

І.О. Склярів,
В.Г. Тонкачєєв,
Т.С. Склярєва

Конструкції будівель і споруд Металеві конструкції

Навчальний посібник

Київ - 2024

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції



9789608018846

Міністерство освіти і науки України
Київський національний університет будівництва і архітектури

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції

*Рекомендовано Вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури
як навчальний посібник для здобувачів першого
(бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю
191 «Архітектура та містобудування»*

Київ 2024

УДК 624.014.2

К 64

*Затверджено на засіданні Вченої ради
Київського національного університету будівництва і
архітектури, протокол № 25 від 27 вересня 2024 р.*

Автори: І.О. Склярів, канд. техн. наук, доцент
В.Г. Тонкачєєв, канд. техн. наук, доцент
Т.С. Склярєва, асистент

Рецензенти: С.І. Білик, д.т.н., професор, КНУБА
М.С. Барабаш, д.т.н., професор, ТОВ «ЛІРА
САПР»
Р.В. Заєць, провідний інженер-проектувальник,
ТОВ «Науково-проектна компанія
«Укрбудпроект»

К 64 Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції: навч.
посіб. / І.О. Склярів, В.Г. Тонкачєєв, Т.С. Склярєва – Київ:
Вид-тво «Каравела», 2024. – 174 с.

ISBN 978-960-801-884-6

У навчальному посібнику розглянуто нормативне регулювання проектування металевих конструкцій, методологію визначення навантажень та розрахунку несучої здатності конструкцій каркасу на прикладі виробничої будівлі з балочною робочою площадкою. Проектування конструкцій будівлі розділено на окремі послідовні задачі, які супроводжуються необхідними прикладами розрахунку та графічними даними. У роботі наведено навчальні, нормативні та методичні дані, необхідні для засвоєння матеріалу дисципліни та виконання індивідуальних завдань.

Призначено для студентів освітнього рівня «бакалавр» спеціальності 191 «Архітектура та містобудування».

© І.О. Склярів, В.Г. Тонкачєєв
Т.С. Склярєва

ISBN 978-960-801-884-69

© Видавництво «Каравела», 2024

Зміст

<u>ВСТУП</u>	4
<u>РОЗДІЛ 1. НОРМАТИВНЕ РЕГУЛЮВАННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВА В УКРАЇНІ. ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬ</u>	6
<u>РОЗДІЛ 2. НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ</u>	14
<u>РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКОВА ТА КОНСТРУКТИВНА СХЕМА БУДІВЛІ. МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ</u>	35
<u>РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ</u>	48
<u>РОЗДІЛ 5. КОМПАНУВАННЯ БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ. ПРОЕКТУВАННЯ БАЛОК ПЕРЕКРИТТЯ</u>	61
<u>РОЗДІЛ 6. РОЗРАХУНОК ВУЗЛА КРІПЛЕННЯ БАЛОК НАСТИЛУ ДО ГОЛОВНОЇ БАЛКИ</u>	92
<u>РОЗДІЛ 7. РОЗРАХУНОК ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ</u>	100
<u>РОЗДІЛ 8. ПРОЕКТУВАННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ В'ЯЗЕЙ КАРКАСУ</u>	118
<u>РОЗДІЛ 9. Послідовність виконання індивідуального завдання</u>	122
<u>Список літератури</u>	123
<u>ДОДАТОК 1. Окремі схеми снігових навантажень і коефіцієнти μ</u>	125
<u>ДОДАТОК 2. Окремі схеми вітрових навантажень і аеродинамічні коефіцієнти C_{aer}</u>	131
<u>ДОДАТОК 3. Вибір сталей для конструкцій будівель і споруд</u>	137
<u>ДОДАТОК 4. Значення коефіцієнтів надійності за граничним розрахунковим навантаженням</u>	140
<u>ДОДАТОК 5. Середня густина характерних матеріалів</u>	141
<u>ДОДАТОК 6. Розрахункові опори сталі для сталевих конструкцій будівель і споруд</u>	142
<u>ДОДАТОК 7. Коефіцієнти умов роботи</u>	143
<u>ДОДАТОК 8. Сортамент сталевих двотаврів</u>	144
<u>ДОДАТОК 9. Сортамент квадратних і прямокутних труб</u>	150
<u>ДОДАТОК 10. Сортамент листової прокатної сталі за ДСТУ 8540:2015</u>	154
<u>ДОДАТОК 11. Коефіцієнти поздовжнього згину φ для розрахунку на стійкість центрально-стиснутих елементів</u>	155
<u>ДОДАТОК 12. Граничні гнучкості при стиску</u>	157
<u>ДОДАТОК 13. Характеристики міцності бетону</u>	158
<u>ДОДАТОК 14. Розрахунок болтових з'єднань</u>	159
<u>ДОДАТОК 15. Розрахунок зварних з'єднань</u>	163
<u>ДОДАТОК 16. Характерні одиниці виміру</u>	167
<u>ДОДАТОК 17. Приклад оформлення креслень</u>	168

Вступ

Мета дисципліни «Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції» – надати студентам теоретичні і практичні знання для розрахунку та конструювання несучих каркасів із металевих конструкцій, навчити самостійної кваліфікованої роботи з нормативними та довідковими документами.

Завдання дисципліни – підготувати здобувачів з таким рівнем професійних знань, який відповідає сучасним вимогам практичної діяльності кваліфікованого фахівця.

Дисципліна «Конструкції будівель і споруд» викладається на базі знань з фундаментальних та професійно-орієнтованих дисциплін: «Вища математика», «Основи теорії споруд».

У результаті вивчення навчальної дисципліни студент повинен опанувати наступні компетентності:

- **СК02.** Здатність застосовувати теорії, методи і принципи фізико-математичних, природничих наук, комп'ютерних, технологій для розв'язання складних спеціалізованих задач архітектури та містобудування;
- **СК04.** Здатність дотримуватися вимог законодавства, будівельних норм, стандартів і правил, технічних регламентів, інших нормативних документів у сферах містобудування та архітектури при здійсненні нового будівництва, реконструкції, реставрації та капітального ремонту будівель і споруд;
- **СК05.** Здатність до аналізу і оцінювання природнокліматичних, екологічних, інженерно-технічних, соціальнодемографічних і архітектурно-містобудівних умов архітектурного проектування;
- **СК09.** Здатність розробляти архітектурно-художні, функціональні, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, а також виконувати креслення, готувати документацію архітектурно-містобудівних проєктів;
- **СК12.** Усвідомлення особливостей використання різних типів конструктивних та інженерних систем і мереж, їх розрахунків в архітектурно-містобудівному проєктуванні;
- **СК13.** Здатність до розробки архітектурно-містобудівних рішень з урахуванням безпекових і санітарно-гігієнічних,

інженерно-технічних і енергозберігаючих, техніко-економічних вимог і розрахунків;

- **СК14.** Усвідомлення особливостей застосування сучасних будівельних матеріалів, виробів і конструкцій, а також технологій при створенні об'єктів містобудування, архітектури та будівництва;
- **СК23.** Здатність створення архітектурно-містобудівних проєктів засобами сучасного комп'ютерного моделювання.

Матеріали навчального посібника відповідають вимогам Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд, ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», а також іншим діючим нормативним документам щодо забезпечення механічного опору та стійкості будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Система позначень та оформлення графічного матеріалу базується на вимогах ДСТУ 9243.4:2023 «Система проєктної документації для будівництва. Основні вимоги до проєктної документації» і ДСТУ Б А.2.4-43:2009 «Правила виконання проєктної та робочої документації металевих конструкцій».

Викладення матеріалу супроводжується прикладами розрахунків в обсязі, необхідному для виконання індивідуальних завдань та засвоєння матеріалу дисципліни. Окремі таблиці взято з нормативних документів у обсязі, необхідному для ознайомлення або виконання індивідуального завдання.

Зміст навчального посібника відповідає програмі навчальної дисципліни «Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції» для студентів спеціальності 191 «Архітектура та містобудування».

РОЗДІЛ 1. НОРМАТИВНЕ РЕГУЛЮВАННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВА В УКРАЇНІ. ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬ.

Нормативні документи, які визначають вимоги до будівель та споруд в Україні поділяють на документи обов'язкового та добровільного застосування.

Документами обов'язкового застосування є:

– **технічний регламент** – нормативно-правовий акт, в якому визначено характеристики продукції або пов'язані з ними процеси та методи виробництва, включаючи відповідні процедурні положення, дотримання яких є обов'язковим. Він може також включати або виключно стосуватися вимог до термінології, позначень, пакування, маркування чи етикетування в тій мірі, в якій вони застосовуються до продукції, процесу або методу виробництва [3];

– **будівельні норми** – затверджений суб'єктом нормування підзаконний нормативний акт технічного характеру, що містить обов'язкові вимоги у сфері будівництва, містобудування та архітектури [1]. Залежно від сфери застосування будівельні норми поділяють на:

– **державні будівельні норми (ДБН)** – нормативний акт, затверджений центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері будівництва [1];

– **галузеві будівельні норми (ГБН)** – нормативний акт, затверджений міністерством в межах своїх повноважень у разі відсутності державних будівельних норм або необхідності встановлення вимог до будівництва окремих видів споруд, що конкретизують вимоги державних будівельних норм [1].

Для проектування об'єктів замовник разом з проектувальником може застосовувати будівельні норми, розроблені на основі національних технологічних традицій, або будівельні норми, гармонізовані з нормативними документами ЄС, що обумовлюється в завданні на проектування. У проектній документації на один об'єкт не можуть одночасно застосовуватися будівельні норми, розроблені на основі національних технологічних традицій, та будівельні норми, гармонізовані з нормативними документами ЄС [5].

Документами добровільного застосування є:

– **стандарт** – нормативний документ, заснований на консенсусі, прийнятий визнаним органом, що встановлює для загального і неодноразового використання правила, настанови або характеристики щодо діяльності чи її результатів, та спрямований на досягнення оптимального ступеня впорядкованості в певній сфері [2].

Залежно від сфери застосування стандарти поділяють на:

– **європейський стандарт** – регіональний стандарт, прийнятий європейською організацією стандартизації [2];

– **міжнародний стандарт** – стандарт, прийнятий міжнародною організацією із стандартизації і доступний для широкого кола користувачів [2];

– **національний стандарт** – стандарт, прийнятий національним органом стандартизації та доступний для широкого кола користувачів [2];

– **регіональний стандарт** – стандарт, прийнятий регіональною організацією стандартизації і доступний для широкого кола користувачів [2];

– **кодекс ustalеної практики** – нормативний документ, що містить рекомендації щодо практик чи процедур проектування, виготовлення, монтажу, технічного обслуговування або експлуатації обладнання, конструкцій чи виробів [2];

– **технічні умови (ТУ)** – нормативний документ, що встановлює технічні вимоги, яким повинна відповідати продукція, процес або послуга, та визначає процедури, за допомогою яких може бути встановлено, чи дотримані такі вимоги [2].

Національні стандарти та кодекси ustalеної практики застосовуються на добровільній основі, крім випадків, якщо обов'язковість їх застосування встановлена нормативно-правовими актами [2].

Відповідно до *Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд* [4] споруди в цілому та окремі їх частини повинні відповідати призначенню і основним вимогам до них. За умови належної експлуатації споруд, основні вимоги до них повинні виконуватися протягом обґрунтованого терміну служби з урахуванням передбачуваних впливів.

Основними вимогами до споруд є:

1) **забезпечення механічного опору та стійкості** – навантаження на споруду під час зведення та експлуатації не повинне призводити до руйнування її в цілому чи окремих її частин і деформації, більшої за ту, що допускається будівельними нормами;

2) **дотримання вимог пожежної безпеки** – збереження несучої здатності конструкцій протягом визначеного часу; обмеження поширення вогню та диму в споруді, а також на сусідні споруди і прилеглі території; забезпечення евакуації людей із споруди або їх рятування в інший спосіб; забезпечення безпеки рятувальних команд;

3) **забезпечення безпеки життя і здоров'я людини та захисту навколишнього природного середовища**. Споруда повинна відповідати вимогам законодавства з питань охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища;

4) **забезпечення безпеки експлуатації**. У процесі експлуатації споруд повинні бути виключені ризики нещасних випадків;

5) **забезпечення захисту від шуму**. Рівень шуму та вібрації у спорудах не повинен перевищувати встановлені норми;

б) **забезпечення економії енергії**. Під час проектування, зведення споруди та її обладнання слід забезпечити ефективне використання енергії, необхідної для експлуатації, з урахуванням кліматичних умов.

У межах дисципліни «Будівельні конструкції. Металеві конструкції» максимальна увага приділяється саме першій вимозі технічного регламенту будівельних конструкцій – *забезпечення механічного опору та стійкості*.

Як вже зазначалось вище, умова *забезпечення механічного опору та стійкості* – навантаження на споруду під час зведення та експлуатації не повинне призводити до руйнування її в цілому чи окремих її частин і деформації, більшої за ту, що допускається будівельними нормами.

Навантаження на споруду під час зведення та експлуатації регламентовані ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» [6].

Навантаження та впливи поділяються на механічні та немеханічної природи, які призводять до зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкцій.

Механічні впливи розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції (навантаження) або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. Впливи немеханічної природи (наприклад, впливи агресивного середовища), як правило, враховуються в розрахунку опосередковано.

Оцінка забезпечення несучої здатності (неруйнування) металевих конструкцій під дією відповідних навантажень виконується згідно будівельних норм, залежно від матеріалу цих конструкцій: ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [7], ДБН В.2.6-165:2011 «Конструкції будівель і споруд. Алюмінієві конструкції. Основні положення» [8] та ін.

Деформації конструкцій будівель обмежуються виходячи з таких вимог [9]:

а) технологічних (забезпечення умов нормальної експлуатації технологічного і підйомно-транспортного устаткування, контрольно-вимірювальних приладів тощо);

б) конструкційних (забезпечення цілісності елементів конструкцій, що примикають один до одного, і їхніх стиків, забезпечення заданих ухилів);

в) фізіологічних (запобігання шкідливим впливам і відчуттям дискомфорту при коливаннях);

г) естетико-психологічних (забезпечення сприятливих вражень від зовнішнього вигляду конструкцій, запобігання відчуттю небезпеки).

Кожна з зазначених вимог повинна бути виконана при розрахунку незалежно від інших.

При визначенні прогинів і переміщень слід ураховувати всі основні фактори, що впливають на їх значення (непружні деформації матеріалів, утворення тріщин, урахування деформованої схеми, урахування суміжних елементів, податливість вузлів з'єднання та основ) [9].

При перевірках несучої здатності та деформацій конструкцій обов'язково враховується рівень відповідальності та капітальності будівель і споруд, а також значущість наслідків можливого прояву того чи іншого небезпечного явища.

Класи наслідків (відповідальності) об'єктів визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта [10].

Можливі соціальні втрати від відмови повинні оцінюватися в залежності від таких факторів ризику, як:

- небезпека для здоров'я і життя людей;
- різке погіршення екологічного становища у прилеглий до об'єкта місцевості (при руйнуванні сховищ токсичних рідин або газів, відмові очисних споруд систем централізованого водовідведення);
- втрата пам'яток історії і культури або інших духовних цінностей суспільства;
- припинення функціонування систем і мереж зв'язку, енергопостачання, транспорту чи інших елементів життєзабезпечення населення або безпеки суспільства;
- неможливість організувати надання допомоги потерпілим при аваріях і стихійних лихах;
- загроза обороноздатності країни.

Можливі матеріальні збитки повинні оцінюватися витратами, пов'язаними як з необхідністю відновлення об'єкта, що відмовив, так і з побічними збитками (збитки від зупинки виробництва, втрачена вигода тощо).

В залежності від можливих наслідків відмови, будівлі та споруди поділяють на 3 класи наслідків (відповідальності) (англ. Consequence Class – клас наслідків) (див. табл. 1.1):

- СС3 – значні наслідки;
- СС2 – середні наслідки;
- СС1 – незначні наслідки.

Чим вище клас відповідальності будівлі, тим вищий ступінь надійності необхідно забезпечити при проектуванні. Це досягається застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності за відповідальністю γ_n для перевірки за I та II групою граничних станів.

Таблиця 1 – Класи наслідків (відповідальності) об’єктів

Клас наслідків (відповідальності) будівель і споруд	Характеристики можливих наслідків відмови будівель і споруд				
	Можлива небезпека для здоров’я і життя людей, кількість людей			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування комунікацій транспорту, зв’язку, енергетики, інших інженерних мереж, рівень
	які постійно перебувають на об’єкті	які періодично перебувають на об’єкті	які перебувають поза об’єктом		
СС3 значні наслідки	Понад 400	Понад 1000	Понад 50000	Понад 50000	Загальнодержавний
СС2 середні наслідки	Понад 50 до 400 включно	Понад 100 до 1000 включно	Понад 100 до 50000 включно	Від 2500 до 50000 включно	Регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	До 2500 включно	Об’єктний

Примітка 1. Вважається, що на об’єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там не менш ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 годин за рік). Особами, що періодично відвідують об’єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 годин за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби.

Примітка 2. Мінімальний розмір заробітної плати (м.з.р.п.) щорічно встановлюється згідно Закону України «Про Державний бюджет України».

При цьому, залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою, розрізняють три **категорії відповідальності конструкцій** та їх елементів:

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної непридатності до експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної її частини. У складі категорії А можуть виділятися конструкції категорії А1 (головні несучі конструкції), безвідмовність яких забезпечує будівлю або споруду від повного руйнування при аварійних впливах, навіть якщо її подальше використання за призначенням при цьому стане неможливим без капітального ремонту. До категорії А1 слід відносити елементи, відмова яких може стати безпосередньою причиною, аварійної

ситуації з прямою загрозою для людей або довкілля (запобіжні клапани в посудинах високого тиску, деталі та конструктивні елементи, що забезпечують герметизацію резервуарів із сильнотоксичними речовинами тощо);

Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А;

В – конструкції, відмови яких не призводять до порушення функціонування інших конструкцій або їх елементів.

Категорії відповідальності встановлюються проектувальником і мають бути наведені у проектній документації. Рекомендації щодо визначення цих категорій, як правило, мають бути наведені у нормах проектування будівель або споруд певного типу.

У нормах проектування конструкцій із різних матеріалів можуть встановлюватися також інші категорії елементів за ступенем їх відповідальності, які деталізують вказівки.

Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю γ_n наведено у табл. 1.2.

Таблиця 1.2
ДБН В.1.2-14:2018

Таблиця 5 – Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю γ_n

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

На коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n слід множити характеристичні значення навантажень або навантажувальний ефект

(внутрішні сили і переміщення конструкцій і основ, що спричиняються навантаженнями і впливами).

Запитання для самоконтролю:

1. Які нормативні документи регулюють проектування будівель в Україні?
2. Які нормативні документи щодо вимог до будівель і споруд в Україні мають обов'язкове застосування?
3. Які нормативні документи щодо вимог до будівель і споруд в Україні мають добровільне застосування?
4. Які основні вимоги до будівель і споруд висуваються нормативними документами?
5. У якому нормативному документі визначено навантаження та впливи на будівлі та споруди?
6. Від чого залежать класи наслідків будівель та споруд?
7. З яких міркувань обмежуються деформації конструкцій будівель?

РОЗДІЛ 2. НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

Для перевірки забезпечення несучої здатності конструкцій будівлі або споруди необхідно визначити, які навантаження або впливи будуть діяти на неї.

На рис. 2.1 схематично наведено, які механічні та немеханічні впливи можуть одночасно діяти на будівлю. Як видно з рисунку, одночасно може виникати достатньо велика кількість силових та несилових впливів, які необхідно врахувати при проектуванні у найбільш несприятливому поєднанні.

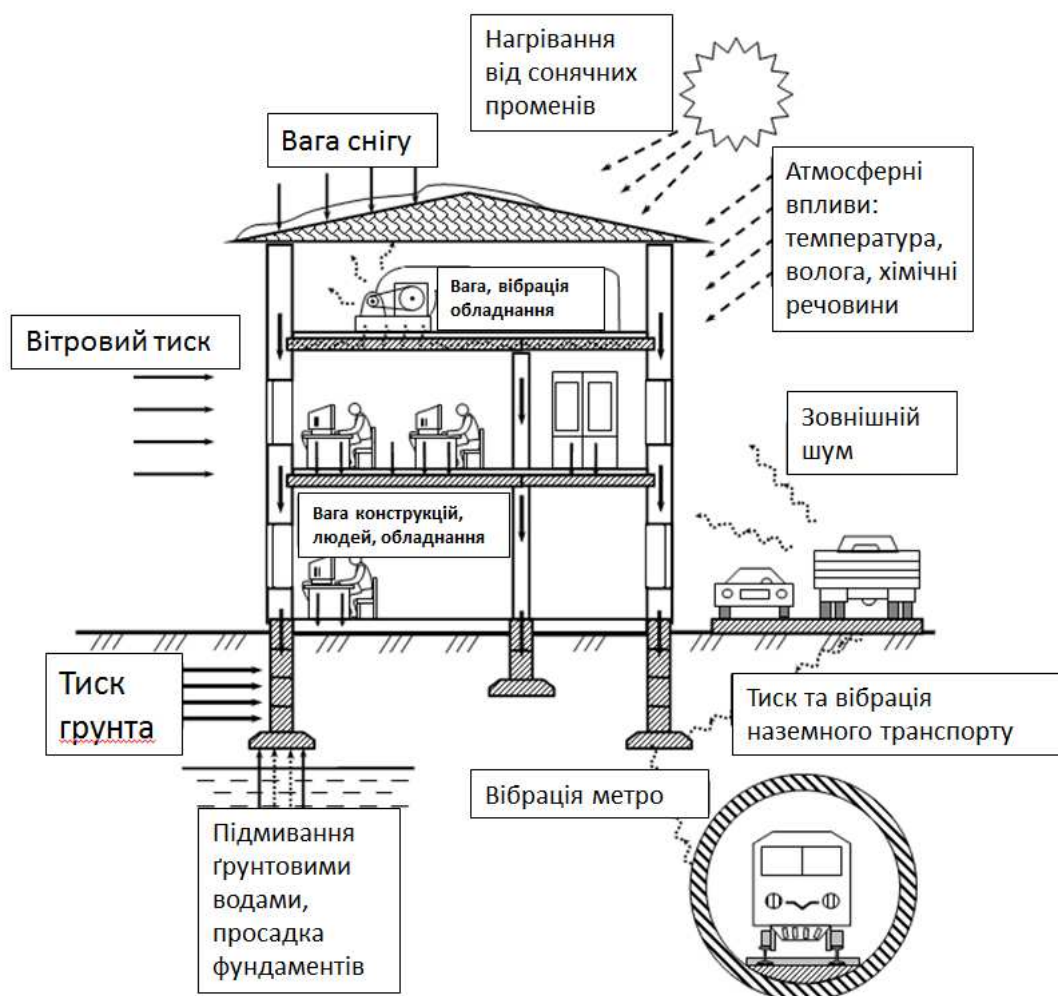


Рис.2.1. Схема прикладання силових та несилових впливів до конструкцій будівлі

Навантаження та впливи, які діють на будівелі та споруди, описані у ДБН В.1.2-2:2006 [6] (за виключенням особливих видів навантажень, які регламентуються окремими нормативними документами – наприклад сейсмічні впливи та ін.).

Вплив – будь-яка причина, в результаті якої в конструкції змінюються внутрішні напруження, деформації або інші параметри стану [10].

Навантаження – вплив, під яким розуміють як безпосередньо силові дії, так і впливи від зміщення опор, зміни температури, усадки та інших подібних явищ, що викликають реактивні сили [10].

Величини навантажень, схеми їх прикладання і умови врахування регламентуються державними будівельними нормами [6].

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за строк служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

При проектуванні потрібно враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій.

Нормами проектування визначено класифікацію навантажень, які можна розділити на:

– залежно від причин виникнення:

– *основні* – з'являються як результат природних явищ або людської діяльності;

– *епізодичні* – навантаження, які реалізуються надзвичайно рідко (один чи декілька разів протягом терміну служби споруди) і тривалість дії яких обмежується в часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи.

– залежно від змінюваності у часі:

– *постійні* – навантаження, які діють практично не змінюючись протягом терміну служби споруди і для яких можна нехтувати зміною його значення у часі щодо середнього;

– *змінні* – навантаження, для якого не можна нехтувати зміною його значення у часі щодо середнього), які в свою чергу ділять на:

– *тривалі* – змінні навантаження, тривалість дії яких може наближатися до встановленого терміну експлуатації конструкції;

– *короткочасні* – змінні навантаження, які реалізуються багато разів протягом терміну служби споруди і для яких тривалість дії набагато менша від терміну експлуатації.

До *постійних* навантажень слід відносити:

а) вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожуючих конструкцій;

б) вагу та тиск ґрунтів (насипів, засипок), гірничий тиск;

в) зусилля від попереднього напруження, яке виникає у конструкції чи в основі.

До *змінних тривалих* навантажень слід відносити:

а) вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонів під обладнання;

б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією, стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин та сипучих тіл у місткостях та трубопроводах, надлишковий тиск та розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних приміщеннях;

д) температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;

е) вагу шару води на водонаповнених плоских покриттях;

ж) вагу відкладень промислового пилу, якщо його накопичення не виключене відповідними заходами;

з) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

і) вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

л) температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

м) впливи, обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

н) впливи, обумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До *змінних короточасних* навантажень слід відносити:

а) навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

г) навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів), а також від мостових та підвісних кранів з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

д) снігові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

е) температурні кліматичні впливи з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

ж) вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

з) ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До *епізодичних* навантажень належать:

а) сейсмічні впливи;

б) вибухові впливи;

в) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання;

г) впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Основою для призначення навантажень є їх **характеристичні значення**, які встановлюються нормами проектування чи довідковою літературою.

Для перевірки несучої здатності конструкцій використовують **розрахункові значення навантажень**.

Розрахункові значення навантажень визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження та встановлюється будівельними нормами.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку, використовуються чотири види розрахункових значень:

- граничне,
- експлуатаційне,
- циклічне,
- квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з порушенням умов нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

Циклічне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на витривалість і визначається як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію реальному випадковому процесу змінного навантаження.

Квазіпостійне розрахункове значення навантаження – розрахункове значення навантаження, яке використовується для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

При проектуванні конструкцій слід розглядати найбільш несприятливий варіант одночасної дії кількох окремих навантажень – **сполучення навантажень**.

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, що використовується для перевірки конструкції або основи у певному граничному стані і в певній розрахунковій ситуації. Припускається, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку. До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень урахується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на *коефіцієнт сполучення* $\psi \leq 1$.

Основні сполучення навантажень та впливів C_m , що складаються з постійних, тривалих та короткочасних навантажень та впливів визначаються за формулою:

$$C_m = P_d + (\Psi_{l1}P_{l1} + \Psi_{l2}P_{l2} + \Psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\Psi_{t1}P_{t1} + \Psi_{t2}P_{t2} + \Psi_{t3}P_{t3} + \dots) \quad (2.1)$$

де P_d , P_l , P_t - значення постійного, тривалого та короткочасного навантаження або впливу відповідно

Ψ_{li} ($i = 1, 2, 3, \dots$) - коефіцієнти сполучень для тривалих навантажень або впливів;

Ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3, \dots$) - коефіцієнти сполучень для короткочасних навантажень або впливів;

Для основних і особливих сполучень навантажень, за виключенням випадків, вказаних у нормах проектування споруд у сейсмічних районах і в нормах проектування конструкцій і основ, коефіцієнт сполучень тривалих навантажень визначається наступним чином:

$$\Psi_{l1} = 1,0 ; \Psi_{l2} = \Psi_{l3} = \dots = 0,95 \quad (2.2)$$

де Ψ_{l1} – коефіцієнт сполучень, що відповідає основному за ступенем впливу тривалому навантаженню;

Ψ_{l2}, Ψ_{l3} – коефіцієнти сполучень для інших тривалих навантажень.

Для основних сполучень необхідно використовувати наступні значення коефіцієнтів сполучень короткочасних навантажень

$$\Psi_{t1} = 1,0 ; \Psi_{t2} = 0,9 ; \Psi_{t3} = \Psi_{t4} = \dots = 0,7 \quad (2.3)$$

де Ψ_{t1} – коефіцієнт сполучень, що відповідає основному за ступенем впливу короткочасному навантаженню;

Ψ_{t2} – коефіцієнт сполучень, що відповідає другому короткочасному навантаженню;

Ψ_{t3}, Ψ_{t4} – коефіцієнти сполучень для інших короткочасних навантажень.

Особливі сполучення навантажень та впливів C_s , що складаються з постійних, тривалих та одного особливого навантаження або впливу:

$$C_s = C_m + P_s \quad (2.4)$$

де P_s – значення особливого навантаження або впливу, прийняте з коефіцієнтом сполучень $\Psi = 1,00$.

Рівномірно розподілені навантаження

Навантаження на перекриття будівель залежать від їх функціонального призначення і визначаються за [6]. У той же час, навантаження може уточнюватись завданням на проектування будівельного об'єкту.

У табл. 2.1. наведено значення рівномірно-розподілених корисних навантажень на перекриття деяких будівель та приміщень відповідно до функціонального призначення.

Таблиця 6.2. Значення рівномірно-розподілених корисних навантажень на перекриття

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1. Квартри житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	2,0 (200)
4. Зали:	
а) читальні	2,0 (200)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)
г) торгові, виставкові та експозиційні	4,0 (400)
5. Книгосховища, архіви	5,0 (500)
6. Сцени видовищних установ	5,0 (500)
7. Трибуни:	
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)
8. Горищні приміщення	0,7 (70)
13. Перони вокзалів	4,0 (400)

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fn} для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

$\gamma_{fn}=1,3$ — при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

$\gamma_{fn}=1,2$ — при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/ м²) і більше.

Снігові навантаження

Характеристичне значення снігового навантаження S_0 (в Па) дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років [6].

Характеристичне значення снігового навантаження S_0 визначається залежно від снігового району по карті (рис. 2.2) або за додатком Е ДБН В.1.2-2:2006 [6].

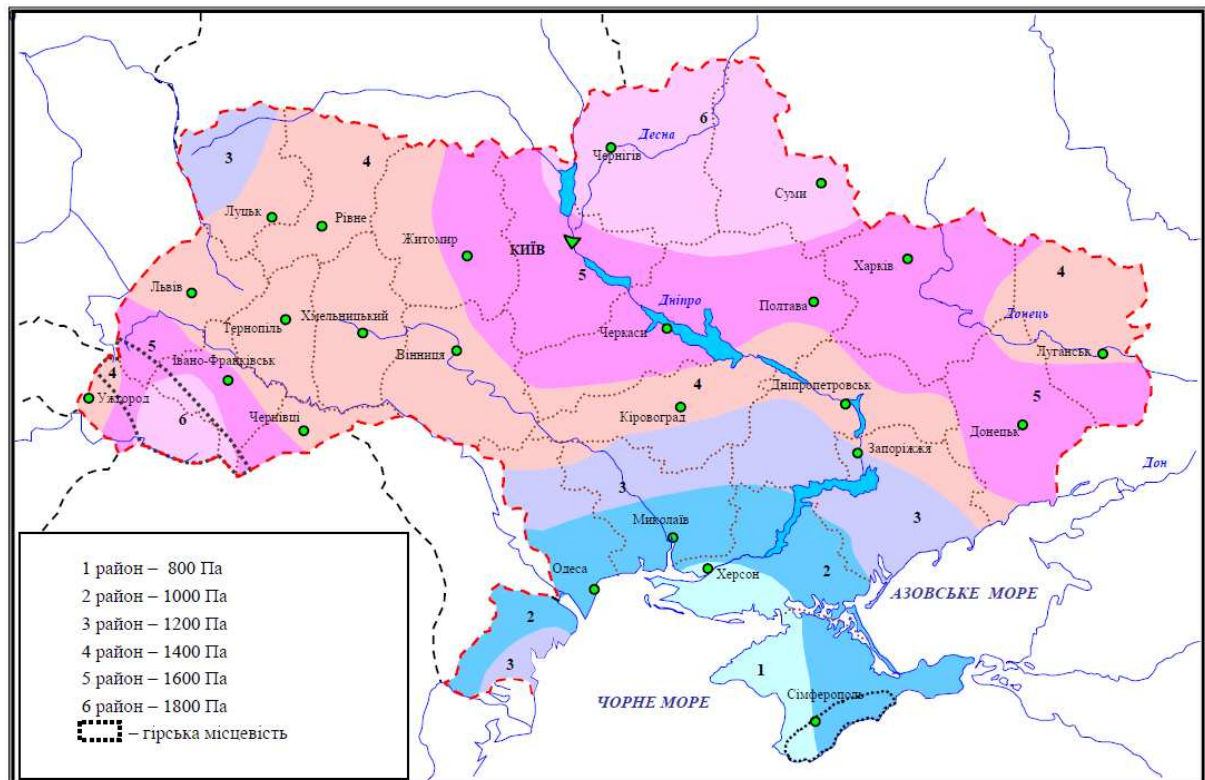


Рис. 2.2. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (2.5)$$

де γ_{fm} — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно з табл. 2.2 ;

S_0 — характеристичне значення снігового навантаження (в Па).

