності на згин  $M_{N,y,Rd}$ , зменшене внаслідок дії осьової сили  $N_{Ed}$ :

6.2.9.1(5)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)}{1-0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y,Rd};$$

де

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{402,4}{2700} = 0,15;$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{100 - 2 \cdot 17 \cdot 1,52}{100} = 0,48 < 0,5;$$

Таким чином,

$$M_{N,y,Rd} = \frac{500,26 \cdot (1-0,15)}{1-0,5 \cdot 0,48} = \frac{425,221}{0,76} = 559,5 \text{ кНм};$$

Перевірка міцності:

$$M_{Ed,y} = 131,2 \text{ кНм} < M_{N,y,Rd} = 559,5 \text{ кНм};$$

						10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		5

<p>6.3.1.2(1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>Таблиця 6.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>Таблиця 6.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Висновок: несуча здатність стиснуто-зігнутого елемента за міцністю забезпечена.</p> <p><b>10.1.1.4 Перевірка стійкості колони як стиснуто-зігнутого елемента</b></p> <p>Стійкість елементів 1 та 2 класів забезпечена, якщо виконується умова:</p> $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1;$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1;$ <p><b>Визначимо понижуючі коефіцієнти при втраті стійкості елемента у формі поздовжнього згину при центральному стиску <math>\chi_y</math> та <math>\chi_z</math>:</b></p> $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}, \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}};$ <p>Обчислення умовних гнучкостей елемента:</p> <p>у площині: <math>\bar{\lambda}_y = \frac{I_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{1400}{19,9 \cdot 93,9 \cdot 0,93} = 0,81;</math></p> <p>із площини: <math>\bar{\lambda}_z = \frac{I_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{350}{3,23 \cdot 93,9 \cdot 0,93} = 1,24;</math></p> <p>Відносно вісі <math>y</math>-<math>y</math> для прокатних двотаврів при <math>t_f \leq 40</math> мм та співвідношенні <math>\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 &gt; 1,2</math> тип кривої стійкості у площині буде «а».</p> <p>Таким чином, коефіцієнт, який враховує початкові недосконалості елемента у площині дії моменту для <math>\alpha_y = 0,21</math>.</p> <p>Відносно вісі <math>z</math>-<math>z</math> для прокатних двотаврів при <math>t_f \leq 40</math> мм та при <math>\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 &gt; 1,2</math> тип кривої стійкості із площини буде «b».</p> <p>Таким чином, коефіцієнт, який враховує початкові недосконалості елемента із площини дії моменту для цієї кривої, <math>\alpha_z = 0,34</math>.</p> $\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,89;$ $\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,24 - 0,2) + 1,24^2] = 1,45.$															
	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td><td>Кільк.</td><td>Аркуш</td><td>№ док</td><td>Підпис</td><td>Дата</td><td>10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ</td><td>6</td> </tr> </table>								Аркуш	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ
							Аркуш									
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	6									

6.3.2.2(1)  
ДСТУ-Н Б  
ЕН 1993-1-1

Отже,

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,81^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,7921 - 0,6561}} = \frac{1}{1,26} = 0,79;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{1,45^2 - 1,24^2}} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{2,1025 - 1,5376}} = \frac{1}{2,2} = 0,45;$$

**Визначаємо понижуючий коефіцієнт при перевірці стійкості плоскої форми згину  $\chi_{LT}$ :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}};$$

де  $M_{cr}$  – критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину у пружній стадії:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{I_\omega + \frac{(\mu_{LT} \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}};$$

Для колони, яка розглядається,  $C_1 = 1,77$ , оскільки вузол на кінці колони (у місці примикання ферми) є шарнірним, і момент у ньому дорівнює 0. Навпаки, момент у защемленні колони на фундаменті є максимальним.

$k$  – коефіцієнт розрахункової довжини елемента

$$k = 1,0;$$

$I_t$  – момент інерції при вільному крученні

$$I_t = 75,4 \text{ см}^4;$$

$I_\omega$  – секторіальний момент інерції

$$I_\omega = 612843,421 \text{ см}^6.$$

Тоді,

$$M_{cr} = 1,77 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1043 \cdot 10^{-8}}{(1,0 \cdot 7)^2}.$$

$$\cdot \sqrt{\frac{612843,421 \cdot 10^{-12}}{1043 \cdot 10^{-8}} + \frac{(1,0 \cdot 7)^2 \cdot 0,81 \cdot 10^5 \cdot 75,4 \cdot 10^{-8}}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1043 \cdot 10^{-8}}} =$$

$$= 0,614 \text{ МНм} = 614 \text{ кНм};$$

						10.2.3. РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ	Аркуш 7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p>Таблиці 6.3,6.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Умовна гнучкість:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1852,8 \cdot 10^{-6} \cdot 270}{614 \cdot 10^{-3}}} = 0,902;$ <p>Для заданого поперечного перерізу зі співвідношенням</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 > 2;$ <p>тип кривої втрати стійкості буде «b», тоді <math>\alpha_{LT} = 0,34</math>.</p> $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,902 - 0,2) + 0,902^2] = 1,03;$ <p>Отже</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,03 + \sqrt{1,03^2 - 0,902^2}} = 0,7829.$								
<p>Додаток В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p><b>Обчислення коефіцієнтів взаємодії</b></p> <p>Відповідно до Національного додатку для обчислення коефіцієнтів взаємодії можна використовувати два методи, наведені у його Додатках А та В. Для цього розрахунку було обрано метод, наведений у Додатку В:</p> $k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right], \text{ але } k_{yy} \leq C_{my} \left[ 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right];$ $k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right], \text{ але } k_{zz} \leq C_{mz} \left[ 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right];$ <p>Приймаємо коефіцієнт переходу до еквівалентної прямокутної епюри моментів <math>C_{my} = C_{mz} = 1,0</math>.</p> $N_{Rk} = A \cdot f_y = 100 \cdot 10^{-4} \cdot 270 = 2,7;$ $k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[ 1 + (0,81 - 0,2) \cdot \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,79 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,115;$ $k_{yy} = 1,115 \leq C_{my} \left[ 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[ 1 + 0,8 \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,79 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,151;$ <p style="text-align: center;">1,115 &lt; 1,151;</p>								
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	<table border="1"> <tr> <td style="text-align: right;">Аркуш</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">8</td> </tr> </table>	Аркуш	8
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата				
Аркуш									
8									

6.3.3  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[ 1 + (2 \cdot 1,24 - 0,6) \cdot \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,623;$$

$$k_{zz} = 1,623 \leq C_{mz} \left[ 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[ 1 + 1,4 \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,464;$$

Оскільки остання умова не виконується, то приймаємо  $k_{zz} = 1,464$ .

Отже,

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,464 = 0,8784;$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,115 = 0,669;$$

Перевірка несучої здатності колони на стійкість:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{402,4 \cdot 10}{0,79 \cdot 100 \cdot 270} +$$

$$+ 1,115 \frac{131,2 \cdot 10^3}{0,7829 \cdot \frac{1852,8 \cdot 270}{1}} = 0,562 \leq 1;$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{402,4 \cdot 10}{0,45 \cdot 100 \cdot 270} +$$

$$+ 0,669 \cdot \frac{131,2 \cdot 10^3}{0,7829 \cdot \frac{1852,8 \cdot 270}{1}} = 0,5553 \leq 1;$$

**Отже, стійкість колони у площині та із площини дії моменту забезпечена.**

						Аркуш
						9
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	


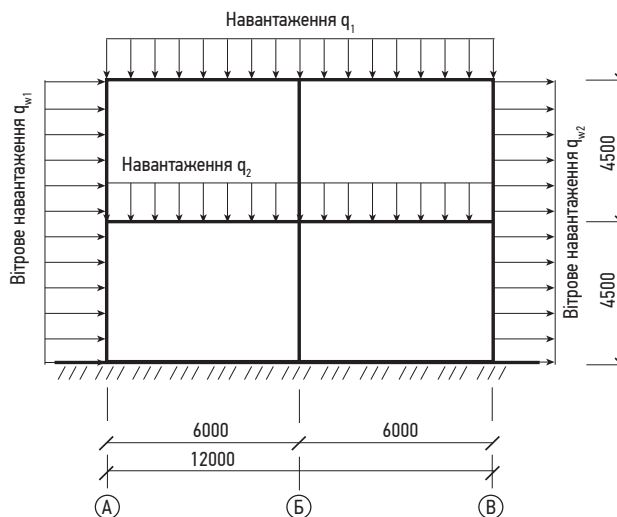
<b>10.3 РОЗРАХУНОК ПЕРЕКОСУ БУДІВЛІ</b>					
<b>10.3.1 Конструктивна схема та збір навантажень</b>					
<b>10.3.1.1 Конструктивна схема каркаса</b>					
<p>У даному прикладі розглядається двоповерхова двопролітна будівля офісного призначення із плоскою покрівлею.</p> <p>Місце будівництва – м. Київ. Місцевість звичайна, умови експлуатації будівлі нормальні, особливі навантаження відсутні. Вітрова місцевість типу ІІВ. Проектний термін експлуатації будівлі – 50 років.</p> <p>Наведений розрахунок здійснено для визначення схильності рамного каркаса будівлі до перекосів, тобто з метою врахування ефектів другого порядку.</p> <p>Плоский каркас будівлі, що складається із балок та колон, може бути перевірений на схильність до ефектів другого порядку з використанням аналізу першого порядку за наближеною формулою:</p> $\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}},$ <p>де</p> <p><math>H_{Ed}</math> – розрахункове значення сумарної горизонтальної реакції у рівні перекриття низу поверху від прикладання діючих навантажень та еквівалентних навантажень, які замінюють ефекти перекоосу;</p> <p><math>V_{Ed}</math> – загальне розрахункове вертикальне навантаження на конструкцію у рівні перекриття низу поверху;</p> <p><math>\delta_{H,Ed}</math> – горизонтальне зміщення верху поверху відносно його низу під дією горизонтальних навантажень (наприклад, вітру) та еквівалентних горизонтальних навантажень на кожному рівні;</p> <p><math>h</math> – висота поверху.</p> <p>Визначення кожного параметра наведено нижче у даному прикладі.</p> <p>Якщо <math>\alpha_{cr} \geq 10</math>, то будь-які ефекти другого порядку достатньо малі, і ними можна знехтувати.</p>					
5.2.1(4)В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1					
10.3 Розрахунок перекоосу будівлі					
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата
РОЗРАХУНОК ПЕРЕКОСУ БУДІВЛІ			Стадія	Аркуш	Аркушів
				1	9
Перевірив			А.С. Білик		04.16
					



Рисунок 10.3.1  
Розрахункова схема рами із прикладеними навантаженнями



### 10.3.1.2 Розрахунок за першим граничним станом

Формула 6.10а  
ДСТУ-Н Б EN 1990

Перевірка на схильність рамного поперечника до ефектів другого порядку є визначенням несучої здатності за першим граничним станом. У випадку, що розглядається, для визначення розрахункового поєднання навантажень використовуємо формулу 6.10а:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

#### Часткові коефіцієнти надійності для дій

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних дій використання часткових коефіцієнтів надійності при розрахунку за граничними станами першої групи слід застосовувати відповідно до національного додатку. Частковий коефіцієнт надійності для постійних дій:

$$\gamma_G = 1.35.$$

Частковий коефіцієнт надійності для перемінних дій:

$$\gamma_Q = 1.5.$$

Таблиці НБ.2.3  
НБ.2.4  
ДСТУ-Н Б EN 1990

						10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш 2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p>Таблиці НБ.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1990</p>	<p><b>Коефіцієнти <math>\psi_0</math></b></p> <p>Для корисного навантаження на перекриття офісного призначення <math>\psi_0 = 0,7</math>.</p> <p>Для снігового навантаження на покрівлю (при <math>H \leq 1000</math> м над рівнем моря) <math>\psi_0 = 0,6</math>.</p> <p><b>10.3.1.3 Збір навантажень на каркас</b></p> <p><b>Постійні навантаження</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Власна вага плити перекриття/покриття ..... <math>g_{\text{плита}} = 3,5</math> кН/м<sup>2</sup>;</li> <li>2. Власна вага перегородок..... <math>g_{\text{перегор.}} = 0,5</math> кН/м<sup>2</sup>;</li> <li>3. Вага конструкції підлоги ..... <math>g_{\text{підл.}} = 0,3</math> кН/м<sup>2</sup>;</li> <li>4. Вага підвісних стель ..... <math>g_{\text{стеля}} = 0,2</math> кН/м<sup>2</sup>;</li> <li>5. Вага підвісних комунікацій..... <math>g_{\text{комун.}} = 0,2</math> кН/м<sup>2</sup>;</li> <li>6. Власна вага конструкції покрівлі ..... <math>g_{\text{покрівля}} = 0,3</math> кН/м<sup>2</sup>.</li> </ol>															
<p>5.2 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4</p>	<p><b>Тимчасові навантаження</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Розрахункове вітрове навантаження виступає як провідне.</li> </ol> $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$ <p><math>q_p(z_e)</math> – максимальний швидкісний напір</p> $q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$ <p>де</p> <p><math>I_v(z)</math> – інтенсивність турбулентності на висоті <math>z</math>;</p> <p><math>v_m(z)</math> – середня швидкість вітру на висоті <math>z</math> над місцевістю;</p>															
<p>НБ 2.17 ДСТУ-Н Б Е N 1991-1-4</p>	<p><math>\rho</math> – густина повітря, яка залежить від висоти, температури та барометричного тиску при очікуваному у регіоні максимальному вітрі,</p> $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3.$ <p>Визначаємо <math>v_m(z)</math>:</p> $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$ <p>де</p> <p><math>v_b</math> – базова швидкість вітру;</p>															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>10.3 Розрахунок перекоосу будівлі</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> <td>3</td> </tr> </table>	Аркуш	3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата											
Аркуш	3															

<p>Формула 4.4 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4</p> <p>Таблиця 4.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4</p>	<p><math>c_0(z)</math> – коефіцієнт рельєфу, який застосовується, якщо рельєф (наприклад, пагорби, скелі і т.д.) збільшує швидкість вітру більше, ніж на 5%. У інших випадках, зокрема при заданих умовах, коефіцієнт рельєфу <math>c_0(z) = 1,0</math>;</p> <p><math>c_r(z)</math> – коефіцієнт нерівності місцевості, який враховує мінливість середньої швидкості вітру у місці розташування конструкції відповідно до висоти над рівнем землі та нерівностей місцевості із підвітряного боку конструкції для напрямку вітру, що розглядається:</p> $c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \text{ для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max},$ $c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ для } z \leq z_{\min},$ <p>де</p> <p><math>z_0</math> – довжина нерівності;</p> <p><math>k_r</math> – коефіцієнт місцевості, який залежить від параметра шорсткості <math>z_0</math>, та визначається за формулою:</p> $k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$ <p><math>z_{0,II} = 0,05</math> м (клас місцевості II);</p> <p><math>z_{\min}</math> – мінімальна висота дорівнює 2 м;</p> <p><math>z_{\max} = 200</math> м.</p> <p>Таким чином, <math>k_r = 0,19 \cdot (0,05 / 2)^{0,07} = 0,147</math>.</p> <p>Укрупнено, для висоти будівлі, що розглядається, <math>z = 9</math> м. Тоді отримуємо:</p> $c_r(z) = 0,147 \cdot \ln(9/0,05) = 0,76.$ <p>Базова швидкість вітру, яка визначається як функція напрямку вітру та пори року на висоті 9 м для місцевості категорії II, розраховується за формулою:</p> $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0'}$ <p>де</p> <p><math>v_{b,0'}</math> – основне значення базової швидкості вітру</p>															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> <td>10.3 Розрахунок перекосу будівлі</td> <td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш								4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш									
							4									

<p>НБ 2.3 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4</p>	$v_{b,0} = v_{b,map} \cdot c_{alt};$ <p><math>v_{b, map} = 25</math> м/с для місцевості, на якій планується будівництво будівлі (Київ);</p> <p><math>c_{dir}</math> – коефіцієнт напрямку вітру. У випадку, який розглядається, зважаючи на відсутність інформації відносно переважного напрямку вітру приймаємо рекомендоване значення <math>c_{dir} = 1,0</math>;</p> <p><math>c_{season}</math> – сезонний коефіцієнт, який використовується для тимчасових конструкцій та конструкцій на стадії зведення. У випадку, який розглядається, приймаємо рекомендоване значення <math>c_{season} = 1,0</math>.</p> <p>Таким чином,</p> $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ м/с.}$ <p>Тоді,</p> $v_m(z) = 0,76 \cdot 1,0 \cdot 25 = 19,1 \text{ м/с.}$ <p>Інтенсивність турбулентності <math>I_v(z)</math> на висоті <math>z</math> визначається як стандартне відхилення турбулентності, поділене на середню швидкість вітру:</p> $I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)},$ <p><math>k_1</math> – коефіцієнт турбулентності, який має рекомендоване значення <math>k_1 = 1,0</math>.</p> <p>Таким чином,</p> $I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(9/0,05)) = 0,19.$ <p>Тоді максимальний швидкісний напір <math>q_p(z)</math> на висоті <math>z</math> дорівнюватиме:</p> $q_p(z) = (1+7 \cdot 0,19) \cdot (1,25/2) \cdot 19,1^2 = 531,25 \text{ Па.}$ <p>Визначаємо вітровий тиск <math>w_e</math>, який діє на зовнішню поверхню фасаду будівлі, і визначається за формулою:</p> $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$ <p><math>c_{pe}</math> – коефіцієнт зовнішнього тиску для будівель та їх частин, який залежить від розміру вантажної площі <math>A</math>, яка передає навантаження на елемент:</p>																													
	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>5</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td><td>Кільк.</td><td>Аркуш</td><td>№ док</td><td>Підпис</td><td>Дата</td><td colspan="4">10.3 Розрахунок перекоосу будівлі</td> </tr> </table>										Аркуш										5	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.3 Розрахунок перекоосу будівлі		
									Аркуш																					
									5																					
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.3 Розрахунок перекоосу будівлі																								

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A.$$

Оскільки крок між поперечними рамами 6 м і фахверкові проміжні колони відсутні, то площа, з якої передається навантаження на елемент колони, дорівнюватиме  $A = 6 \cdot 9 = 54$  м;

$z_e$  – базова висота для зовнішнього тиску вітру. Для стін прямокутних у плані будівель  $z_e$  залежить від відношення сторін  $h/b$  та завжди приймається за верхнім значенням висоти різних частин стін. Будівлі з висотою  $h$ , меншою, ніж  $b$ , можуть вважатися однією частиною.