Таблиця 8.1. Значення коефіцієнтів надійності γ_{fn} за граничним значенням снігового навантаження

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fn}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

В табл. 2.2:

T – середній період повторюваності граничного розрахункового значення снігового навантаження. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (2.6)$$

Коефіцієнт C_e враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування. При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води слід приймати $C_e = 0,8$.

При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e = 1$.

μ — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається в залежності від форми та кута нахилу покрівлі за Додатком 1. Для плоскої покрівлі $\mu = 1$;

C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти, який враховує висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря. Цей коефіцієнт визначається для зведення об'єктів у гірській місцевості, для інших випадків приймається $C_{alt} = 1$.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (2.7)$$

де γ_{fe} — коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження γ_{fe} визначається за табл. 2.3 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 2.3
ДБН В.1.2-2:2006

Таблиця 8.3. Значення коефіцієнтів надійності γ_{fe} за експлуатаційним значенням снігового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Вітрові навантаження

Вітрове навантаження на споруду слід розглядати як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної (для шедових або хвилястих покрівель, покрівель з ліхтарями) або вертикальної (для стін із лоджіями і подібних конструкцій) проекції;

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Сукупність зазначених сил може бути подана у формі нормального тиску, зумовленого загальним опором споруди у напрямку осей x і y та умовно прикладеного до проекції споруди на площину, перпендикулярну до відповідної осі.

При визначенні вітрового навантаження для будівель і споруд складної конструктивної чи геометричної форми (що включають вантові та висячі покриття, оболонки, антенні полотна), сталевих ґратчастих щогл та башт тощо, а також для будівель і споруд заввишки понад 200 метрів слід виконувати спеціальні динамічні розрахунки для визначення впливу

пульсаційної складової навантаження, а в необхідних випадках – обдування моделей в аеродинамічній трубі.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (2.8)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску;

C – коефіцієнт, який враховує географічне розташування та умови експлуатації об'єкта.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (2.9)$$

де γ_{fe} — коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років [6].

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 визначається залежно від вітрового району по карті (рис. 2.3) або за додатком Е ДБН В.1.2-2:2006 [6].

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 2.4.

Таблиця 2.4
ДБН В.1.2-2:2006

Таблиця 9.1 Значення коефіцієнтів надійності γ_{fm} за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} .

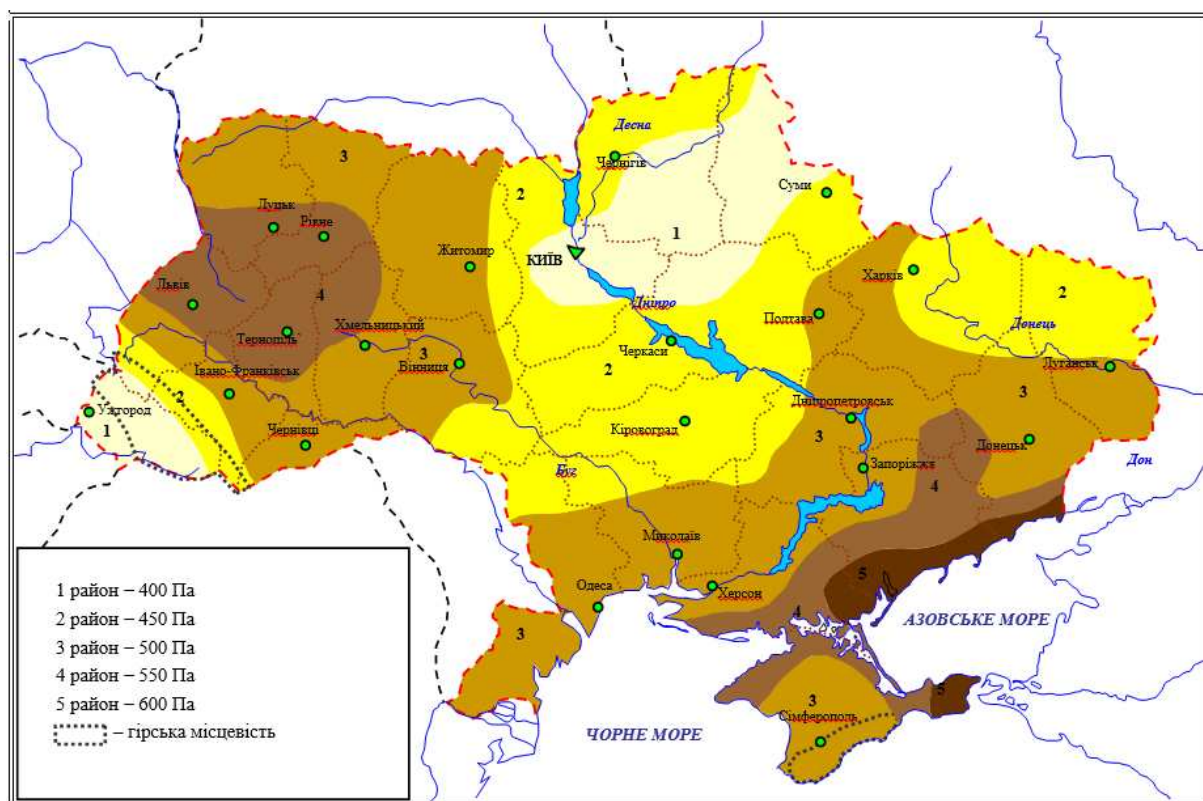


Рис.2.3. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fe} визначається за табл. 2.5 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 2.5
 ДБН В.1.2-2:2006

Таблиця 9.3 Значення коефіцієнтів надійності γ_{fe} за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (2.10)$$

- де C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт;
 C_h — коефіцієнт висоти споруди;
 C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти;
 C_{rel} — коефіцієнт рельєфу;
 C_{dir} — коефіцієнт напрямку;
 C_d — коефіцієнт динамічності.

Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} наведено в Додатку 2 залежно від форми споруди або конструктивного елемента і можуть мати вигляд:

– коефіцієнтів C_e , які слід враховувати при визначенні вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні;

– коефіцієнтів тертя C_f , які слід враховувати при визначенні сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні споруди або будівлі і віднесених до площі її горизонтальної або вертикальної проекції;

– коефіцієнтів C_i , які слід враховувати при визначенні вітрового тиску, прикладеного нормально до внутрішніх поверхонь будівель з проникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті;

– коефіцієнтів лобового опору C_x , які слід враховувати для окремих елементів і конструкцій при визначенні тієї складової загального опору тіла, яка діє в напрямку вітрового потоку і віднесена до площі проекції тіла на площину, перпендикулярну до потоку;

– коефіцієнтів поперечної сили C_y , які слід враховувати для окремих елементів і конструкцій при визначенні тієї складової загального опору тіла, яка діє перпендикулярно до вітрового потоку і віднесена до площини проекції тіла на площину потоку.

У складних випадках, не передбачених Додатком 2, аеродинамічні коефіцієнти допускається приймати за довідковими та експериментальними даними або на основі результатів продувань моделей конструкцій в аеродинамічних трубах.

Коефіцієнт висоти споруди C_h враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості і визначається за табл.2.6 в залежності від значення старшого періоду власних коливань будівлі або споруди.

Таблиця 2.6
ДБН В.1.2-2:2006

Таблиці 9.01 та 9.02

Z (м)	C_h для типу місцевості				C_h для типу місцевості			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
≤ 5	0,9	0,7	0,40	0,20	1,40	1,20	0,90	0,60
10	1,20	0,90	0,60	0,40	1,80	1,50	1,20	1,00
20	1,35	1,15	0,85	0,65	1,95	1,85	1,55	1,40
40	1,60	1,45	1,15	1,00	2,25	2,20	2,00	1,95
60	1,75	1,65	1,35	1,10	2,45	2,45	2,25	2,25
80	1,90	1,75	1,50	1,20	2,65	2,60	2,45	2,50
100	1,95	1,85	1,60	1,25	2,70	2,70	2,60	2,70
150	2,15	2,10	1,85	1,35	2,95	3,00	2,90	3,10
200	2,3	2,20	2,05	1,45	3,10	3,15	3,20	3,40
	Старший період власних коливань ≤ 0,25 сек				Старший період власних коливань > 0,25 сек			

Проміжні значення коефіцієнта C_h слід визначати лінійною інтерполяцією.

Споруди з періодом власних коливань понад 0,25 сек - щогли, вежі, димові труби, опори ліній електропередачі, апаратів колонного типу, транспортних галерей, відкритих етажерок тощо; багатоповерхових будівель заввишки понад 40 м; поперечних рам одноповерхових однопрогонових виробничих будівель висотою понад 36 м при відношенні висоти до прольоту понад 1,5.

Типи місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначаються для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I — відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II — сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III — приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV — міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.

При визначенні типу місцевості споруда вважається розташованою на місцевості даного типу для певного розрахункового напрямку вітру, якщо у цьому напрямку така місцевість є на відстані $30Z$ при повній висоті споруди $Z < 60$ м або 2 км — при більшій висоті.

У випадку, якщо споруда розташована на межі місцевостей різних типів або є сумніви відносно вибору типу місцевості, слід приймати тип місцевості, що має більше значення коефіцієнта C_h .

Коефіцієнт географічної висоти C_{alt} враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і обчислюється за формулою:

$$C_{alt} = 2H \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H \leq 0,5 \text{ км}) \quad (2.11)$$

Формула (2.11) використовується тільки для об'єктів, що розташовані в гірській місцевості. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається $C_{alt}=1$.

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі.

Коефіцієнт рельєфу слід враховувати в тому випадку, коли споруда розташована на пагорбі або схилі на відстані від початку схилу не меншій, ніж половина довжини схилу або півтори висоти пагорба.

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} визначається за формулами:

$$\begin{aligned} C_{rel} &= 1 \text{ при } \varphi < 0,05; \\ C_{rel} &= 1 + 2S\varphi \text{ при } 0,05 < \varphi < 0,3; \\ C_{rel} &= 1 + 0,6 \text{ при } \varphi > 0,3, \end{aligned} \quad (2.7)$$

де φ — ухил схилу з підвітряного боку;

S — коефіцієнт, що визначається за рис.2.5 для схилів і за рис. 2.6 для пагорбів.

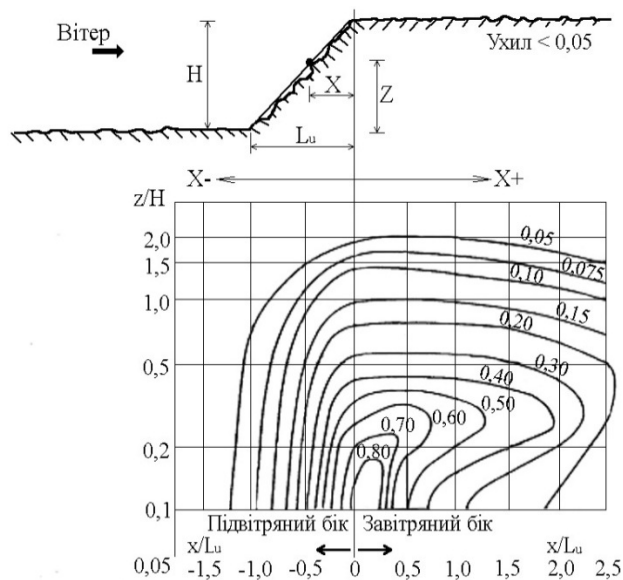


Рис. 2.5. Коефіцієнт S для схилів

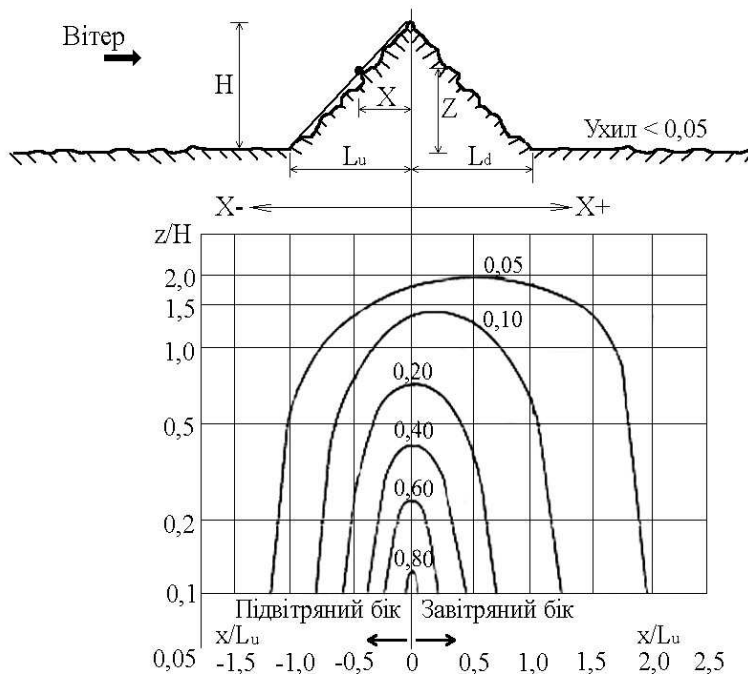


Рис. 2.6. Коефіцієнт S для пагорбів

Коефіцієнт напрямку C_{dir} враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру i , як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir} , що відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних.

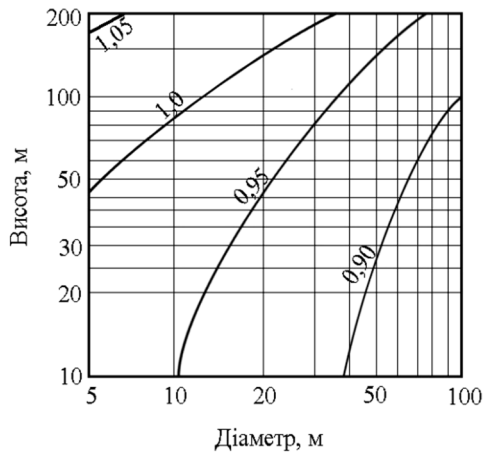
Коефіцієнт динамічності C_d враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d = 1,0$.

Для основних типів будівель і споруд, старший період власних коливань яких перевищує 0,25 сек, значення C_d визначаються за графіками на рис. 2.7. Наведені на рисунках висота і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення C_d слід приймати за лівою кривою відповідного графіка.

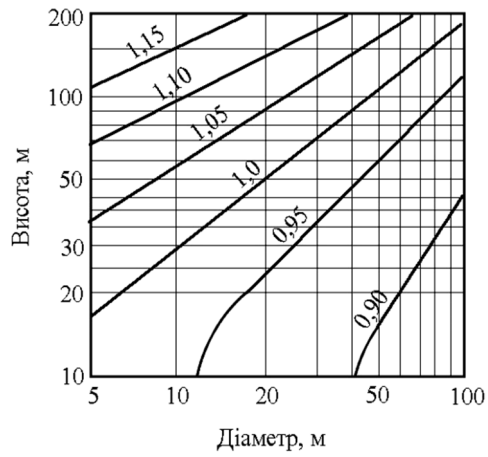
У випадках, коли $C_d > 1,2$, необхідно виконувати спеціальний динамічний розрахунок, за допомогою якого визначається вплив пульсаційної складової вітрового навантаження.

Значення $C_d < 1,0$ враховують малу імовірність одночасного зростання пульсаційного тиску у всіх точках споруди.

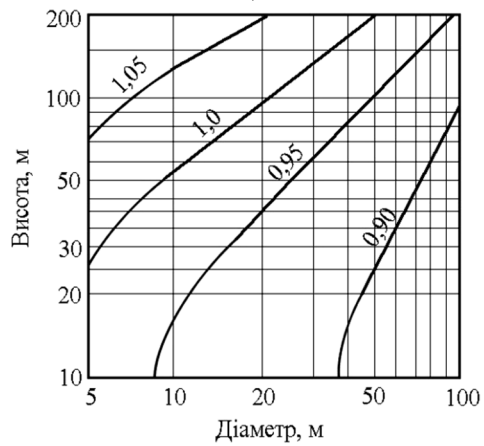
Для перевірки міцності огорожувальних конструкцій, які зазнають безпосередньої дії вітру і мають площу менш як 36 м², слід приймати $C_d \geq 1,0$.



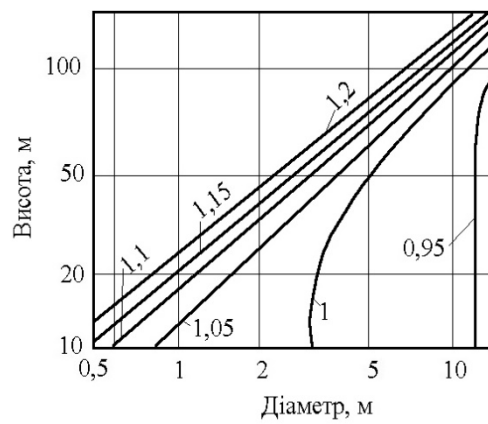
а)



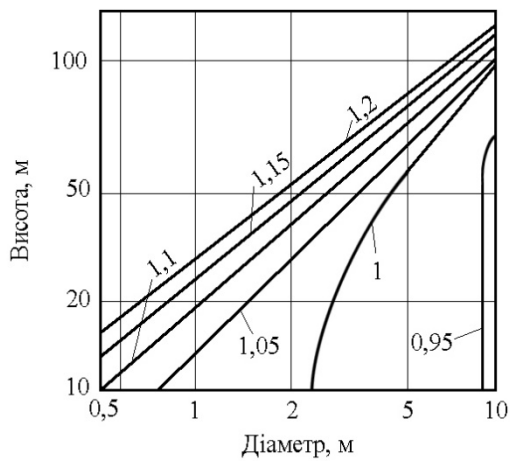
б)



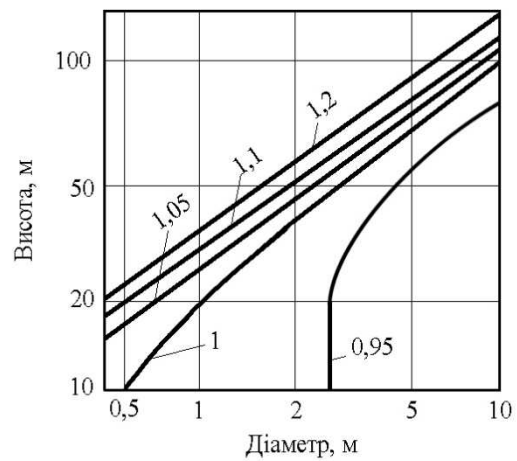
в)



г)



д)



е)

Рис. 2.7. Коэффициент C_a для будівель: а) кам'яних будівель і будівель із залізобетонним каркасом; б) із сталевим каркасом; в) із сталобетонним каркасом; г) для сталевих труб і апаратів колонного типу без футерівки д) для сталевих труб і апаратів колонного типу з футерівкою; е) для залізобетонних труб

При розрахунку кріплень елементів огорожень до несучих конструкцій у кутах споруди і по зовнішньому контуру покриття (рис.2.8) слід враховувати місцевий від'ємний тиск вітру з аеродинамічним коефіцієнтом $C_{aer} = -2$, розподілений вздовж поверхонь на ширині $e/10$ (e – найменший серед габаритних розмірів споруди) У кутах покрівлі, що сполучаються з кутами споруди (зони А на рисунку 2.8), слід приймати $C_{aer} = -3,5$.

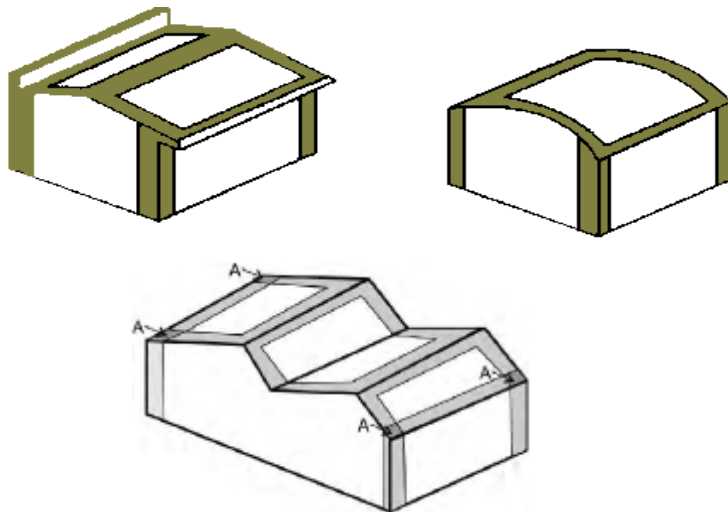


Рис. 2.8. Ділянки з підвищеним від'ємним тиском вітру

Для будівель і споруд, відносні розміри яких відповідають умові $h/d > 10$, необхідновиконувати перевірочний розрахунок на резонансне вихрове збудження згідно з вказівками додатка К ДБН В.1.2-2:2006 [6]; тут h – висота споруди, d – її характерний поперечний розмір у напрямку, перпендикулярному до швидкості вітру.

Запитання для самоконтролю:

1. Який нормативний документ регламентує навантаження на будівлі та споруди в Україні?
2. При розрахунку враховується окрема дія кожного навантаження, чи їх поєднання у найбільш несприятливій комбінації?
3. Як враховується низька вірогідність одночасної дії граничних розрахункових значень навантажень на будівлю чи споруду?
4. Для яких розрахунків використовується експлуатаційне розрахункове значення навантаження?
5. Яке значення рівномірно-розподіленого корисного навантаження на перекриття слід приймати для житлових будівель?

6. Як змінюється вітрове навантаження зі збільшенням висоти над поверхнею землі?
7. За який період часу розраховується характеристичне значення снігового навантаження для певного району?

РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКОВА ТА КОНСТРУКТИВНА СХЕМА БУДІВЛІ. МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

Конструктивною схемою будівлі називають систему вертикальних (колони, стіни, в'язі) та горизонтальних (ригелі, плити перекриття та покриття) несучих елементів, що надають будівлі просторову жорсткість та геометричну незмінність.

Залежно від поверховості і призначення, матеріалів несучих конструкцій, величини і характеру навантажень, економічних і інших вимог каркас будівлі може мати одну з наступних **конструктивних схем**:

- безкаркасну – зовнішні або внутрішні стіни будівлі є несучими;
- каркасну – несучим каркасом є колони та ригелі, стіни виконують навісними або самонесучими;
- змішану – із зовнішніми несучими стінами, та внутрішнім каркасом з колон та ригелів.

При використанні несучих металевих конструкцій, як правило, використовується *каркасна конструктивна схема*, тобто основну несучу функцію виконують металеві колони та ригелі.

За обраною конструктивною схемою каркас будівлі розділяється на окремі несучі елементи, і формується *розрахункова схема*.

Розрахункова схема – це спрощене (умовне) зображення споруди, прийняте для її розрахунку (рис.3.1).

Методи розрахунку споруд засновані на розгляді розрахункової схеми, при формуванні якої, нехтуючи другорядними факторами, прагнуть отримати прості і в той же час досить точні інженерні рішення.

Для цього:

- ідеалізують опорні та вузлові з'єднання (або ідеальний шарнір, або абсолютно жорсткий вузол);
- стержні споруди показують їх осями;
- перевіряють геометричну незмінність системи (переміщення можливі тільки в результаті деформацій від зовнішніх навантажень і впливів);
- виключають другорядні елементи, які не навантажені і не потрібні для забезпечення стійкості споруди (огорожуючі, самонесучі конструкції);
- ідеалізують навантаження на конструкції.

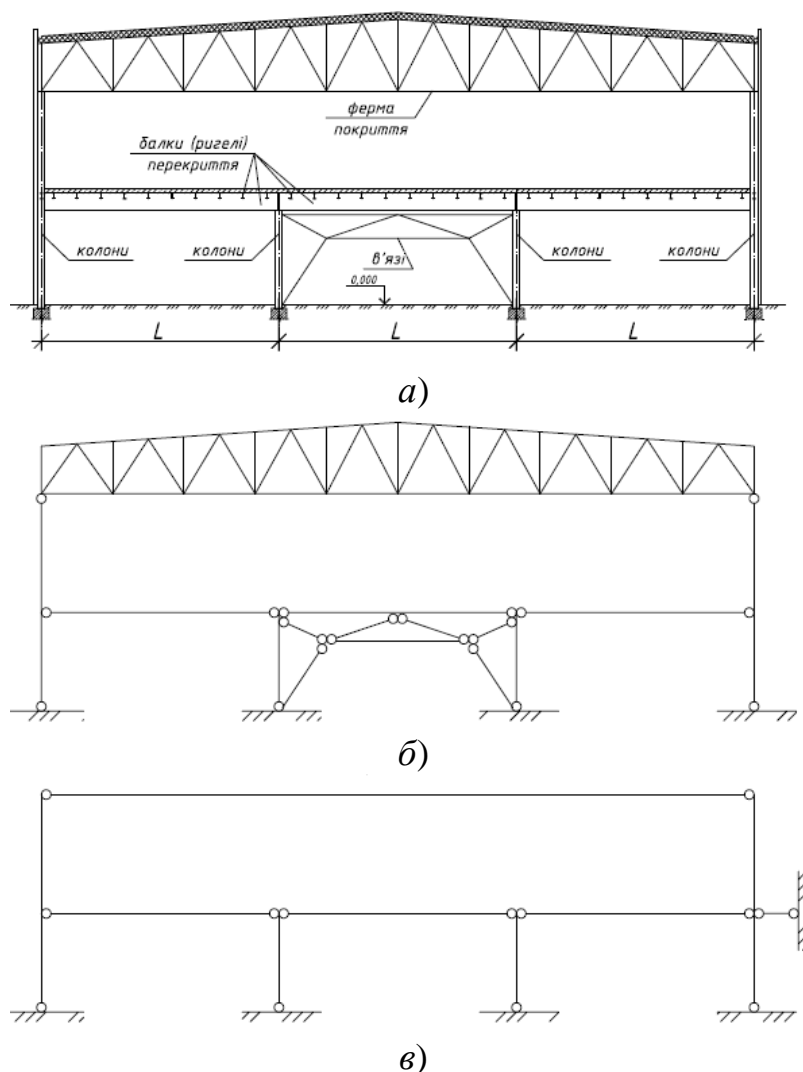


Рис. 3.1. Конструктивна та розрахункова схема будівлі:
 а) конструктивна схема; б) детальна розрахункова схема каркасу; в) спрощена розрахункова схема каркасу

Як правило, чим більш точно розрахункова схема відповідає реальній конструкції, тим більш трудомістким виявляється її розрахунок – тому часто для однієї й тієї ж споруди в першому наближенні складають порівняно просту розрахункову схему і виконують попередній розрахунок і підбір перерізів елементів, а потім приймається більш детальна розрахункова схема, у якій вводяться встановлені на основі попереднього розрахунку розміри та жорсткості перерізів. Вибір розрахункової схеми певною мірою відображає кваліфікацію виконавця, а також рівень розвитку розрахункових програмних комплексів.

Для перевірки елементів каркасу згідно норм проектування, розрахункова схема розглядається як система окремих елементів або груп елементів, які відрізняються характером зусиль, що у них виникають (їх напружено-деформованим станом).

Вимоги норм проектування передбачають такі розрахункові моделі несучих конструкцій:

- окремі конструктивні елементи (наприклад, розтягнуті і стиснуті стрижні, балки, стійки і колони суцільного перерізу тощо);
- плоскі або просторові системи, закріплені від перекосу (рис. 3.2 *a*). Розрахунок таких конструкцій може бути виконаний шляхом розрахунку окремих елементів з урахуванням їх взаємодії між собою і з основою;
- плоскі або просторові системи, не закріплені від перекосу (рис. 3.2 *б*). При розрахунку таких конструкцій поряд із перевіркою окремих елементів слід враховувати можливість досягнення граничного стану системи в цілому;
- листові конструкції (оболонки обертання), що перебувають у безмоментному напруженому стані.

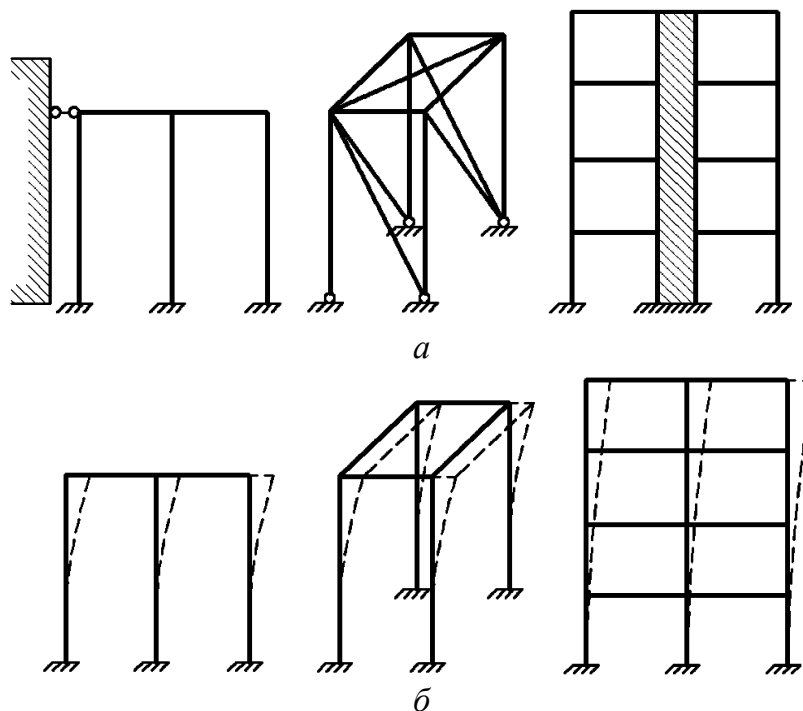


Рис. 3.2. Розрахункові моделі несучих конструкцій у вигляді стержневих систем, закріплених (*a*) і не закріплених (*б*) від перекосу

При спеціальному обґрунтуванні допустимо використовувати більш точні розрахункові моделі (наприклад, геометрично чи фізично нелінійні, чи моделі, які враховують моментну роботу оболонкових конструкцій).

Сучасний рівень розвитку інформаційних технологій дозволяє створювати комп'ютерну модель будівлі, яка охоплює всі відомості про

майбутній об'єкт – Building Information Model (BIM), яка дозволяє у віртуальному режимі розробити, пов'язати разом та узгодити створювані різними фахівцями та організаціями компоненти, системи майбутньої споруди (несучі та огороджуючі конструкції, інженерні мережі тощо), заздалегідь перевірити їх життєздатність, функціональність і експлуатаційні якості. BIM дає змогу створити модель, у якій можуть паралельно працювати архітектори, конструктори, інженери та інші фахівці, залучені до проекту [11].

Такі технології дозволяють створити максимально точні моделі будівель, але висувають достатньо високі вимоги як до програмного, апаратного забезпечення, так і до кваліфікації фахівців, що розробляють та використовують ці моделі.

В існуючій розрахунковій практиці найчастіше будинок розділяється на окремі плоскі елементи, що найпростіше розглядаються як відомі в будівельній механіці рами, ферми, пластини, оболонки та ін. Після складання розрахункових схем та прикладання навантажень до елементів каркасу, визначаються зусилля у конструкціях.

Для забезпечення просторової жорсткості та геометричної незмінності каркасів будівель, плоскі каркаси об'єднуються у єдину несучу систему шляхом улаштування **вертикальних та горизонтальних в'язей** (див. рис. 3.3). Якщо будівля розділена на окремі блоки температурними швами, кожен блок необхідно розглядати як самостійну несучу систему і улаштовувати в'язі для кожного блоку.

Граничні відстані між температурними швами наведено у табл. 3.1.

За характером розміщення в'язі можуть бути горизонтальні, вертикальні або похилі.

Функції в'язей:

- забезпечення геометричної незмінності плоских несучих каркасів та будівлі в цілому;
- зменшення розрахункової довжини елементів;
- забезпечення геометричної незмінності під час монтажу;
- сприйняття температурних деформацій каркасу;
- сприйняття навантажень, перпендикулярних площині несучих каркасів (вітрових, інерційних, сейсмічних та ін.).

Таблиця 17.1. Найбільша відстань між температурними швами

Характеристика		Найбільші відстані l_u , м, між температурними швами для архітектурно-будівельних кліматичних районів із середньою місячною температурою повітря у січні	
		вищою за 0°C	нижчою за 0°C
споруди	відстані		
Опалюваний будинок	вздовж блока	350	280
	поперек блока	230	180
Неопалюваний будинок	вздовж блока	300	240
	поперек блока	180	150
Гарячий цех	вздовж блока	230	180
	поперек блока	140	120
Відкрита естакада	вздовж осі	180	150

Наведені у табл. 3.1. значення максимальних відстаней допускається збільшувати для будівель з колонами висотою понад 12 м множенням на коефіцієнт:

- вздовж температурного блоку $l_{max} = l_u \cdot k_1$; $k_1 = h_1/12 \leq 1,5$;
- поперек температурного блоку $l_{max} = l_u \cdot k_2$; $k_2 = h_2/12 \leq 1,5$;

де h_1, h_2 – висота колони вздовж та поперек температурного блоку.

Горизонтальні в'язі (рис. 3.3, поз. 3) рекомендується встановлювати по торцям будівлі для сприйняття вітрових навантажень. При довжині температурного блоку більше 144 м слід встановлювати додаткові горизонтальні в'язі посередині будівлі.

Вертикальні в'язі (рис. 3.3, поз. 2) між колонами рекомендується розміщувати посередині температурного блоку будівлі для зменшення впливу від температурного розширення горизонтальних розпірок. Граничні відстані між вертикальними в'язями у будівлях наведено у табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Граничні відстані між вертикальними в'язями

Найбільша відстань, м	
Від торця температурного блоку до осі найближчої в'язі	Між осями в'язей при їх розташуванні у кількох місцях
$0,5 \cdot l_u \cdot k_1^*$	$0,3 \cdot l_u \cdot k_1^*$

$*(l_u \cdot k_1)$ – найбільша відстань між температурними швами

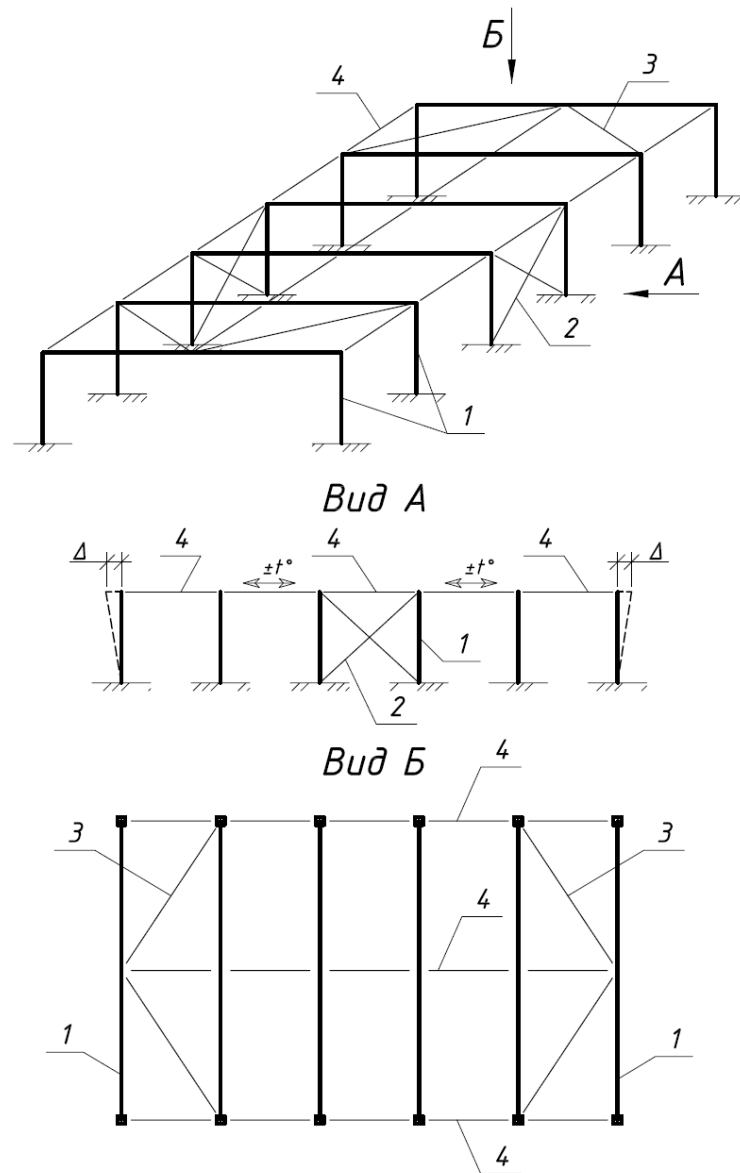


Рис. 3.3. В'язі по каркасу: 1 – плоска несуча рама, що складається з колон та ригеля; 2 – вертикальні в'язі між колонами; 3 – горизонтальні в'язі по ригелям; 4 – розпірки

Підбір перерізу в'язей виконується за **граничною гнучкістю**.

При статичному навантаженні гранична гнучкість **стиснутих в'язей** (розпірок, усіх елементів вертикальних в'язей, розкосів горизонтальних в'язевих ферм при трикутній решітці) становить:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} \leq \lambda_u = 200 . \quad (3.1)$$

Для **розтягнутих в'язей**, до яких належать розкоси хрестової решітки і розтяжки гранична гнучкість становить:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} \leq \lambda_u = 400 . \quad (3.2)$$

l_{ef} – розрахункова довжина стержня в'язей;

i_{min} – мінімальний радіус інерції перерізу, з якого виконано в'язь.

Розрахунок за методом граничних станів

Перевірка дотримання вимоги щодо механічного опору та стійкості будівельних об'єктів виконується згідно [12].

Підтвердження основної вимоги щодо механічного опору та стійкості будівельних об'єктів ґрунтується на концепції граничних станів із використанням відповідних моделей для розрахунку та, у разі необхідності, випробувань, якими враховуються всі відповідні змінні.

Розрахункові моделі повинні бути досить точними, щоб передбачити роботу конструкції з урахуванням мінімальної стандартної якості виконання робіт та надійності інформації, на якій ґрунтується проект, і припущенні щодо технічного обслуговування.

У випадках, коли розрахункові методи не дають упевненості у їх достовірності, використовуються випробування, які проводять з дотриманням положень, визначених відповідними нормативними документами на методи випробувань.

Для визначення під час випробувань впливу на будівельні об'єкти або їх елементи, наприклад, сейсмічних, пожежних та інших впливів, не визначених нормативними документами, можуть проводитись спеціальні дослідження.

Зменшення пошкодження будівельних об'єктів у результаті будь-якої дії можна уникнути або обмежити його масштаби, обравши один чи декілька з наведених нижче заходів:

- запобігання, усунення чи зменшення небезпек, на які можуть наражатись конструкції;
- вибір такої конструктивної схеми, яка є менш чутливою для визначених небезпек;
- забезпечення піддатливості конструктивних рішень для поглинання енергії.

Граничними є стани, за яких експлуатаційні вимоги перестають задовольнятися елементами будівельних об'єктів. **Після досягнення**

граничного стану подальша експлуатація будівельного об'єкта недопустима, пов'язана з труднощами або недоцільна.

Це може бути пов'язано з постійними обставинами, які мають місце протягом терміну служби будівельного об'єкта, або з тимчасовими ситуаціями, які виникають під час виконання будівельно-монтажних чи ремонтних робіт, використанням об'єктів не за призначенням або у випадку аварій.

Розрізняють граничні стани за втратою несучої здатності (**граничні стани першої групи**) і граничні стани за придатністю до нормальної експлуатації (**граничні стани другої групи**).

Граничні стани першої групи – це стани, пов'язані з різними формами втрати несучої здатності чи стійкості конструкцій (елементів) будівельних об'єктів.

Кінцеві граничні стани, які можуть розглядатись як граничні стани першої групи, включають:

– втрату рівноваги конструкцією чи будь-якою її частиною, які розглядають як тверде тіло;

– втрату несучої здатності через надмірні деформації чи осідання ґрунту, перетворення в механізм руйнування чи втрату стійкості конструкцій чи будь-яких їх частин, включаючи опорні конструкції і фундаменти.

Таблиця 3.3

Характеристика граничних станів

Група граничних станів	Граничні стани	
	Вид	Характеристика
ПЕРША	Несуча здатність	Руйнування пластичне, крихке та внаслідок втоми. Втрата стійкості форми або положення. Перехід до змінюваної системи.
	Повна непридатність до експлуатації	Поява текучості матеріалу, зсувів у з'єднаннях, резонансних коливань. Якісна зміна конфігурації.
ДРУГА	Непридатність до нормальної експлуатації	Поява недопустимих переміщень внаслідок прогину, горизонтальних зсувів, повороту, коливань тощо.

Граничні стани другої групи – це такі стани, поза якими більше не витримуються зазначені критерії, пов’язані з експлуатацією чи функціями конструкцій (елементів) будівельних об’єктів.

Граничні стани, які можуть розглядатись як граничні стани другої групи, включають:

- деформації або прогини, які викликають занепокоєння, перешкоджають ефективному використанню будівельних об’єктів чи призводять до неприйнятних пошкоджень оздоблення або несучих конструкцій;

- вібрації, що викликають у людей відчуття дискомфорту, або спричиняють пошкодження будівельних об’єктів чи обмежують їх функціональну ефективність;

- утворення тріщин та надмірне їх розкриття.

Дотримання основної вимоги щодо механічного опору та стійкості стосовно будівельних об’єктів перевіряється на основі методів:

- які відповідають вимогам відповідних граничних станів;

- які враховують у положеннях про граничні стани з придатності до нормальної експлуатації сформульовані власником будівельного об’єкта спеціальні, чи додаткові вимоги щодо експлуатаційної надійності, залежно від функції об’єкта.

З урахуванням того, що під час проектування береться до уваги можливість руйнування будівельних об’єктів через втомленість (розрахунки на витривалість), нормативні документи категорії А повинні враховувати різні терміни служби та правила щодо амортизації.

Нормативні документи категорій А і В можуть ґрунтуватись на форматі коефіцієнта надійності з використанням величин навантажень та впливів і характеристик властивостей матеріалів. У цьому випадку береться до уваги той факт, що рівні безпеки та експлуатаційної надійності залежать від системи забезпечення якості. Бажані рівні безпеки та експлуатаційної надійності встановлюються з використанням імовірнісних методів забезпечення надійності.

Нормативні документи категорії В можуть містити спрощені правила проектування, які ґрунтуються на таких концепціях граничного стану:

- перевірка обчисленнями;

- перевірка без обчислень.

Перевірка обчисленнями виконується:

– на підставі спрощених розрахунків граничних станів за втратою несучої здатності та з придатності до нормальної експлуатації;

– тільки на підставі спрощених розрахунків граничних станів з придатності до нормальної експлуатації, коли явно немає сенсу розглядати граничні стани щодо втрати несучої здатності.

Перевірка без обчислень виконується на підставі: визначення певних нормативних документів; практичного досвіду визначенням певних специфічних умов для простих будівельних об'єктів.

Умова неруйнування конструкції за першою групою граничних станів формулюється так (3.3): максимальний силовий фактор S_{\max}^d від діючих навантажень у несприятливому їх поєднанні не повинен перевищувати мінімальний опір конструкції (S_{\min}^k) з урахуванням відхилення характеристик матеріалу в бік зменшення:

$$S_{\max}^d \leq S_{\min}^k. \quad (3.3)$$

Максимальний силовий фактор: зусилля в елементі конструкції (поздовжня або поперечна сила, згинальний або крутний момент) – є функцією навантажень та впливів, що визначається за формулою (3.4):

$$S_{\max}^d = \sum \psi \gamma_{fi} F_i, \quad (3.4)$$

де F_i – зусилля від i -го характеристичного навантаження;

γ_{fi} – коефіцієнт надійності за відповідним розрахунковим значенням навантаження;

ψ – коефіцієнт сполучення навантажень.

Мінімальний опір конструкції (елемента) визначає її (його) несучу здатність, що відповідає виду зусилля (стиску, розтягу, згину тощо). В загальному вигляді його можна записати так:

$$S_{\min}^k = \beta \Phi \frac{(R_{un} \text{ або } R_{yn}) \gamma_c}{\gamma_m \gamma_n}. \quad (3.5)$$

У формулі (3.5):

β – коефіцієнт, що враховує вид зусилля, граничний стан та роботу сталі за межами пружності (наприклад, для центрально-стиснутих стержнів це коефіцієнт поздовжнього згину);

Φ – геометрична характеристика перерізу (площа, момент опору тощо);

R_{un} , R_{yn} – опір матеріалу, який встановлюють виходячи з його механічних властивостей відповідно за тимчасовим опором або за межею текучості.

Умова неруйнування елемента може бути записана у вигляді перевірки діючих розрахункових зусиль або напружень. Наприклад, у першому випадку ця умова для розтягнутого елемента виглядає так:

$$N \leq A_n R_y \gamma_c, \quad (3.6)$$

де N – розрахункове зусилля, визначене за розрахунковим граничним значенням навантаження з урахуванням коефіцієнтів сполучень ψ та надійності за призначенням γ_n ;

A_n – площа перерізу елемента нетто;

R_y – розрахунковий опір за межею текучості.

У нормах проектування [7] така ж умова має вигляд:

$$\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (3.7)$$

Таким чином, умова неруйнування згідно з вимогами першої групи граничних станів дозволяє диференційовано підходити до розрахунку кожного елемента конструкції та його поперечного перерізу, що забезпечує надійну роботу конструкції та економію матеріалу.

Оскільки друга група граничних станів забезпечує умови нормальної експлуатації, переміщення f (прогини, зміни положення, параметри коливань) визначають за розрахунковими експлуатаційними значеннями навантажень. Значення f не повинні перевищувати гранично допустимих величин f_u , які встановлені нормами або проектним завданням виходячи з умов нормальної експлуатації:

$$f \leq f_u. \quad (3.8)$$

При встановленні значень f_u враховують нормальні умови праці та перебування в приміщеннях людей, роботи технологічного обладнання, цілісність огорожувальних елементів та призначення конструкцій (табл. 3.4).

Прогини конструкцій визначаються зазвичай із застосуванням чисельних методів:

$$f = \sum \int_0^l \frac{M_1 M_p}{EI} dx. \quad (3.9)$$

Таблиця 1. Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій

Елементи конструкцій	Встановлені вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u	Навантаження для визначення вертикальних прогинів
1. Балки кранових колій під мостові і підвісні крани, керовані:			
з підлоги, у тому числі тельфери (талі)	Технологічні	$l/250$	Від одного крана
з кабіни при групах режимів роботи (за ГОСТ 25546):	Фізіологічні і технологічні		
1К-6К		$l/400$	-/-
7К		$l/500$	-/-
8К		$l/600$	-/-
2. Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включаючи поперечні ребра плит і настилів):			
а) покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті l , м:	Естетико-психологічні		Постійні та змінні тривалі
$l \leq 1$		$l/120$	-/-
$l = 3$		$l/150$	-/-
$l = 6$		$l/200$	-/-
$l = 24$ (12)		$l/250$	-/-
$l \geq 36$ (24)		$l/300$	-/-
3. Елементи сходів (марші, площадки, косоури), балконів, лоджій	Естетико-психологічні	Те саме, що в поз.2,а	
4. Плити перекриттів, сходові марші і площадки, прогину яких не перешкоджають суміжні елементи	Фізіологічні	0,7 мм	Зосереджене навантаження 1 кН (100 кгс) в середині прогону
<p>Позначення, прийняті в табл. 1:</p> <p>l — розрахунковий прогін елемента конструкції;</p> <p>a — крок балок або ферм, до яких кріпляться підвісні кранові колії.</p> <p>Примітка 1. Для консолі замість l слід приймати подвоєний її виліт.</p> <p>Примітка 2. Для проміжних значень l у поз. 2,а граничні прогини слід визначати лінійною інтерполяцією з огляду на вимоги 4.4.</p> <p>Примітка 3. У поз. 2,а цифри, зазначені в дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно.</p> <p>Примітка 4. Особливості обчислення прогинів за поз. 2,г зазначені в 5.4.</p> <p>Примітка 5. При обмеженні прогинів естетико-психологічними вимогами допускається прогін l приймати таким, що дорівнює відстані між внутрішніми поверхнями несучих стін (колон).</p>			

Запитання для самоконтролю:

1. Які конструктивні схеми використовуються в будівлях?
2. Що таке розрахункова схема будівлі? З чого вона може складатись?
3. Для чого призначені в'язі в несучих каркасах будівель?
4. Яка гранична гнучкість стиснутих в'язей?
5. Як може вичерпуватись в конструкціях несуча здатність за першою групою граничних станів?
6. З чим пов'язано досягнення конструкціями другої групи граничних станів?
7. Яке максимально допустиме значення прогину балки прольотом 6 метрів?

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Розрахунок металевих конструкцій на центральний розтяг і стиск

Умова міцності перерізу при центральному стиску виконується, якщо напруження σ у перерізі (див. рис. 4.1) не перевищують розрахункового опору металу. Розрахунок на **міцність** елементів із сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу і стиску слід виконувати за формулою (4.1):

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.1)$$

де N – зусилля у елементі, A_n – площа перерізу нето, R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості, γ_c – коефіцієнт умов роботи, γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням.

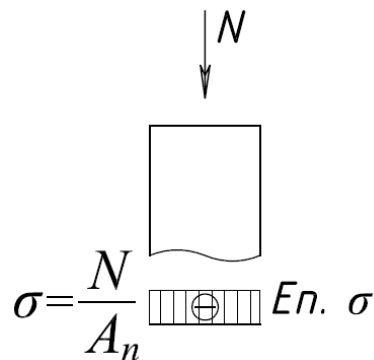


Рис. 4.1. Нормальні напруження в перерізі при центральному стиску

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів зі сталі з відношенням $R_u/\gamma_u > R_y$ (γ_u – коефіцієнт надійності за тимчасовим опором), експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості, а також елементів із сталі з нормативним опором $R_{yn} > 440 \text{ МПа}$ слід виконувати за формулою (4.1) із заміною значення R_y на R_u/γ_u .

Для елементів, що сприймають зусилля стиску, граничний стан, як правило, характеризується **втратою стійкості**. Це явище полягає в тому, що під навантаженням, яке прикладене вздовж осі елемента, останній укорочується і випинається в площині найменшої жорсткості його перерізу, швидко нарощуючи переміщення, внаслідок чого настає втрата несучої здатності.

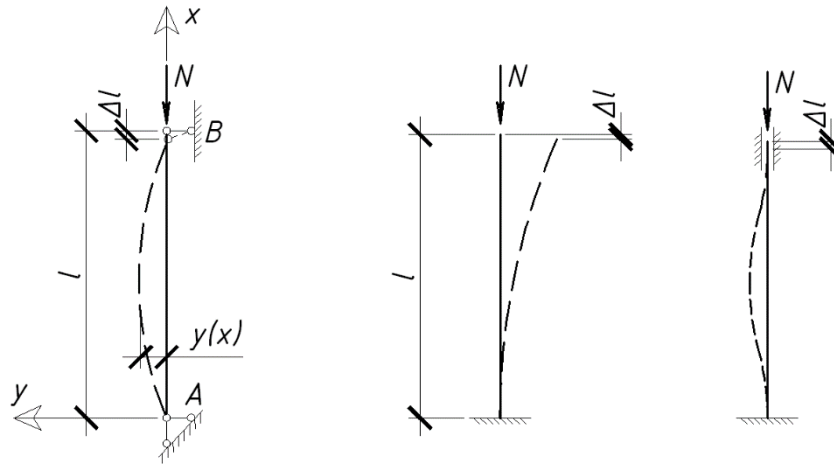


Рис. 4.2. Схема втрати стійкості центрально-стиснутих стержнів за різних умов закріплення

Зусилля, при якому стержень переходить до нового деформованого стану, називають **критичним зусиллям**.

Вперше задачу стійкості центрально-стиснутого стержня було розв'язано академіком Петербурзької Академії наук **Леонардом Ейлером** в 1744 р.

Розглянемо прямий стержень постійного перерізу, шарнірно опертий на кінцях; одна з опор допускає можливість поздовжнього переміщення відповідного кінця стержня (рис. 4.2). Власною вагою стержня нехтуємо. Навантажимо стержень центрально прикладеним поздовжнім стискаючим зусиллям, рівним критичному, і надамо йому дуже невелике викривлення в площині найменшої жорсткості – через значення стискаючого зусилля стержень утримуватиметься у деформованому стані.

Деформація згину стержня є дуже малою, тому для вирішення поставленої задачі можна скористатися наближеним диференціальним рівнянням зігнутої осі стержня:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -N \cdot y(x). \quad (4.2)$$

Поділимо обидві частини рівняння на EI і введемо позначення $N/EI = k^2$. В такому випадку диференціальне рівняння (4.2) матиме вигляд:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y(x) = 0.$$

Загальний інтеграл цього рівняння:

$$y = a \sin kx + b \cos kx.$$

Це рішення містить в собі три невідомих: постійні інтегрування a та b і значення k , так як величина критичної сили нам невідома.

Крайові умови на кінцях стержня дають два рівняння:

– в точці А при $x=0$ прогин $y=0$. Такий варіант можливий тільки якщо $b=0$ (так як $\sin kx=0$, $\cos kx=1$). З цього можна зробити висновок, що деформована вісь стержня після втрати стійкості є синусоїдою:

$$y = a \sin kx. \quad (4.3)$$

– в точці В $x=l$, $y=0$. Підставивши в рівняння (4.3) ці умови, отримуємо, що: $a \sin kl = 0$.

Якщо константа a дорівнює нулю, то і прогин стержня дорівнює нулю, тобто стержень має прямолінійну форму. Це суперечить вихідним умовам задачі, тому логічно стверджувати, що: $\sin kl = 0$.

Величина kl може набувати нескінченного ряду значень:

$$kl=0; \pi; 2\pi; 3\pi, \dots n\pi, \text{ де } n\text{— будь-яке ціле число.}$$

$$\text{Звідси: } k=n\pi/l.$$

А так як $k = \sqrt{\frac{N}{EI}}$, то Ейлерове критичне зусилля можна визначити за формулою:

$$N_{kp} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l^2},$$

де E — модуль пружності сталі;

I — момент інерції перерізу;

l — довжина стержня;

n — коефіцієнт, що залежить від умов закріплення стержня

Інакше кажучи, навантаження, здатне утримати дещо викривлений стержень в рівновазі, теоретично може мати цілий ряд значень. Але так як цікавить нас із практичної точки зору найменше значення осьового стискаючого зусилля, при якому стає можливим поздовжній згин, то слід прийняти n мінімальним.

Перший корінь $n=0$ вимагає, щоб критичне зусилля $N_{kp}=0$, що не відповідає вихідним даним завдання; тому цей корінь має бути відкинутий і найменшим коренем приймається значення $n=1$. Тоді отримуємо значення **Ейлерової критичної сили** для шарнірно опертого стержня:

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}. \quad (4.5)$$

З рис. 4.3 видно, що число n відповідає кількості півхвиль синусоїди, за якими згинатиметься стержень. Для жорстких умов закріплення деформована схема стержня відповідає двом півхвилям синусоїди, тобто $n=2$. У такому випадку значення критичного зусилля може бути визначено за формулою:

$$N_{кр} = \frac{4\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 EI}{(0,5l)^2}.$$

Для врахування умов закріплення стержнів введено поняття розрахункової довжини стержнів l_{ef} . Розрахункова довжина залежить від відстані між точками перетину синусоїди з прямолінійною віссю стержня:

$$l_{ef} = \frac{1}{n}l = \mu l$$

μ – коефіцієнт розрахункової довжини. Для найбільш розповсюджених умов закріплення, при навантаженні зосередженим стискаючим зусиллям, значення коефіцієнти μ наведено на рис. 4.3.

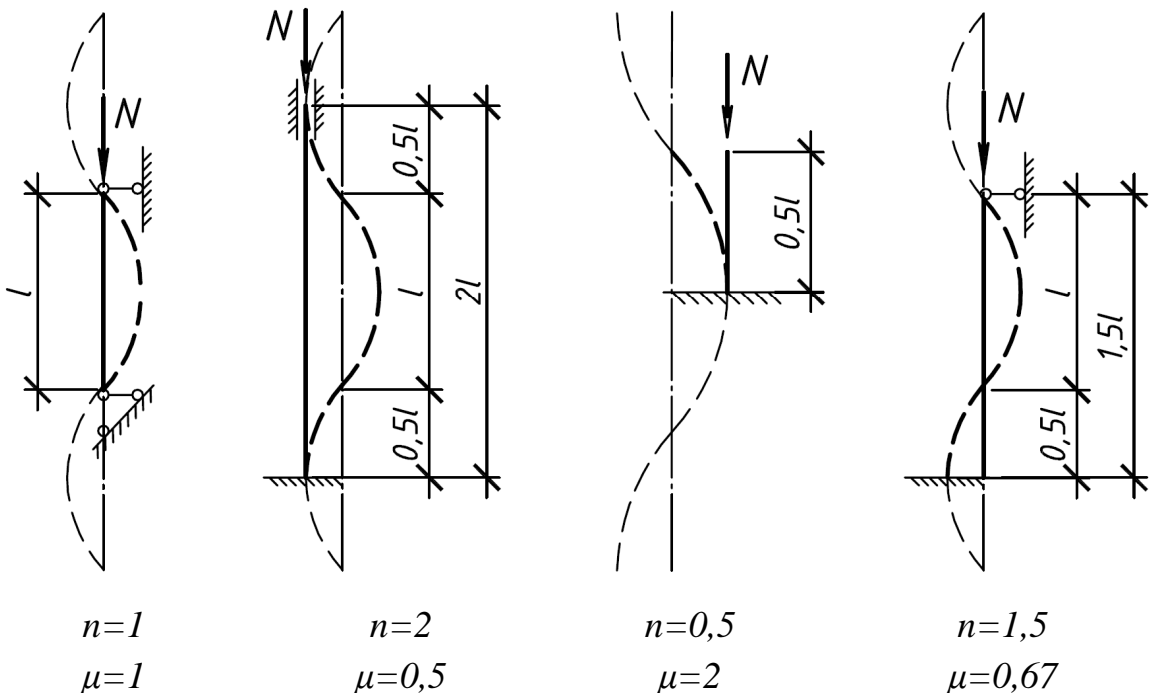


Рис. 4.3. Коефіцієнти розрахункової довжини стержнів

Відношення розрахункової довжини до відповідного радіуса інерції перерізу називають **гнучкістю стержня**:

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

Розрахунок на **стійкість** елементів суцільного перерізу **при центральному стиску** слід виконувати за формулою:

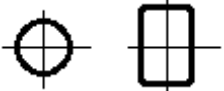
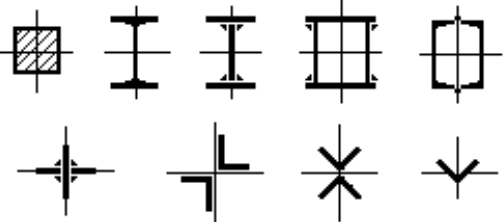
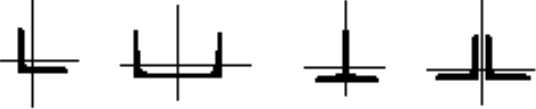
$$\frac{N\gamma_n}{\varphi AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.6)$$

де φ – коефіцієнт стійкості (коефіцієнт поздовжнього згину) при центральному стиску, значення якого необхідно обчислювати за формулою:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y} = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}). \quad (4.7)$$

Таблиця 4.1

Значення коефіцієнтів α і β

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		α	β
	<i>a</i>	0,03	0,06
	<i>b</i>	0,04	0,09
	<i>c</i>	0,04	0,14

Примітка:
Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки слід приймати тип кривої стійкості *a*.

Значення коефіцієнта δ слід обчислювати за формулою:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (4.8)$$

де α і β – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються залежно від типу поперечного перерізу стержня та типу кривої стійкості (див. табл. 4.1);

$\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість стержня, яка визначається за формулою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.9)$$

При значеннях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всіх типів кривої стійкості допускається приймати $\varphi = 1,0$.

Значення коефіцієнтів φ наведені у додатку 11.

Розрахунок металевих конструкцій, що працюють на згин

Елементи металевих конструкцій при дії згинальних моментів у перерізі поділяються на **три класи** залежно від прийнятого в розрахунок виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу:

1 клас – НДС, при якому нормальні напруження σ на всіх ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі R_y і можуть досягнути його лише в найбільш напружених волокнах перерізу $\sigma = R_y$ (пружна робота перерізу);

2 клас – НДС, при якому нормальні напруження σ на деяких ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі R_y , а на інших ділянках – дорівнюють йому (пружно-пластична робота перерізу);

3 клас – НДС, при якому нормальні напруження σ по всій площі розрахункового перерізу дорівнюють розрахунковому опору сталі R_y (пластифікація всього перерізу з утворенням пластичного шарніру).

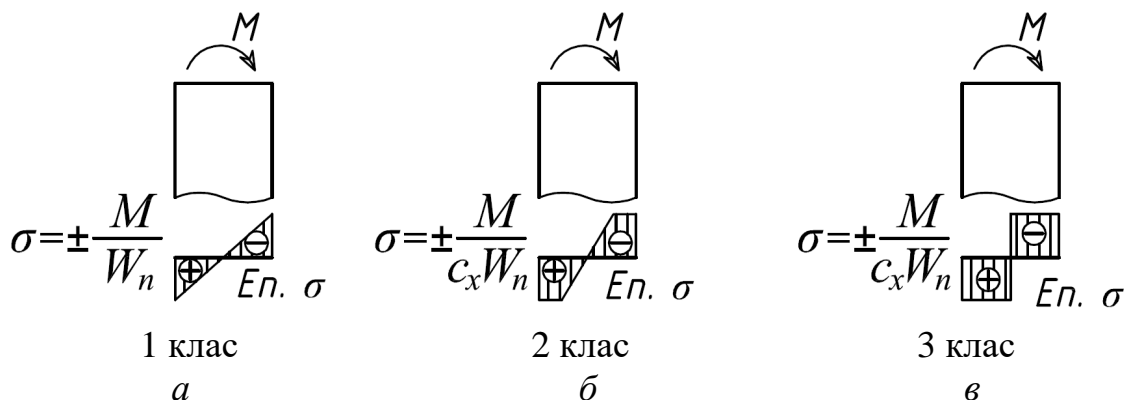


Рис. 4.4. Класифікація перерізів за видом НДС:

а) 1-й клас; б) 2-й клас; в) 3-й клас.