Для будівлі, яка розглядається,  $z_e = 9$  м. Геометричний параметр (тут і надалі див. схеми та таблиці, наведені у прикладі 2)  $e = 2h = 18 > d = 12$  м.

У даному прикладі розраховується тільки одна рама каркаса, отже, нас цікавлять сторони  $D$  та  $E$ . Співвідношення  $h/d = 9/12 = 0,75$ .

Таким чином:

- для навітряного боку  $D$ :  $c_{pe10} = 0,8$ ,  $c_{pe1} = 1$ ;
- для підвітряного боку  $E$ :  $c_{pe10} = c_{pe1} = -0,5$ .

Отже:

- для навітряного боку  $D$ :  $c_{pe} = 1,0 - (1 - 0,8) \cdot \log_{10} 54 = 0,65$ ;
- для підвітряного боку  $E$ :  $c_{pe} = -0,5 - (-0,5 + 0,5) \cdot \log_{10} 54 = -0,5$ .

Тиск  $w_e$ , який діє на зовнішні поверхні, становитиме:

- для навітряного боку  $D$ :  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 531,25 \cdot 0,65 = 345,31$  Па;
- для підвітряного боку  $E$ :  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 531,25 \cdot (-0,5) = -265,63$  Па.

**Враховуючи те, що на покрівлі переважає переважно вітровий відсос, який розвантажує несучі конструкції, надалі розглядаємо тільки бічний тиск вітру.**

5.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

## **2. Снігове навантаження на покрівлю**

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k;$$

де

$\mu_i$  – коефіцієнт форми снігового навантаження = 0,8;

$s_k$  – характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт = 1550 Н/м<sup>2</sup> (для м. Києва);

$c_e$  – коефіцієнт навколишнього середовища = 1,0;

						Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	6

10.3 Розрахунок перекосу будівлі

$c_t$  – температурний коефіцієнт = 1,0.

Таким чином,

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,550 \cdot 1 \cdot 1 = 1,240 \text{ Н/м}^2 = 1,24 \text{ кН/м}.$$

### **3. Корисне навантаження на перекриття**

Корисне навантаження на перекриття для офісних приміщень прийняте  $q = 2,5 \text{ кН/м}^2$ .

Таким чином, розрахункове значення лінійно розподілених навантажень із вітровим навантаженням як провідне:

$$q_1 = (\gamma_G \cdot (g_{\text{покрівля}} + g_{\text{плита}} + g_{\text{комун.}} + g_{\text{стеля}}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot s) \cdot L =$$

$$= (1,35 \cdot (0,3 + 3,5 + 0,2 + 0,2) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,24) \cdot 6 = 41,832 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = (\gamma_G \cdot (g_{\text{підл.}} + g_{\text{перегор.}} + g_{\text{плита}} + g_{\text{комун.}} + g_{\text{стеля}}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q) \cdot L =$$

$$= (1,35 \cdot (0,3 + 0,5 + 3,5 + 0,2 + 0,2) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,5) \cdot 6 = 53,82 \text{ кН/м};$$

$$q_{w1} = 1,5 \cdot w_{e1} \cdot L = 1,5 \cdot 0,296 \cdot 6 = 2,664 \text{ кН/м};$$

$$q_{w2} = 1,5 \cdot w_{e2} \cdot L = 1,5 \cdot 0,163 \cdot 6 = 1,467 \text{ кН/м}.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed};$$

$$H_{Ed} = (q_{w1} + q_{w2}) \cdot h = (2,664 + 1,467) \cdot 9 = 37,18 \text{ кН};$$

$$V_{Ed} = (q_1 + q_2) \cdot L = (41,832 + 53,82) \cdot 12 = 1147,82 \text{ кН};$$

$$H_{Ed} = 37,18 \text{ кН} < 0,15 \cdot 1147,82 = 172,17 \text{ кН} = 0,15 V_{Ed}.$$

Умова не виконується, отже, вплив недосконалостей рами повинен бути взятий до уваги.

### **10.3.2 Розрахунок впливу деформацій каркаса**

5.3.2(3)  
ДСТУ-Н Б EN  
1991-1-3

Визначаємо загальні початкові недосконалості у вигляді відхилень каркаса від вертикалі (бічних зсувів):

						10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш 7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m,$$

де

$\phi_0$  – основне базове значення,  $\phi_0 = 1/200$ ;

$\alpha_h$  – понижуючий коефіцієнт, який враховує висоту колон  $h$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ але } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10;$$

$\alpha_m$  – понижуючий коефіцієнт, який враховує кількість колон, які сприймають горизонтальні зусилля

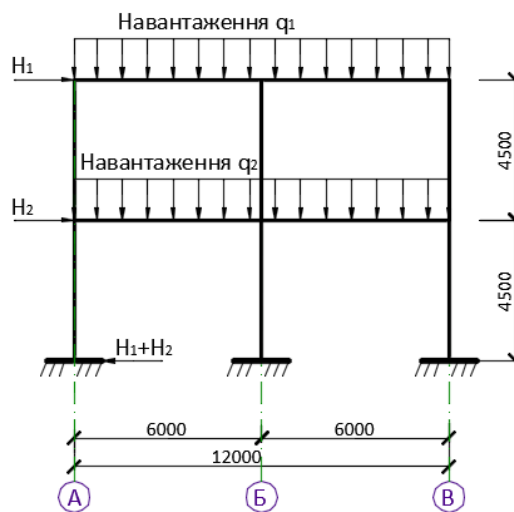
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

де  $m$  – кількість колон, які сприймають горизонтальні зусилля. У даному випадку розглядається рамний каркас, і у поперечник входять три колони,  $m = 3$ .

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{9}} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 2,72 \cdot 10^{-3};$$

Визначаємо еквівалентні горизонтальні сили  $H_1$  та  $H_2$ , які діють як вузлові навантаження на рівні кожного перекриття:

Рисунок  
10.3.2  
Схема прикладання еквівалентних горизонтальних сил



$$H_1 = \phi \cdot q_1 \cdot L = 2,72 \cdot 10^{-3} \cdot 3 \cdot 41,832 \cdot 12 = 1,365 \text{ kN};$$

$$H_2 = \phi \cdot q_2 \cdot L = 2,72 \cdot 10^{-3} \cdot 3 \cdot 53,82 \cdot 12 = 1,757 \text{ kN}.$$

Коефіцієнт збільшення розрахункового навантаження  $\alpha_{cr}$  для кожного рівня перекриття:

						10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		8

5.2.1(3)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1991-1-3

$$a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10;$$

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}};$$

$$V_{Ed1} = q_1 \cdot L = 41,832 \cdot 12 = 501,984 \text{ кН};$$

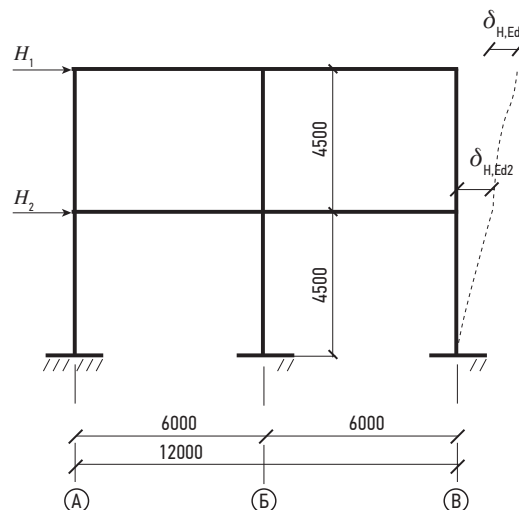
$$V_{Ed2} = q_2 \cdot L = 53,82 \cdot 12 = 645,84 \text{ кН}.$$

Переміщення рами на рівні кожного перекриття у даному прикладі обчислені за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення на основі методу скінченних елементів. Вони відповідно дорівнюють:

$$\delta_{H,Ed1} = 0,9 \text{ мм};$$

$$\delta_{H,Ed2} = 2,0 \text{ мм}.$$

Рисунок  
10.3.3  
Схема горизонтальних переміщень у каркасі



Таким чином, для перекриття на позначці +9.000:

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed1}}{V_{Ed1}} \frac{h}{\delta_{H,Ed1}} = \frac{1,365}{501,984} \cdot \frac{4500}{0,5} = 24,5 > 10;$$

для перекриття на позначці +4,500:

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed1}}{V_{Ed1}} \frac{h}{\delta_{H,Ed1}} = \frac{(1,365 + 1,757)}{(501,984 + 645,84)} \cdot \frac{4500}{1,1} = 11,12 > 10;$$

Таким чином, каркас не схильний до перекосу, і ефектами другого порядку при розрахунках можна знехтувати.

						10.3 Розрахунок перекосу будівлі	Аркуш 9
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		



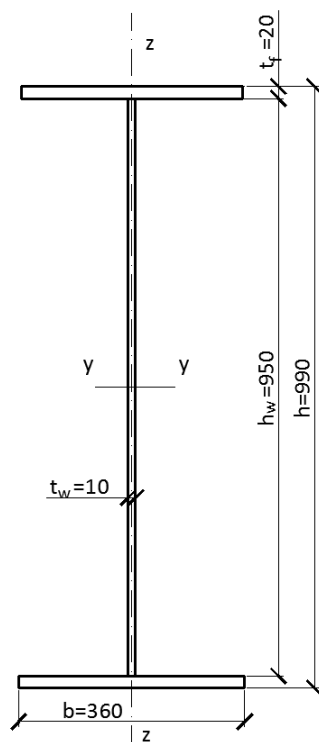
## 10.4 ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3-го КЛАСУ

Оскільки у наведених вище прикладах розрахунків не розглядався переріз 3 класу, то у даному прикладі визначимо розрахункове значення несучої здатності балки на згин із поперечним перерізом 3 класу.

Приймаємо балку зварного перерізу зі сталі S355 з такими характеристиками:

- Висота поперечного перерізу .....  $h = 990$  мм;
- Ширина поперечного перерізу .....  $b = 360$  мм;
- Висота стінки .....  $h_w = 950$  мм;
- Товщина стінки .....  $t_w = 10$  мм;
- Товщина полиці .....  $t_f = 20$  мм;
- Катет зварних швів ..... 8 мм.

Рисунок  
10.4.1  
Схема  
поперечно-  
го перерізу  
головної  
балки




### 10.4.1 Класифікація поперечного перерізу

Таблиця 5.2  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Для визначення класу перерізу необхідно знайти коефіцієнт :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

						10.4. ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3 КЛАСУ			
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		Стадія	Аркуш	Аркушів
								1	4
						ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3 КЛАСУ			
Перевірив		А.С. Білик			04.16				

Полиця:

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = \frac{(360 - 10 - 2 \times 8)}{2} = 167 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{167}{20} = 8,35.$$

Граничне відношення ширини до товщини полиці для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,814 = 7,32;$$

Перевіримо умову:

$$8,35 > 7,33.$$

**Умова не виконується.**

Граничне відношення ширини до товщини полиці для 2-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon = 10 \times 0,814 = 8,14;$$

Перевіримо умову:

$$8,35 > 8,14.$$

**Умова не виконується.**

Граничне відношення ширини до товщини полиці для 3-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 14\varepsilon = 14 \times 0,814 = 11,4;$$

Перевіримо умову:

$$8,35 < 11,4.$$

Отже, у поперечному перерізі балки полиця належить до 3-го класу.

Стінка:

$$c = h_w = 950 \text{ мм};$$

							Аркуш
						10.4. ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3 КЛАСУ	2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

$$\frac{c}{t_w} = \frac{950}{10} = 95;$$

Граничне відношення ширини до товщини стінки для 1-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \times 0,814 = 58,61;$$

Перевіряємо умову:

$$95 > 58,61.$$

**Умова не виконується.**

Граничне відношення ширини до товщини стінки для 2-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon = 83 \times 0,814 = 67,56;$$

Перевіряємо умову:

$$95 > 67,56.$$

**Умова не виконується.**

Граничне відношення ширини до товщини стінки для 3-го класу перерізів:

$$\frac{c}{t} \leq 124\varepsilon = 124 \times 0,814 = 100,94;$$

Перевіряємо умову:

$$95 < 100,94.$$

**Умова виконується.**

Отже, при дії згину стінка належить до 3-го класу.

Таким чином, увесь переріз балки при дії згину належить до 3-го класу.

#### 10.4.2 Визначення геометричних характеристик перерізу

Момент інерції перерізу відносно вісі у-у:

							Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.4. ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3 КЛАСУ	3

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

$$\frac{1,0 \cdot 94,4^3}{12} + 2 \cdot 2,0 \cdot 36,0 \cdot \left( \frac{94,4}{2} + \frac{2,0}{2} \right)^2 = 404649,26 \text{ см}^4;$$

Визначимо момент опору перерізу балки відносно вісі у-у:

$$W_{el,y} = \frac{I_y \cdot 2}{h} = \frac{410\,171,92 \cdot 2}{99,0} = 8286,3 \text{ см}^3.$$

### 10.4.3 Визначення розрахункового значення несучої здатності балки на згин

Несуча здатність балки на згин із поперечним перерізом класу 3 буде забезпечена при виконанні умови:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0;$$

де  $M_{b,Rd}$  - розрахункове значення несучої здатності балки на згин;

$M_{Ed}$  - розрахункове значення згинального моменту;

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8286,3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 2941,6 \text{ см}^3;$$

Таким чином, розрахункове значення несучої здатності балки дорівнює 2941,6 кНм.