Розрахунок на міцність балок у розрахункових перерізах 1-го класу необхідно виконувати за формулами:

– при дії згинального моменту M в одній з головних площин

$$\frac{M\gamma_n}{W_{n,\min}R_y\gamma_c} \leq 1; \quad (4.10)$$

– при дії поперечної сили Q , що спрямована паралельно серединній площині стінки

$$\frac{QS\gamma_n}{I_t R_s \gamma_c} \leq 1; \quad (4.11)$$

– при дії згинальних моментів M_x і M_y у двох головних площинах

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (4.12)$$

де x і y – відстані від головних осей інерції до точки перерізу, що розглядається;

Умова міцності елементів, що згинаються, при дії згинальних моментів та поперечних зусиль у перерізі одночасно:

$$\frac{0,87\gamma_n}{R_y\gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (4.13)$$

де $\sigma_x = \frac{M_x}{I_{xn}} y$ – нормальні напруження у серединній площині стінки,

спрямовані паралельно до поздовжньої осі балки;

σ_y – теж саме, спрямовані перпендикулярно до поздовжньої осі балки;

$\tau_{xy} = \frac{Q_y S_x}{I_x t_w}$ – дотичні напруження у розглядуваній точці стінки

балки;

$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} t_w}$ – локальні напруження у точці прикладання

зосередженого зусилля, спрямовані перпендикулярно до поздовжньої осі балки;

де F – зосереджене навантаження;

l_{ef} – умовна довжина площадки, через яку передається зосереджене навантаження (див. рис. 4.5);

t_w – товщина стінки перерізу (див. рис. 4.5).

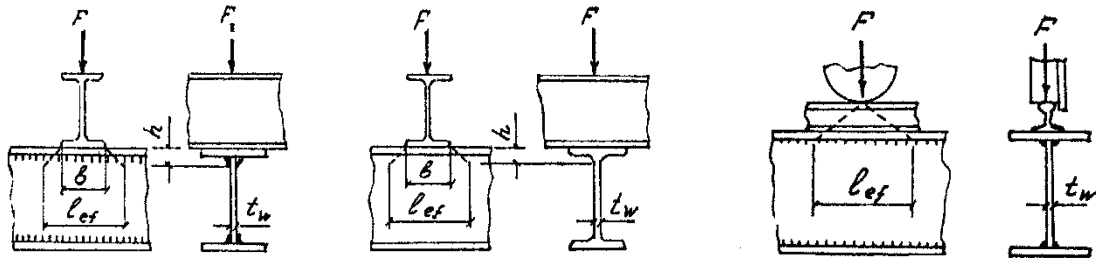


Рис. 4.5. Схема передачі зосередженого навантаження на стінку балки

Умова міцності елементів, що згинаються, при згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень $\tau_x = Q_x / (2A_f) \leq 0,5R_s$ (окрім опорних перерізів), у яких допускається розвиток обмежених пластичних деформацій:

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y \gamma_n}{c_y \beta_r W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.14)$$

де β – конструктивний коефіцієнт;

c_x, c_y – коефіцієнти розвитку обмежених пластичних деформацій.

Розрахунок металевих конструкцій на позацентровий розтяг і стиск

Розрахунок на **міцність позацентрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів**, виконаних із сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, які не підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = N / A_n > 0,1R_y$ слід виконувати з **урахуванням можливості розвитку обмежених пластичних деформацій** за формулою:

$$\left(\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.15)$$

де N, M_x і M_y – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації розрахункових навантажень;

n, c_x, c_y – коефіцієнти, розвитку обмежених пластичних деформацій;

$W_{xn, \min}$ – мінімальне з двох значень моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осі $x-x$, обчислених відповідно для

розтягнутого та стиснутого волокна; $W_{yn,min}$ – те ж, відносно осі у-у.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_n}$$

$$\sigma_M = \pm \frac{M}{W_n}$$

$$\sigma_\Sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{W_n}$$

Рис. 4.6. Нормальні напруження у перерізі стиснуто-зігнутого стержня

Розрахунок на міцність елементів у **межах пружної роботи** слід виконувати за формулою:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (4.16)$$

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

Розрахунок на **стійкість позацентрово стиснутих елементів** постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (4.17)$$

Коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_e слід визначати залежно від значень умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta m, \quad (4.18)$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу;

$$m = \frac{eA}{W_c} \text{ – відносний ексцентриситет;}$$

$e = M/N$ – ексцентриситет прикладання зусилля;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

При значеннях $m_{ef} > 20$ розрахунок слід виконувати як для зігнутих елементів.

Розрахунок на **стійкість** позацентрово стиснутих суцільностінчастих елементів постійного по довжині перерізу (окрім коробчатого) за **згинально-крутильною формою втрати стійкості (із площини дії моменту)** при згині їх у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), яка збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою

$$\frac{N\gamma_n}{c\varphi_y AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.19)$$

де c – конструктивний коефіцієнт, що залежить від гнучкості стержня, значення зусиль та форми перерізу;

φ_y – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, що визначається як для центрально стиснутого стержня.

Забезпечення місцевої стійкості

Втрата місцевої стійкості полягає у випинанні під дією навантаження окремих пластин, що входять до складу елемента, внаслідок досягнення напруженнями своїх критичних значень (рис. 4.7).

Місцеву стійкість стінок балок 1-го класу симетричного перерізу, укріплених лише основними поперечними ребрами жорсткості, при значеннях умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$ слід вважати забезпеченою, якщо виконана умова:

$$\frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (4.20)$$

де σ , σ_{loc} , τ – нормальні, локальні та дотичні напруження,

σ_{cr} – **критичне нормальне напруження** місцевої втрати стійкості, що обчислюється за формулою

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (4.21)$$

де c_{cr} – коефіцієнт, залежить від співвідношення розмірів відсіку

балки;

$\sigma_{loc,cr}$ – критичне локальне нормальне напруження місцевої втрати стійкості, що обчислюється за формулою

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (4.22)$$

де c_1 і c_2 – конструктивні коефіцієнти;

τ_{cr} – критичне дотичне напруження місцевої втрати стійкості, що обчислюється за формулою:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2}, \quad (4.23)$$

де μ – відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої.

Місцеву стійкість стиснутих поясів (рис. 4.7. а) слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість звису пояса не перевищує значень граничної умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf},$$

де b_{ef} – ширина звису полиці балки; t_f – товщина полиці балки; R_{yf} – розрахунковий опір сталі полиці; $\bar{\lambda}_{uf}$ – гранична умовна гнучкість полиці балки, яку слід визначати:

– для балок 1-го класу, а також бісталевих балок 2-го класу:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}},$$

де σ_c – нормальні напруження в стиснутому поясі

– для балок 2-го і 3-го класів з однорідної сталі при виконанні

вимог

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{iw},$$

де $\bar{\lambda}_{iw}$ – умовна гранична гнучкість стінки балки.

Стінки балок слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості:

– у балках 1-го класу – на ділянці довжини балки, в розрахункових перерізах якої значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}$ перевищує

3,2 за відсутності рухомого навантаження, прикладеного до пояса балки, або 2,2 – за наявності такого навантаження;

–у балках 2-го і 3-го класів – за будь-яких значень умовної гнучкості стінки на ділянці довжини балки, в розрахункових перерізах якої враховується розвиток обмежених пластичних деформацій, а на інших ділянках – як для балок 1-го класу.

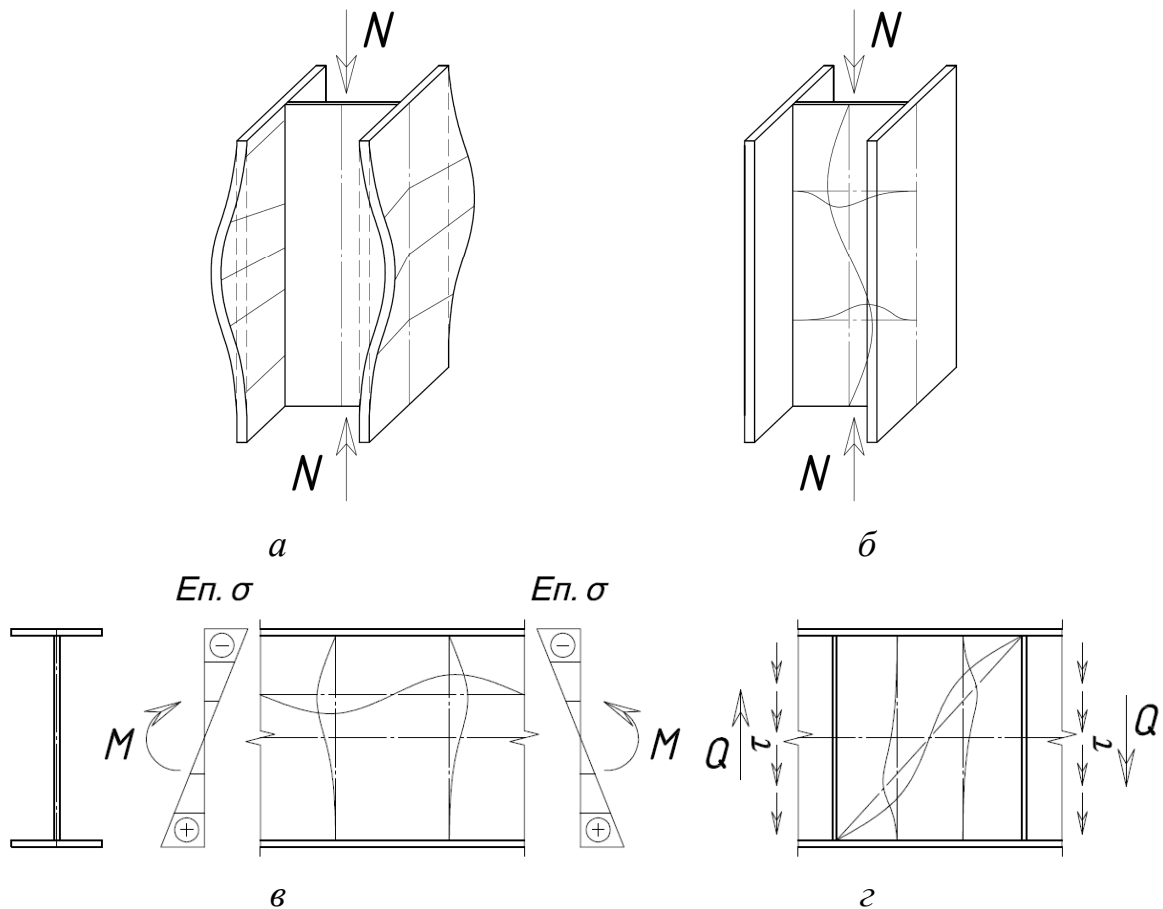


Рис. 4.7. Втрата місцевої стійкості:

a – полицею балки, колони при дії рівномірно розподіленого нормального напруження; *б* – те саме, стінкою центрально-стиснутої колони; *в* – стінкою балки, позациентрово-стиснутої колони при дії нормального напруження від згинального моменту; *г* – стінкою балки при дії дотичного напруження

Поперечні ребра жорсткості, як правило, слід встановлювати у місцях прикладення значних нерухомих зосереджених навантажень та в опорних перерізах балок.

Відстань між поперечними ребрами, як правило, не повинна перевищувати $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ і $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Місцеву стійкість стінок та поясів центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу слід вважати забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості їх не перевищує граничної умовної гнучкості, значення яких наведено у табл. 4.2.

Значення умовних гнучкостей стінки та полиці балок:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw};$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf}.$$

Таблиця 4.2

Формули для визначення граничної гнучкості стінок

Тип перерізу	Схема перерізу і ексцентриситет	Умови застосування формул	Гранична умовна гнучкість стінки $\bar{\lambda}_{uw}$
1-й		$1,0 \leq m_x \leq 10,0$ для двотавра $c_{\varphi_y} > \varphi_{ex}$	$\bar{\lambda}_x < 2,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$ (10.22)
			$\bar{\lambda}_x \geq 2,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x \leq 3,1$ (10.23)
2-й		$c_{\varphi_y} \leq \varphi_{ex}$ $1,0 \leq \alpha_{w1} \leq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw1} = \bar{\lambda}_{uw2} =$ $= 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 \left(2 - \alpha_{w1} + \sqrt{\alpha_{w1}^2 + 4\beta_{w1}^2} \right)}} \leq$ (10.24) $\leq 0,7 + 2,4\alpha_{w1}$
3-й		$1,0 \leq \alpha_{w1} \leq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} \leq 0,52 + 1,8\alpha_{w1}$ (10.25)
4-й		$1,0 \leq \frac{b_f}{h_{ef}} \leq 2,0$ $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = (0,4 + 0,07\bar{\lambda}_x) \left(1 + 0,25 \sqrt{2,0 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right)$ (10.26)

Запитання для самоконтролю:

1. За якою умовою виконується перевірка несучої здатності центрально-стиснутих стержнів?
2. За якою умовою виконується перевірка несучої здатності позакентрово-стиснутих стержнів?
3. За якою умовою виконується перевірка несучої здатності елементів, що працюють на згин?
4. Як обмежується місцева стійкість полиць та стінок перерізів?

РОЗДІЛ 5. КОМПАНУВАННЯ БАЛОЧНОЇ КЛІТИНИ. ПРОЕКТУВАННЯ БАЛОК ПЕРЕКРИТТЯ

Балка – несучий елемент суцільного перерізу, що працює на згин. Балки суцільного перерізу раціонально застосовувати при прольотах до 20м, для більших прольотів рекомендується переходити на стержневі решітчасті конструкції – ферми.

Система несучих балок перекриття або покриття називається балочною клітиною.

Залежно від кількості типів балок у балочній клітині розрізняють три принципові компоновальні схеми – **просту, нормальну і ускладнену**.

У **простій схемі** балочної клітини є тільки один тип балок, які розташовують з постійним кроком, зазвичай паралельно до меншої сторони будівлі. Крок балок настилу (БН) визначається розрахунком настилу (рис. 5.1).

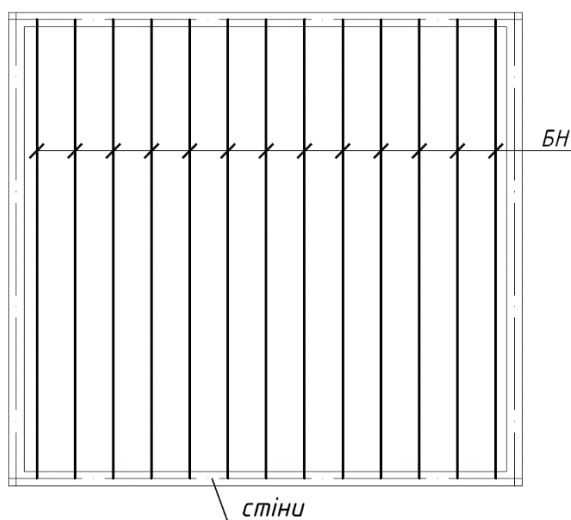


Рис. 5.1. Проста схема балочної клітини

Нормальна схема (рис. 5.2) включає два типи балок – головні (ГБ), що мають більший проліт і опираються на колони, та балки настилу (БН), які безпосередньо підтримують настил і спираються на головну балку.

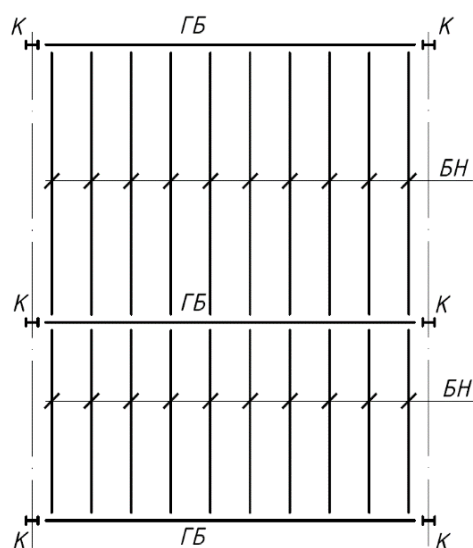


Рис. 5.2. Нормальна схема балочної клітини

Ускладнена схема (рис. 5.3) утворена балками трьох типів – головними (ГБ), допоміжними балками (ДБ) та балками настилу (БН).

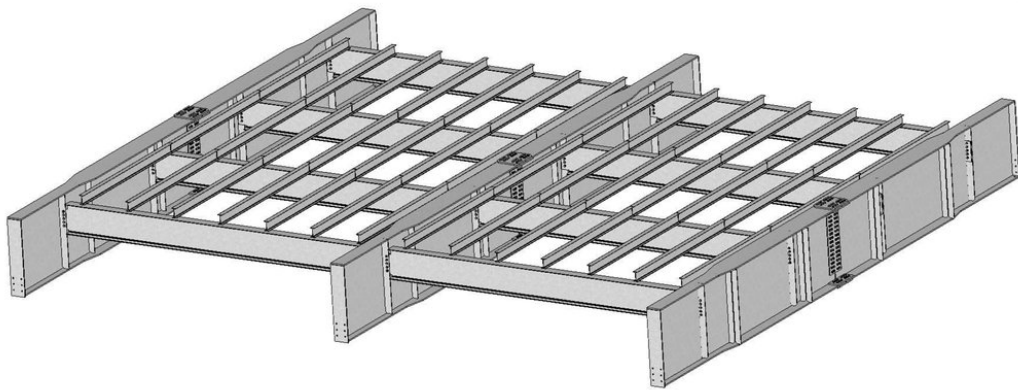
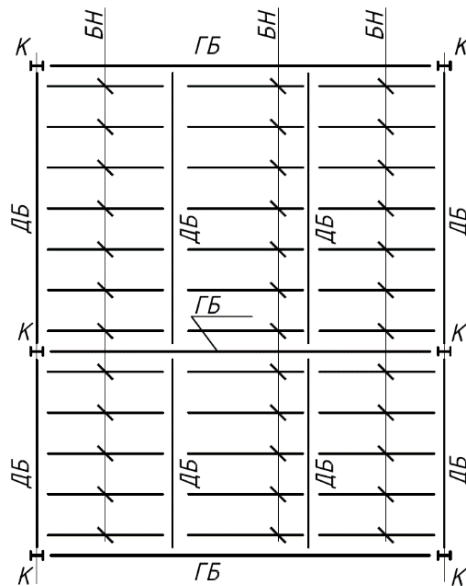


Рис. 5.3. Ускладнена схема балочної клітини

У робочих площадках виробничих будівель, як правило, застосовуються нормальні або ускладнені типи балочних клітин (рис. 5.4.), у яких балки опираються на колони, розміщені з певним кроком в поздовжньому та поперечному напрямках будівлі.

В балочних клітинах балки настилу проектується прокатними згідно ДСТУ 8768:2018 (додаток 8, табл. Д.11) або Euronorm 19-57 (додаток 8, табл. Д.9) і спираються на головні балки (рис. 5.4). Головні балки з двотаврів згідно Euronorm 19-57 (додаток 8, табл. Д.9) спираються на колони з прокатних широкополичних двотаврів згідно Euronorm 53-62 (додаток 8, табл. Д.10). Відстань між балками настилу (крок a , рис. 5.4.) залежить від типу настилу. За умови застосування металевого настилу з плоского або профільованного листа крок a приймається в межах від 0,6 до 1,5 м, а за умови використання залізобетонного настилу – 1,5–3,0 м.

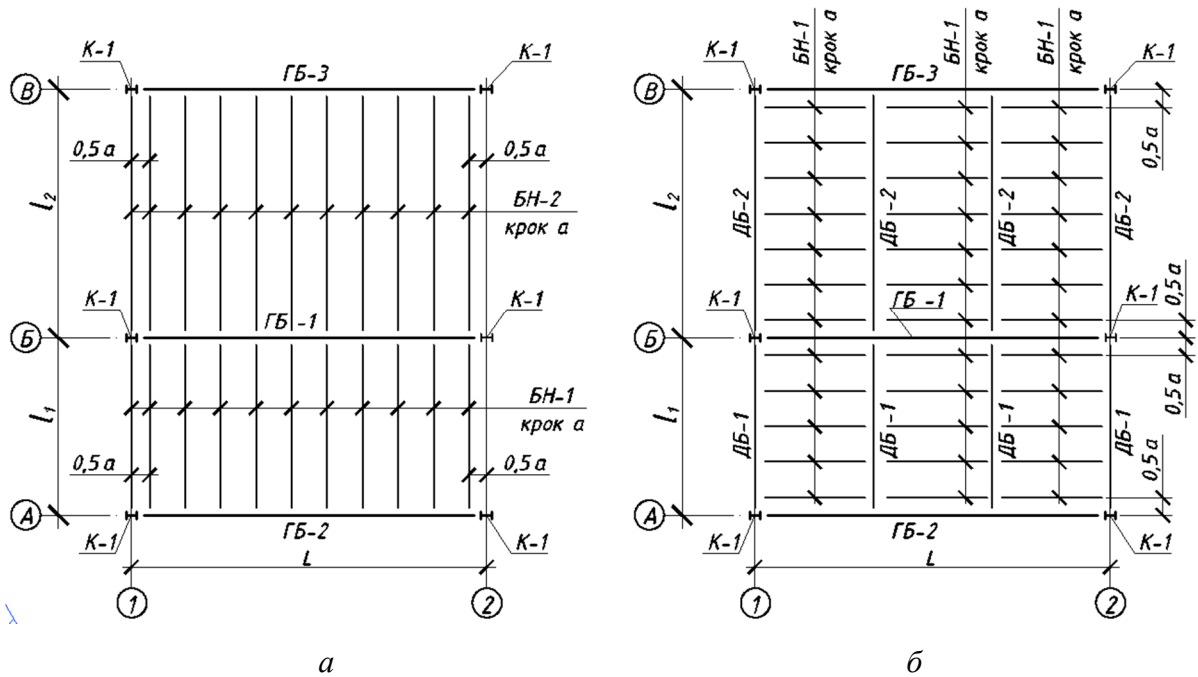


Рис. 5.4. Схеми балочних клітин робочих площадок виробничих будівель:
 а – нормальні схема; б – ускладнена схема.

Від схеми розташування балок залежить вибір типу сполучення балок між собою. Найпростіше для виготовлення і монтажу **поповерхове** сполучення (рис. 5.5, а), коли балка настилу безпосередньо опирається на розташовану нижче. Таке сполучення доцільне для нормальної схеми балкової клітини, проте потребує збільшення будівельної висоти перекриття $h_{б\text{уд}}$.

При сполученні **в одному рівні** (рис. 5.5, б) верхні пояси головних і допоміжних балок першого порядку суміщають на одній позначці, що дозволяє в межах заданого габариту перекриття збільшити висоту головних балок. Таке рішення використовують при нормальній схемі балкової клітки.

Понижене сполучення (рис. 5.5, в) характерне для ускладненої схеми балочної клітини, при цьому верхні пояси балок настилу II порядку, що поповерхово спираються на допоміжні I порядку, розташовуються в одному рівні з верхнім поясом головної балки, а допоміжні балки I порядку примикають до головної в межах її висоти. Незважаючи на деяку складність та трудомісткість такої конструкції в цілому, понижене сполучення дозволяє суттєво зменшити будівельну висоту перекриття.

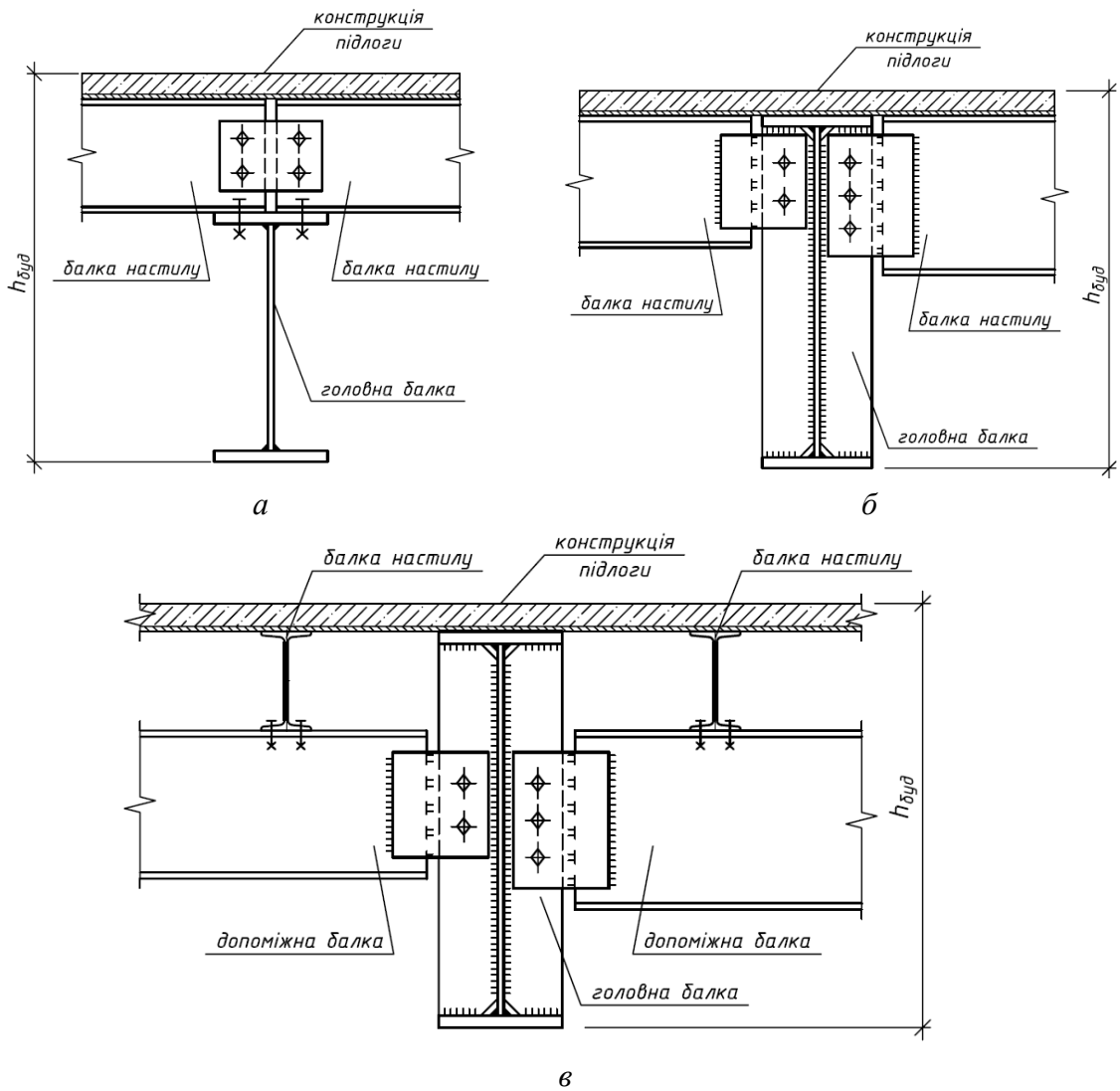


Рис. 5.5. Типи сполучення балок:
а – поповерхове; *б* – в одному рівні; *в* – понижене

Для визначення зусиль в несучих елементах каркасу необхідно виконати збір навантаження, який найзручніше виконати у табличній формі (табл. 5.1).

Визначення навантажень на 1м² перекриття

Складові навантаження	Характеристичне значення навантаження g_k , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження γ_{fe}	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження g_e , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження g_m , кН/м ²
1	2	3	4	5	6

На конструкції балочної клітини діють постійні навантаження від власної ваги елементів перекриття, а також тимчасове технологічне (корисне) навантаження.

Перш за все, визначається характеристичне значення навантаження, розподілене на 1м² за формулою:

$$g_k = t \rho, \quad (5.1)$$

де g_k – характеристичне значення навантаження;

ρ – густина відповідного елемента перекриття (див. дод. 5, табл. Д.6);

t – товщина відповідного елемента покриття.

Значення експлуатаційного розрахункового навантаження визначаються за формулою:

$$g_e = g_k \gamma_{fe}; \quad (5.2)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням, приймається за п.5.2. [6]. Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій и ґрунтів приймаються рівним характеристичному (п.5.2. [6]).

Значення граничного розрахункового навантаження визначається за формулою:

$$g_m = g_k \gamma_{fm}, \quad (5.3)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням, який приймається за додатком 4, табл. Д.4 для постійного навантаження, та за додатком 4, табл. Д.5 для корисного навантаження від устаткування, людей, складованих матеріалів і виробів.

Визначаємо середній коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим навантаженням за формулою:

$$\gamma_{fe}^{\Sigma} = \frac{g_m}{g_e}. \quad (5.4)$$

Розрахунок настилу

По верхнім поясам балок перекриття влаштовують шар суцільного настилу.

Існують три основні типи настилу, залежно від матеріалу, з якого він виготовляється: металевий, залізобетонний або комбінований.

Металевий настил виконується з плоского металевого листа, який приварюється до верхніх полиць балок (рис. 5.6).

Товщина настилу частіше за все призначається в залежності від граничного прогину, тому розрахунок настилу ведеться переважно за жорсткістю, використовуючи експлуатаційне розрахункове навантаження (II група граничних станів).



Рис. 5.6. Улаштування плоского металевого настилу по балкам

Для металевого настилу застосовують плоскі листи товщиною від 6 до 14 мм та профільовані товщиною – 0,3...3 мм. Настил працює на згин та осьовий розтяг, як пружна висяча конструкція.

Для обчислення необхідної товщини настилу чи найбільшого його прольоту використовують рівняння С. П. Тимошенка-А. Л. Телояна:

$$\frac{l}{\delta} = \frac{4n_0}{16} \left(1 + \frac{72E}{(1-\nu^2) \cdot g_e n_0^4} \right), \quad (5.5)$$

де $n_0 = \left(\frac{l}{f} \right)_u$ – граничне відношення прольоту настилу до його прогину, приймають $n_0 = 150$ за табл. 3.4;

ν – коефіцієнт Пуасона, який для сталі приймається $\nu = 0,3$;

E – модуль пружності матеріалу настилу, для сталі $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

g_e – експлуатаційне розрахункове навантаження на настил;

l – прольот робочого настилу;

δ – товщина робочого настилу.

Значення товщини робочого сталевго настилу δ також можна прийняти за таблицею 5.2.

Таблиця 5.2

Рекомендована товщина сталевго настилу δ , мм

Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	Крок балок настилу, м					
	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
10...15	6	6	8	10	12	12
16...20	6	8	10	12	14	14
21...25	6	8	10	12	14	–
26...30	8	10	12	14	–	–
31...35	8	10	14	14	–	–

Для зменшення товщини металевго листа підвищують його жорсткість шляхом надання трапецієподібної форми. Для виробництва профлиста використовують спеціальне обладнання, на якому методом послідовної прокатки гладкий оцинкований лист приймає трапецієподібну форму профнастилу (див. рис. 5.7).

Профільований настил розраховується як умовна балка одиничної ширини (вирізаємо ділянку профільованого настилу шириною 1м).

Кріплення профільованого настилу до металевих балок виконується за допомогою самонарізних гвинтів або приварюванням анкерних стержнів.

Перевірка міцності профільованого настилу на згин виконується за умовою (4.10).

Перевірка жорсткості виконується за умовою (3.8). Для шарнірно-опертого профільованого настилу умова (3.8) набуває вигляд:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_e l}{EI} \leq \frac{1}{150} \quad . \quad (5.6)$$

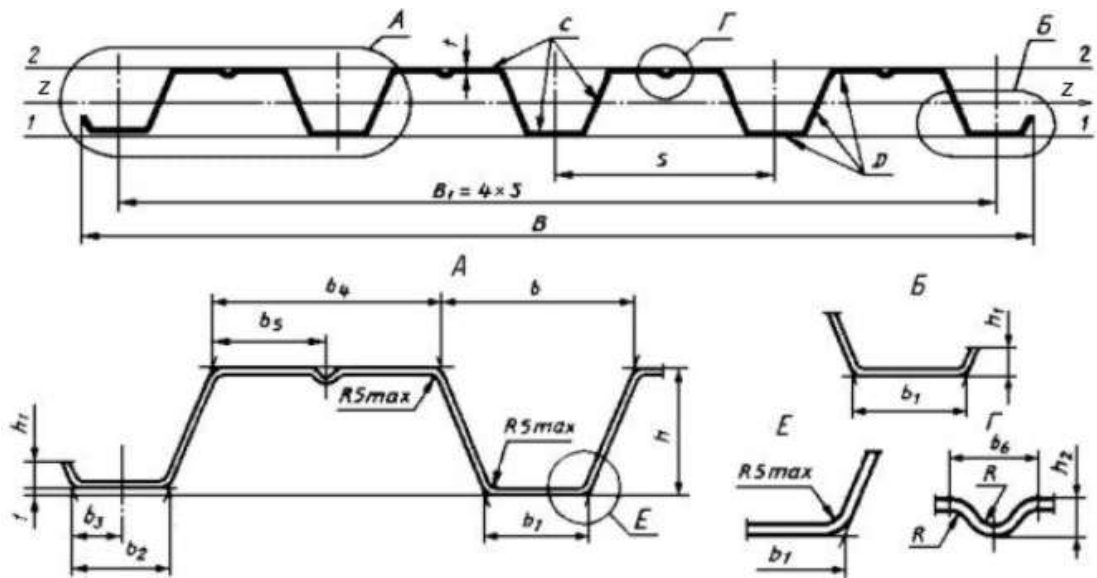


Рис. 5.7. Профільований металевий настил

Конструкція перекриття по профільованому металевому настилу може виконуватись легкою (рис. 5.8) або з заливкою залізобетонної плити (рис. 5.9).

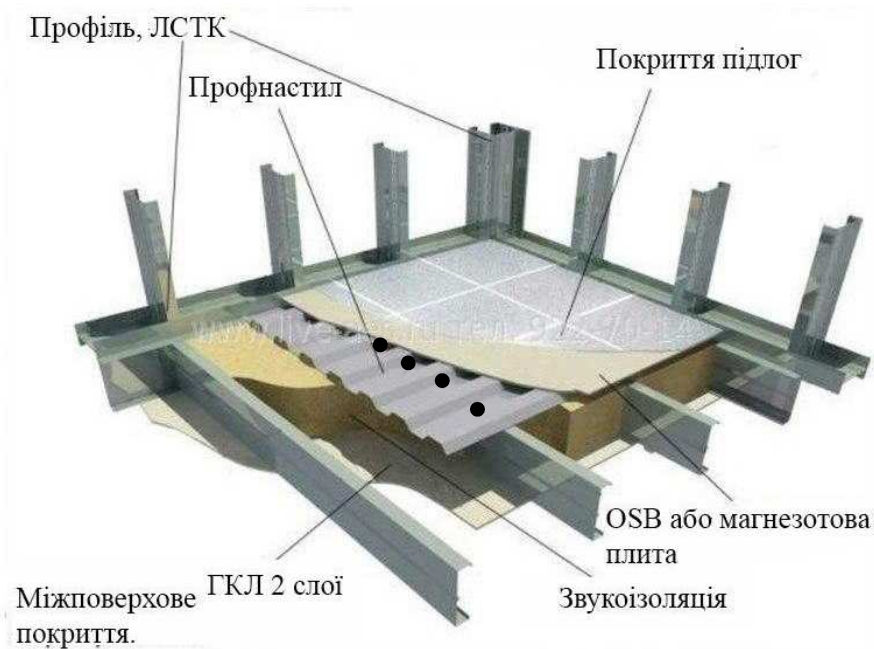


Рис. 5.8. Улаштування перекриття по профільованому металевому настилу з легким покриттям

Виконання залізобетонного настилу передбачає улаштування армованої залізобетонної плити по металевим балкам. Товщину монолітного залізобетонного настилу рекомендується приймати згідно даних табл. 5.3.

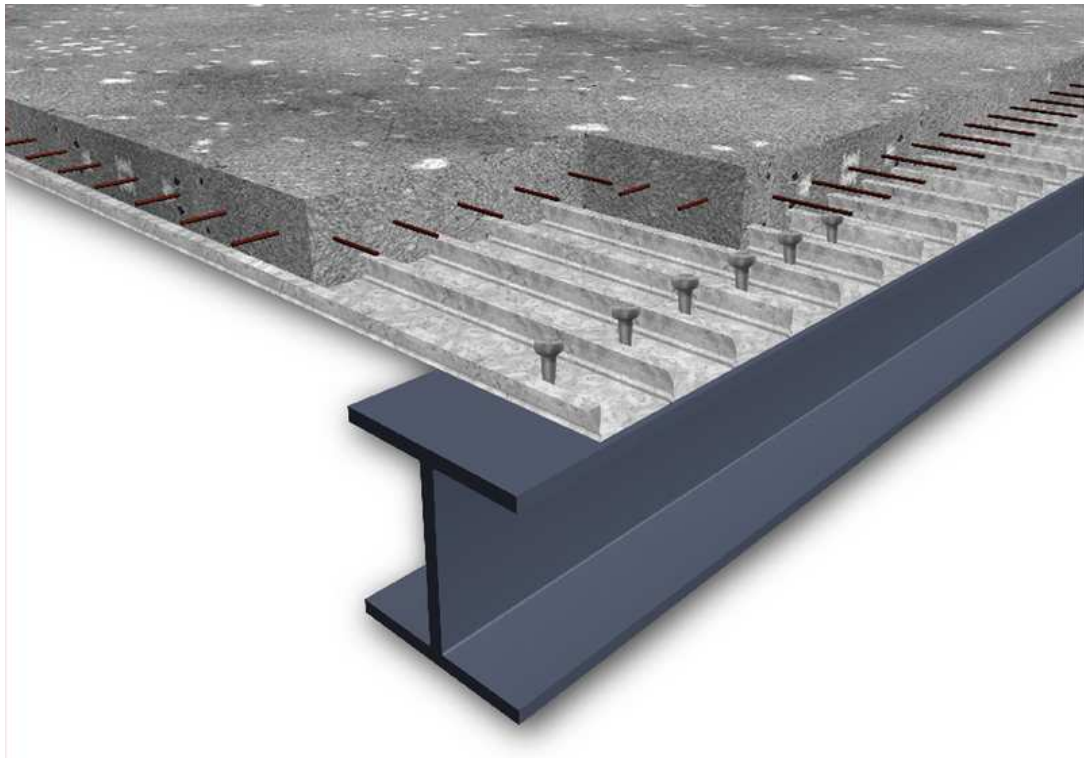


Рис. 5.9. Улаштування залізобетонного настилу

Комбінований настил складається з металевого профільованого листа, який використовується у якості незйомної опалубки для заливки залізобетонної плити (рис. 5.10). При цьому профільований настил розраховується на навантаження від власної ваги бетону на момент заливки, а несучу здатність після затвердіння бетону забезпечує армована залізобетонна плита. Рекомендовану товщину комбінованого настилу можна також приймати згідно даних табл. 5.3.

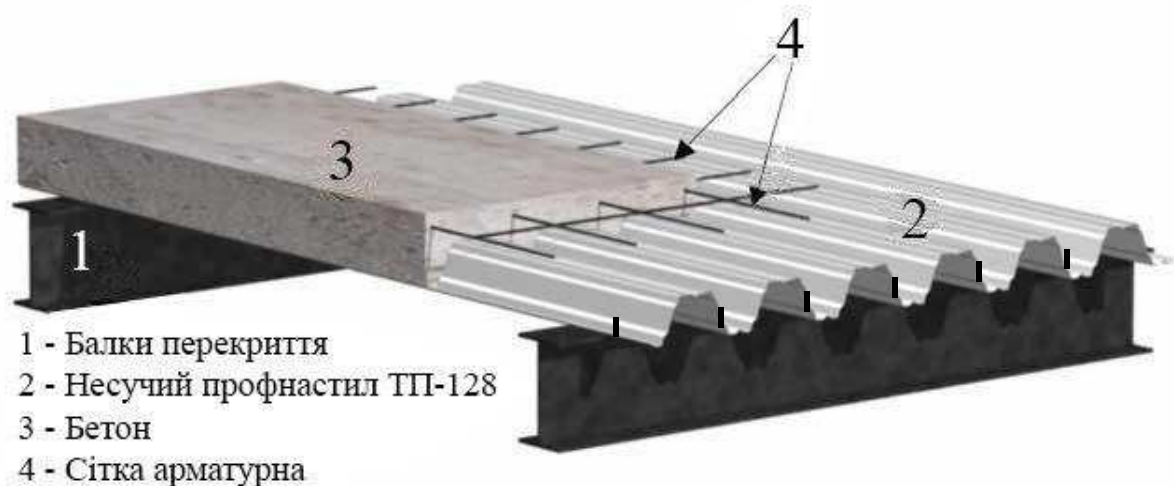


Рис. 5.10. Улаштування перекриття по профільованому металевому настилу з залізобетонною плитою

Рекомендована товщина залізобетонного настилу, мм

Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	Крок балок настилу, м					
	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	3.0
10...15	80	80...90	90...100	100...110	110...120	140...150
16...20	90	90...100	100...110	110...120	120...130	150...160
21...25	100	100...110	110...120	120...130	140...150	160...170
26...30	110	110...120	120...130	140...150	150...160	170...180
31...35	120	120...130	140...150	150...160	160...170	180...190

Приклад 1

Запроектувати конструкції балочної клітини робочої площадки.

Вихідні дані: прольот головної балки ГБ-1 $L=10$ м; прольот балки настилу БН-1 $l_1=5$ м; прольот балки настилу БН-2 $l_2=7$ м; відмітка верха колони $H=+4,000$; характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження $p_k = 10$ кН/м², крок балок настилу $a=1/10 \cdot L = 1$ м, відмітка верха фундаменту – 0,150.

Конструкції перекриття:

- асфальтобетон товщиною 30 мм;
- підстилюючий шар бетону – 100 мм;
- робочий настил.

Схема балочної клітини, поперечний і поздовжній розрізи каркаса робочої площадки з маркуванням несучих елементів конструкцій приведені на рис. 5.11.

Схема конструкції робочої площадки

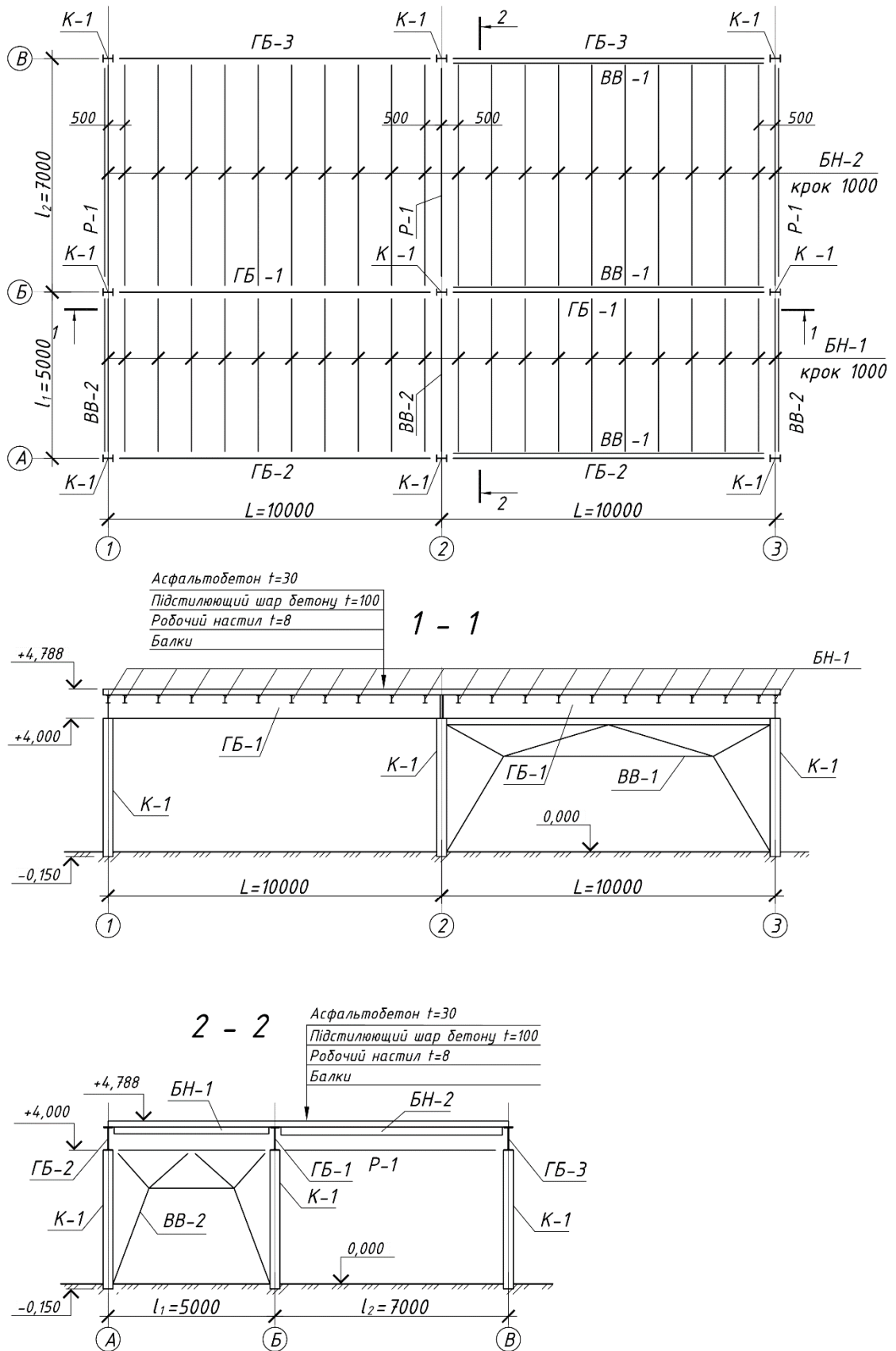


Рис. 5.11. Схема конструкції робочої площадки

Визначимо навантаження на 1 м^2 сталевій балочній клітині виробничої будівлі; клас наслідків будівлі – СС2; категорія конструкцій за призначенням: балки настилу, головні балки і колони – А згідно табл. 1.2, коефіцієнти надійності за відповідальністю: для розрахунку за першою групою граничних станів $\gamma_{nm} = 1,1$, для розрахунку за другою групою граничних станів $\gamma_{ne} = 0,975$. Склад перекриття приймається згідно завдання.

Характеристичне значення навантаження від елементів перекриття визначаємо з даними, наведеними в табл. Д.6 додатку 5.

Товщина сталевого настилу приймається залежно від експлуатаційного розрахункового значення тимчасового навантаження та кроку балок за табл. 5.2 та 5.3.

Таблиця 5.4

Визначення навантажень на 1 м^2 перекриття

Складові навантаження	Характеристичне значення навантаження g_k , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження γ_e	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження g_e , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження γ_m	Граничне розрахункове значення навантаження g_m , кН/м ²
I. Постійне навантаження					
1. Асфальтобетон ($t = 30$ мм; $\rho = 1900$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,03 \cdot 1900 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	0,56	1	0,56	1,3	0,73
2. Підстилюючий шар бетону ($t = 100$ мм; $\rho = 2000$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 2000 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	1,96	1	1,96	1,3	2,55
3. Робочий настил ($t = 8$ мм; $\rho = 7850$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,008 \cdot 7850 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	0,62	1	0,62	1,05	0,65
Всього від постійних навантажень	$g_k = 3,14$		$g_e = 3,14$		$g_m = 3,93$
II. Тимчасове корисне навантаження					
	$p_k = 10$	1	$p_e = 10$	1,2	$p_m = 12$
Всього			$(g_e + p_e) = 13,14$		$(g_m + p_m) = 15,93$
Всього з урахуванням коефіцієнтів надійності за відповідальністю $\gamma_{nm} = 1,1$ та $\gamma_{ne} = 0,975$			$(g_e + p_e) \gamma_{ne} = 12,81$		$(g_m + p_m) \gamma_{nm} = 17,52$

Середній коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим навантаженням:

$$\gamma_{fe}^{\Sigma} = \frac{g_m + p_m}{g_e + p_e} = \frac{17,52}{12,81} = 1,37.$$

Розрахунок балок настилу

Для розрахунку балок настилу необхідно знайти погонне експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень:

$$q_e = (g_e + p_e) \gamma_{ne} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fe} \gamma_{ne}; \quad (5.7)$$

$$q_m = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fm} \gamma_{nm}, \quad (5.8)$$

де $(g_e + p_e) \gamma_{ne}$ та $(g_m + p_m) \gamma_{nm}$ – експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю, в кН/м² (визначені в табл. 5.4);

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження (приймається за 5.2 [6]);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження (див. дод. 4 табл. Д.4, табл. Д.5);

a – крок балок настилу, м;

$g_{w,k}$ – характеристичне значення навантаження від власної ваги балки настилу, яке попередньо приймається в межах 0,3...0,5 кН/м.

Балки настилу розраховуються як однопрольотні розрізні.

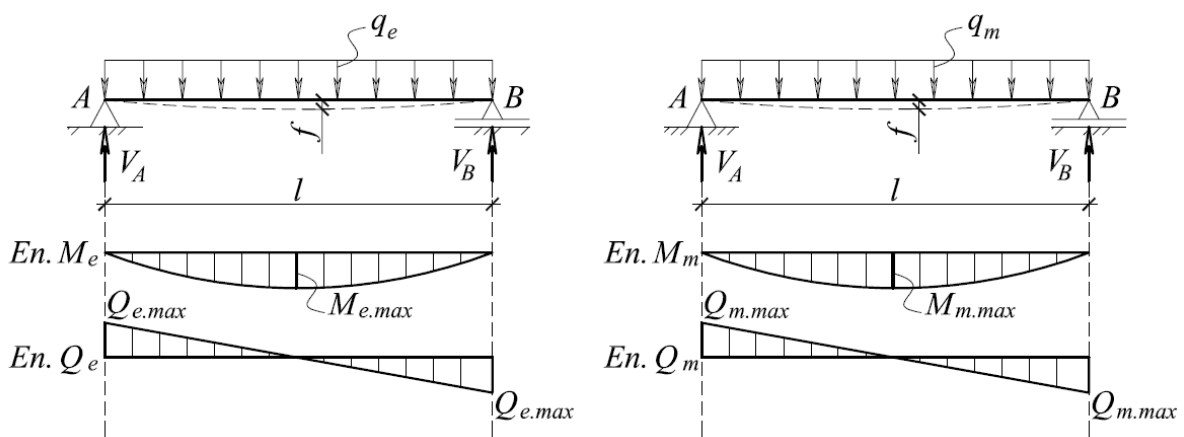


Рис. 5.12. Розрахункові схеми та зусилля у балках

Максимальні значення згинальних моментів та поперечних зусиль від експлуатаційного та граничного розрахункового значення навантажень слід визначати за формулами:

$$M_e = \frac{q_e \cdot l^2}{8}; \quad (5.9)$$

$$M_m = \frac{q_m \cdot l^2}{8}; \quad (5.10)$$

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l}{2}; \quad (5.11)$$

$$Q_m = \frac{q_m \cdot l}{2}, \quad (5.12)$$

де l – прольот балки настилу;

q_e, q_m – відповідно, експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень.

Умова міцності балок настилу від дії згинального моменту за I групою граничних станів перевіряється за умовою (4.10). З цієї формули можна визначити необхідний момент опору перерізу:

$$W_{n,\min} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.13)$$

де c_1 – коефіцієнт, який враховує розвиток обмежених пластичних деформацій і визначається залежно від співвідношення площі полицки та стінки балки (див. табл. 5.5);

R_y – розрахунковий опір сталі балок настилу за межею текучості (дод. 6, табл. Д.7);

γ_c – коефіцієнт умов роботи (дод. 7, табл. Д.8).

На етапі підбору перерізу попередньо приймається $c_1 = 1,12$, після підбору перерізу уточнюється; β – коефіцієнт, який при $\tau_y \leq 0,5R_s$ дорівнює: $\beta = 1$.

Таблиця 5.5

**Значення коефіцієнта c_1 для балок
двотаврового перерізу**

A_f / A_w	c_1
0,25	1,19
0,5	1,12
1,0	1,07
2,0	1,04

Проміжні значення в табл. 5.5 визначаються методами лінійної інтерполяції.

Для забезпечення жорсткості балки (розрахунок за II групою граничних станів) виконується за умовою:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_e \cdot l}{E \cdot I_x} \leq \left(\frac{f}{l} \right)_u, \quad (5.14)$$

де f – прогин балки настилу;

l – прольот балки настилу;

M_e – максимальний момент в балці від експлуатаційного розрахункового значення навантаження;

E – модуль пружності сталі $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

$\left(\frac{f}{l} \right)_u$ – граничний відносний прогин балки, що приймається за

табл. 3.4;

I_x – момент інерції перерізу балки настилу брутто.

Необхідний момент інерції перерізу з формули (5.14):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u, \quad (5.15)$$

За отриманими значеннями необхідного моменту опору і моменту інерції підбирається за сортаментом (додаток 8, табл. Д.9, табл. Д.11) профіль, момент опору і момент інерції якого більше, але максимально наближений до необхідного.

Перевірка на зріз за максимальними дотичними напруженнями на опорі виконується за умовою (4.11), яка спрощується до вигляду:

$$\frac{Q_m \gamma_n}{h_w s R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (5.16)$$

де h_w и s – відповідно, висота і товщина стінки балки настилу;

$R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір сталі на зріз (дод. 6, табл. Д.7).

Якщо умова не виконується, обираємо наступний профіль із сортаменту і повторно виконуємо перевірку несучої здатності.

Приклад 2

Розрахунок балки настилу БН-1

Вихідні дані: прольот балки настилу БН-1 $l_1 = 5$ м, крок балок $a = L/10 = 1$ м, $g_{w,k} \approx 0,4$ кН/м.

Погоне навантаження на балку настилу БН-1:

$$q_e = (g_e + p_e) \gamma_{ne} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fe} \gamma_{ne}; \quad (5.17)$$

$$q_m = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fm} \gamma_{nm}; \quad (5.18)$$

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,2 \text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 17,98 \text{ кН/м}.$$

Визначимо максимальне зусилля в балці.

Максимальні згинальні моменти за (5.9), (5.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,2 \cdot 5^2}{8} = 41,25 \text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{17,98 \cdot 5^2}{8} = 56,19 \text{ кНм}.$$

Максимальне поперечне зусилля за (5.11), (5.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,2 \cdot 5}{2} = 33,1 \text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{17,98 \cdot 5}{2} = 44,95 \text{ кН}.$$

Розрахункова схема та внутрішні зусилля в балці БН-1 приведені на рис. 5.13.

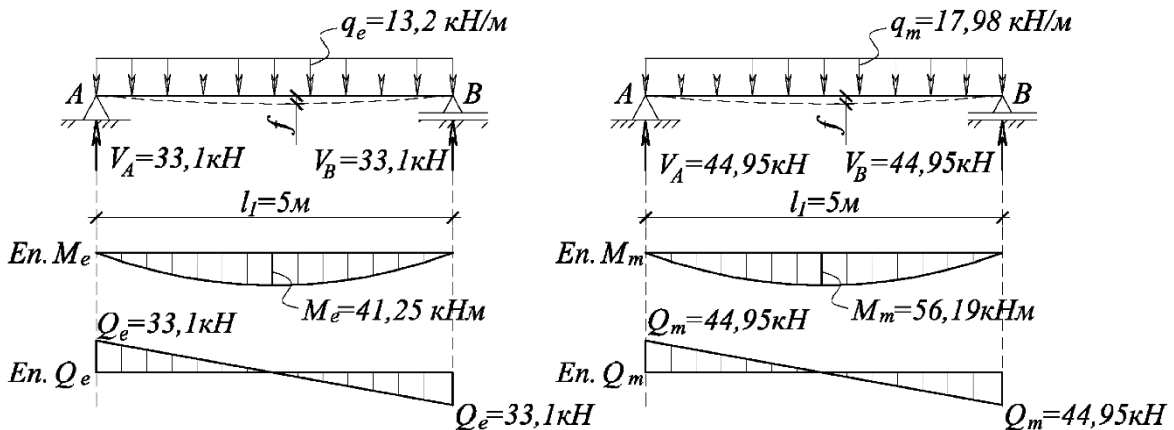


Рис. 5.13 Розрахункова схема та зусилля в балці БН-1

Необхідний момент опору з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій за (5.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$W_{x,n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,06 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 208,98 \text{ см}^3,$$

де $c_1 = 1,12$;

$R_y = 240 \text{ МПа}$ (С255 при $t=4-20 \text{ мм}$);

$\gamma_c = 1,0$ табл. Д.8 дод. 7;

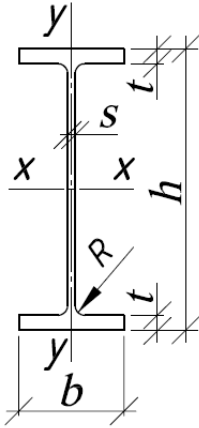
$\beta = 1,0$ ($\tau=0$)

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо за формулою (5.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{41,25 \cdot 5 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4} \cdot 200 = 2086 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом до 6 м $f_u = l / 200$ (табл. 3.4).

За табл. Д.9, дод. 8 приймаємо двотавр ІРЕ 220 з такими геометричними характеристиками:



$$\begin{aligned} I_x &= 2772 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 2086 \text{ см}^4, \\ W_{el,x} &= 252 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 208,98 \text{ см}^3, \\ A &= 33,4 \text{ см}^2, \\ h &= 220 \text{ мм}, \\ b &= 110 \text{ мм}, \\ t &= 9,2 \text{ мм}, \\ s &= 5,9 \text{ мм}, \\ R &= 12 \text{ мм}, \\ m &= 26,2 \text{ кг/м}. \end{aligned}$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 9,2мм розрахунковий опір стал за табл. Д.7, дод. 6:

$$R_y = 250 \text{ МПа (C255 при } t=4-10 \text{ мм)}$$

Уточнюємо навантаження та зусилля в балці.

Навантаження на балку:

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + (26,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,1 \text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + (26,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 17,90 \text{ кН/м}.$$

Максимальні згинальні моменти за (5.9), (5.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,1 \cdot 5^2}{8} = 40,93 \text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{17,90 \cdot 5^2}{8} = 55,94 \text{ кНм}$$

Максимальне поперечне зусилля за (5.11), (5.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,1 \cdot 5}{2} = 32,75 \text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{17,90 \cdot 5}{2} = 44,75 \text{ кН}$$

Площа перерізу поясу та стінки двотаврового профілю:

$$A_f = b \cdot t = 11 \cdot 0,92 = 10,12 \text{ см}^2; \quad A_w = A - 2A_f = 33,4 - 2 \cdot 10,12 = 13,16 \text{ см}^2$$

$$A_f / A_w = 10,12 / 13,16 = 0,77 \text{ за табл. 5.5 коефіцієнт } c_1 = 1,093$$

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{55,94 \cdot 10^2}{1,093 \cdot 1,0 \cdot 252 \cdot 250 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,81 < 1$$

Перевіримо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{40,93 \cdot 5 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 2772} = 0,004 < \left(\frac{f}{l} \right)_u = \frac{1}{200} = 0,005$$

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 220 - 2 \cdot 9,2 - 2 \cdot 12 = 177,6 \text{ мм.}$$

Перевіряємо дотичні напруження в поперечному перерізі балки на опорі за умовою (5.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$\frac{Q_m \gamma_n}{h_w s R_s \gamma_c} = \frac{44,75 \cdot 10}{17,76 \cdot 0,59 \cdot 0,58 \cdot 250 \cdot 1,0} = 0,295 < 1.$$

Таким чином, умова міцності та жорсткості балки БН-1 забезпечена.

Розрахунок балки настилу БН-2

Вихідні дані: прольот балки настилу БН-2 $l_2 = 7\text{м}$, крок балок $a = L/10 = 1\text{ м}$, $g_{w,k} \approx 0,4\text{ кН/м}$.

Так як крок балок настилу БН-2 такий самий, як і балок БН-1, погонне навантаження на них ідентичне:

$$q_e = 13,2 \text{ кН/м,}$$

$$q_m = 17,98 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо внутрішні зусилля в балці.

Максимальні згинальні моменти за (5.9), (5.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_2^2}{8} = \frac{13,2 \cdot 7^2}{8} = 80,85 \text{ кНм,} \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_2^2}{8} = \frac{17,98 \cdot 7^2}{8} = 110,13 \text{ кНм}$$

.

Максимальне поперечне зусилля за (5.11), (5.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_2}{2} = \frac{13,2 \cdot 7}{2} = 46,2 \text{ кН,} \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_2}{2} = \frac{17,98 \cdot 7}{2} = 62,93 \text{ кН.}$$

Необхідний момент опору з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій за (5.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$W_{x.n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{110,13 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 409,7 \text{ см}^3,$$

де $c_1 = 1,12$;

$R_y = 240\text{ МПа}$ (С255 при $t=4-20\text{ мм}$);

$\gamma_c = 1,0$ табл. Д.8 дод. 7;

$\beta = 1,0$.

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо за (5.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_2}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{80,85 \cdot 10^2 \cdot 7 \cdot 10^2}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 250 = 7154,5 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом більше 6 м $f_u = l / 250$ (табл. 3.4).

Розрахункова схема та внутрішні зусилля балки БН-2 приведені на рис. 5.14.

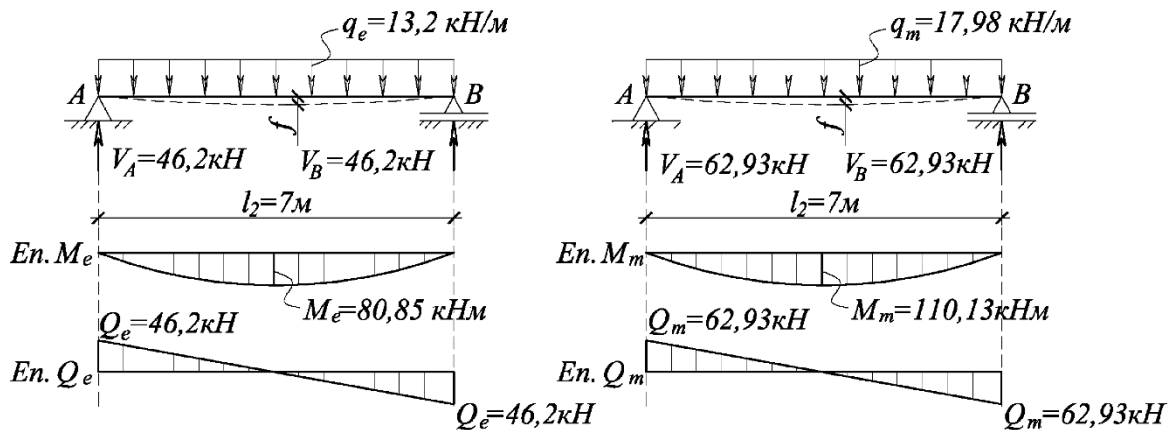
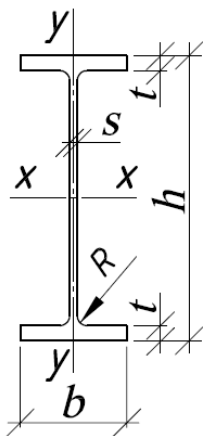


Рис. 5.14. Розрахункова схема та зусилля в балці БН-2

За табл. Д.9, дод. 8 приймаємо двотавр ІРЕ-300 з наступними геометричними характеристиками:



$$I_x = 8356 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 7154,5 \text{ см}^4,$$

$$W_{el,x} = 557 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 409,7 \text{ см}^3,$$

$$A = 53,8 \text{ см}^2,$$

$$h = 300 \text{ мм},$$

$$b = 150 \text{ мм},$$

$$t = 10,7 \text{ мм},$$

$$s = 7,1 \text{ мм},$$

$$R = 15 \text{ мм},$$

$$m = 42,2 \text{ кг/м}.$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 10,7мм розрахунковий опір стал за табл. Д.7, дод. 6:

$$R_y = 240 \text{ МПа (С255 при } t=10-20 \text{ мм)}$$

Уточнюємо навантаження та зусилля в балці.