							Аркуш
							4
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	10.4. ПОПЕРЕЧНИЙ ПЕРЕРІЗ 3 КЛАСУ	

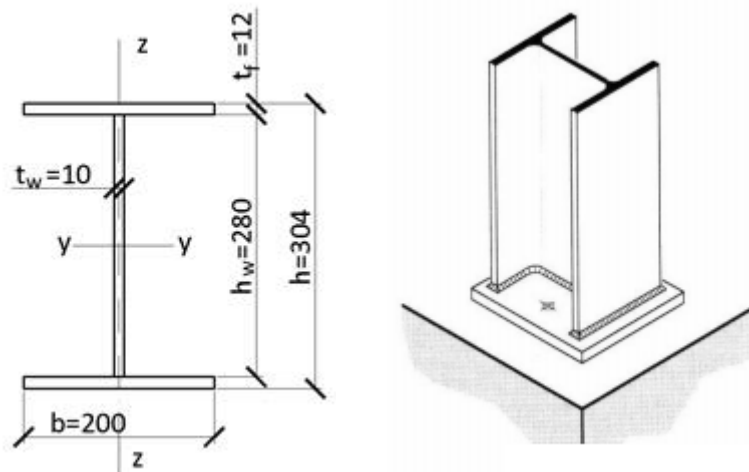
# 11 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОСНОВНИХ ТИПІВ З'ЄДНАНЬ

Усі розрахунки в даному розділі проведені у відповідності з EN 1993-1-8 «Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок з'єднань».

## 11.1 ВУЗОЛ 1. Розрахунок бази колони. Шарнірне примикання

Даний розрахунок здійснений для колони, яка була розглянута у прикладі 10.1.4. Колона знаходиться на перетині осей «Б» та «2». Заглиблення бази колони нижче відмітки підлоги становить -0,15м. Примикання колони до фундаменту забезпечене шарнірне.

Рисунок 11.1.2  
Схема поперечного перерізу колони

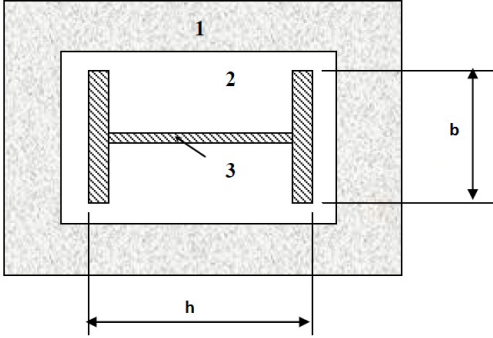


Колона має такі характеристики перерізу:

- Висота поперечного перерізу .....  $h = 304$  мм;
- Ширина поперечного перерізу.....  $b = 200$  мм;
- Висота стінки.....  $h_w = 280$  мм;
- Товщина стінки.....  $t_w = 10$  мм;
- Товщина полиці.....  $t_f = 12$  мм.

Із попередніх розрахунків для колони, значення поздовжньої сили складає  $N_{ed} = 307,7$  кН.

						11.1. ВУЗОЛ 1			
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	Розрахунок бази колони. Шарнірне з'єднання	Стадія	Аркуш	Аркушів
								1	4
Перевірив		А.С. Білик			04.16		 УКРАЇНСЬКИЙ ЦЕНТР СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА www.uscc.com.ua		

<p>6.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Часткові коефіцієнти надійності для випадку, який розглядається:</p> $\gamma_{M0} = 1,0;$ $\gamma_{M1} = 1,0.$ <p><b>Розрахунок бази колони:</b></p> <p>Марка бетону фундаменту за міцністю C25/30, із табличним значенням характеристичного опору на стиск <math>f_{ck} = 25 \text{ Н/мм}^2</math> згідно з Єврокодом EN 1992.</p> <p>Розміри фундаменту невідомі.</p> <p>Матеріал бази колони – сталь S275 із попередньо прийнятою межею текучості <math>f_y = 275 \text{ Н/мм}^2</math>.</p>
<p>Рисунок 11.1.3 <b>Схема бази колони</b></p>	 <p>1 – бетонний фундамент, 2 – база колони, 3 – переріз колони;</p> <p>Розрахунковий опір бетону на стиск:</p> $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c;$ <p><math>\alpha_{cc}</math> – коефіцієнт, який враховує вплив на міцність при стиску тривалості та несприятливості дій, які викликані способом прикладання навантаження.</p> <p>Значення <math>\alpha_{cc}</math> приймається 1,0 як рекомендовано у Єврокодi EN 1992.</p> <p>Частковий коефіцієнт надійності:</p> $\gamma_c = 1,5.$ <p>Тоді, розрахунковий опір бетону становить:</p>
<p>Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>3.1.6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1</p>	

						Аркуш
						2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	11.1. ВУЗОЛ 1

$$f_{cd} = 1,0 \cdot 25 / 1,5 = 16,7 \text{ Н/мм}^2;$$

Визначимо необхідну площу бази колони. Оцінка необхідної області опорної плити приймається як більше з двох таких значень:

$$1) A_{c0} = \frac{1}{h \cdot b} \left( \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{304 \cdot 200} \left( \frac{307,7 \cdot 10^3}{16,7} \right)^2 = 5583,65 \text{ мм}^2;$$

$$2) A_{c0} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} = \frac{307,7 \cdot 10^3}{16,7} = 18425,15 \text{ мм}^2;$$

Отже, підбір площі робимо, виходячи із другого значення.

### **Вибір розмірів опорної плити бази колони:**

Як було пораховано вище:

$$A_{c0} = 18425,15 \text{ мм}^2 < 0,95 \times 304 \times 200 = 57760 \text{ мм}^2;$$

Таким чином, навіть мінімальних розмірів опорної плити бази буде достатньо.

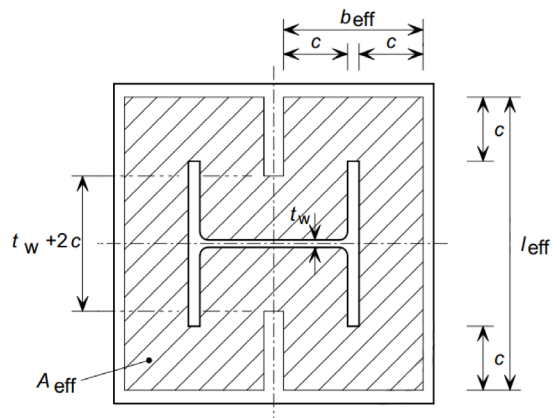
Приймаємо розміри плити 400 x 400 мм

Товщина плити визначається як:

$$t = \frac{c}{\sqrt{f_y / 3 f_{jd} \gamma_{M0}}};$$

де додаткова ширина  $c = (400 - 304) / 2 = 48 \text{ мм}$ ;

Рисунок  
11.1.4  
Схема ви-  
значення  
ефектив-  
ної площі  
бази  
колони



розрахункова міцність на зминання вузла:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{\beta_j \times 1,5 \times b_{eff} \times l_{eff} \times f_{cd}}{b_{eff} \times l_{eff}} = 1,5 \times \beta_j \times f_{cd};$$

НД 20  
6.2.5(7)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8

						11.1. ВУЗОЛ 1	Аркуш 3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p>6.7(2) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1</p>	<p>де</p> <p><math>F_{Rdu}</math> – розрахункова зосереджена сила опору</p> $F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{c0};$ <p>де</p> <p><math>A_{c0}</math> – площа навантаження (<math>b_{eff} \cdot l_{eff}</math>);</p> <p><math>A_{c1}</math> – максимальна розрахункова площа розподілу;</p> <p>У випадку, коли розміри фундаменту не відомі, можна вважати, що вони будуть пропорційними до розмірів бази колони. Тоді приймаємо:</p> $\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,5;$ $f_{jd} = f_{cd};$ <p><math>\beta_j</math> – коефіцієнт, що враховує матеріал під опорною плитою, значення якого можна прийняти таким, що дорівнює 2/3;</p> <p>Визначення <math>b_{eff}</math> та <math>l_{eff}</math> див. на Рис. 11.1.4.</p> <p>Тоді,</p> $F_{Rdu} = 1,5 \times b_{eff} \times l_{eff} \times f_{cd};$ $f_{jd} = 1,5 \times \beta_j \times f_{cd} = 1,5 \times \frac{2}{3} \times 16,7 = 16,7 \text{ Н/мм}^2;$ <p>Тоді, товщина бази колони становить:</p> $t = \frac{c}{\sqrt{(f_y / 3 f_{jd} \gamma_{Mo})}} = \frac{48}{\sqrt{(275 / 3 \times 16,7 \times 1)}} = 20,5 \text{ мм};$ <p>Приймаємо товщину бази колони 25 мм.</p> <p>Таким чином, розмір бази колони становить 400x400x25 мм.</p>																										
	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>4</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td><td>Кільк.</td><td>Аркуш</td><td>№ док</td><td>Підпис</td><td>Дата</td><td colspan="2">11.1. ВУЗОЛ 1</td><td></td> </tr> </table>									Аркуш									4	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	11.1. ВУЗОЛ 1	
								Аркуш																			
								4																			
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	11.1. ВУЗОЛ 1																					

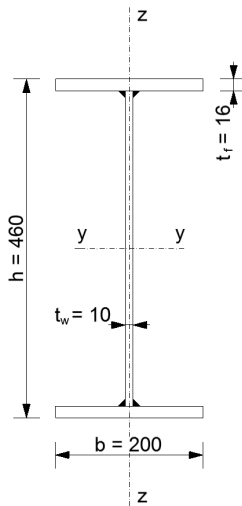


## 11.2 ВУЗОЛ 2. Розрахунок шарнірного вузла примикання балки до колони через опорний фланець

Вихідні дані:

Задана балка зварного двотаврового перерізу з такими параметрами:

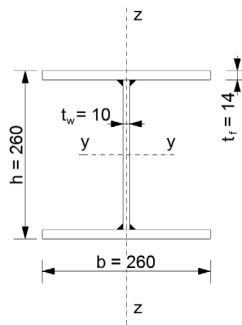
Рисунок 11.2.1  
Схема поперечного перерізу балки



Клас сталі.....S275;  
 Межа текучості .....  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Межа міцності .....  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Висота поперечного перерізу .....  $h = 460 \text{ мм}$ ;  
 Ширина поперечного перерізу .....  $b = 200 \text{ мм}$ ;  
 Товщина стінки.....  $t_w = 10 \text{ мм}$ ;  
 Товщина полиці.....  $t_f = 16 \text{ мм}$ .

Задана колона зварного двотаврового перерізу:

Рисунок 11.2.2  
Схема поперечного перерізу колони



Клас сталі.....S275;  
 Межа текучості .....  $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Межа міцності .....  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Висота поперечного перерізу .....  $h = 260 \text{ мм}$ ;  
 Ширина поперечного перерізу .....  $b = 260 \text{ мм}$ ;  
 Товщина стінки.....  $t_w = 10 \text{ мм}$ ;  
 Товщина полиці.....  $t_f = 14 \text{ мм}$ .

						11.2. ВУЗОЛ 2			
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата				
						Розрахунок вузла з'єднання балки з колоною	Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	7	
Перевірив	А.С. Білик				04.16				

Для опорного фланця приймаємо  $f_u = 430 \text{ Н/мм}^2$ ;

Діаметр болтів, які кріплять балку до колони – М20;

Задане розрахункове значення поперечної сили за несучою здатністю (перший граничний стан),  $V_{Ed} = 230 \text{ кН}$ .

Несуча здатність опорного перерізу балки на зсув дорівнює:

$$V_{cRd} \approx \frac{h_b \times t_w \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{460 \times 10 \times \left( \frac{275}{\sqrt{3}} \right)}{1.0 \times 10^{-3}} = 730 \text{ кН}$$

6.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Частковий коефіцієнт надійності для випадку, який розглядається:

$$\gamma_{M0} = 1,0;$$

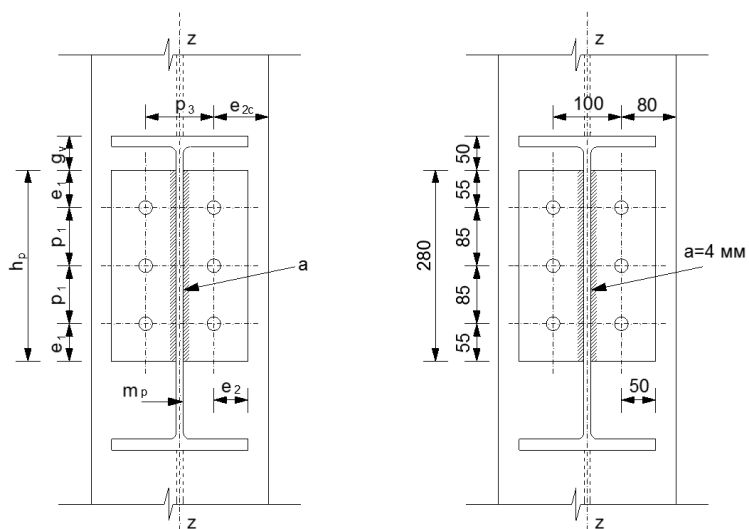
Оскільки  $230 < 0.75 V_{cRd} = 0.75 \cdot 730 = 547,5$ , тобто несуча здатність балки на зсув забезпечена із запасом, можливо прийняти опорний фланець із висотою на частину висоти перерізу балки при  $h_b < 500 \text{ мм}$ . Із попереднього досвіду проектування опорний фланець обираємо товщиною 10 мм.

Мінімальна висота опорного фланця  $0.6 \times h_b = 460 \times 0,6 = 276 \text{ мм}$ . Приймаємо остаточно 280 мм.

Виходячи із прийнятого діаметру болтів М20, їх кількість становить  $239/74 = 3.2$ . Приймаємо 6 болтів М20.

Таким чином, з'єднувальні елементи мають такі попередні розміри:

Рисунок 11.2.3  
Схема та розміри розташування болтів у вузлі



						11.2. ВУЗОЛ 2	Аркуш 2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

<p>3.5 Таблиця 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p> <p>4.7.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p><b>Характеристики болтів:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Болти прийнято із різьбою по всій довжині, без попереднього натягу, діаметром M20, класу міцності 8.8 та довжиною 60 мм;</li> <li>• Площа болта при розтягу..... <math>A_s = 245 \text{ мм}^2</math>;</li> <li>• Діаметр отвору для болта ..... <math>d_0 = 22 \text{ мм}</math>;</li> <li>• Діаметр шайби..... <math>d_w = 37 \text{ мм}</math>;</li> <li>• Межа текучості ..... <math>f_{yb} = 640 \text{ Н/мм}^2</math>;</li> <li>• Гранична міцність на розтяг ..... <math>f_{ub} = 800 \text{ Н/мм}^2</math>;</li> </ul> <p>Розподіляємо болти рівномірно вздовж фланця із відстанями, показаними на рис. 11.2.3., та перевіримо нормативні конструктивні обмеження:</p> <p>Відстань від центру отвору під болт до краю з'єднувального елемента вздовж дії зусилля прийнята <math>e_1 = 2,5 \times d_0 = 2,5 \times 22 = 55 \text{ мм}</math>;</p> <p>Мінімальна відстань від центру отвору під болт до краю з'єднувального елемента вздовж дії зусилля становить <math>1,2 \times d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ мм} &lt; 55 \text{ мм}</math>, <b>умова виконується</b>;</p> <p>Відстань до краю з'єднувального елемента поперек дії зусилля прийнята <math>e_2 = 50 \text{ мм}</math>.</p> <p>Мінімальна відстань до краю з'єднувального елемента поперек дії зусилля становить <math>1,2 \times d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ мм} &lt; 50 \text{ мм}</math>, отже <b>умова виконується</b>;</p> <p>Відстань між центрами болтів (крок уздовж дії зусилля) прийнято <math>p_1 = 85 \text{ мм}</math>;</p> <p>Мінімальна відстань між центрами болтів уздовж дії зусилля становить <math>2,2 \times d_0 = 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ мм} &lt; 85 \text{ мм}</math>, <b>умова виконується</b>;</p> $14 \times t_p = 14 \times 10 = 140 \text{ мм} > 85 \text{ мм};$ <p>Відстань між болтами (крок уздовж горизонталі) <math>p_3 = 100 \text{ мм}</math>;</p> <p>Мінімальна відстань становить <math>2,4 \times d_0 = 2,4 \times 22 = 52,8 \text{ мм} &lt; 100 \text{ мм}</math>, <b>умова виконується</b>.</p> <p><b>Параметри зварних швів</b></p> <p>Перевіримо міцність зварних швів. Для рівномічних зварних швів має виконуватися умова:</p> <p>Товщина шва <math>(a) \geq 0.39 \times t_w</math></p>													
	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>Зм.</td><td>Кільк.</td><td>Аркуш</td><td>№ док</td><td>Підпис</td><td>Дата</td><td>3</td> </tr> </table>							Аркуш	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата
						Аркуш								
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	3								



Тип руйнування	
Несуча здатність опорного фланця на зріз (переріз брутто)	$V_{Rd,4}$
Несуча здатність опорного фланця на зріз (переріз нетто)	$V_{Rd,5}$
Несуча здатність опорного фланця на зріз	$V_{Rd,6}$
Несуча здатність опорного фланця на стійкість	$V_{Rd,7}$
Несуча здатність стінки балки на зріз*	$V_{Rd,8}$

Оскільки у прикладі, який розглядається, зварні шви були прийняті рівноміцні основному металу, жодних додаткових розрахунків для зварювання робити не потрібно.