Навантаження на балку:

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + (42,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,21 \text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + (42,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 18,0 \text{ кН/м}.$$

Максимальні згинальні моменти за (5.9), (5.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,21 \cdot 7^2}{8} = 80,91 \text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{18,0 \cdot 7^2}{8} = 110,25 \text{ кНм}$$

Максимальне поперечне зусилля за (5.11), (5.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,21 \cdot 7}{2} = 46,24 \text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{18,0 \cdot 7}{2} = 63,0 \text{ кН}$$

Площа перерізу поясу та стінки двотаврового профілю:

$$A_f = b \cdot t = 15 \cdot 1,07 = 16,05 \text{ см}^2; \quad A_w = A - 2A_f = 53,8 - 2 \cdot 16,05 = 21,7 \text{ см}^2$$

$$A_f / A_w = 16,05 / 21,7 = 0,74 \text{ за табл. 5.5 коефіцієнт } c_1 = 1,096$$

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{110,25 \cdot 10^2}{1,096 \cdot 1,0 \cdot 557 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,75 < 1$$

Перевіримо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{80,91 \cdot 7 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 8356} = 0,003 < \left(\frac{f}{l} \right)_u = \frac{1}{250} = 0,004$$

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 300 - 2 \cdot 10,7 - 2 \cdot 15 = 248,6 \text{ мм.}$$

Перевіряємо дотичні напруження в поперечному перерізі балки на опорі за умовою (5.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$\frac{Q_{m.\max}}{h_w s R_s \gamma_c} = \frac{63,0 \cdot 10}{24,86 \cdot 0,71 \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 1,0} = 0,256 < 1.$$

Таким чином, умова міцності та жорсткості балки БН-2 забезпечена.

Розрахунок головної балки

Розрахункова схема головної балки залежить від обраного типу балочної клітини.

Розраховуємо максимально навантажену балку ГБ-1 як однопрольотну розрізну. Для нормальної схеми балочної клітини розрахункова схема головної балки представляє собою стержень на двох шарнірних опорах, завантажених зосередженими зусиллями в місцях спирання балок настилу (див. рис. 1.3).

Зосереджені зусилля від граничного розрахункового значення навантаження слід визначати за формулою:

$$F_m = Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2} + G_{w,k}^{GB} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \quad (5.19)$$

де Q_m^{BH-1} , Q_m^{BH-2} – максимальне значення поперечного зусилля (опорні реакції) від граничного розрахункового значення навантаження балок БН-1 і БН-2 відповідно; $G_{w,k}^{GB}$ – характеристичне значення навантаження від власної ваги головної балки, попередньо можна приймати в межах 5% від граничного розрахункового навантаження на неї:

$$G_{w,k}^{GB} = 0,05 \cdot (Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2}). \quad (5.20)$$

Зосереджені зусилля від експлуатаційного розрахункового значення навантаження визначаються за формулою:

$$F_e = \frac{F_m}{\gamma_{fe}^{\Sigma}}, \quad (5.21)$$

де γ_{fe}^{Σ} – середній коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням.

Для спрощення розрахункової схеми приведемо навантаження від зосереджених зусиль до рівномірно розподіленого по прольоту головної балки:

$$q_e^{GB} = F_e / a; \quad (5.22)$$

$$q_m^{GB} = F_m / a. \quad (5.23)$$

Остаточна розрахункова схема представлена на рис. 5.15.

Подальший розрахунок виконується в послідовності, аналогічній розрахунку балок настилу, але з урахуванням того, що головна балка належить до 1го класу перерізів за напружено-деформованим станом, тобто балка працює в межах пружної роботи сталі, при цьому у виразі (5.13) коефіцієнти c_1 та β приймаються такими, що дорівнюють одиниці.

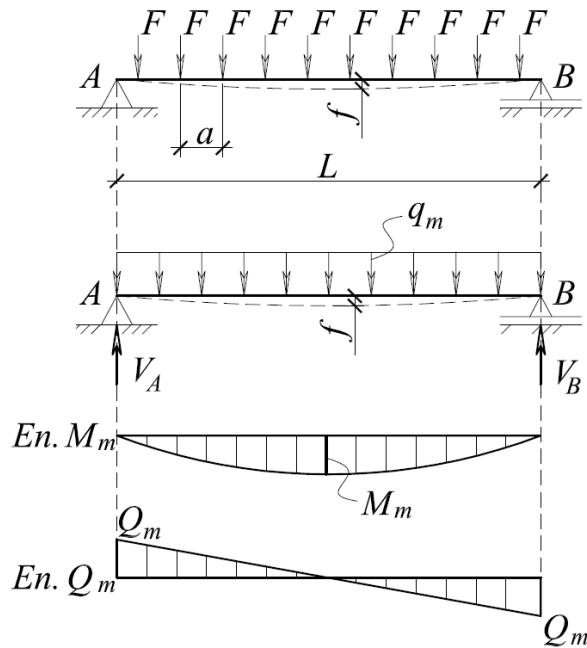


Рис. 5.15. Розрахункова схема та зусилля у головній балці

Приклад 3

Розрахунок головної балки ГБ-1

Вихідні дані: прольот головної балки ГБ-1 $L=10$ м.

Головна балка ГБ-1 завантажена опорними реакціями балок настилу БН-1 і БН-2. Зосереджене зусилля від граничного розрахункового значення навантаження, яке діє на головну балку з кроком 1м:

$$\begin{aligned}
 F_m &= Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2} + 0,05 \cdot (Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2}) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = \\
 &= 44,75 + 63,0 + 0,05 \cdot (44,75 + 63,0) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 113,97 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Зосереджене зусилля від експлуатаційного розрахункового значення навантаження, яке діє на балку з кроком 1м:

$$F_e = \frac{F_m}{\gamma_{fe}} = \frac{113,97}{1,37} = 83,19 \text{ кН}.$$

Так як на головну балку діє більше п'яти зосереджених зусиль, зосереджені зусилля можна замінити еквівалентним рівномірно-розподіленим навантаженням:

$$q_m = \frac{F_m}{a} = \frac{113,97}{1} = 113,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_e = \frac{F_e}{a} = \frac{83,19}{1} = 83,19 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

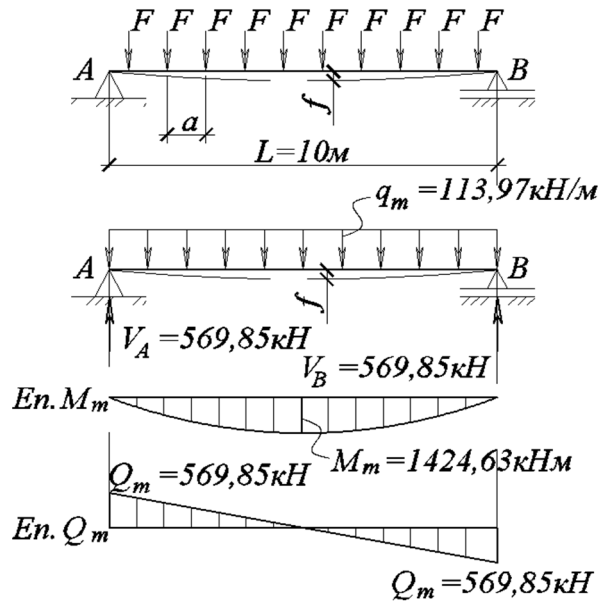


Рис. 5.16. Розрахункова схема та зусилля в балці ГБ-1

Виконуємо підбір перерізу балки.

Максимальні згинальні моменти за (5.9), (5.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot L^2}{8} = \frac{83,19 \cdot 10^2}{8} = 1039,88 \text{ кНм},$$

$$M_m = \frac{q_m \cdot L^2}{8} = \frac{113,97 \cdot 10^2}{8} = 1424,63 \text{ кНм}$$

Максимальне значення поперечного зусилля за (5.11), (5.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot L}{2} = \frac{83,19 \cdot 10}{2} = 415,95 \text{ кН},$$

$$Q_m = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{113,97 \cdot 10}{2} = 569,85 \text{ кН}.$$

Необхідний момент опору перерізу без урахування розвитку обмежених пластичних деформацій за (5.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$W_{x,n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1424,63 \cdot 10^2}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 1,0 \cdot 10^{-1}} = 5935,96 \text{ см}^3,$$

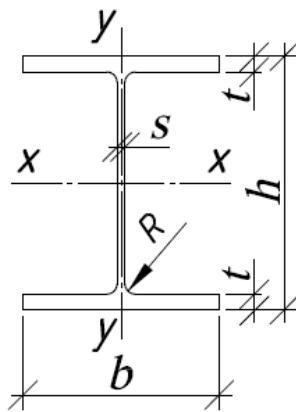
де $c_1 = 1,0$; $\beta = 1,0$
 $R_y = 240 \text{ МПа}$ (С255 при $t=4-20 \text{ мм}$);
 $\gamma_c = 1,0$ дод. 7, табл. Д.8.

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо з формули (5.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot L}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{1039,88 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 10^2}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 250 = 131457 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом більше 6 м $f_u = l / 250$ (табл. 3.4).

За табл. Д.10 дод. 8 приймаємо двотавр НЕВ650 з такими геометричними характеристиками:



$$I_x = 210600 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 131457 \text{ см}^4$$

$$W_x = 6480 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 5435,96 \text{ см}^3$$

$$A = 286 \text{ см}^2$$

$$h = 650 \text{ мм}$$

$$b = 300 \text{ мм}$$

$$t = 31 \text{ мм}$$

$$s = 16 \text{ мм}$$

$$R = 27 \text{ мм}$$

$$m = 224,51 \text{ кг/м}$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 31 мм розрахунковий опір стал за табл. Д.7, дод. 6:

$$R_y = 230 \text{ МПа (C255 при } t=20-40 \text{ мм)}$$

Перевіримо необхідність коригування навантаження на балку:

$$G_{w,k}^{ГБ} = 0,05 \cdot (Q_m^{БН-1} + Q_m^{БН-2}) = 0,05(44,75 + 63,0) = 5,3875 \text{ кН/м}$$

Звідси маса на 1 м.п. балки:

$$m = 5,3875 \cdot 1000 / 9,81 = 549,18 \text{ кг/м} > 224,51 \text{ кг/м} - \text{отже уточнення}$$

зусиль, в запас надійності виконувати не будемо.

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1424,63 \cdot 10^2}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 6480 \cdot 230 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,96 < 1$$

Отже міцність забезпечена.

Перевіримо жорсткість балки за другою групою граничних станів:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{1039,88 \cdot 10 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 210600} = 0,002 < \left(\frac{f}{l} \right)_u = \frac{1}{250} = 0,004$$

Отже жорсткість балки забезпечена.

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 650 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 27 = 534 \text{ мм}$$

Перевіряємо дотичні напруження в перерізі балки на опорі за (5.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$\frac{Q_m \cdot \gamma_n}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{569,85 \cdot 10 \cdot 1,0}{53,4 \cdot 1,6 \cdot 0,58 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,50 < 1.$$

Таким чином, міцність та жорсткість балки забезпечено.

Разрахунок торцевого опорного ребра головної балки

Для передачі опорних реакцій від головних балок на колони, як правило, застосовують торцеві опорні ребра. Опорні частини балок можуть бути виконані з торцевими ребрами або без опорних ребер (рис. 5.17). Опорні частини балок без ребер (рис. 5.17 а) приймають при невеликих навантаженнях. В цьому випадку стінка балки над опорою повинна бути перевірена на стійкість як умовний стояк, що працює на центральний стиск.

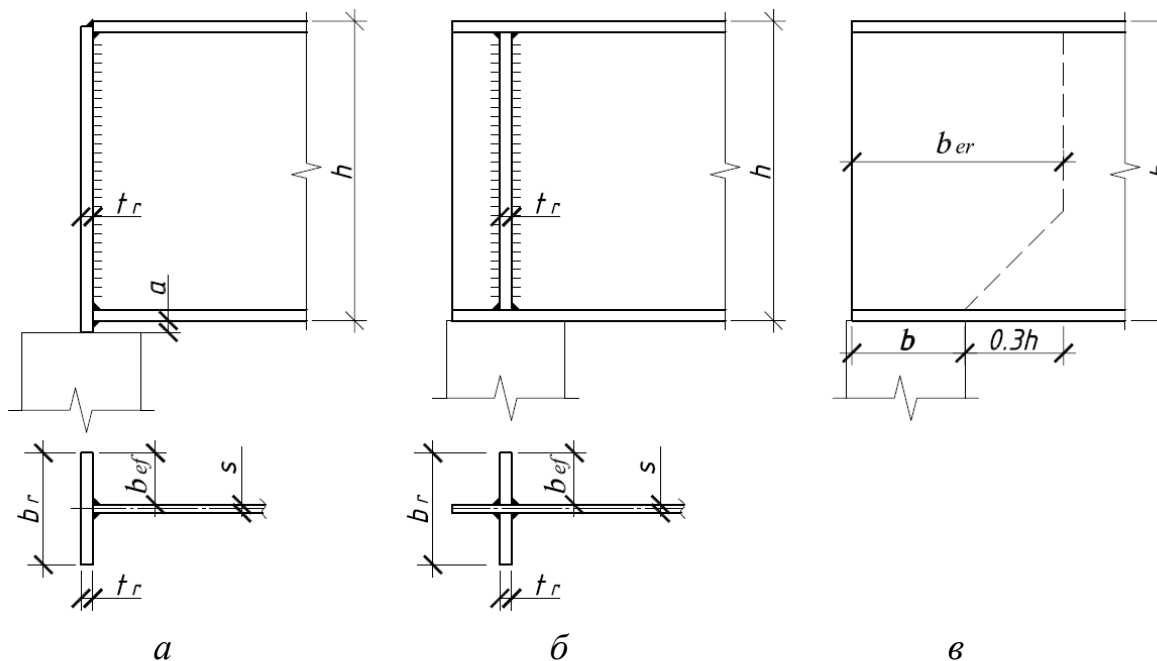


Рис. 5.17. Типи опорних конструкцій головних балок:

а – з торцевим опорним ребром; б – з неторцевим опорним ребром; в – без опорного ребра

Умова стійкості опорної частини балки без опорного ребра (рис. 5.17 а):

$$\frac{V \cdot \gamma_n}{t_w b_{er} \varphi R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.24)$$

де b_{er} – умовна довжина ділянки стінки, що включається в роботу;
 t_w – товщина стінки балки;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, визначений за гнучкістю λ умовного стояка висотою $0,7h$ (h – повна висота балки) з площею перерізу $b_{ef} t_w$.

Радіус інерції перерізу умовного стояка обчислюють відносно серединної осі стінки балки:

$$i = t_w / \sqrt{12}. \quad (5.25)$$

Опорні ребра (рис. 5.17 а) розраховують на зминання торцевої поверхні:

$$\frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot t_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (5.26)$$

де $Q_m^{ГБ}$ – опорна реакція балки від граничного розрахункового значення навантаження;

b_r і t_r – ширина та товщина торцевого опорного ребра;

R_p – розрахунковий опір сталі на зминання;

$R_p = R_u$ приймається за дод. 6, табл. Д.7.

Ширина опорного ребра b_r попередньо може прийматись рівною ширині полицок головної балки.

Необхідна товщина торцевого опорного ребра з умови міцності на зминання:

$$t_r = \frac{Q_{m,\max}^{ГБ} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot R_p \cdot \gamma_c}. \quad (5.27)$$

Мінімальна товщина опорного ребра для забезпечення місцевої стійкості:

$$t_r = 3b_{ef} \sqrt{R_y / E}. \quad (5.28)$$

Для забезпечення щільного примикання по всій поверхні контакта опорного ребра з опорою, торці ребра необхідно вирівнювати шляхом фрезерування та стругання.

Остаточно приймаємо товщину опорного ребра згідно дод. 10 табл. Д.14, з урахуванням умов (5.27) і (5.28).

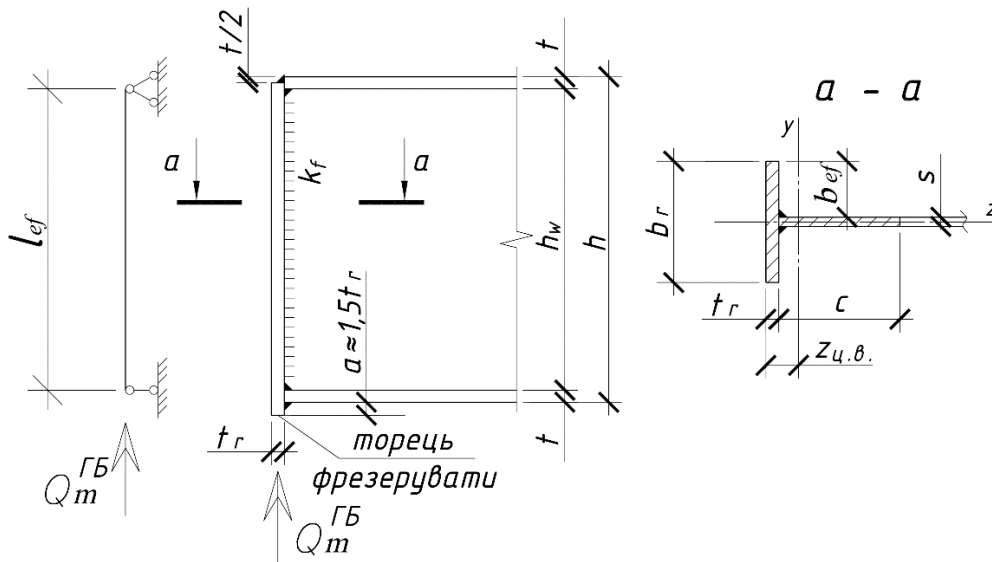


Рис. 5.18. Конструкція та розрахункова схема торцевого опорного ребра головної балки

Після призначення габаритів торцевого опорного ребра необхідно виконати перевірку його стійкості як умовного центрально-стиснутого стержня, навантаженого опорною реакцією балки, в площині, перпендикулярній площині стінки (рис. 5.18), за формулою:

$$\frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (5.29)$$

де A_{ef} – розрахункова площа умовного стержня, яка складається з площі ребра та площі стійкої частини стінки шириною c , привареної до торцевого ребра:

$$A_{ef} = b_s \cdot t_s + c \cdot t_w; \quad (5.30)$$

$$c = 0,65 \cdot t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який приймається залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ і форми перерізу (дод. 11, табл. Д.15).

Стійкість необхідно перевіряти у площині найменшої жорсткості:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{h_w}{i_z}; \quad (5.31)$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (5.32)$$

Радіус інерції перерізу опорного ребра:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{ef}}}. \quad (5.33)$$

Момент інерції перерізу відносно центра ваги:

$$I_z = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12}. \quad (5.34)$$

У випадку невиконання умов несучої здатності, необхідно збільшити товщину торцевого опорного ребра і повторити відповідні перевірки.

Зварні шви, які поєднують торцеве ребро зі стінкою головної балки, необхідно розраховувати на дію опорної реакції. При цьому враховується, що розрахункова довжина кутових швів, які сприймають опорну реакцію, не перевищують $85\beta_f k_f$, і одночасно висоти стінки h_w , тому мінімальні катети зварних швів визначаються за формулами:

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{Q_m^{ГБ}}{85nR_{wf}\gamma_c}}, \quad (5.35)$$

де β_f – коефіцієнт для розрахунку кутового шва за металом, який приймається за дод. 15 табл. Д.24;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів на зріз за металом шва приймаються за дод. 15 табл. Д.26;

$n=2$ – кількість зварних швів.

Отримане значення k_f приймається не менше значень, вказаних в табл. Д.25, дод. 15 і перевіряють виконання умов:

$$l_w = h_w \geq 85\beta_f k_f. \quad (5.36)$$

Якщо умова не виконується, необхідно збільшити катет шва.

При цьому перевіряється, щоб катети зварних швів не перевищували значень $k_f \leq 1,2 t_{\min}$, де t_{\min} – мінімальна товщина елементів, які з'єднуються.

Горизонтальні зварні шви, які поєднують опорне ребро з полічками головної балки, за наявності вертикальних швів по стінці, призначаються конструктивно з мінімальними катетами.

Приклад 4

Розрахунок опорного ребра головної балки

Вихідні дані: ширина опорного ребра b_r попередньо приймається рівною ширині полиці головної балки– 300мм.

Сталь С255: при $t = 10-20$ мм $R_p = R_u = 360$ МПа, $\gamma_c=1,0$.

Товщина опорного ребра з умов міцності на зминання за формулою (5.27) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$t_r = \frac{Q_m^{GB} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{569,85}{30 \cdot 360 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,53 \text{ см.}$$

Товщина опорного ребра з умови забезпечення місцевої стійкості за (5.26):

$$t_r = 3 \cdot 14,2 \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,47 \text{ см.}$$

За сортаментом табл. Д.14 дод. 10 приймаємо $t_r = 16$ мм.

Виконуємо перевірку загальної стійкості торцевого опорного ребра як умовного центрально-стиснутого стержня в площині, перпендикулярній площині стінки балки, навантаженої опорною реакцією, за (5.29).

Для цього визначимо площу умовного центрально-стиснутого стержня торцевого опорного ребра, яка складається з площі опорного ребра та стійкої частини стінки:

$$A_{ef} = b_r \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 30 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1,6^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 96,3 \text{ см}^2.$$

Перевірка виконується відносно осі z , так як момент інерції відносно цієї осі, як правило, менше.

Момент інерції торцевого опорного ребра:

$$I_z = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} = 3600 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції торцевого опорного ребра:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{3600}{96,3}} = 6,11 \text{ см.}$$

Визначимо гнучкість та умовну гнучкість стержня опорного ребра:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{h_w}{i_z} = \frac{(65 - 2 \cdot 3,1)}{6,11} = 9,62;$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 9,62 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,33 < 0,4.$$

За значенням умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ відповідно табл. Д.15, дод. 11 визначимо значення коефіцієнта поздовжнього згину φ для типу кривої втрати стійкості – c (табл. Д.16 дод. 11) і виконуємо перевірку загальної стійкості торцевого опорного ребра за формулою (5.29) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$\frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{569,85}{1,0 \cdot 96,3 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,25 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

Катети кутових швів, які поєднують опорне ребро зі стінкою балки, розраховується за (5.35):

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{Q_m^{ГБ}}{85nR_{wf}\gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{569,85}{85 \cdot 2 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0}} = 0,62 \text{ см};$$

де β_f – коефіцієнт для розрахунку кутового шва за металом прийнято відповідно дод. 15, табл. Д.24;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів на зріз за металом шва, прийнятий за дод.15, табл. Д.26;

n – кількість швів ($n = 2$ – для торцевого опорного ребра).

Приймаємо катет шва $k_f = 7$ мм.

Перевіряємо виконання умови (5.36) $l_w = h_w \geq 85\beta_f k_f$.

$h_w = 58,8 \text{ см} \geq 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 41,65 \text{ см}$.

Остаточно приймаємо катет шва $k_f = 7$ мм.

Запитання для самоконтролю:

1. Які типи балочних клітин застосовуються при компоунванні перекриття?
2. Які типи сполучень балочних клітин розрізняють залежно від способу поєднання балок?
3. Які види настилів застосовуються в балочних клітинах?
4. Чим відрізняється розрахунок металевих балок з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій від розрахунку в межах пружної роботи матеріалу?
5. За якими умовами призначається товщина торцевого опорного ребра балки?

РОЗДІЛ 6. РОЗРАХУНОК ВУЗЛА КРІПЛЕННЯ БАЛОК НАСТИЛУ ДО ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Як правило, застосовується два принципових рішення щодо кріплення балок настилу до головної балки: поперхове – коли балка настилу опирається на головну балку згори (рис. 6.1 *a*); і в одному рівні – коли верхні полицки балок настилу і головної балки утворюють єдину горизонтальну площину (рис. 6.1 *б, в, г*).

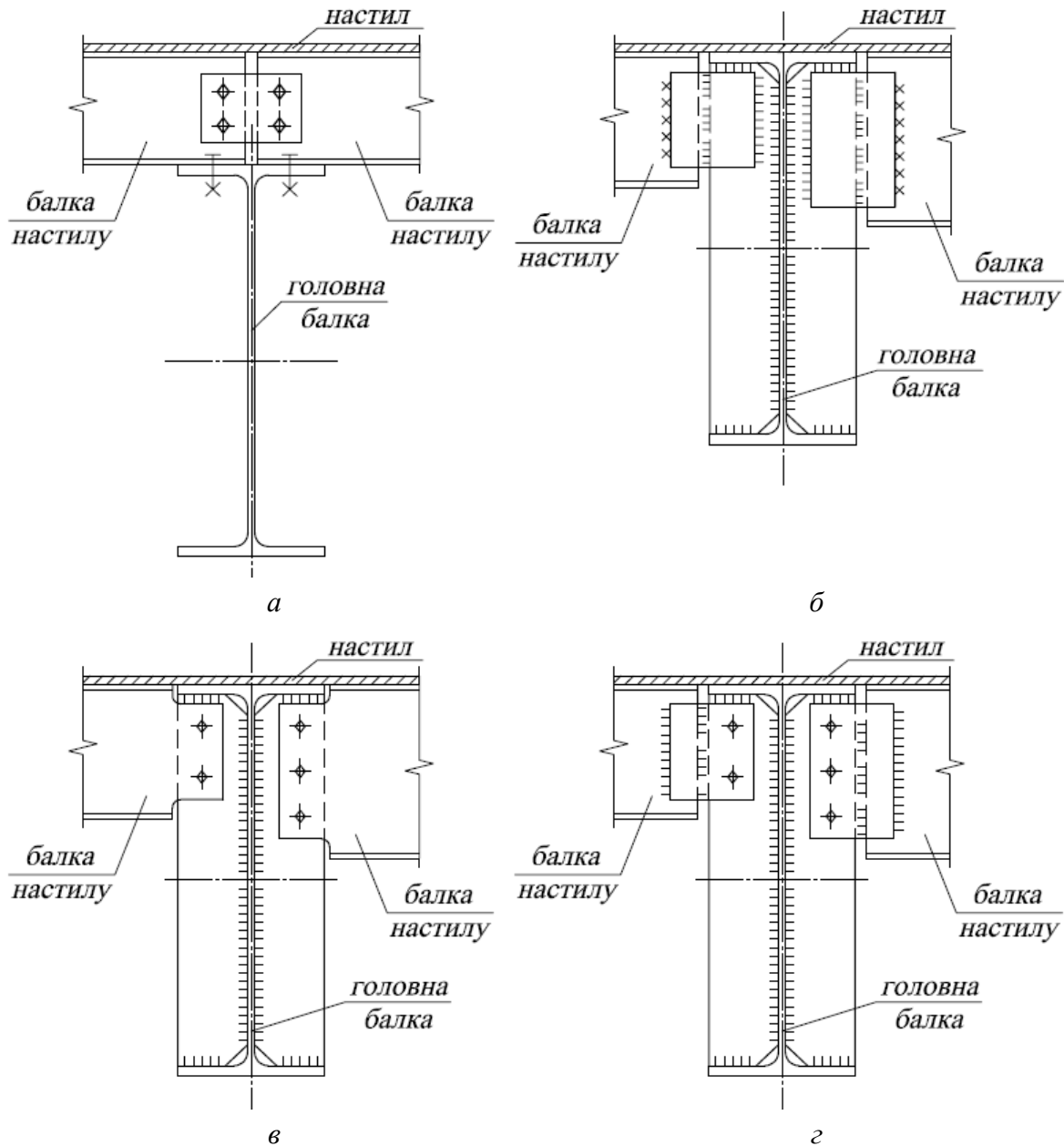


Рис. 6.1. Види сполучення балок настилу з головною балкою:

a – поперхове; *б* – в одному рівні на зварних накладках, *в* – в одному рівні на болтах з підрізкою стінки балки настилу, *г* – в одному рівні на болтах з накладками

Поверхове сполучення балок є конструктивним, не вимагає спеціальних розрахунків вузла опирання, але потребує перевірки місцевої стійкості головної балки і врахування локальних напружень в стінці головної балки. За потреби, в точках опирання балок настилу або через одну точку опирання встановлюються вертикальні ребра жорсткості, товщиною 6...10 мм.

З'єднання балок в одному рівні має кілька варіантів:

- в одному рівні на зварних накладках (рис. 6.1 б);
- в одному рівні на болтах з підрізкою стінки балки настилу (рис. 6.1 в);
- в одному рівні на болтах з накладками (рис. 6.1 з).

Розрахунок з'єднань на зварних швах зводиться до розрахунку необхідної довжини зварного шва за формулою:

$$l_{wf} = \frac{Q_m^{BH}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \quad (6.1)$$

Розрахунок зєднань на болтах звичайної міцності

Болт – кріпильна деталь у вигляді циліндричного металевого стержня, що має виконану по гвинтовій лінії різьбу та багатогранну голівку під гайковий ключ.

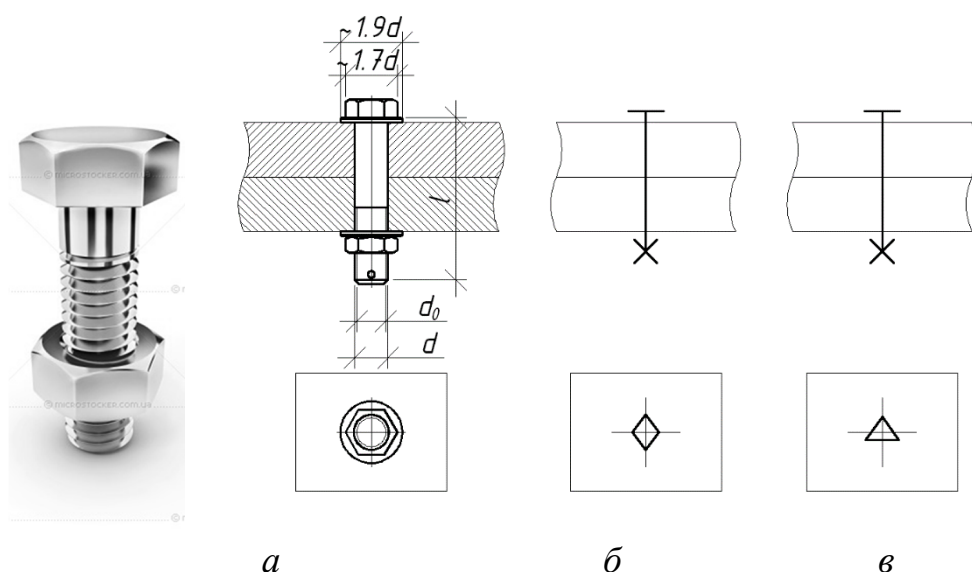


Рис. 6.2 Загальний вигляд (а) та умовні позначення болтів звичайної міцності (б) та високоміцних (в)

Діаметр болта маркується за зовнішнім діаметром стержня d . Робочий же діаметр d_0 дещо менше за рахунок нарізання різьби. Тому площу поперечного перерізу болта нетто і бруто відрізняються. Площа болта бруто може бути визначена як для суцільного стержня:

$$A_b = 0,25\pi d^2.$$

Площу болта нетто (табл. 6.1.) слід приймати за будівельними нормами [6].

Болти поділяють на види:

- звичайної міцності;
- високоміцні.

Болти звичайної міцності поділяють на класи точності:

- Клас А – підвищеної точності;
- Клас В – нормальної точності;
- Клас С – грубої точності.

Таблиця 6.1.

Площі перерізу болтів, см², за ГОСТ 1759.4-87

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Болти звичайної міцності поділяють на класи міцності:

- 4,6;
- 4,8;
- 5,6;
- 5,8;
- 6,6;
- 8,8;
- 10,9.

Перша цифра означає межу тимчасового опору матеріалу болта на розтяг, поділену на 100 (в МПа). Добуток першої та другої цифри, помножений на 10, позначає межу текучості сталі болта (в МПа).

Тобто з класу міцності болта 6,6 можна встановити, що межа тимчасового опору сталі болта:

$$R_{bun} = 6 \times 100 = 600 \text{ МПа};$$

межа текучості сталі болта:

$$R_{bn} = 6 \times 6 \times 10 = 360 \text{ МПа}.$$

Роботу болтового та заклепкового з'єднання під дією зсувних сил можна умовно поділити на три стадії (рис. 6.3).