#### **Несуча здатність болтових з'єднань на зріз:**

Припускаючи, що площина зрізу проходить через різьбову частину болта, несуча здатність одного болта на зріз  $F_{v,Rd}$  визначається як:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}};$$

Хоча Єврокод цього і не вимагає, у рівнянні введемо коригувальний коефіцієнт 0,8 у запас надійності для урахування додаткових напружень розтягу у болтах, пов'язаних із поворотом перерізу у шарнірі.

Для болтів класу міцності 8.8,  $\alpha_v = 0,6$ , таким чином, несуча здатність одноболтового з'єднання на зріз становитиме

$$F_{v,Rd} = 0,8 \times \frac{0,6 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}}{1,25} = 75,2 \text{ кН},$$

несуча здатність усіх болтів  $V_{Rd,1} = 6 \times 75,2 = 451 \text{ кН}$ .

#### **Несуча здатність болтових з'єднань на зминання:**

Несуча здатність опорного фланця на зминання у отворах під болтами  $F_{b,Rd}$  визначається за формулою:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}};$$

де

3.6.1  
Таблиця 3.4  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8  
NCCI: Shear  
resistance  
of a simple  
end plate  
connection  
SN014a-EN-  
EU

3.6.1  
Таблиця 3.4  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8

						11.2. ВУЗОЛ 2	Аркуш 5
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1.0\right);$$

$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_o}$  для крайніх болтів та  $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}$  для середніх болтів.

Для крайніх болтів,

$$\alpha_b = \min\left(\frac{55}{3 \times 22}; \frac{800}{430}; 1.0\right) = \min(0.83; 1.86; 1.0) = 0.83;$$

Для середніх болтів,

$$\alpha_b = \min\left(\frac{85}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1.0\right) = \min(1.04; 1.86; 1.0) = 1.0;$$

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_o} - 1.7; 2.5\right) = \min\left(2.8 \times \left(\frac{50}{22}\right) - 1.7; 2.5\right);$$

Таким чином,  $k_1$  = мінімальне значення із (4.66; 2.5) = 2.5;

Тоді, для крайніх болтів:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 430 \times 20 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 142.76 \text{ кН};$$

Для середніх болтів:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1.0 \times 430 \times 20 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 172.0 \text{ кН};$$

Таким чином, несуча здатність болтових з'єднань на зминання у отво-рах:

$$V_{Rd,2} = 2 \times 142,76 + 4 \times 172 = 974 \text{ кН}.$$

3.7  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8

Оскільки несуча здатність болтів на зріз (75.2 кН) менша, ніж несуча здатність на зминання, то розрахункова несуча здатність групи болтів приймається як кількість болтів, помножена на значення мінімальної розрахункової несучої здатності окремого болта – у даному випадку 75.2 кН.

Таким чином, несуча здатність групи з'єднувальних елементів із 6-ти болтів:

$$V_{Rd} = 6 \times 75.2 = \mathbf{451 \text{ кН}}.$$

							Аркуш
						11.2. ВУЗОЛ 2	6
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата		

<p>6.2.6(2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p> <p>NCCI: Shear resistance of a simple end plate connection SN014a-EN- EU</p>	<p><b>Несуча здатність стінки балки на зріз:</b></p> <p>Несуча здатність на зріз перевіряється тільки для ділянки стінки балки, яка з'єднана із опорним фланцем.</p> <p>Розрахункове значення несучої здатності стінки балки на зріз у пластичній стадії визначається як:</p> $V_{pl,Rd} = V_{Rd,8} = \frac{A_v (f_{y,b} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$ <p>Оскільки загальний випадок п. §6.2.6 (3) EN1993-1-1 не враховує точного випадку площі зсуву, який розглядається у прикладі (прямокутний фланець приварений до стінки), остання може бути прийнята за аналогією випадку (с) §6.2.6 (3) EN1993-1-1 (тавровий переріз, навантаження паралельне стінці) з коефіцієнтом 0.9:</p> $V_{Rd,8} = 0.9 \times \frac{(280 \times 9.9) \times (275 / \sqrt{3})}{1.0} \times 10^{-3} = 396 \text{ кН};$ <p>Якщо несуча здатність не є достатньою, то слід застосовувати опорний фланець більшої товщини (максимально 12 мм завтовшки, щоб забезпечити пластичність у даному випадку), або задавати його більшу висоту. Також можливо ввести ребра підкріплення, або змінювати кількість/клас міцності болтів. Загалом з точки зору живучості переважними є вузли, у яких несуча здатність на зріз болтів більша, ніж несуча здатність на зминання у отворах.</p>															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>11.2. ВУЗОЛ 2</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>7</td> </tr> </table>	Аркуш	7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата											
Аркуш																
7																

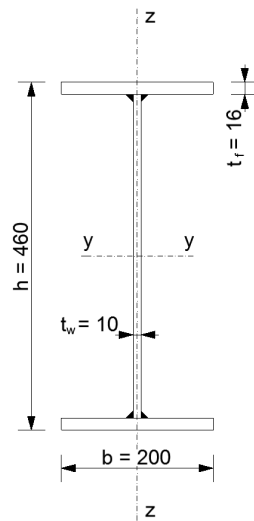
### 11.3 ВУЗОЛ 3. Розрахунок вузла приєднання другорядної балки до головної балки

У даному прикладі розглядається зсувне з'єднання з ребром, утвореним кутиком, приєднаним до головної і другорядної балки на болтах.

Вихідні дані:

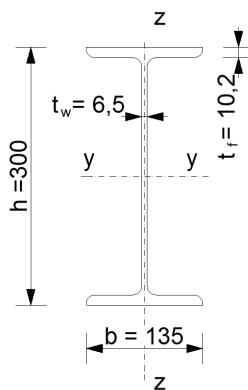
Головна балка зварного двотаврового перерізу, другорядна балка прокатного двотаврового перерізу (рис. 11.3.1., 11.3.2).

Рисунок 11.3.1  
Схема поперечного перерізу головної балки



Клас сталі.....S355;  
 Межа текучості .....  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Гранична межа міцності.....  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Висота поперечного перерізу .....  $h = 460 \text{ мм}$ ;  
 Ширина поперечного перерізу .....  $b = 200 \text{ мм}$ ;  
 Товщина стінки.....  $t_w = 10 \text{ мм}$ ;  
 Товщина полиці.....  $t_f = 16 \text{ мм}$ .

Рисунок 11.3.1  
Схема поперечного перерізу другорядної балки



Клас сталі.....S355;  
 Межа текучості .....  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Гранична межа міцності.....  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Висота поперечного перерізу .....  $h = 300 \text{ мм}$ ;  
 Ширина поперечного перерізу .....  $b = 135 \text{ мм}$ ;  
 Товщина стінки.....  $t_w = 6,5 \text{ мм}$ ;  
 Товщина полиці.....  $t_f = 10,2 \text{ мм}$ .


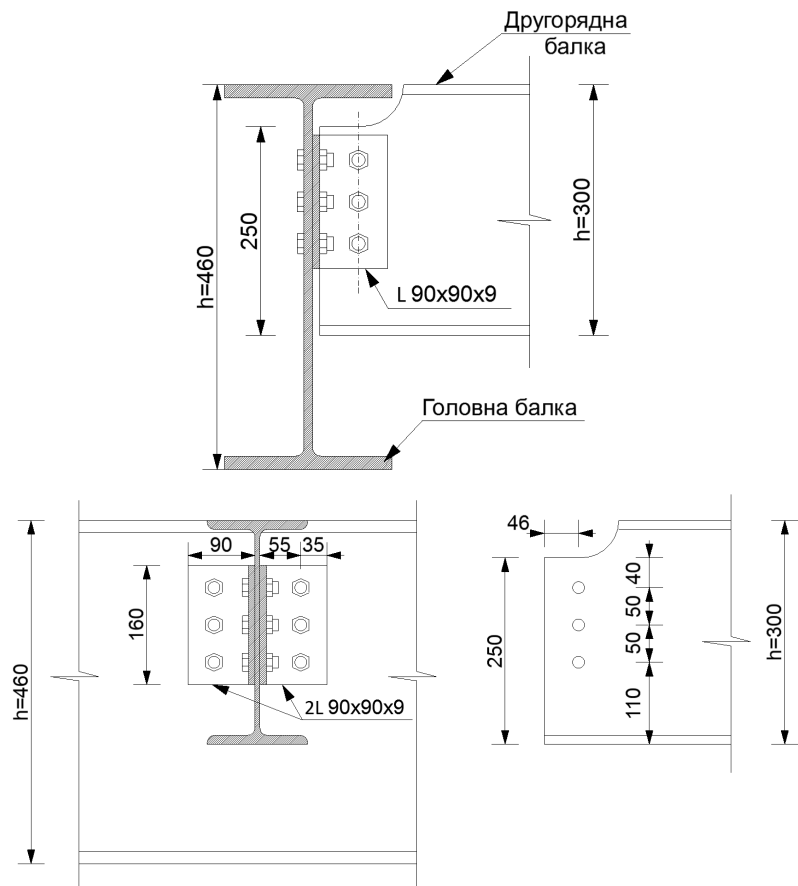
11.3. ВУЗОЛ 3								
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата			
Розрахунок вузла з'єднання головної балки з другорядною балкою						Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	6
Перевірив	А.С. Білик			04.16				



Рисунок  
11.3.2  
Схема вузла  
примикання  
другорядної  
балки до  
головної

Болти прийнято діаметром М16. Клас міцності болтів – 8,8, клас точності – В.

Прийнята сила зсуву (опорна реакція), що виникає у з'єднанні – 90 кН.



ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8  
Таблиця 3.3

#### Розташування отворів під болти:

Діаметр отвору під болт М16 дорівнюватиме  $d_0 = 16 + 2 = 18$  мм

Мінімальна відстань від центру отвору під болт до краю з'єднувального елемента становить

$$\min e_1 = \min e_2 = 1.2d_0 = 1.2 \times 18 = 21,6 \text{ мм.}$$

Мінімальна відстань між центрами болтів становить  $\min p_1 = 2.2d_0 = 2.2 \times 18 = 39,6$  мм;

Максимальна відстань від центру отвору під болт до краю з'єднувального елемента становить

$$\max e_1 = \max e_2 = 4 \times t + 40 = 4 \times 6.5 + 40 = 66 \text{ мм.}$$

						Аркуш
					11.3. ВУЗ0Л3.	2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	



### Розрахункова несуча здатність одного болта, розташованого на стінці головної балки

Припускаючи, що площина зрізу проходить через ненарізьблену частину болта, несуча здатність одного болта на зріз  $F_{v,Rd}$  визначається як:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 80 \cdot \frac{\pi \cdot 1.6^2}{4} f_{ub} A}{1.25} = 77.20 \text{ кН};$$

Для болтів класу міцності 8.8,  $\alpha_v = 0.6$ .

Несуча здатність одноболтового з'єднання на зминання у отворі:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{30}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{510}; 1\right)$$

$$\alpha_b = \min(0.555; 0.676; 1.568; 1) = 0.555;$$

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right) = \min\left(2.8 \frac{35}{18} - 1.7; 1.4 \times \frac{0}{18} - 1.7; 2.5\right)$$

Таким чином,  $k_1 = \min(3.744; 0; 2.5) = 2.5$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 51 \times 1.6 \times 1.0}{1.25} = 90.58 \text{ кН};$$

Перевірка:

$$F_{v,Ed} = 15 \text{ кН} < \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd}) = \min(77.20, 90.58);$$

$$F_{v,Ed} = 15 \text{ кН} < 77.20;$$

ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8  
Таблиця 3.4

**Умова виконується.**

### Розрахункова несуча здатність болтів, розташованих на стінці другорядної балки

Несуча здатність на зріз болтів, розташованих на стінці другорядної балки, визначається з урахуванням двох рядів:

$$F_{v,Rd} = 2 \times 77.2 = 154.4 \text{ кН};$$

Несуча здатність на зминання у отворі:

$$t = \min(2 \times 9; 6.5) = 6.5 \text{ мм};$$

						11.3. ВУЗОЛЗ.	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		4

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Формула 6.16	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 51 \times 1.6 \times 0.65}{1.25} = 58.34 \text{ кН};$						
	Перевірка: $F_{Ed} = 57,88 \text{ кН} < \min (F_{v,Rd}, F_{b,Rd}) = \min (154.40, 58.34);$ $F_{Ed} = 57.88 \text{ кН} < 58.34;$ <p><b>Умова виконується.</b></p> <p><b>Розрахункова несуча здатність кутикових накладок</b></p> Кожна із двох кутикових накладок піддається дії таких сил: $V_{Ed} = \frac{90}{2} = 45.0 \text{ кН};$ $M_{Ed} = \frac{495}{2} = 247.5 \text{ кНсм};$ Визначимо несучу здатність кутикових накладок на зминання. Згідно з Єврокодом визначаємо, чи можна не враховувати отвори для кріпильних деталей у розтягнутій полиці, шляхом перевірки умови: $\frac{A_{f,net} \times 0.9 \times f_u}{\gamma_{M2}} \leq \frac{A_f \times f_y}{\gamma_{M0}};$ де $A_{f,net} = \frac{16 \times 0.9}{2} - 1.5 \times 1.8 \times 0.9 = 4.77 \text{ см}^2;$ $A_f = \frac{16 \times 0.9}{2} = 7,20 \text{ см}^2;$ $\frac{4.77 \times 0.9 \times 51}{1.25} \leq \frac{7.20 \times 35.5}{1.0};$ $175.15 \text{ кН} \leq 255.6 \text{ кН};$ <p><b>Умова виконується.</b></p> Тоді розрахунковий момент опору полицки дорівнює $W_{pl} = \frac{0.9 \times 16^2}{6} - 1.8 \times 0.9 \times 5 = 30.3 \text{ см}^3;$						
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	11.3. ВУЗОЛЗ.	Аркуш 5

Перевіримо умову міцності полицки на згин:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30.3 \times 35.5}{1.0} = 1075 \text{ кН см} > M_{Ed} = 247.5 \text{ кН см};$$

ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1  
Формула  
6.18

Розрахунковий опір полицки на зріз у пластичній стадії:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{(16 \times 0.9) \times 35.5}{\sqrt{3} \times 1.0} = 295.14 \text{ кН} > V_{Ed} = 45 \text{ кН};$$

ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1  
6.2.8(2)

Крім того, впливом перерізувальної сили на несучу здатність на згин можна знехтувати, оскільки перерізувальна сила є меншою за половину опору на зріз у пластичній стадії:

$$V_{Ed} = 45 \text{ кН} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{295.14}{2} = 147.57 \text{ кН};$$

ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8  
3.10.2

### Розрахунок вузла на виривання частини перерізу

Розрахункова несуча здатність на виривання частини перерізу вузла при передачі зсувного зусилля на симетричну групу болтів без ексцентриситету:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 \times f_u \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}};$$

де площа перерізу нетто розтягнутої зони:

$$A_{nt} = (4.6 - \frac{1.8}{2}) \times 0.65 = 2.405 \text{ мм}^2;$$

Площа перерізу нетто зони, що зсувається:

$$A_{nv} = (14 - 2.5 \times 1.8) \times 0.65 = 6.175 \text{ мм}^2;$$

Таким чином,

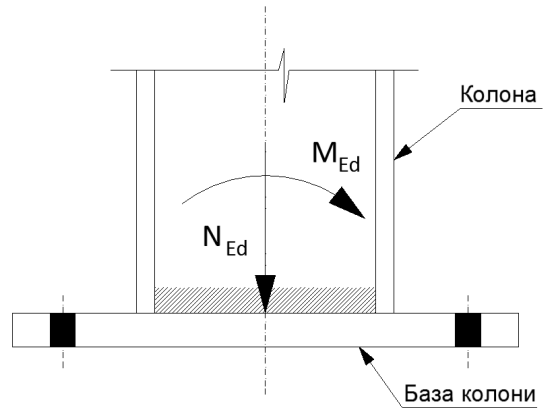
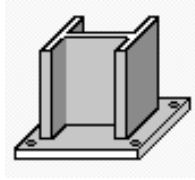
$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 \times 51 \times 2.405}{1.25} + \frac{35.5 \times 6.175}{\sqrt{3} \times 1.0} = 175.63 \text{ кН} > V_{Ed} = 90 \text{ кН};$$

						11.3. ВУЗОЛ3.	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		6

**11.4 ВУЗОЛ 4. Розрахунок бази колони із жорстким приєднанням до фундаменту.**

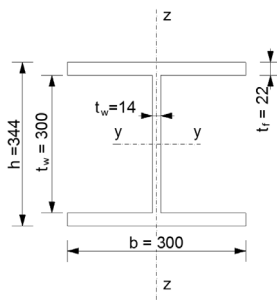
Даний розрахунок ведемо для колони, яка має жорстке закріплення до фундаменту і піддається дії осьової сили та згинального моменту в одній площині. Вузол прийнято із опорною плитою бази без траверс.