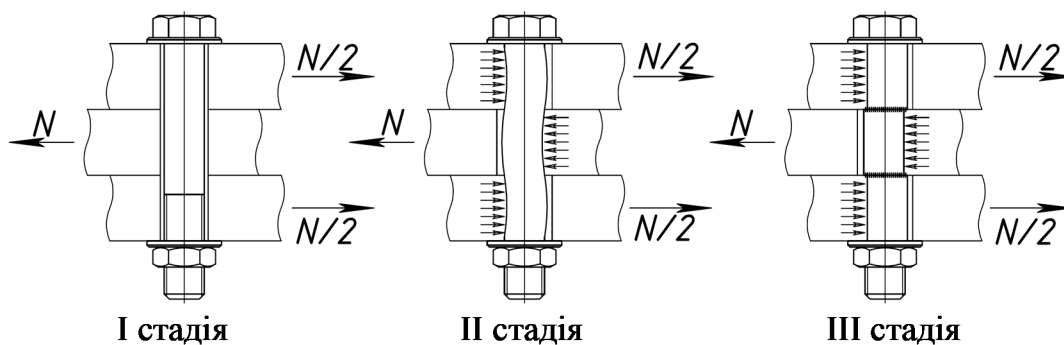


Рис. 6.3. Стадії роботи болтового з'єднання на болтах звичайної міцності

На **I стадії** опір зовнішнім діям чинять сили тертя, які виникають на поверхнях зсуву від стягування болтів гайками. Для з'єднань на звичайних болтах цей етап практично відсутній, тому що зусилля затягування гайок тут не контролюється.

Після подолання опору сил тертя відбувається зсув елементів на величину зазору між болтом та поверхнею пластини навколо отвору. На **стадії II** зусилля передається тиском поверхні пластини навколо отвору на стержень болта, внаслідок чого контактні поверхні поступово змінюються, а сам стержень починає згинатись, і, разом з тим, розтягуватись, так як вільному його згину чинить опір головка бота та гайка.

На **III стадії** відбувається руйнування з'єднання. Руйнування може відбуватись внаслідок **зрізу болта** або **зминання поверхонь пластин**, які з'єднуються болтами.

Розрахунок болтового з'єднання передбачає визначення необхідної кількості болтів для сприйняття діючого у з'єднанні зусилля (рис. 6.4).

Необхідну кількість болтів у з'єднанні слід визначити за формулою:

$$n \geq \frac{1,2 \cdot Q_m \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}}, \quad (6.2)$$

де $N_{b,\min}$ – найменше значення несучої здатності у болта (за умовою зрізу болта або зминання поверхонь).

$1,2Q_m$ – збільшення поперечної сили на 20% через часткове защемлення опорного перерізу балки настилу

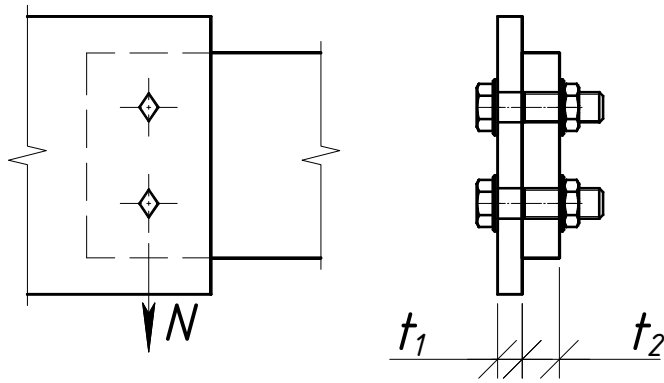


Рис. 6.4. З'єднання елементів болтами

Несуча здатність одноболтового з'єднання:

– на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \gamma_c, \quad (6.3)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір одноболтового з'єднання на зріз (дод. 14, табл. Д.20);

γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднання, приймається згідно додатку 14, табл. Д.19;

$A_b = \pi d^2/4$ – розрахункова площа перерізу стержня болта брутто;

n_s – кількість розрахункових площин зрізу.

– на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \gamma_c, \quad (6.4)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір одноболтового з'єднання на зминання (дод. 14, табл. Д.21);

γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднань, приймається згідно додатку 14, табл. Д.19;

d_b – зовнішній діаметр стержня болта;

$\sum t_{\min}$ – мінімальна сума товщин елементів, які змінюються в одному напрямі.

Розрахунковий опір з'єднань на зріз:

– для болтів класу міцності 4.6, 5.6 та 6.6:

$$R_{bs} \approx 0,38R_{bun};$$

– для інших класів

$$R_{bs} = 0,4R_{bun};$$

R_{bun} – межа тимчасового опору матеріалу болтів.

Розрахунковий опір з'єднань на зминання:

– для болтів класу точності А:

$$R_{bp} = (0,6 + 410R_{un}/E)R_{un};$$

– для болтів класу точності В, С:

$$R_{bp} = (0,6 + 340R_{un}/E)R_{un};$$

R_{un} – межа тимчасового опору матеріалу елементів, які з'єднуються.

Кількість болтів приймається з округленням в більший бік, але не менше двох на вузол.

Болти у з'єднаннях слід розміщувати з урахуванням конструктивних вимог, приведених в дод. 14, табл. Д.22.

Переріз з'єднувальних пластин у вузлі перевіряємо на зріз з урахуванням послаблення отворами.

$$\frac{1,5Q_m^{BH}}{t \cdot (h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (6.5)$$

де t – товщина пластини;

h_s – висота пластини;

n – кількість болтів;

d_0 – діаметр отворів під болти (для класу точності В, С приймаються на 3 мм більше за діаметр болта);

1,5 – конструктивний коефіцієнт, який враховує можливий перекосяк пластини та нерівномірний розподіл зусиль у болтах.

Приклад 5

Розрахунок вузла сполучення балок настилу з головною балкою в одному рівні

Вихідні дані: товщину з'єднувальних пластин приймаємо 6 мм. Визначаємо розрахункове зусилля N_b , яке може сприйматись 1 болтом діаметром 16 мм класу міцності 5,6 класу точності В:

на зріз:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^{-1} \cdot 2,01 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 37,99 \text{ кН},$$

$$R_{bs} = 210 \text{ МПа прийнято за дод. 14, табл. Д.20,}$$

$$A_b = 2,01 \text{ см}^2;$$

$\gamma_b = 1,0$ - прийнято для зрізу в багатоболтовому з'єднанні за дод. 14, табл. Д.19

на зминання:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 475 \cdot 10^{-1} \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 36,48 \text{ кН},$$

$$R_{bp} = 475 \text{ МПа прийнято дод. 14, табл. Д.21.}$$

$\gamma_b = 0,4 \cdot a/d + 0,2 = 0,4 \cdot (1,5 \cdot 19/19) + 0,2 = 0,8$ - прийнято для зминання отвору під болт в багатоболтовому з'єднанні за дод. 14, табл. Д.19, де діаметр отвору для болту класу точності В прийнято: $d = d_b + 3 \text{ мм} = 16 + 3 = 19 \text{ мм}$, мінімальна відстань до найближчої кромки по лінії дії зусилля від центру крайнього болта: $a = 1,5d = 1,5 \cdot 19 = 28,5 \text{ мм}$.

Меньше з двох значень несучої здатності болта – на зминання: $N_{b,\min} = N_{bp} = 36,48 \text{ кН}$.

Визначаємо необхідну кількість болтів для сприйняття опорної реакції балки настилу БН-1 за (6.2), $Q_m^{BH-1} = 44,75 \text{ кН}$ (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$n_{b,\min}^{BH-1} = \frac{1,2 \cdot Q_m^{BH-1} \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 44,75}{36,48} = 1,47.$$

Приймаємо два болта $n = 2$.

Визначимо необхідну кількість болтів для сприйняття опорної реакції балки настилу БН-2 за (6.2), $Q_m^{BH-2} = 63,0 \text{ кН}$ (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 5.4):

$$n_{b,\min}^{BH-2} = \frac{1,2 \cdot Q_m^{BH-2} \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 63,0}{36,48} = 2,07.$$

Приймаємо три болти $n = 3$.

Перевіряємо міцність пластин на зріз з урахуванням послаблення перерізу отворами діаметром 19 мм для встановлення болтів.

Висоту пластини h_s необхідно приймати такою, щоб її розмір максимально наближався до розміру прямолінійної ділянки стінки двотавра. В такому випадку міцність зварних швів, які поєднують стінку двотавра та пластину, автоматично буде забезпечено.

Висота пластини балки настилу БН-1:

$$h_s = h - 2 \cdot 40 = 220 - 2 \cdot 40 = 140 \text{ мм}.$$

Перевірка несучої здатності пластини на зріз за (6.5):

$$\frac{1,5 Q_m^{BH-1}}{t(h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 44,75}{0,6 \cdot (14 - 2 \cdot 1,9) \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,79 < 1.$$

Висота пластини балки настилу БН-2:

$$h_s = h - 2 \cdot 40 = 300 - 2 \cdot 40 = 220 \text{ мм}.$$

Перевірка несучої здатності пластини на зріз за (6.5):

$$\frac{1,5Q_m^{BH-2}}{t \cdot (h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 63,0}{0,6 \cdot (22 - 3 \cdot 1,9) \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,69 < 1.$$

Таким чином, несуча здатність з'єднання забезпечена.

Вузол опирання балок настилу на головну балку показано на рис. 6.4.

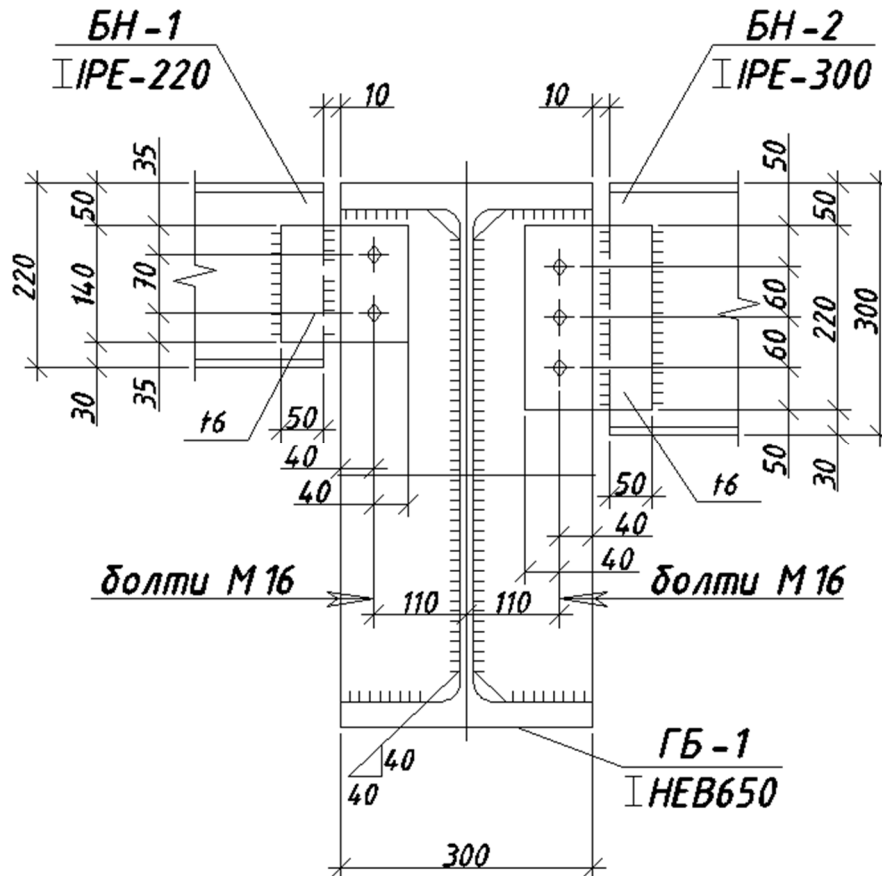


Рис. 6.4. Вузол опирання балок настилу на головну балку

Запитання для самоконтролю:

1. Якими способами поєднуються між собою балки у балочній клітині?
2. Опишіть роботу болтового з'єднання на болтах звичайної міцності?
3. Які види несучої здатності болтів розрізняють у болтових з'єднаннях на болтах звичайної міцності?

7. РОЗРАХУНОК ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

Збір навантаження

Колони – вертикальні елементи, які підтримують конструкції перекриття (покриття) і передають навантаження від них на фундаменти або конструкції, розташовані нижче. Конструкцію колони можна умовно розділити на три частин (рис. 7.1): оголовок колони, тіло (стержень) колони та база колони.

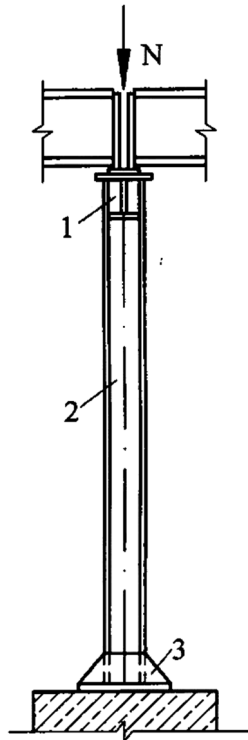


Рис. 7.1. Центральна-стиснута колона: 1 – оголовок колони; 2 – тіло (стержень) колони; 3 – база колони

Одним з принципів компоновання оптимальних перерізів є принцип рівності стійкості стержня – тобто при конструюванні перерізу необхідно забезпечити однакову гнучкість відносно двох осей.

Це можна забезпечити шляхом підбору перерізу з рівними радіусами інерції у двох площинах (що не завжди є можливим конструктивно), або шляхом регулювання розрахункових довжин за допомогою спеціальних в'язей.

Розрахункові довжини визначаються за формулою:

$$l_{ef,x(y)} = \mu_{x(y)} l \quad (7.1)$$

Збір навантажень на колону виконується відповідно до конструктивної схеми балочної клітини.

Зосереджене зусилля, яке діє на середню, найбільш навантажену колону, визначається відповідно до граничного розрахункового навантаження за формулою:

$$N_m^K = 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ} + G_{w,k}^K \cdot \gamma_{fn} \cdot (H + 0,15), \quad (7.2)$$

де $G_{w,k}^K$ – власна вага колони, попередньо можна приймати в межах 1% від навантаження на неї:

$$G_{w,k}^K = 0,01 \cdot 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ}. \quad (7.3)$$

Перевіряємо правильність збору навантажень за наближеною формулою:

$$N_m^{K'} = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot A. \quad (7.4)$$

В якій

$$A = L \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \text{ – вантажна площа}; \quad (7.5)$$

$(g_m + p_m) \gamma_{nm}$ – граничне розрахункове навантаження за табл. 5.4;

L – прольот головної балки;

l_1, l_2 – відповідно, прольоти балок настилу БН-1 та БН-2 (для нормальної схеми балочної клітини).

Для розрахунку приймаємо більше стискаюче зусилля із значень (7.2) або (7.4). Розрахункова схема центрально-стиснутої колони в двох площинах показана на рис. 7.2.

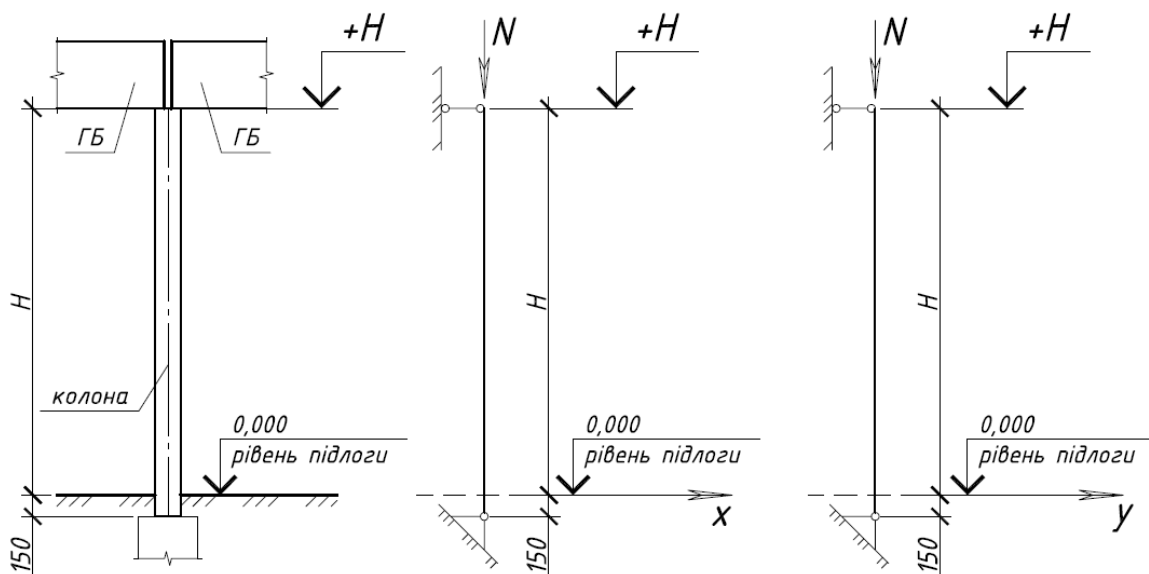


Рис. 7.2. Конструкція і розрахункова схема колони

Підбір перерізу стержня центрально-стиснутої колони

Центрально-стиснуті стержні розраховуються за умовою стійкості за (4.6).

Умовна гнучкість розраховується в двох площинах. Умовна гнучкість відносно осі x :

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7.6)$$

де λ_x – гнучкість відносно осі x :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{\mu_x \cdot H_x^K}{i_x}.$$

Умовна гнучкість відносно осі y :

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (7.7)$$

де λ_y – гнучкість відносно осі y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{\mu_y \cdot H_y^K}{i_y},$$

де H_x^K, H_y^K – геометричні довжини колон або їх ділянок між точками закріплення в'язями у відповідних площинах;

μ_x, μ_y – коефіцієнти розрахункової довжини, які приймаються залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах (дод. Р [7]);

i_x, i_y – радіуси інерції перерізу колони відносно відповідних площин.

При цьому гнучкості відносно різних площин не повинні перевищувати граничних значень $(\lambda)_u$, прийнятих за дод. 12, табл. Д.17

$$(\lambda)_u = 180 - 60\alpha; \quad (7.8)$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (7.9)$$

З умов стійкості, можна визначити необхідну площу перерізу колони:

$$A_{\min} = \frac{N_m^K}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (7.10)$$

де попередньо приймаємо $\varphi = 0,8 \dots 0,85$.

За сортаментом (дод. 8, табл. Д.10) приймаємо двотавр колони, з площею поперечного перерізу більш ніж A_{\min} .

Для прийнятого перерізу визначаємо максимальну гнучкість, і за дод. 11, табл. Д.15 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину φ . Максимальна гнучкість не повинна перевищувати значень граничної гнучкості за (7.8).

Виконуємо перевірку загальної стійкості за умовою (4.6).

При запасі несучої здатності більше 10%, слід зменшити переріз і повторно виконати перевірку стійкості.

Приклад 6

Розрахунок колони К-1

Вихідні дані: розрахункова довжина колони:

$$l_{ef} = \mu \cdot (H + 0,15) = 1,0(4+0,15) = 4,15 \text{ м.}$$

Власну вагу колони на погонну довжину стержня колони за (7.3):

$$G_{w,k}^K = 0,01 \cdot 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ} = 0,01 \cdot 2 \cdot 569,85 = 11,40 \text{ кН.}$$

Стискаюче зусилля в колоні за (7.2):

$$\begin{aligned} N_m^K &= 2Q_{ГБ} + G_{w,k}^K \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot (H + 0,15) = \\ &= 2 \cdot 569,85 + 11,4 \cdot 1,05 \cdot 1,1 \cdot (4,0 + 0,15) = 1194,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

Розрахунковий опір сталі $R_y = 240$ МПа (С255 при $t = 4 \div 20$ мм);

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \Rightarrow A_{\min} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad \varphi \rightarrow f(\lambda); \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i}.$$

Гранична гнучкість колони $(\lambda)_u = 120$ (дод. 12, табл. Д.17, п.4);

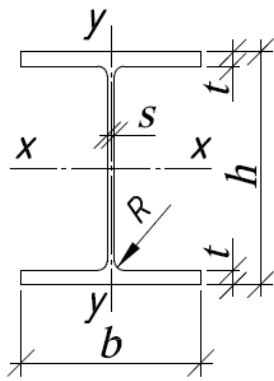
Для підбору перерізу колони, задаємось умовною гнучкістю $\lambda = 2,75$, що відповідає гнучкості $\lambda = 80$, з якої для типу кривої втрати стійкості – b (див. дод. 11, табл. Д.16) - $\varphi = 0,693$ дод. 11, табл. Д.15.

Необхідна площа перерізу колони з умови (7.10):

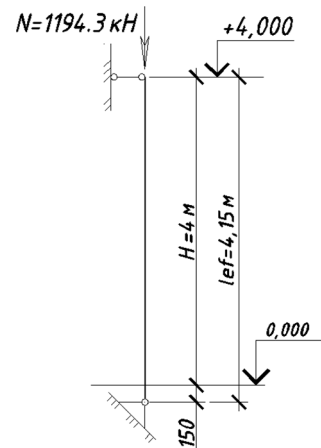
$$A_{\min} = \frac{1194,3 \cdot 10}{0,693 \cdot 240 \cdot 1,0} = 71,8 \text{ см}^2;$$

$\gamma_c = 1,0$ – прийнято за дод. 7 табл. Д.8.

За дод. 8, табл. Д.10 приймаємо двотавр НЕВ200:



$$\begin{aligned}
 A &= 78,1 \text{ см}^2; \\
 h &= 200 \text{ мм}; \\
 b &= 200 \text{ мм}; \\
 t &= 15,0 \text{ мм}; \\
 s &= 9,0 \text{ мм}; \\
 i_x &= 8,54 \text{ мм}; \\
 i_y &= 5,07 \text{ мм}; \\
 m &= 61,3 \text{ кг/м}.
 \end{aligned}$$



Виконуємо перевірку обраного перерізу:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{4,15 \cdot 10^2}{5,07} = 81,85 \leq \lambda_u = 120,$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 81,85 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,79 \quad \text{тоді} \quad \varphi = 0,643 \text{ дод. 11,}$$

табл. Д.15.

Умова стійкості колони:

$$\frac{1194,3 \cdot 10}{0,643 \cdot 78,1 \cdot 240 \cdot 1,0} = 0,99 < 1.$$

Стійкість колони забезпечена.

Розрахунок бази колони

Бази колон призначені забезпечити:

- розподіл зосередженого поздовжнього зусилля, що діє в стержні колони, на фундамент;
- передбачене розрахунковою схемою сполучення колони з фундаментом (шарнірне або жорстке);
- простоту і зручність монтажу колони у проектне положення.

Якщо всі елементи колони, включаючи опорну плиту, виконують на заводі, то на монтажі для вивірення положення колони відносно координаційних осей споруди колону встановлюють на сталеві підкладки товщиною 40...60 мм (між низом плити і верхом фундаменту) з подальшою підливкою бетоном (рис. 7.3).

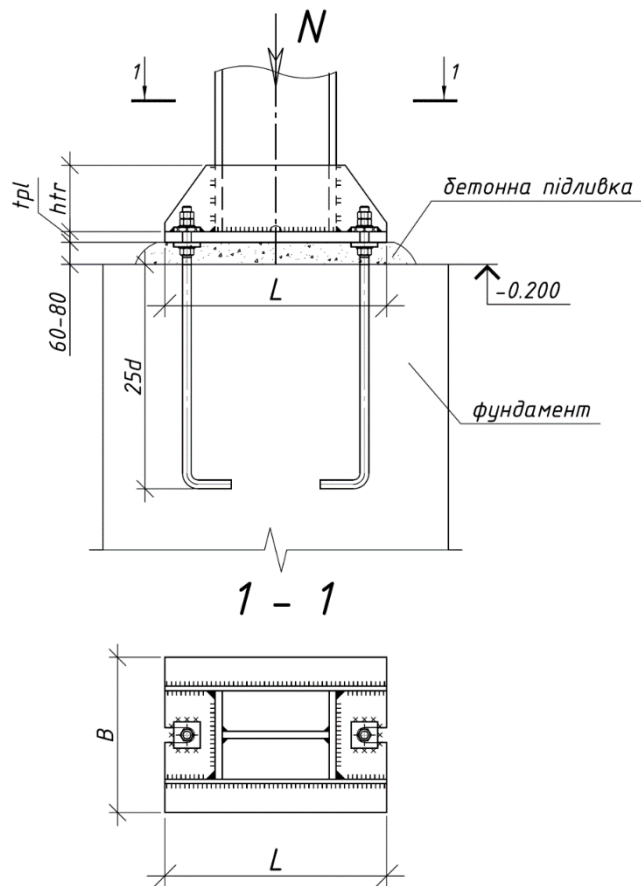


Рис. 7.3. База колони з вивірочним монтажем

Для прискорення виконання робіт і підвищення точності монтажу широко застосовується інший спосіб – так званий безвивірковий монтаж, при якому вивіряється положення на фундаменті тільки опорної плити (рис. 7.4).

Плита має стругану верхню поверхню і на ній рисками позначене місце розташування стержня колони, нижній торець якої для щільного примикання до плити фрезерований на заводі. Зварні шви, які з'єднують колону з плитою, необхідні тільки для протидії випадковим зсувам, але вони стають розрахунковими у разі відсутності на заводі обладнання для фрезерування торців колон.

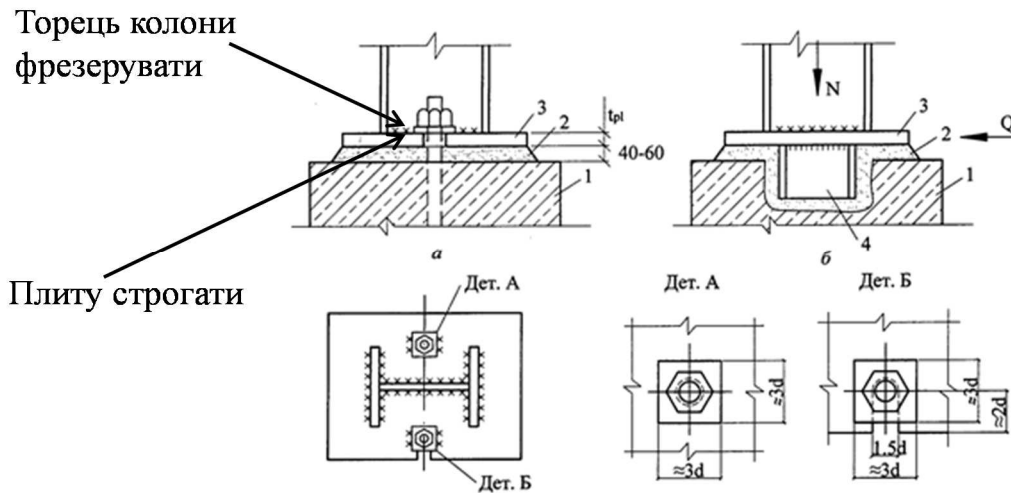


Рис. 7.4. База колони з безвивірочним монтажем

Розміри опорної плити в плані визначають з умови неперевищення напруженнями під плитою бази колони (рис. 7.5) розрахункового опору бетону фундаменту місцевому стиску (продавлюванню):

$$\sigma_b = \frac{N_m^K}{B \times L} \leq f_{cd.loc}. \quad (7.11)$$

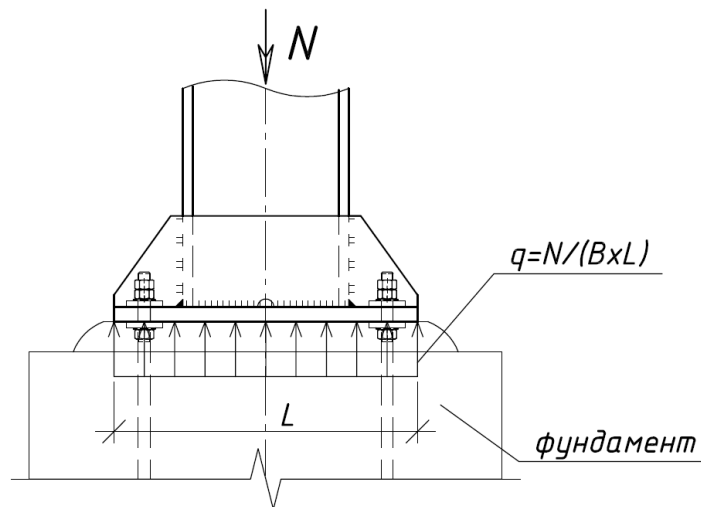


Рис. 7.5. Напруження під плитою бази колони

Розрахунковий опір бетону фундаменту місцевому стиску (продавлюванню):

$$f_{cd.loc} = \psi_b f_{cd}, \quad (7.12)$$

де f_{cd} – міцність бетону при осьовому стиску (призмenna міцність);

ψ_b - коефіцієнт, який враховує підвищення міцності бетону при місцевому стиску залежно від відношення площ верхньої поверхні

фундаменту A_{ϕ} і опорної плити A_{pl} (рис. 7.6) і приймається не більшим за 1,5. Коли площа опорної поверхні фундаменту A_{pl} невідома $\psi_b = 1,2$.

$$\psi_b = \sqrt{A_{\phi} / A_{pl}}. \quad (7.13)$$

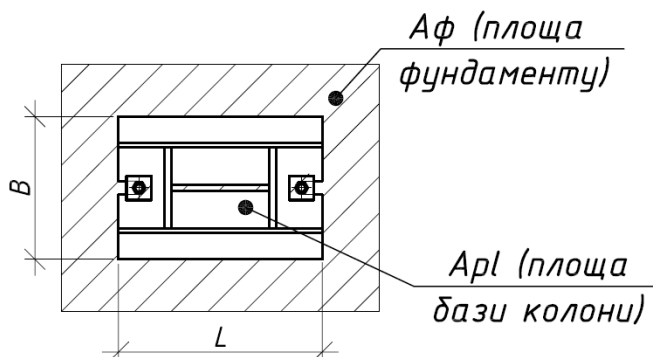


Рис. 7.6. Схема плити бази та фундаменту

Необхідна площа опорної плити з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою за (7.11):

$$A_{pl} = \frac{N_m^K}{f_{cd.loc}}. \quad (7.14)$$

Опорна плита під дією опорного тиску фундаменту працює на згин як пластина, защемлена по контуру колони та траверс (рис. 7.7).

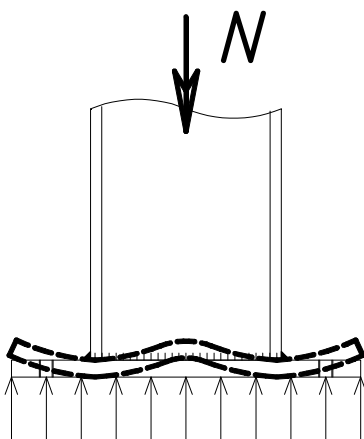


Рис. 7.7. Характер згину плити бази

Значення згинального моменту в плиті бази залежить від характеру деформацій плити, який в свою чергу залежить від обмеження деформацій плити.

Для розрахунків плиту розбивають на характерні ділянки (рис. 7.8):

Ділянка 1 – плита оперта на 4 контури (защемлено 4 грані плити);

Ділянка 2 – плита оперта на 3 контури (защемлено 3 грані плити);

Ділянка 3 – плита оперта по 1 контуру (консольна) (защемлено 1 грань).

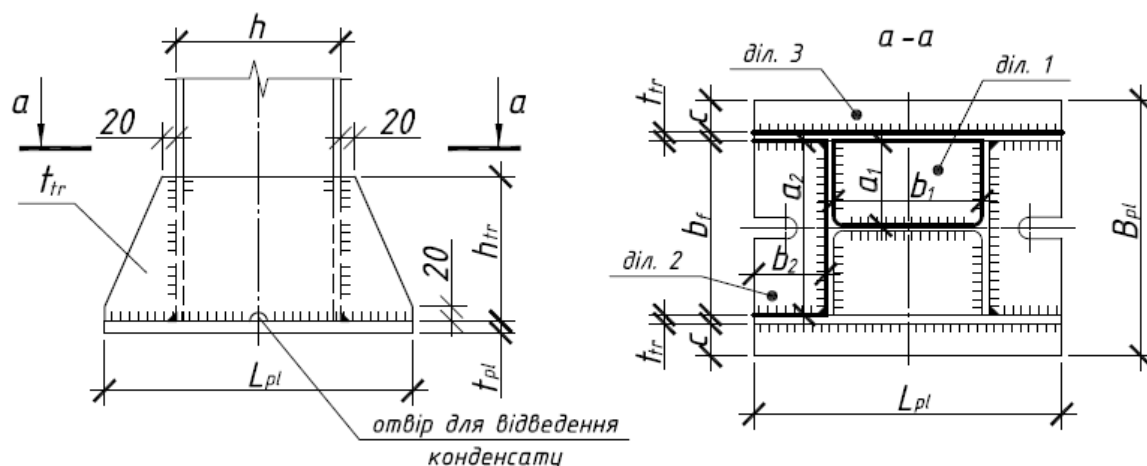


Рис. 7.8. Конструкція бази колони з трасверсами та ділянки плити залежно від виду опирання контуру

Максимальні згинальні моменти на ділянках плити:

$$M_i = \sigma_b \alpha_i d^2, \quad (7.15)$$

де α_i – коефіцієнт, отриманий в результаті досліджень академіка Б.Г. Гальоркіна, який приймається залежно від співвідношення сторін ділянки плити за табл. 7.1., 7.2;

d – характерний розмір ділянки плити.