Рисунок 11.4.1  
Схема вузла бази колони



Колона має такі характеристики перерізу:

Рисунок 11.4.2  
Схема поперечного перерізу колони



- Клас сталі..... S355;
- Межа текучості .....  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Межа міцності .....  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Висота поперечного перерізу ..  $h = 344 \text{ мм}$ ;
- Ширина поперечного перерізу...  $b = 300 \text{ мм}$ ;
- Товщина стінки.....  $t_w = 14 \text{ мм}$ ;
- Товщина полиці.....  $t_f = 12 \text{ мм}$ ;
- Площа поперечного перерізу колони .....  $A = 174 \text{ см}^2$ .

**Розрахункові значення зусиль від комбінації навантажень, які діють на колону, дорівнюють:**

6.1  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Розрахункове значення повздовжньої сили  $N_{Ed} = 307,7 \text{ кН}$ .

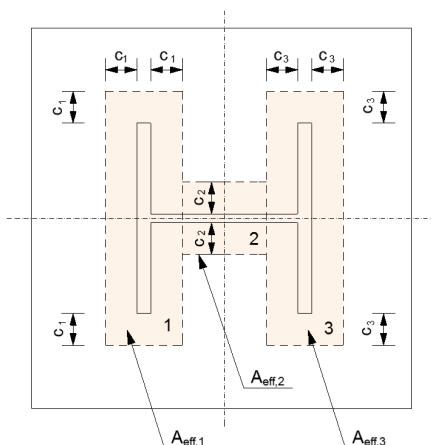
11.4. ВУЗОЛ 4					
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата
Розрахунок бази колони із жорстким приєднанням до фундаменту				Стадія	Аркуш
					1
Перевірив А.С. Білик				Аркушів	Дата
				8	04.16



<p>Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Розрахунковий згинальний момент <math>M_{y,Ed} = 185 \text{ кНм}</math>.</p> <p>Часткові коефіцієнти надійності для випадку, який розглядається:</p> <p><math>\gamma_{M0} = 1,0</math>;</p> <p><math>\gamma_{M1} = 1,0</math>.</p> <p><b>Розрахунок бази колони:</b></p> <p>Марка бетону фундаменту за міцністю C25/30, тоді характеристичний опір бетону на стиск відповідно складає: <math>f_{ck} = 25 \text{ Н/мм}^2</math>; <math>f_{ck,cube} = 25 \text{ Н/мм}^2</math></p> <p>Розміри опорної плити бази прийняті із конструктивних міркувань:  Ширина плити..... <math>b_{bp} = 600 \text{ мм}</math>;  Довжина плити..... <math>L_{bp} = 600 \text{ мм}</math>;  Товщина плити..... <math>t_{bp} = 40 \text{ мм}</math>;</p> <p>Матеріал бази колони – сталь S275:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• межа текучості..... <math>f_y = 275 \text{ Н/мм}^2</math>;</li> <li>• межа міцності..... <math>f_u = 430 \text{ Н/мм}^2</math>.</li> </ul>															
<p>Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Розрахунковий опір бетону на стиск:</p> $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ <p><math>\alpha_{cc}</math> – коефіцієнт, який враховує вплив на міцність при стиску тривалості та несприятливості навантажень, які викликані способом їх прикладання.</p>															
<p>3.1.6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1</p>	<p>Значення <math>\alpha_{cc}</math> приймається 1,0 як рекомендовано у Єврокодi.</p> <p>Частковий коефіцієнт надійності: <math>\gamma_c = 1,5</math>.</p> <p>Тоді розрахунковий опір бетону становить:</p> $f_{cd} = 1,0 \cdot 25 / 1,5 = 16,7 \text{ Н/мм}^2$ <p><b>Визначення розрахункових зусиль, які виникають у еквівалентних Т-подібних елементах плити бази колони.</b></p>															
<p>6.2.8.3(1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>Для перевірки опорної плити бази колони застосуємо метод її розбивки на еквівалентні Т-подібні елементи, утворені частинами полиць або стінки колони та ділянками плити у зоні примикання. Розрахункову несучу здатність на згин <math>M_{j,Rd}</math> бази колони, яка піддається дії осьової</p>															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>11.4. ВУЗОЛ 4.</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>2</td> </tr> </table>	Аркуш	2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата											
Аркуш																
2																

Рисунок 11.4.4. Еквівалентні Т-подібні елементи, які не перекривають один одного

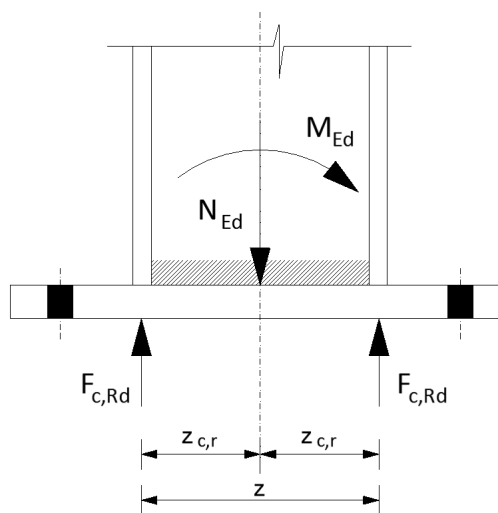
сили та згинального моменту, слід визначати, використовуючи метод, наведений у таблиці 6.7 (ДСТУ Н-Б EN 1993-1-8), де робота бетону на стиск під плитою, розташованою безпосередньо під стінкою колони (Т-подібний елемент 2 на Рисунок 11.4.4), не враховується.



- 1 – Т-подібний елемент 1;
- 2 – Т-подібний елемент 2;
- 3 – Т-подібний елемент 3.

Рисунок 11.4.5. До визначення плеча внутрішньої пари сил «z» у базі колони

Плече внутрішньої пари сил «z», на які розкладається опорний згинальний момент у базі колони без траверс, визначається за середніми лініями полиць (рис. 11.4.5).



$$z = h - t_f = 344 - 22 = 322 \text{ мм};$$

Тоді:

$$z_{c,1} = \frac{322}{2} = 161 \text{ мм};$$

Розрахункова несуча здатність на стиск полиці Т-подібного еквівалентного елемента  $F_{c,Rd}$  визначається за формулою:

						Аркуш
						3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	

11.4. ВУЗОЛ 4.



<p>6.2.8.3(5) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>Для лівого боку (Т-подібний елемент 1):</p> $F_{c,l,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{y,Ed}}{z} = \frac{1380}{2} - \frac{185 \times 10^3}{322} = 115,5 \text{ кН (стиск);}$ <p>Для правого боку (Т-подібний елемент 3):</p> $F_{c,r,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{y,Ed}}{z} = \frac{1380}{2} + \frac{185 \times 10^3}{322} = 1264,5 \text{ кН (стиск);}$ <p><b>Розрахункова несуча здатність вузла:</b></p> <p>Якщо колона та вузол зокрема мають симетричний переріз, то розрахункова несуча здатність на стиск із лівого боку (Т-подібний елемент 1) та з правого боку (Т-подібний елемент 3) будуть однаковими.</p> <p>У вузлі даного прикладу на правий бік діятиме більша сила стиску, ніж на лівий бік вузла. Таким чином, до уваги братимемо лише розрахункову несучу здатність правого боку вузла (Т-подібний елемент 3).</p> <p>Розрахункову несучу здатність вузла на стиск із правого боку <math>F_{c,r,Rd}</math> слід приймати такою, що дорівнює найменшому значенню із:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>несучої здатності стиснутого бетону, розташованого під правою полицею бази колони, <math>F_{c,pl,Rd}</math>;</li> <li>несучої здатності стиснутої правої полиці колони та стінки <math>F_{c,fc,Rd}</math>.</li> </ul> <p>Несуча здатність бетону, розташованого під правою полицею бази колони:</p>							
<p>6.2.5(3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	$F_{c,pl,Rd} = F_{C,Rd} = f_{jd} \times l_{eff} \times b_{eff};$ <p>де</p> <p><math>f_{jd}</math> – розрахункова міцність бетону на місцеве зминання; <math>f_{jd} = f_{cd} = 16,7 \text{ Н/мм}^2</math>;</p> <p><math>l_{eff} \cdot b_{eff}</math> – розрахункові довжина та ширина полиці Т-подібного елемента.</p> <p>Необхідна ефективна площа для сприйняття зусилля стиску з правого боку з'єднання (Т-подібний елемент 3):</p> $A_{eff,3} = \frac{F_{c,r,Ed}}{f_{jd}} = \frac{1264,5 \times 10^3}{16,7} = 75718,6 \text{ мм}^2;$ <p>Визначення мінімального значення розміру <math>c_3</math>, який необхідно витримати для забезпечення відповідної достатньої площі, яка сприймає навантаження:</p>							
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	<p>11.4. ВУЗОЛ 4.</p>	<p>Аркуш 4</p>
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата			

	<p>Ефективна площа <math>A_{\text{eff},3} = 4c_3^2 + p_f c_3 + A_f</math>;</p> <p>де</p> <p><math>c_3</math> – розмір, який зображено на рисунку 11.4.5;</p> <p><math>A_f</math> – площа поперечного перерізу полиці;</p> $A_f = t_f \times b = 22 \times 300 = 6600 \text{ мм}^2;$ <p><math>p_f</math> – периметр полиці;</p> $p_f = 2t_f + 2b = (2 \times 22) + (2 \times 300) = 644 \text{ мм};$ <p>Таким чином, вирішуючи рівняння, отримуємо розмір <math>c_3</math>:</p> $75718,6 = 4c_3^2 + 644c_3 + 6600;$ $c_3 = 73,6 \text{ мм}.$ <p>Товщина бази колони обумовлює значення додаткової ширини «с», яке не має перевищувати:</p> $c \leq t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{Mo}}} = 40 \times \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 16,7 \cdot 1,0}} = 93,7 \text{ мм};$ <p style="text-align: center;"><math>73,6 &lt; 93,7 \text{ мм, умова виконується}</math></p> <p>6.2.5(4) Формула 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p> <p>6.2.5(3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p> <p>Несуча здатність бетону, розташованого під правою полицею бази колони, рівна:</p> $F_{c,pl,Rd} = F_{c,Rd} = f_{jd} \times l_{\text{eff},3} \times b_{\text{eff},3};$ <p>де</p> $l_{\text{eff},3} = b + 2c_3; \text{ та } b_{\text{eff},3} = t_f + 2c_3;$ <p>У даному варіанті значення розрахункової несучої здатності використовувалося для визначення параметру <math>c_3</math>, таким чином розрахункова несуча здатність стиснутого бетону, розташованого під правою полицею колони, становить:</p> $F_{c,pl,Rd} = F_{c,r,Rd} = 1264,5 \text{ кН}.$															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>11.4. ВУЗОЛ 4.</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td>5</td> </tr> </table>	Аркуш	5
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата											
Аркуш																
5																

<p>Формула 6.21 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>Розрахункова несуча здатність вузла на стиск із правого боку <math>F_{c,t,Rd}</math> визначається як:</p> $F_{c,Rd} = F_{c, fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})}, \text{ де}$ <p><math>t_{fb}</math> – товщина полиці елемента, що приєднується. У даному випадку <math>t_{fb} = t_f</math></p> <p><math>M_{c,Rd}</math> – розрахункова несуча здатність на згин поперечного перерізу колони.</p>														
<p>6.2.9.1(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Визначаємо, чи необхідне урахування дії осьової сили на опір згинальному моменту. Для цього необхідно перевірити виконання двох умов:</p> $N_{ed} \leq 0,25 N_{pl, Rd} \text{ та } N_{ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}};$ <p>Перевіримо виконання першої умови:</p> $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17400 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 6177 \text{ кН};$ $0,25 N_{pl, Rd} = 0,25 \times 6177 = 1544,25 \text{ кН};$ $N_{ed} < 0,25 N_{pl, Rd} \text{ (1380 кН < 1544,25 кН)}.$ <p><b>Перша умова виконується.</b></p> <p>Перевіримо виконання другої умови:</p> $\frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 300 \times 14 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 745,5 \text{ кН};$ $N_{ed} > 745,5 \text{ кН (1380 кН > 745,5 кН)};$ <p>Таким чином <b>друга умова не виконується</b> і необхідно вносити коригування для урахування дії осьової сили на згинальний момент.</p>														
<p>Формула 6.13 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	<p>Розрахунковий опір на згин відносно головної вісі поперечного перерізу визначається за формулою:</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}};$ <p>Для сталевих зварних двотаврових профілів момент опору перерізу з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій визначається за формулою:</p> $W_{pl,y} = b \times t_f \times (h - t_f) + 0,25 \times t_f \times (h - 2t_f)2 =$														
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>11.4. ВУЗОЛ 4.</p> <table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> <td>6</td> </tr> </table>	Аркуш	6
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата										
Аркуш	6														

<p>6.2.9.1(5) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1</p>	$30 \times 2.2 \times (34.4 - 2.2) + 0,25 \times 1.4 \times (34.4 - 2 \times 2.2)^2 =$ $= 2440.2 \text{ см}^3;$ $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2440.2 \times 10^{-3} \times 355}{1.0} = 866 \text{ кН};$ <p>Несуча здатність на дію моменту у пластичній стадії, зменшена внаслідок дії осьової сили, може розраховуватися з використанням такого наближення:</p>														
	$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \left( \frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right);$ <p>але за умови, що <math>M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}</math></p> <p>де</p> $n = \frac{N_{Ed}}{N_{h1,Rdd}} = \frac{1380}{6177} = 0.22;$ $\alpha = \frac{A - (2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{17400 - (2 \times 300 \times 22)}{17400} = 0.24;$														
<p>Формула 6.21 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>Таким чином,</p> $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \left( \frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right) = 866 \times \left( \frac{1-0.22}{1-0.5 \times 0.24} \right) = 767.6 \text{ кН};$ $M_{c,Rd} = M_{N,y,Rd} = 767,6 \text{ кН};$ <p>Розрахункова несуча здатність бетону на стиск із правої сторони:</p>														
	$F_{c,fc,Rd} = F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} = \frac{767.6 \times 10^6}{(344 - 22)} \times 10^{-3} = 2384 \text{ кН};$ <p>Перевірка умови:</p>														
	$F_{c,pl,Rd} < F_{c,fc,Rd} \text{ (тобто } 1264,5 \text{ кН} < 2384 \text{ кН);}$ <p>Таким чином, розрахункова несуча здатність <math>F_{c,r,Rd}</math> вузла на стиск становить:</p> $F_{c,r,Rd} = F_{c,pl,Rd} = 1264,5 \text{ кН};$														
<p>Таблиця 6.7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p><b>Розрахункова несуча здатність бази колони на згин:</b></p> $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}};$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• якщо дія моменту за годинниковою стрілкою, то значення <math>M_{Ed}</math> має знак «+».</li> <li>• якщо осьова сила діє на розтяг, то значення <math>N_{Ed}</math> має знак «+».</li> </ul>														
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p>11.4. ВУЗОЛ 4.</p> <table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> <td>7</td> </tr> </table>	Аркуш	7
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата										
Аркуш	7														

Таблиця 6.7  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-8

Таким чином,  $M_{Ed} = 185$  кНм,

$$N_{Ed} = -1380 \text{ кН};$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{185}{-1380} \times 10^3 = -134,1 \text{ мм}$$

$$z = h - t_f = 344 - 22 = 322 \text{ мм};$$

Оскільки  $N_{Ed} < 0$  та  $-z_{c,r} < e \leq 0$ , то розрахункова несуча здатність на згин бази колони  $M_{j,Rd}$  визначається, як менше із двох:

$$\frac{-F_{c,l,Rd} \times z}{z_{c,r} / e + 1} \quad \text{або} \quad \frac{-F_{c,r,Rd} \times z}{z_{c,r} / e - 1};$$

У даному прикладі база колони симетрична та дія моменту спрямована у вертикальній площині за годинниковою стрілкою (див. рис. вище), таким чином загалом друге рівняння даватиме менше значення:

$$\frac{-F_{c,r,Rd} \times z}{z_{c,r} / e - 1} = \frac{-1264,5 \times 322}{161 / (-134,1) - 1} \times 10^{-3} = 185,1 \text{ кНм};$$

Таким чином, розрахункова несуча здатність на згин бази колони:

$$M_{j,Rd} = 185,1 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий згинальний момент  $M_{y,Ed} = 185$  кНм. Тоді перевірка несучої здатності:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{185}{185,1} = 0,99;$$

Таким чином, розрахункова несуча здатність на згин бази колони є достатньою.

#### **Визначення розмірів бази колони:**

Необхідні мінімальні розміри:

$$b_{\text{eff},r} = b + 2c_3 = 300 + (2 \times 73,6) = 447,2 \text{ мм} < 600 \text{ мм};$$

$$l_{\text{eff},r} = h + 2c_3 = 344 + (2 \times 73,6) = 491,2 \text{ мм} < 600 \text{ мм};$$

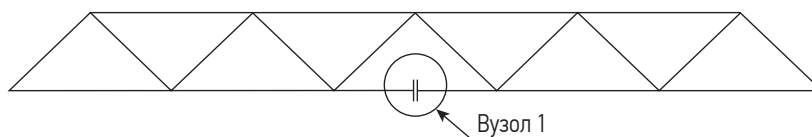
Таким чином, прийнятий розмір бази колони  $600 \times 600$  мм є достатнім.

Товщина бази колони 40 мм є достатньою, як було визначено вище в даному прикладі під час перевірки значення додаткової ширини «с», що обумовлено товщиною плити бази.

						11.4. ВУЗОЛ 4.	Аркуш
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		8

## 11.5 ВУЗОЛ 5. Монтажний стик ферми в середині прольоту

Рисунок 11.5.1. Схема ферми



У даному прикладі розраховується монтажний вузол нижнього поясу на високоміцних болтах важкої ферми. Стержні ферми двотаврового перерізу, зварного з листів.

### Вихідні дані:

Ферма:

Зварне з'єднання:

Клас сталі..... S355;

Межа текучості.....  $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ ;

Межа міцності.....  $f_u = 510 \text{ Н/мм}^2$ ;

Стикова накладка:

Пластина..... 800 x 340 x 16мм;

Клас сталі ..... S355;

Болти:

Діаметр ..... M24;

Клас міцності..... 8,8;

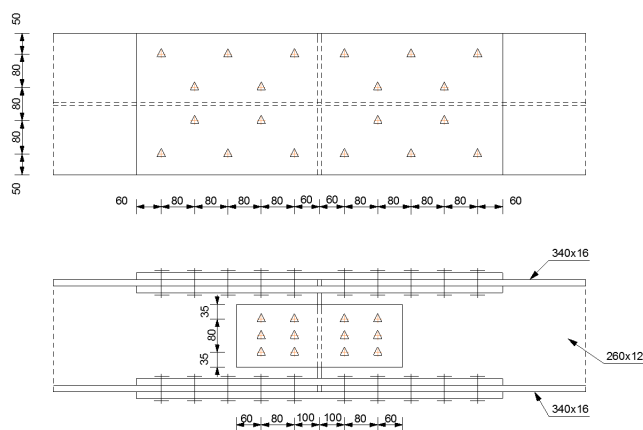
Діаметр отвору .....  $d = 26 \text{ мм}$ ;

Навантаження:

Задане зусилля розтягу ..... 3000кН;

### Визначення несучої здатності елементів:

Рисунок 11.5.2. Вузол 1



11.5. ВУЗОЛ 5						Стадія	Аркуш	Аркушів
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата		1	3
Монтажний стик ферми в середині прольоту								
Перевірив	А.С. Білик				04.16			

Площа поперечного перерізу зварного елемента:

$$A = 340 \cdot 16 \cdot 2 + 260 \cdot 12 = 140 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

Площа поперечного перерізу стикових накладок:

$$A = 340 \cdot 16 \cdot 2 = 108,8 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

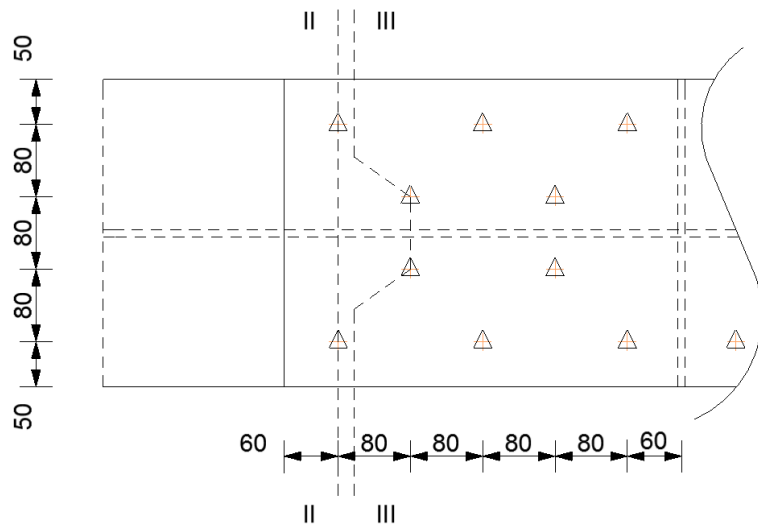
6.2.3  
Формула 6.6  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Розрахунковий опір поперечного перерізу бруто в пластичній стадії:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{108,8 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 3862,4 \text{ кН} > 3000 \text{ кН};$$

Площа перерізу нетто:

$$\Delta A_i = 4 \cdot 26 \cdot 16 = 16,64 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$



$$\Delta A_j = \sum \Delta A_i - \sum \frac{s_i^2 \cdot t}{4p_i} = (4 \cdot 26 \cdot 16 - 2 \cdot \frac{80^2 \cdot 16}{4 \cdot 80}) \cdot 2 = 20,48 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

де

$s$  – крок болтів,  $s = 80$  мм;

$t$  – товщина елемента,  $t = 16$  мм;

$p$  – відстань між центрами отворів, виміряна перпендикулярно до вісі елемента,  $p = 80$  мм.

6.2.3  
Формула 6.7  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

$$A_{net} = A - \max(\Delta A_i; \Delta A_j) = 108,8 \cdot 10^2 - 20,48 \cdot 10^2 = 88,32 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

Розрахункова несуча здатність поперечного перерізу нетто у перерізі із отворами для деталей кріплення:

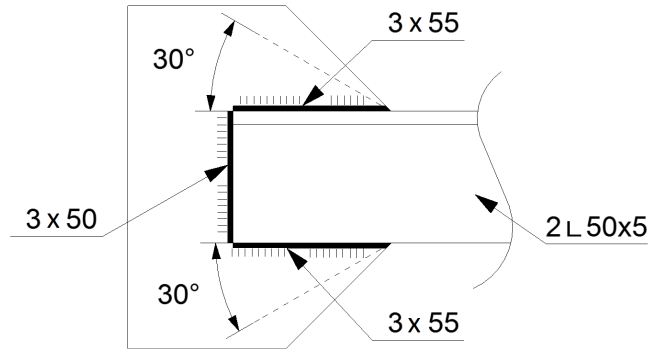
						Аркуш
					11.5. ВУЗОЛ 5	2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	

<p>Таблиця 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 0.9 \cdot \frac{88.32 \cdot 10^2 \cdot 510}{1.25} \cdot 10^{-3} = 3243,1 \text{ кН} > 3000 \text{ кН};$ <p><b>Визначення несучої здатності з'єднання:</b></p> <p>1. Несуча здатність болтів на зріз:</p> $F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 4,52 \cdot 10^2}{1,25} \cdot 10^{-3} = 173,6 \text{ кН} > \frac{300}{2 \cdot 10} = 150 \text{ кН};$ <p><b>Умова виконується</b></p>									
<p>Таблиця 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>2. Несуча здатність на зминання:</p> <p>Для крайніх болтів:</p> $\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{60}{3 \cdot 26} = 0,77;$ <p>де</p> <p><math>e_1</math> – відстань від центра кріпильного отвору до прилеглого краю;</p> <p><math>d_0</math> – діаметр отвору для болта.</p>									
<p>Таблиця 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p>Для середніх болтів:</p> $\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{160}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4} = 1,8;$ <p>де <math>p_1</math> – відстань між центрами кріпильних деталей ряду у напрямку передачі зусилля.</p> <p>Приймаємо <math>\alpha_b</math> найменше значення, таким чином, <math>\alpha_d = 0,77</math>.</p> $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,77 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 301,6 \text{ кН} > \frac{300}{2 \cdot 10} = 150 \text{ кН};$ <p><b>Умова виконується.</b></p> $F_{b,Rd} = \frac{235,4}{\gamma_{M2}} \cdot \frac{16}{10} = 301,3 \text{ кН} > 150 \text{ кН};$ <p><b>Умова виконується.</b></p>									
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	<p>11.5. ВУЗОЛ 5</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> <td>3</td> </tr> </table>	Аркуш	3
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата					
Аркуш	3									



## 11.6 ВУЗОЛ 6. Зварні з'єднання. Кріплення кутиків до фасонки

Рисунок  
11.6.1  
Схема  
вузла



У даному прикладі розраховується вузол Кріплення елемента із парних кутиків до фасонки за допомогою зварних швів.

### Вихідні дані:

Фасонка:

Клас сталі ..... S235;  
 Межа текучості .....  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Межа міцності .....  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Товщина пластини .....  $t = 10 \text{ мм}$ ;

Основні елементи:

Кутики рівнополічкові ..... 2 L 50x 5мм;  
 Клас сталі ..... S235;  
 Межа текучості .....  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ ;  
 Межа міцності .....  $f_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ ;

Зварні шви:

Товщина зварного шва .....  $a = 3 \text{ мм}$ ;  
 Довжина шва .....  $L = 4 \cdot 55 + 2 \cdot 50 = 320 \text{ мм}$ ;

### Навантаження:

Прийняте зусилля розтягу ..... 188кН;

### Визначення несучої здатності з'єднання:

Несуча здатність зварного шва:

$$\max \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ мм} \\ 6 \cdot a = 6 \cdot 3 = 18 \text{ мм} \end{array} \right\} < 55 \text{ мм} = t < 450 \text{ мм} = 150 \cdot a;$$

						11.6. ВУЗОЛ 6		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів
							1	2
						Зварні з'єднання. Кріплення кутиків через накладку		
Перевірив	А.С. Білик				04.16			

<p>Формула 4.3, 4.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8</p>	<p><b>Умова виконується.</b></p> $F_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \cdot L = \frac{360}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \cdot 3 \cdot 320 \cdot 10^{-3} = 199,5 \text{ kH} > 188 \text{ kH};$ <p><b>Умова виконується.</b></p> <p><u>Перевірка на відрив:</u></p> $N_{Rd} = A_I \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} + A_{II} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \left( 2 \cdot 55 \cdot 10 \cdot \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1,0} + 50 \cdot 10 \cdot \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \right) \cdot 10^{-3} = 217,1 \text{ кН};$ <p style="text-align: center;">217,1кН &gt; 188кН;</p> <p><b>Умова виконується.</b></p> <p>Альтернативним методом перевірки може бути використання спрощеного методу, який враховує кут 30°:</p> $N_{Rd} = A_I \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = (2 \cdot 55 \cdot \tan 30^\circ + 50) \cdot 10 \cdot \frac{235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 266,7 \text{ кН};$ <p style="text-align: center;">266,7кН &gt; 188кН.</p> <p><b>Умова виконується.</b></p>															
<table border="1"> <tr> <td>Зм.</td> <td>Кільк.</td> <td>Аркуш</td> <td>№ док</td> <td>Підпис</td> <td>Дата</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата							<p style="text-align: center;">11.6. ВУЗОЛ 6</p>	<table border="1"> <tr> <td>Аркуш</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> </tr> </table>	Аркуш	2
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док	Підпис	Дата											
Аркуш																
2																

# ДОДАТОК А НАЙЧАСТІШЕ ВИКОРИСТОВУВАНІ ПОЗНАЧЕННЯ

## A.1 Розміри

$b$	ширина поперечного перерізу
$h$	висота поперечного перерізу
$d$	товщина плоскої ділянки стінки, номінальний діаметр болта
$t_w$	товщина стінки
$t_f$	товщина пояса
$t$	товщина
$d_0$	діаметр отворів під болти
$a$	розрахункова (ефективна) висота кутового зварного шва

## A.2 Властивості матеріалів

$f_y$	межа текучості
$f_u$	межа міцності
$E$	модуль пружності
$G$	модуль зсуву
$\nu$	коефіцієнт Пуассона у пружній стадії
$\varepsilon$	коефіцієнт, що залежить від $f_y$

## A.3 Геометричні характеристики перерізів

$A_{\text{eff}}$	площа ефективного поперечного перерізу
$A_w$	площа перерізу стінки
$A_f$	площа перерізу полочки
$I$	момент інерції
$W_{pl}$	момент опору у пластичній стадії

- $W_{el,min}$  мінімальний момент опору у пружній стадії
- $W_{eff,min}$  мінімальний момент опору ефективного перерізу
- $i$  радіус інерції відносно відповідної вісі, визначений для перерізу бруто

#### A.4 Характеристики елементів

- $\bar{\lambda}$  умовна гнучкість
- $\bar{\lambda}_{LT}$  умовна гнучкість при втраті стійкості плоскої форми згину
- $\chi$  коефіцієнт пониження для відповідної кривої втрати стійкості
- $\chi_{LT}$  коефіцієнт пониження для втрати стійкості плоскої форми згину
- $N_{cr}$  критичне осьове зусилля в пружній стадії за відповідною формою втрати стійкості для перерізу бруто
- $M_{cr}$  критичний згинальний момент у пружній стадії для втрати стійкості плоскої форми згину

#### A.5 Навантажувальні ефекти

- $N_{Ed}$  розрахункове осьове зусилля
- $M_{Ed}$  розрахунковий згинальний момент
- $M_{y,Ed}$  розрахунковий згинальний момент відносно осі у-у
- $M_{z,Ed}$  розрахунковий згинальний момент відносно осі z-z
- $V_{Ed}$  розрахункове перерізує зусилля
- $L_c$  відстань між розкріпленнями із площини

#### A.6 Несуча здатність перерізів, елементів та з'єднань

##### Позначення для загального випадку несучої здатності поперечних перерізів

- $N_{t,Rd}$  розрахункова несуча здатність на розтяг
- $N_{pl,Rd}$  розрахункова несуча здатність на осьове зусилля розтягу для перерізу бруто
- $N_{u,Rd}$  розрахункова несуча здатність на осьове зусилля розтягу для перерізу нетто з отворами
- $N_{c,Rd}$  розрахункова несуча здатність при осьовому стиску

$M_{c,Rd}$  розрахункова несуча здатність на згин відносно однієї головної осі перерізу (відповідно  $M_{c,y,Rd}$ ;  $M_{c,z,Rd}$ )

$V_{c,Rd}$  розрахункова несуча здатність на зріз

$V_{pl,Rd}$  розрахункова несуча здатність на зріз у пластичній стадії

#### **Позначення для несучої здатності елементів**

$M_{b,Rd}$  розрахункова несуча здатність на стійкість при згині

#### **Позначення для несучої здатності одноболтових з'єднань**

$F_{b,Rd}$  розрахункова несуча здатність на зминання основного металу в отворі під болтом

$F_{t,Rd}$  розрахункова несуча здатність болта на розтяг

$F_{v,Rd}$  розрахункова несуча здатність болта на зріз

### **A.7 Коефіцієнти використання**

$\alpha_{cr}$  коефіцієнт запасу надійності за стійкістю, який дорівнює числу, на яке необхідно помножити прикладені розрахункові навантаження, щоб досягти загальної втрати стійкості

### **A.8 Часткові коефіцієнти надійності для несучої здатності**

$\gamma_{M0}$  частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за міцністю незалежно від класу перерізу

$\gamma_{M1}$  частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за стійкістю

$\gamma_{M2}$  частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за межею міцності

## ДОДАТОК В КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ СПОЛУЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ

Формула		Несприятливі постійні навантаження		Несприятливі перемінні навантаження		Вітрові або снігові навантаження	
		Власна вага		Корисні навантаження на переkritтя		Вітрові або снігові навантаження	
EQU Формула (6.10)	$\gamma_{G,j,\text{sup}}$	= 1.10	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	$\gamma_{Q,jy} \psi_{0,i}$	= $1.4 \times 0.6 = 0.84$	
	$\gamma_{G,j,\text{inf}}$	= 1.10	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i}$	= $1.4 \times 0.7 = 0.98^{**}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	
GEO Формула (6.10)	$\gamma_{G,j,\text{sup}}$	= 1.00	$\gamma_{Q,1}$	= 1.3	$\gamma_{Q,jy} \psi_{0,i}$	= $1.3 \times 0.6 = 0.78$	
	$\gamma_{G,j,\text{inf}}$	= 1.00	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i}$	= $1.3 \times 0.7 = 0.91^{**}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.3	
STR/GEO Формула (6.10a)*	$\gamma_{G,j,\text{sup}}$	= 1.35	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1}$	= $1.5 \times 0.7 = 1.05^{**}$	$\gamma_{Q,jy} \psi_{0,i}$	= $1.5 \times 0.6 = 0.9$	
	$\gamma_{G,j,\text{inf}}$	= 1.35	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i}$	= $1.5 \times 0.7 = 1.05^{**}$	$\gamma_{Q,1y} \psi_{0,1}$	= $1.5 \times 0.6 = 0.9$	
STR/GEO Формула (6.10b)	$\zeta \gamma_{G,j,\text{sup}}$	= $0.85 \times 1.35 = 1.15$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	$\gamma_{Q,jy} \psi_{0,i}$	= $1.5 \times 0.6 = 0.9$	
	$\zeta \gamma_{G,j,\text{inf}}$	= $0.85 \times 1.35 = 1.15$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i}$	= $1.5 \times 0.7 = 1.05^{**}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	

**Примітки:**

Усі вказані значення коефіцієнтів взяті із Національного додатку до ДСТУ-Н Б EN 1990. Темніші клітинки вказують на «переважаюче перемінне навантаження».

Жирним шрифтом виділено «головні супутні перемінні навантаження».

Решта змінних навантажень належить до «інших супутніх змінних навантажень».

\* Для виразу 6.10а обидві його варіації мають однакові значення коефіцієнтів (коли кожне змінне навантаження по черзі приймається за головне супутнє), оскільки Національний ДСТУ-Н Б EN 1990 дає однакові значення для  $\gamma_{Q,1}$  та  $\gamma_{Q,i}$ .

\*\* Крім приміщень категорії Е (складські площі), для яких  $\psi_0 = 1.00$ , відповідно  $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} = 1.5$ .

## ДОДАТОК С ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ ВЗАЄМОДІЇ


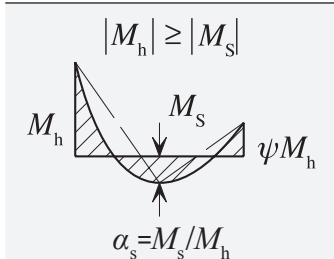
Таблиця С.1.  
Коефіцієнти взаємодії для одночасної дії осьових зусиль та згинальних моментів

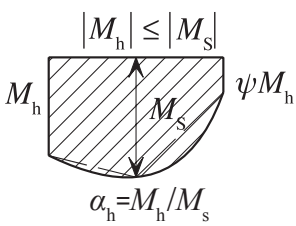
Коефіцієнти взаємодії	Критерій	Переріз	Розрахункові припущення		Коефіцієнти С
			Перерізи Класів 1 та 2	Перерізи Класу 3	
$k_{yy}$	–	Всі	Рис. С.2	Рис. С.3	$C_{my}$
$k_{yz}$	–	Всі	$0.6 k_{zz}$	$k_{zz}$	–
$k_{zz}$	Елементи, не чутливі до деформацій кручення	Прямокутні труби	Рис. С.7	Рис. С.8	$C_{mz}$
	Елементи, чутливі до деформацій кручення	двотаври	Рис. С.6	Рис. С.8	$C_{mz}$
$k_{zy}$	Елементи, не чутливі до деформацій кручення	Усі	$0.6 k_{yy}$	$0.8 k_{yy}$	–
	Елементи, чутливі до деформацій кручення	Усі	Рис. D.4	Рис. D.5	$C_{mLT}$

(1) коефіцієнти С можуть бути розраховані за Таблицею D.2.

(2) на Рис. D.4 та Рис. D.5 значення  $k_{zy}$  прийняті у припущенні, що у запас надійності  $C_{mLT} = 1.0$ .

Таблиця С.2.  
Коефіцієнти  $C_m$  переходу до еквівалентної лінійної епюри моментів для Таблиці С.1

Вид епюри моментів	Межі	$C_{my}, C_{mz}$ та $C_{m,LT}$		
		Рівномірно розподілене навантаження	Зосереджене навантаження	
 <p>Лінійний закон</p>	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.6 + 0.4 \alpha_s \geq 0.4$		
 <p><math> M_h  \geq  M_s </math></p> <p><math>\alpha_s = M_s / M_h</math></p>	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.2 + 0.8 \alpha_s \geq 0.4$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.1 - 0.8 \alpha_s \geq 0.4$	$-0.8 \alpha_s \geq 0.4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.1(1 - \psi) - 0.8 \alpha_s \geq 0.4$	$0.2(-\psi) - 0.8 \alpha_s \geq 0.4$

Вид епюри моментів	Межі		$C_{my}, C_{mz}$ та $C_{mLT}$	
			Рівномірно розподілене навантаження	Зосереджене навантаження
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05 \alpha_h$	$0.90 + 0.10 \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05 \alpha_h$	$0.90 + 0.10 \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05 \alpha_h (1+2 \psi)$	$0.90 - 0.10 \alpha_h (1- \psi)^*$

Примітки:

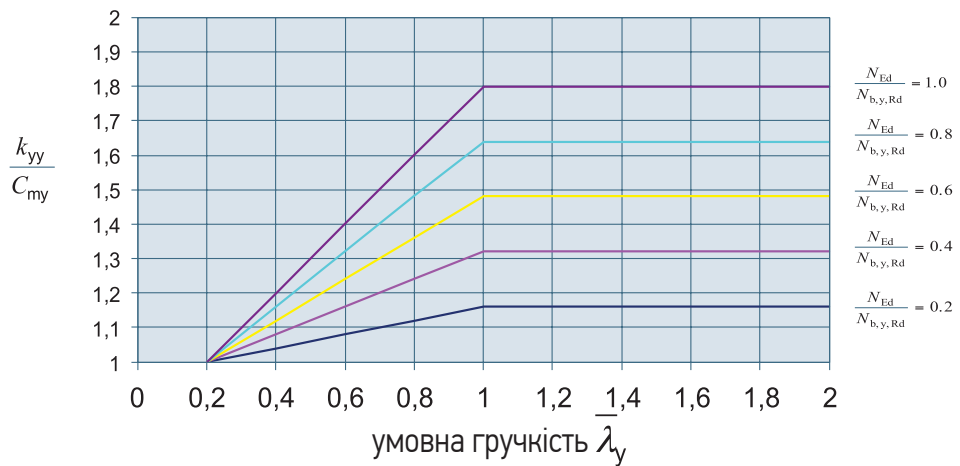
Для елементів, схильних до втрати стійкості у формі перекосу, коефіцієнти еквівалентних епюр повинні прийматися такими, що дорівнюють відповідно  $C_{my} = 0.9$  або  $C_{mz} = 0.9$

Коефіцієнти  $C_{my}, C_{mz}$  та  $C_{mLT}$  повинні визначатися для епюр згинальних моментів між розкріпленнями так:

Коефіцієнт епюри моментів	Згин відносно осі	Розкріплення у напрямку осі
$C_{my}$	$y-y$	$z-z$
$C_{mz}$	$z-z$	$y-y$
$C_{mLT}$	$y-y$	$y-y$

$k_{yy}$  для перерізів класів 1 та 2

Рисунок С.1.  
Коефіцієнти  $k_{yy}$   
для перерізів  
Класів 1 та 2



$k_{yy}$  для перерізів класу 3

Рисунок С.2.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{yy}$  для  
перерізів Класу 3

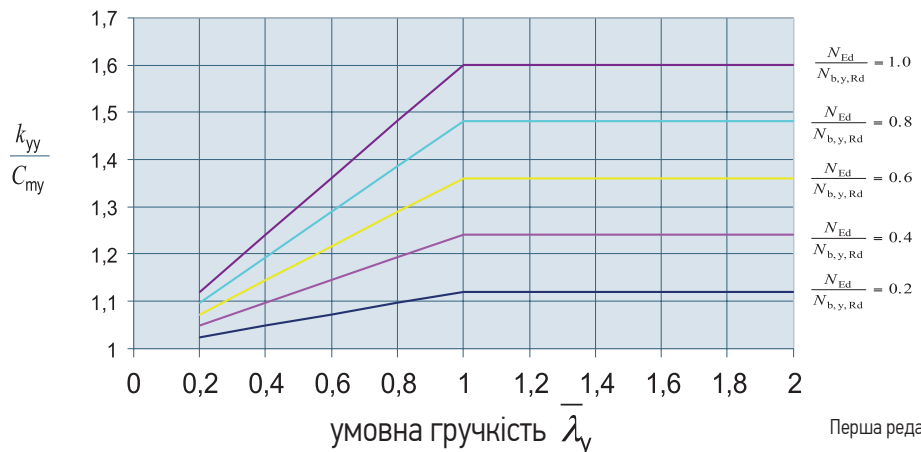




Рисунок С.3.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{zy}$  для  
двотаврових  
перерізів Класів  
1 та 2

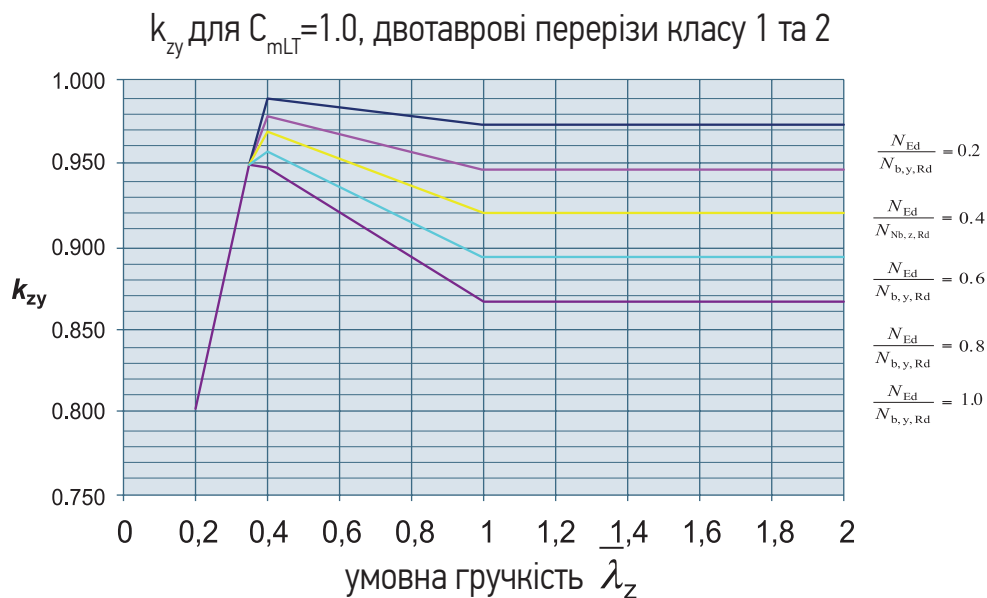


Рисунок С.4.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{zy}$  для  
двотаврових  
перерізів Класу 3

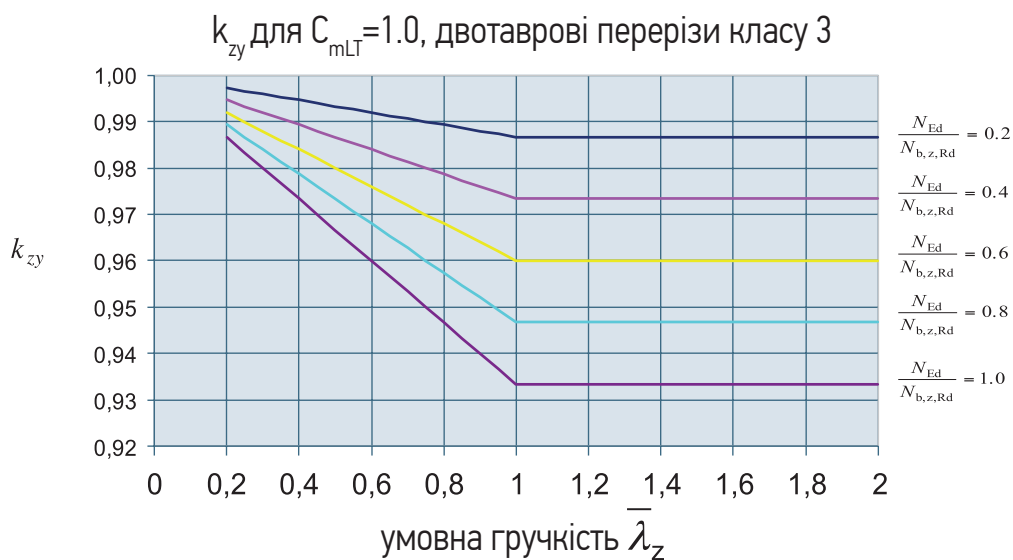


Рисунок С.5.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{zz}$  для  
двотаврових  
перерізів Класів  
1 та 2

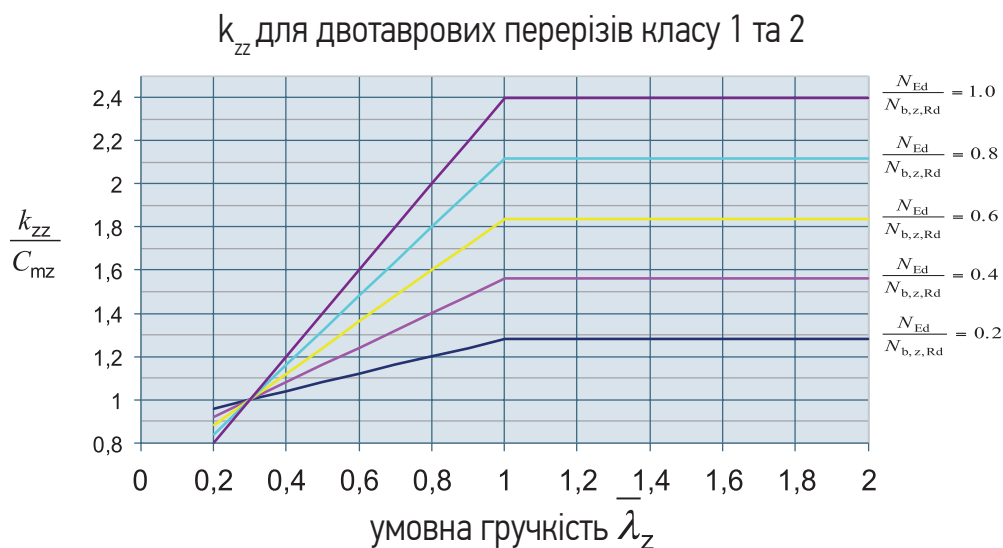


Рисунок С.6.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{zz}$  для  
прямокутних  
замкнутих  
профілів Класів  
1 та 2

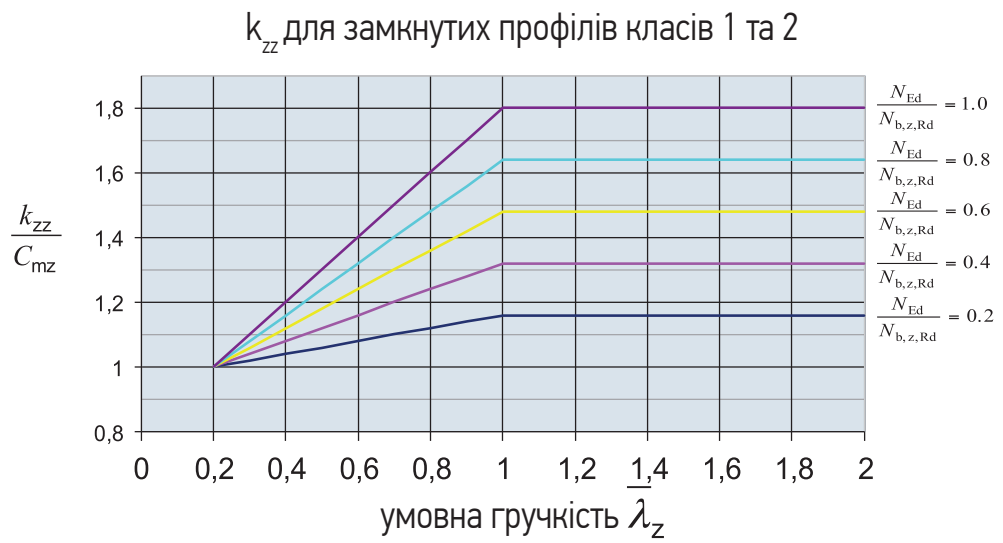
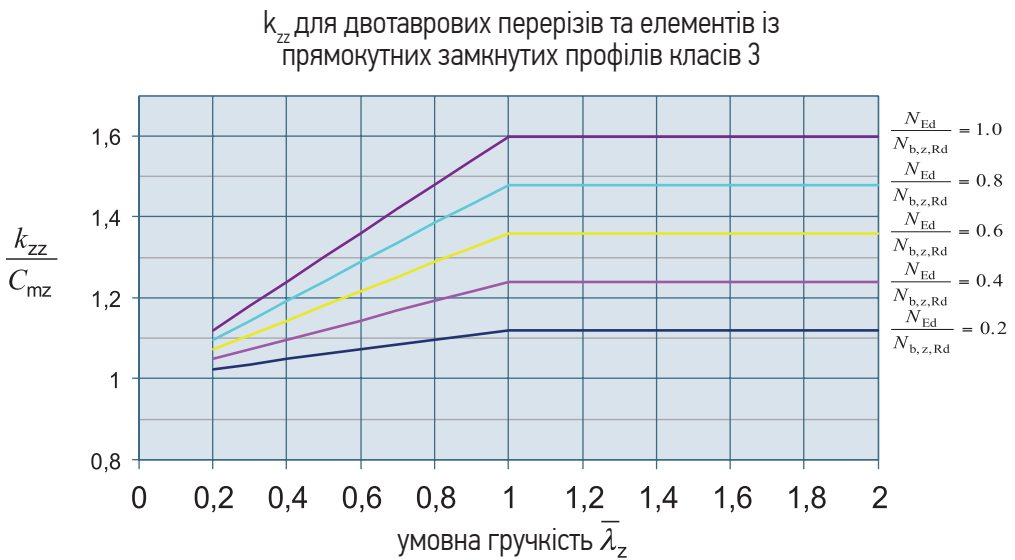


Рисунок С.7.  
Коефіцієнти  
взаємодії  $k_{zz}$   
для перерізів  
третього  
класу – двотаврів  
та прямокутних  
замкнутих  
профілів

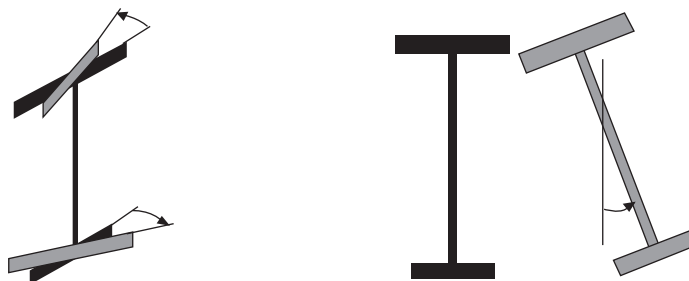


## ДОДАТОК D КОЕФІЦІЄНТИ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ $k$ ТА КОЕФІЦІЄНТИ УРАХУВАННЯ ДЕСТАБІЛІЗУЮЧИХ НАВАНТАЖЕНЬ $D$

### D.1 Коефіцієнти розрахункової довжини однопролітних балок без проміжного розкріплення

Втрата стійкості плоскої форми згину належить до згинно-крутильних форм втрати стійкості. Отже, щоб розкріпити елемент у тій або іншій точці, потрібно виключити два типи деформацій, вказаних на Рис. D.1: згин у горизонтальній площині та кручення.

Рисунок D.1  
Характер деформацій при втраті стійкості плоскої форми згину



згин в горизонтальній площині

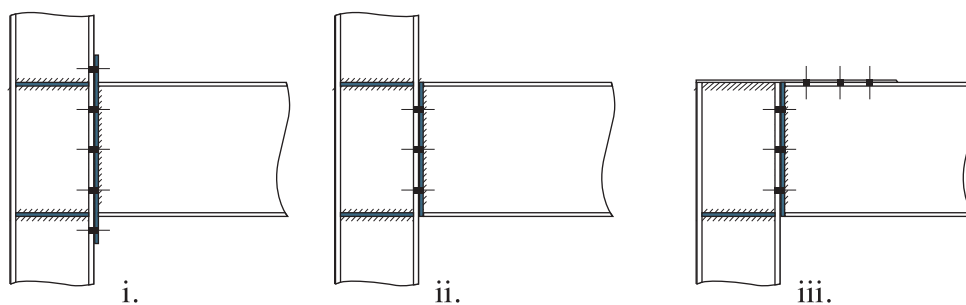
кручення

Для перевірки втрати стійкості плоскої форми згину однопролітних балок коефіцієнт приведення до розрахункової довжини  $k$  може у запас надійності прийматися таким, що дорівнює 1.0, або визначатися за Таблицею D.1.

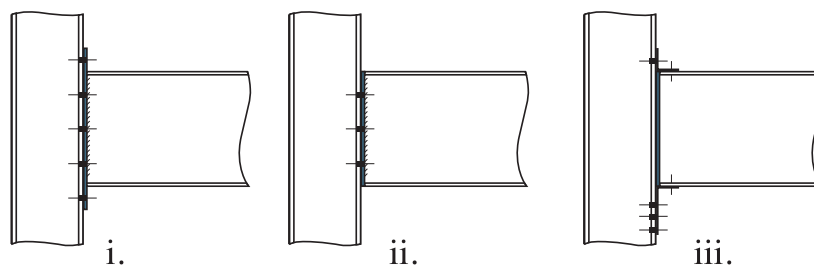
На Рис. D.2 вказано варіанти рішень вузлів, які відповідають значенням Таблиці D.1. Якщо умови закріплення на кінцях відрізняються, слід приймати мінімальне із значень коефіцієнта  $k$ .

При дестабілізуючих умовах навантаження однопролітних балок необхідно вводити коефіцієнт  $D$ , який дорівнює 1.2. У інших випадках  $D$  дорівнює 1.0.

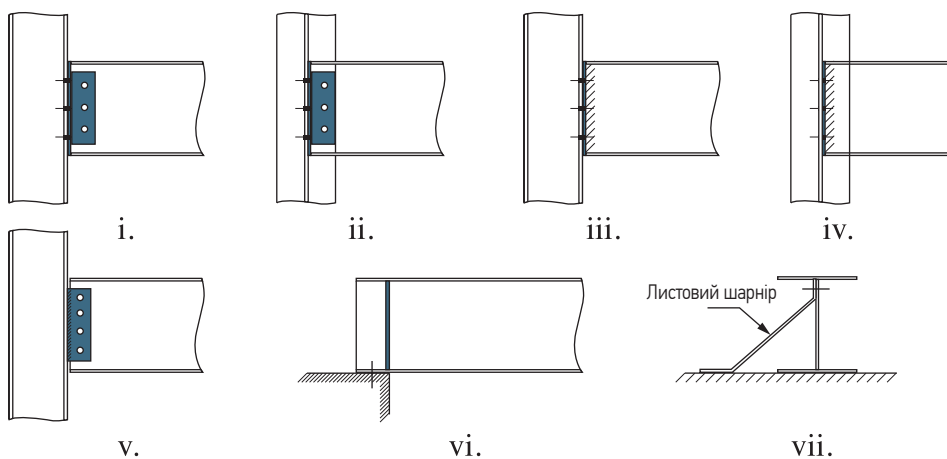
Рисунок D.2.  
Приклади вузлів, які забезпечують різний ступінь розкріплення



Випадок 1. Обидва пояси повністю розкріплені від повороту у горизонтальній



Випадок 2. Обидва пояси частково розкріплені від повороту у горизонтальній площині



Випадок 3. Обидва пояси не розкріплені від повороту у горизонтальній площині

Таблиця D.1.  
Визначення  
коефіцієнта  
розрахункової  
довжини  $k$

Умови розкріплення на опорах		Випадок	$k$
Стиснутий пояс розкріплений із площини згину	Обидва пояси повністю розкріплені від повороту у горизонтальній площині	Випадок 1, Рис. D.2	0.7
Переріз розкріплений від кручення	Стиснутий пояс повністю розкріплений від повороту у горизонтальній площині	Випадок 1*, Рис. D.2	0.75
	Обидва пояси частково розкріплені від повороту у горизонтальній площині	Випадок 2, Рис. D.2	0.8
	Стиснутий пояс частково розкріплений від повороту у горизонтальній площині	Випадок 2*, Рис. D.2	0.85
	Обидва пояси не розкріплені від повороту у горизонтальній площині	Випадок 3, Рис. D.2	1.0

\* - з розкріпленням стиснутого пояса із площини згину

## D.2 Коефіцієнт дестабілізуючих навантажень $D$

Дестабілізуючі навантаження – це навантаження, які прикладаються вище центру згину перерізу та поза головною площиною і можуть переміщуватися в міру випучування балки. Дестабілізуючий ефект може враховуватися введенням залежності від рівня прикладання навантаження або для спрощеного випадку – шляхом введення коригувального коефіцієнту  $D$ .

У методі 3 Розділу 6.3.2.3 ефект від дії дестабілізуючих навантажень враховується введенням коефіцієнта  $D$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UVD \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w}$$

Для однопролітних балок із дестабілізуючими навантаженнями коефіцієнт  $D$  слід приймати таким, що дорівнює 1.2, а у разі їх відсутності  $D$  приймається таким, що дорівнює 1.0.

## D.3 Консолі

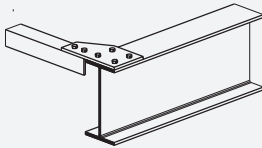
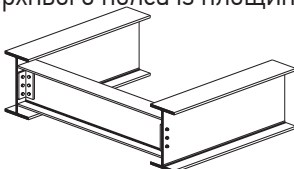
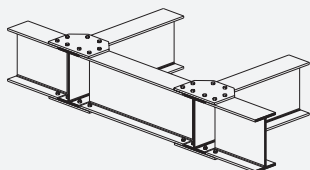
### D.3.1 Консолі з повним розкріпленням із площини згину та розкріпленням від кручення на опорі

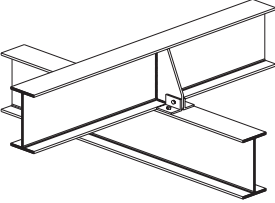
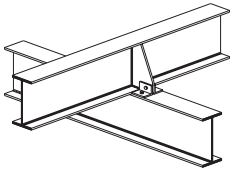
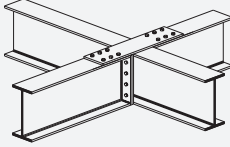
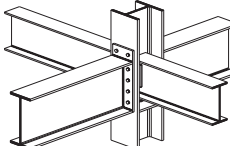
Для поширеного випадку повного розкріплення консолей із площини згину та розкріплення від кручення на опорі коефіцієнт розрахункової довжини  $k$  та коефіцієнт  $D$  слід приймати відповідно до Таблиці D.2 залежно від умов закріплення консольного кінця.

### D.3.2 Консолі без повного розкріплення з площини згину але з розкріпленням від кручення на опорі

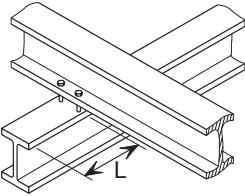
У разі відсутності повного розкріплення консолей із площини згину але з розкріпленням від кручення на опорі коефіцієнт розрахункової довжини  $k$  та коефіцієнт  $D$  слід приймати відповідно до Таблиці D.3.

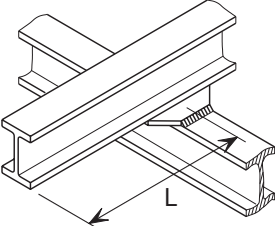
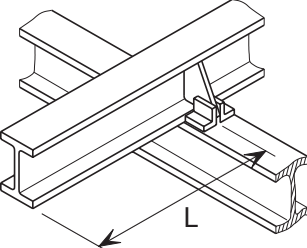
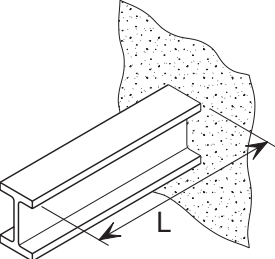
Якщо згинальний момент прикладається на кінці консолі, коефіцієнт розрахункової довжини  $k$  повинен бути прийнятий більшим із значень:  $1,3k$  або  $k + 0,3$ .

Розкріплення вільного кінця консолі	$k$	$D$
1) Вільне 	1.0	2.5
2) Розкріплення верхнього пояса із площини 	0.9	2.8
3) Розкріплення від кручення 	0.8	1.9

Розкріплення вільного кінця консолі	$k$	$D$
<p>4) Розкріплення із площини та від кручення</p> 	0.7	1.7
<p>Приклади опорних вузлів консолей, які забезпечують ефективну передачу моменту, розкріплення з площини та від кручення</p>		
<p>Консолі з нерозрізним спиранням на основні балки зверху, що забезпечує розкріплення з площини та від кручення</p>		
<p>Консолі, які примикають до основних балок в одному рівні</p>		
<p>Консолі, які примикають до полиці колони через фланець</p>		

Таблиця D.3.  
Коефіцієнти розрахункової довжини  $k$  та коефіцієнт урахування дестабілізуючого характеру навантажень  $D$  для консолей із різними опорними вузлами та без проміжних розкріплень

Умови розкріплення		$k$	$D$
На опорі	На консольному кінці		
<p>а) Нерозрізне приєднання із розкріпленням верхнього пояса з площини</p> 	1) Без розкріплення (вільний)	3.0	2.5
	2) Розкріплення верхнього пояса з площини	2.7	2.8
	3) Розкріплення елемента від кручення	2.4	1.9
	4) Розкріплення з площини та від кручення	2.1	1.7

Умови розкріплення		<i>k</i>	<i>D</i>
На опорі	На консольному кінці		
б) Нерозрізне приєднання з частковим розкріпленням від кручення 	1) Без розкріплення (вільний)	2.0	2.5
	2) Розкріплення верхнього пояса з площини	1.8	2.8
	3) Розкріплення елемента від кручення	1.6	1.9
	4) Розкріплення з площини та від кручення	1.4	1.7
в) Нерозрізне приєднання з розкріпленням із площини та від кручення 	1) Без розкріплення (вільний)	1.0	2.5
	2) Розкріплення верхнього пояса з площини	0.9	2.8
	3) Розкріплення елемента від кручення	0.8	1.9
	4) Розкріплення з площини та від кручення	0.7	1.7
г) Із розкріпленням з площини та розкріпленням від повороту у трьох напрямках 	1) Без розкріплення (вільний)	0.8	1.75
	2) Розкріплення верхнього пояса з площини	0.7	2.0
	3) Розкріплення елемента від кручення	0.6	1.0
	4) Розкріплення з площини та від кручення	0.5	1.0

#### Умови розкріплення консольного кінця

1) Без розкріплення (вільний)  (без горизонтальних в'язей)	Розкріплення верхнього пояса з площини  (із горизонтальними в'язями хоча б в одному прольоті)	3) Розкріплення елемента від кручення  (без горизонтальних в'язей)	Розкріплення з площини та від кручення  (з горизонтальними в'язями хоча б в одному прольоті)
---	--	--	---