Для консольної ділянки $\alpha = 0.5$.

Таблиця 7.1

Коефіцієнт α для розрахунку пластини, яка опирається на три сторони

b_2/a_2	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	∞
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

При $b_2/a_2 < 0,5$ плиту слід розраховувати як консольну балку прольотом b_2 , при $b_2/a_2 > 2$ – як балку на двох опорах з прольотом a_2 .

Таблиця 7.2

Коефіцієнт α для розрахунку пластини, яка опирається на чотири сторони

b_1/a_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	∞
α	0,05	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

При співвідношенні габаритів ділянки плити більше двох – $\alpha = 0,125$, що відповідає коефіцієнту для однопрольотної балки на двох опорах; a – менша зі сторін ділянки.

За максимальним моментом визначаємо товщину опорної плити.

Для цього вирізаємо одиничну ділянку плити бази у зоні максимального згинального моменту (рис. 7.9).

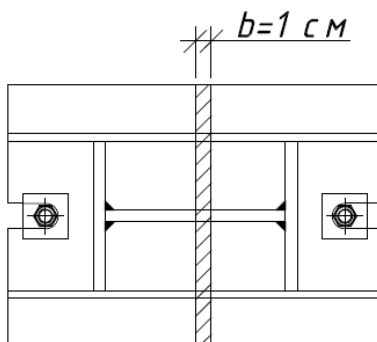


Рис. 7.9. Одинична ділянка плити бази для розрахунку товщини

Умова міцності плити на згин за (4.10):

$$\frac{M_{\max} \gamma_n}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (7.16)$$

де момент опору одиничної ділянки плити визначається за:

$$W_{n,\min} = W_{pl} = \frac{b \cdot t_{pl}^2}{6}. \quad (7.17)$$

Мінімально необхідна товщина опорної плити бази визначається з умови міцності плити на згин за формулою:

$$t_{pl,\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{b \cdot R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (7.18)$$

Остаточно товщина опорної плити приймається в межах 20...40 мм за дод. 10, табл. Д.14. У випадку, коли необхідна товщина плити за розрахунком складає більше 40 мм, рекомендується змінити конструкцію бази колони. На ділянках плити з максимальним згинальним моментом вводяться додаткові ребра або діафрагми, які зменшують розміри цих ділянок, і відповідні значення згинальних моментів.

Конструктивна ширина опорної плити:

$$B_{pl} = b_f + 2 \cdot (t_{tr} + c), \quad (7.19)$$

де b_f , t_{tr} , c – розміри плити, позначені на рис. 7.8.

В першому наближенні товщина траверси приймається $t_{tr} = 10 \dots 12$ мм. Величина консольної ділянки опорної плити приймається $c = 20 \dots 80$ мм виходячи з вимог зварюваності (менше значення) і зручності встановлення анкерних болтів (більше значення). Остаточна ширина плити B_{pl} приймається кратною 10 мм.

Довжина опорної плити з умови забезпечення міцності бетону:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}}. \quad (7.20)$$

Розмір L_{pl} округляється до розміру кратного 10 мм, і таким, щоб забезпечувались конструктивні вимоги.

Перевірка напружень за умовою забезпечення міцності бетону під подошвою опорної плити бази:

$$\sigma_b = \frac{N_m^K}{B_{pl} \cdot L_{pl}} \leq f_{cd.loc}. \quad (7.21)$$

Висота траверс визначається з умов міцності зварного шва, який з'єднує траверсу та колону.

$$h_{tr} = l_{wf} = \frac{N_m^K}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (7.22)$$

де n – кількість зварних швів;

β_f та β_z – коефіцієнти, які приймаються згідно дод. 15, табл. Д.24;

l_{wf} – розрахункова довжина шва;

R_{wf} – розрахунковий опір металу шва за наплавленим металом.

Приклад 7

Розрахунок бази колони К-1

Вихідні дані: матеріал бази – сталь С255.

Бетон фундаменту класу С12/15. Розрахунковий опір бетону $f_{cd} = 8,5$ МПа.

Розрахункове стискаюче зусилля – $N_m^K = 1193,2$ кН.

Необхідна площа плити бази колони:

$$A = \frac{N_m^K}{f_{cd} \cdot \psi_b} = \frac{1194,3 \cdot 10}{8,5 \cdot 1,2} = 1170,88 \text{ см}^2.$$

Беремо траверсу товщиною $t_{tr} = 10$ мм, ширину звісу $c = 40$ мм.

У такому випадку конструктивна ширина плити:

$$B_{pl} = b + 2 \cdot (t_{tr} + c) = 20 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 5 = 32 \text{ см.}$$

Необхідна довжина плити:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{1170,88}{32} = 36,59 \text{ см.}$$

З конструктивних міркувань:

$$L_{pl} = h + 2 \cdot 9 = 20 + 2 \cdot 9 = 38,0 \text{ см.}$$

Приймаємо плиту розміром:

$$B_{pl} \times L_{pl} = 320 \times 380 \text{ мм.}$$

Напруження під плитою:

$$\sigma_b = \frac{N_m^K}{B_{pl} \cdot L_{pl}} = \frac{1194,3 \cdot 10}{32 \cdot 38} = 9,82 \text{ МПа} < f_{cd} \cdot \psi_b = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2 \text{ МПа.}$$

Для визначення товщини плити визначаємо згинальні моменти на різних ділянках.

Ділянка 1 оперта на чотири сторони:

$$M_1 = \sigma_b \cdot \alpha \cdot d^2 = 9,82 \cdot 0,094 \cdot 9,5^2 \cdot 10^{-1} = 8,33 \text{ кНсм};$$

$$a_1 = 9,5 \text{ см}; b_1 = 17 \text{ см};$$

$$b_1 / a_1 = 17 / 9,5 = 1,79 \Rightarrow \alpha = 0,094 \text{ (табл. 7.2).}$$

Ділянка 2 оперта на три сторони:

$$a_2 = 20 \text{ см}; b_2 = 9 \text{ см};$$

$$b_2 / a_2 = 9 / 20 = 0,45 < 0,5 \text{ (табл. 7.1),}$$

тому згинальний момент розраховується як для консольної ділянки:

$$M_2 = 0,5 \cdot \sigma_b \cdot b_2^2 = 0,5 \cdot 9,82 \cdot 9^2 \cdot 10^{-1} = 39,77 \text{ кНсм.}$$

Ділянка 3 опирається на 1 сторону, тому розраховується як консольна:

$$M_3 = 0,5 \cdot \sigma_b \cdot b_2^2 = 0,5 \cdot 9,82 \cdot 5^2 \cdot 10^{-1} = 12,3 \text{ кНсм.}$$

Максимальний згинальний момент на ділянці 2: $M_2 = 39,7 \text{ кНсм}$

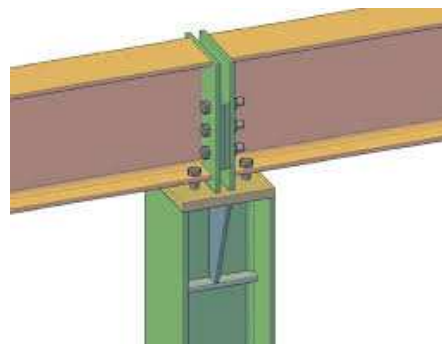
Товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{bR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 39,77 \cdot 10}{1,0 \cdot 230 \cdot 1,2}} = 2,94 \text{ см.}$$

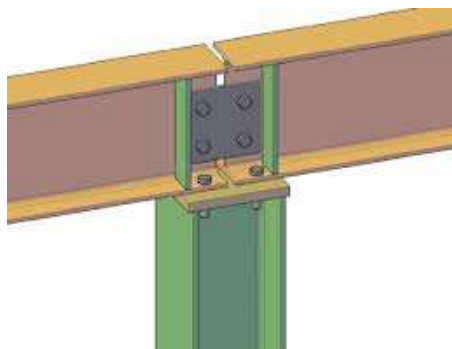
Плиту бази призначаємо згідно дод. 10 табл. Д.14 товщиною $t_{pl} = 30 \text{ мм.}$

Необхідний мінімальний катет шва для з'єднання колони з траверсами:

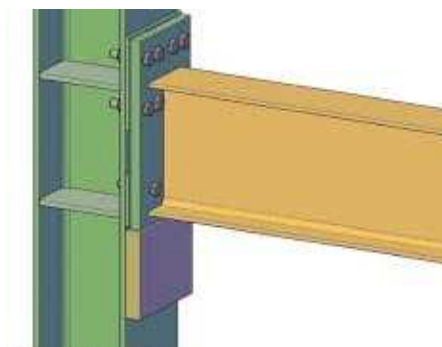
При опиранні конструкцій на колони збоку , під конструкцією, яка опирається, виконується опорний столик товщиною не менше 30 мм (рис. 7.11 в).



a



б



в

Рис. 7.11 Конструкції оголовків колон:

a) опирання балок згори на вертикальне ребро оголовка колони; *б)* опирання балок згори на полиці колони; *в)* опирання балок збоку колони на опорний столик

Найбільш розповсюджена конструкція оголовка колони для варіанта опирання головних балок згори на колону представлена на рис. 7.12.

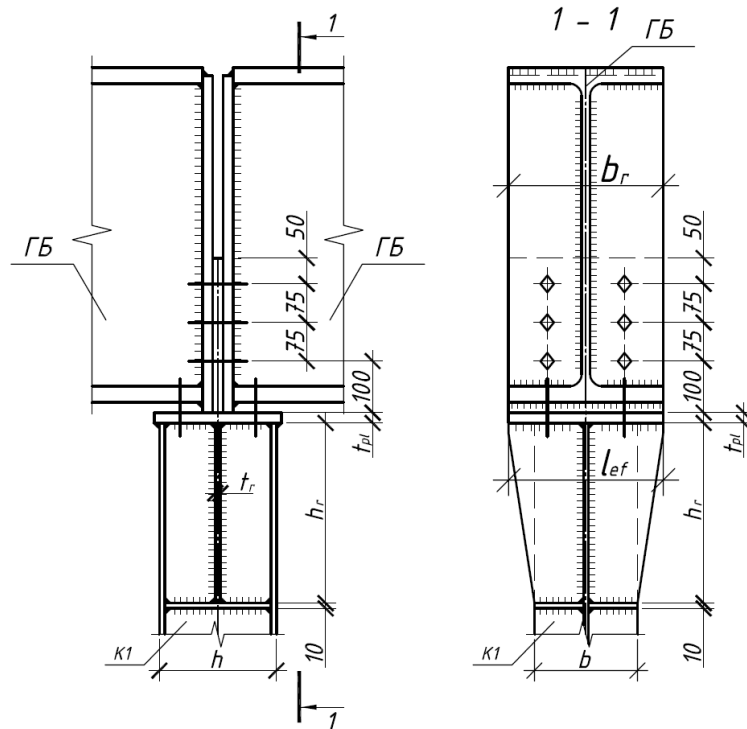


Рис. 7.12. Оголовок колони

Так як опорні ребра головних балок встановлюються по центру колони, то плиту оголовка слід підсилувати вертикальними ребрами, які передають зусилля на стінку. Висота вертикального ребра оголовка визначається довжиною зварних швів, через які зосереджене навантаження передається на тіло колони:

$$h_r = l_{wf} = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (7.23)$$

де $Q_{m,\max}^{ГБ}$ – опорна реакція балок;

n – кількість зварних швів між оголовком та стінкою колони;

l_{wf} – розрахункова довжина шва;

k_f – катет кутового зварного шва;

β_f – коефіцієнт розрахункової висоти кутового зварного шва;

R_{wf} – розрахунковий опір зварного шва за металом шва;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Товщину вертикального ребра оголовка, що знаходиться безпосередньо під опорним ребром балки, приймають за умовою міцності при роботі на зминання:

$$t_r = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (7.24)$$

де R_p – розрахунковий опір сталі на зминання;

l_{ef} – розрахункова довжина ділянки зминання, яка дорівнює:

– якщо ширина колони більше ширини торцевої опорної пластини головної балки:

$$l_{ef} = b_r + 2t;$$

– якщо ширина колони менше ширини торцевої опорної пластини головної балки:

$$l_{ef} = b_r;$$

b_r – ширина опорного ребра балки;

t – товщина плити оголовка.

Для забезпечення стійкості елементів оголовка, вертикальні ребра внизу обрамляють горизонтальними пластинами. Товщина горизонтальних пластин приймається конструктивно 6...10 мм.

Крім зрізаючих зусиль, в зварних швах консольних ребер виникають згинальні моменти:

$$M_w = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{\Gamma B} \cdot l_{ef}}{8}. \quad (7.25)$$

Напруження в зварних швах від дії зрізаючих зусиль та згинальних моментів у консольних ребрах оголовка колони:

$$\tau_{wN} = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{\Gamma B}}{4\beta_f k_f l_w}, \quad (7.26)$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M_w}{2\beta_f k_f l_w^2}.$$

Для забезпечення несучої здатності зварних швів, які прикріплюють оголовок колони до стінки повинна виконуватись умова:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c. \quad (7.27)$$

Приклад 8

Оголовок колони

Вихідні дані: матеріал оголовка – сталь С255.

Розрахункове зусилля $N = 2Q_m^{\Gamma B} = 2 \cdot 570,55 = 1141,1$ кН .

Опорні ребра головних балок шириною $b_r = 300$ мм.

Плита оголовка призначається товщиною $t_{pl} = 20$ мм.

Необхідна товщина ребра з умови зминання:

$$t_r = \frac{2Q_m^{IB}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 10}{34 \cdot 360 \cdot 0,95} = 0,98 \text{ см},$$

де $l_{ef} = b + 2t = 300 + 2 \cdot 20 = 340$ мм.

Приймаємо згідно дод. 10 табл. Д.14 $t_r = 10$ мм.

Мінімальний катет двосторонніх кутових швів, які прикріплюють консольні ребра до стінки колони:

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{2Q_m^{IB}}{4 \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 85 \cdot 180 \cdot 0,95}} = 0,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $k_f = 7$ мм.

Довжина зварних швів при цьому складає:

$$h_r = l_w = \frac{2Q_m^{IB}}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 0,95} + 1 = 35,0 \text{ см}.$$

Попередньо приймаємо висоту ребра $h_r = 36$ см.

Перевіряємо, чи не перевищує висота оголовка максимальну довжину зварного шва:

$$l_w = 36 \text{ см} \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 41,65 \text{ см}.$$

Згинальні моменти в зварних швах консольних ребер:

$$M_w = \frac{2Q_m^{IB} \cdot l_{ef}}{8} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 30}{8} = 4273,88 \text{ кНсм}.$$

Перевіряємо напруження в зварних швах від дії зрізаючих зусиль та згинальних моментів:

$$\tau_{wN} = \frac{2Q_m^{IB}}{4\beta_f k_f l_w} = \frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 36} = 16,15 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M}{2\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 4273,88}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 36^2} = 20,19 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} = \sqrt{16,15^2 + 20,19^2} = 25,85 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності зварних швів не виконується. Збільшимо катет зварних швів до 9 мм, висоту оголовка до 400 мм і повторюємо перевірку міцності зварних швів:

$$\tau_{wN} = \frac{2Q_m^{IB}}{4\beta_f k_f l_w} = \frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 40} = 11,31 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M}{2\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 4279,13}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 40^2} = 12,72 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} = \sqrt{11,31^2 + 12,72^2} = 17,02 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності зварних швів виконується.

Остаточно приймаємо висоту ребра оголовка $h_r = 40$ см, катети зварних швів для кріплення консольних ребер до стінки колони $k_f = 9$ мм (рис. 7.13).

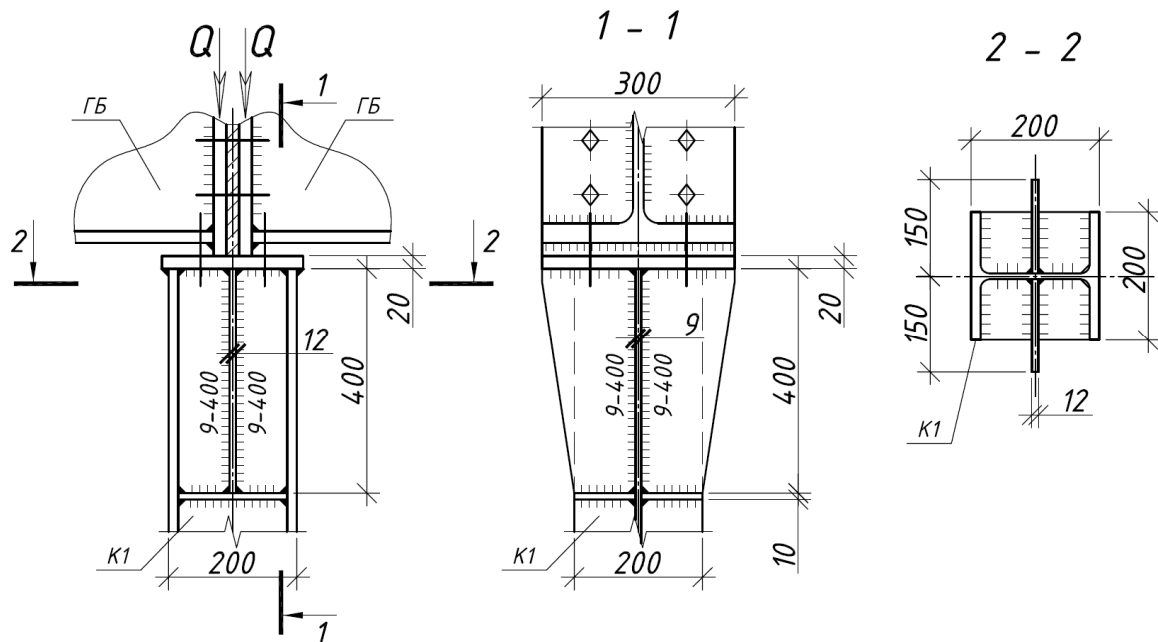


Рис.7.13. Оголовок колони згідно прикладу 8

Запитання для самоконтролю:

1. На які частини можна розділити конструкцію колони?
2. Якими умовами обмежується несуча здатність колон?
3. Яка функція бази колони?
4. Яким чином визначається товщина плити бази колони?
5. Яка функція оголовка колони? За якими умовами виконується розрахунок оголовка колони з вертикальним ребром?

8. ПРОЕКТУВАННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ В'ЯЗЕЙ КАРКАСУ

В'язі необхідні для об'єднання окремих плоских несучих конструкцій або плоских каркасів в просторову геометрично незмінну систему.

Підбір перерізів в'язей виконується за граничною гнучкістю.

В'язі по каркасу робочої площадки проектується порталними для забезпечення вільного переміщення під робочою площадкою, з окремих стиснутих стержнів (рис. 5.11).

Гранична гнучкість стиснутих в'язей становить за (3.1):

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} \leq \lambda_u = 200$$

де l_{ef} – розрахункова довжина стержня в'язей;

i_{min} – мінімальний радіус інерції перерізу, з якого виконано в'язь.

Вертикальні в'язі виконуються з прямокутних труб за ДСТУ Б В.2.6-8-95 «Профілі сталеві гнуті замкнені зварні квадратні та прямокутні для будівельних конструкцій. Технічні умови» (див. дод. 9)

Так як при виборі перерізу в'язей головною геометричною характеристикою є радіус інерції, рекомендується обирати профіль з мінімальною товщиною стінки. При цьому товщину стінки необхідно приймати не менше 3 мм (з умови зварюваності) і не більше 5 мм (якщо цього не потребує розрахунок несучої здатності в'язі).

Приклад 9

Вертикальні в'язі

Вихідні дані: запроектувати вертикальні в'язі відповідно до вихідних даних прикладу 1 (рис. 5.11).

Геометрична схема вертикальної в'язі *BB-1* приведена на рис. 8.1. Для забезпечення уніфікації усі стержні вертикальної в'язі приймемо одного перерізу.

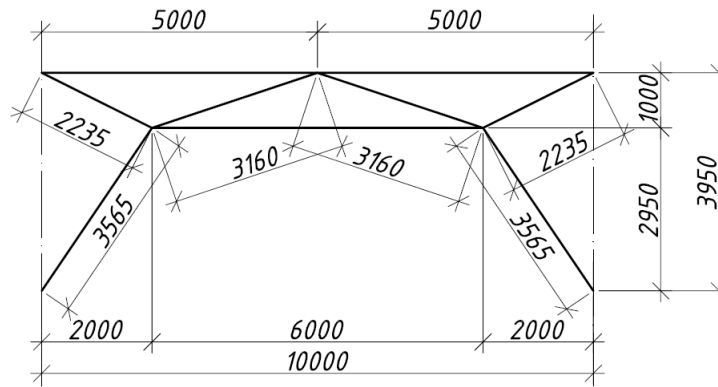


Рис. 8.1 Геометрична схема в'язі *BB-1*

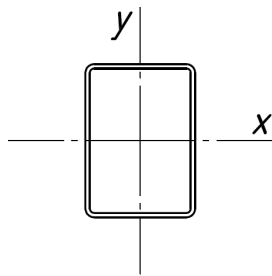
Максимальна розрахункова довжина стержня в площині вертикальної в'язі *BB-1*: $l_x=6000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (3.1):

$$i_{x,n} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ см.}$$

Максимальна розрахункова довжина стержня з площини вертикальної в'язі *BB-1*: $l_y=10000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (3.1):

$$i_{y,n} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. табл. Д.13, дод. 9) підбираємо прямокутний профіль $140 \times 100 \times 4$ з наступними геометричними характеристиками:



$$i_x = 4,09 \text{ см} > i_{x,n} = 3,0 \text{ см,}$$

$$i_y = 5,31 \text{ см} > i_{y,n} = 5,0 \text{ см.}$$

Геометрична схема вертикальної в'язі *BB-2* приведена на рис. 8.2. Для забезпечення уніфікації усі стержні вертикальної в'язі приймемо одного перерізу.

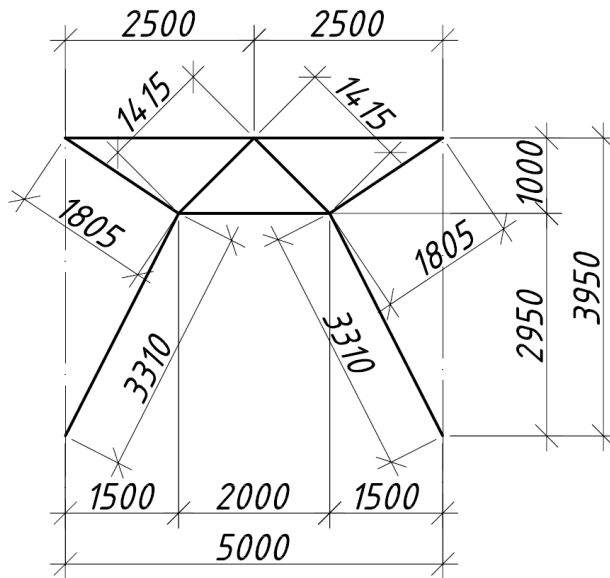


Рис.8.2. Геометрична схема в'язі *BB-2*

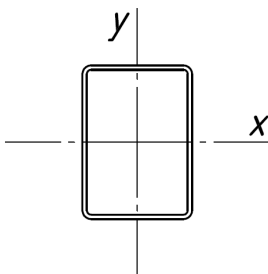
Максимальна розрахункова довжина стержня в площині вертикальної в'язі *BB-2*: $l_x=3310$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (3.1):

$$i_{x,n} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{3310}{200} = 1,65 \text{ см.}$$

Максимальна розрахункова довжина стержня в площині вертикальної в'язі *BB-2*: $l_y=5000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (3.1):

$$i_{y,n} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{5000}{200} = 2,5 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. табл. Д.13, дод. 9) підбираємо прямокутний профіль 100х60х4 з наступними геометричними характеристиками:



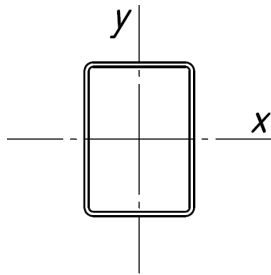
$$i_x = 2,44 \text{ см} > i_{x,n} = 1,65 \text{ см,}$$

$$i_y = 3,66 \text{ см} > i_{y,n} = 2,5 \text{ см.}$$

В осях «Б-В» по верху колон встановлюється розпірка *P-1*. Розрахункова довжина стержня *P-1*: $l_x=l_y=7000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості:

$$i_{x,n} = i_{y,n} = \frac{l_{x,y}}{\lambda_u} = \frac{7000}{200} = 3,5 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. табл. Д.12 дод. 9) підбираємо квадратний профіль 100x100x4 з наступними геометричними характеристиками:



$$i_x = 3,92 \text{ см} > i_{x,n} = 3,5 \text{ см,}$$

$$i_y = 3,92 \text{ см} > i_{y,n} = 3,5 \text{ см.}$$

Приклад оформлення креслень наведено в додатку 17.

Запитання для самоконтролю:

1. Як обмежується гнучкість в'язей?
2. Які профілі найбільш ефективні для застосування у якості в'язей?
3. При проектуванні в'язей більш раціонально застосовувати профілі з більшою, чи меншою товщиною стінки?

9. Послідовність виконання індивідуального завдання

Індивідуальне завдання (курсова робота) передбачає проектування металевої балочної клітки промислової будівлі і пов'язане з проектуванням сталевих будівельних конструкцій.

Проектування балочної клітини починається з розміщення елементів перекриття при заданому кроці колон, яке включає розробку схем розміщення балок настилу і головних балок перекриття.

Пояснювальна записка до розрахунково-графічної роботи повинна містити:

1. Завдання для виконання роботи;
2. Схема балок перекриття з маркуванням несучих конструкцій;
3. Таблиця збору навантажень;
4. Розрахункові схеми, визначення внутрішніх зусиль, підбір і перевірка перерізів балок настилу і головних балок;
5. Розрахунок центрально-стиснутої колони;
6. Розрахунок вузлів з'єднання елементів каркасу– вузли з'єднання балок настилу з головною балкою, спирання головної балки на колону, бази колони;
7. Розрахунок вертикальних в'язей по каркасу;
8. Перелік використаних джерел.

Обсяг пояснювальної записки складає 12-15 сторінок формату А4.

Графічна частина роботи повинна містити креслення стадії КМ, а саме: компоновальні схеми (схеми розміщення несучих елементів каркасу будівлі) і монтажних вузлів. Обов'язковий склад креслень розрахунково-графічної роботи:

1. Схема балок перекриття, поперечний і поздовжній розрізи каркаса робочої площадки з маркуванням несучих елементів конструкцій;
2. Вузол з'єднання балок настилу з головною балкою;
3. Вузол спирання головної балки на колону;
4. Вузол бази колони;
5. Відомість елементів несучого каркаса.

Обсяг графічної частини становить один аркуш формату А2 (А3).

Список літератури

1. Закон України «Про будівельні норми» від 05.11.2009 № 1704-VI
2. Закон України «Про стандартизацію» від 05.06.2014 № 1315-VII
3. Закон України «Про технічні регламенти та оцінку відповідності» від 15.01.2015 № 124-VIII
4. Постанова КМУ «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд» від 20.12.2006 № 1764.
5. Постанова КМУ «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу» від 23 травня 2011 р. N 547.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. – [Чинний з 01.01.2007]. – К.: Сталь, 2006. – 59 с.
7. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.– [Чинний з 01.01.2015]. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 199 с.
8. ДБН В.2.6-165:2011 «Конструкції будівель і споруд. Алюмінієві конструкції. Основні положення» [Чинний з 01.06.2012]. – К.: Укрархбудінформ, 2012. – 76 с.
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування/ Мінбудархітектури України.– [Чинний з 01.01.2007]. – К.: Сталь, 2006. – 10 с.
10. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – [Чинний з 01.01.2019]. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.
11. Білик А. С., Беляєв М. А. ВІМ-моделювання. Огляд можливостей та перспективи в Україні // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2015. – №. 2. – С. 9-15.
12. ДБН В.1.2-6-2008 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість» [Чинний з 01.10.2008]. – К.: Укрархбудінформ, 2008. – 76 с.

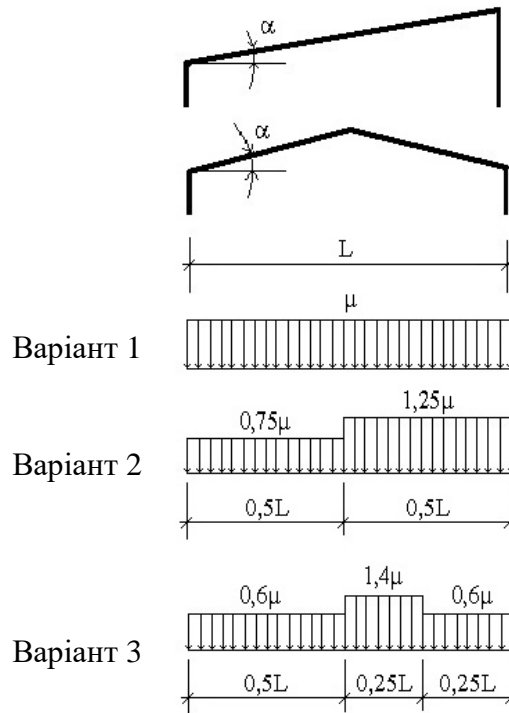
13. С.І.Білик, О.В.Шимановський, Л.І. Лавріненко, О.О. Нілов. Сталеві конструкції: Том 1. Основи розрахунку. Елементи конструкцій: Підручник для вищих навчальних закладів/ Рекомендовано Вченою радою КНУБА для студентів спеціальності 192, протокол №14 від 27.10.2023. – Кам'янець-Подільський «Рута», 2024. – 384 с.

14. Нілов О. О., Нілова Т. О. Металеві конструкції. Балки. Колони: навчальний посібник для вищих навчальних закладів. Вид. 3-е, перероб. і доп. Київ: Видавництво Ліра-К, 2024. – 240с.

15. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення – [Чинний з 01.07.2011]. – К.: Мінрегіонбуд, 2011. – 71 с.

Окремі схеми снігових навантажень і коефіцієнти μ

Схема 1. Будинки з односхилими та двосхилими покриттями

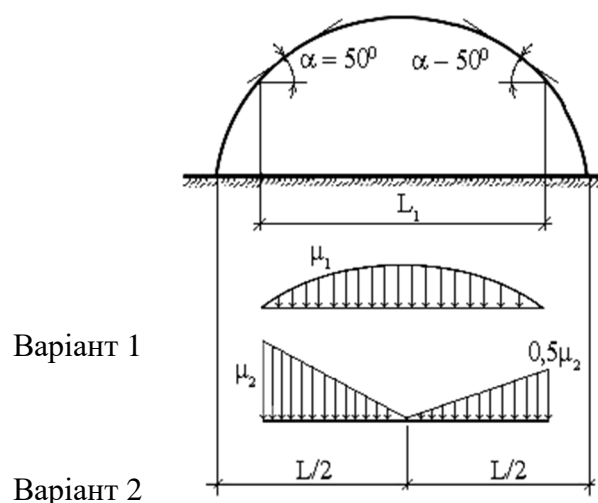


$$\mu = 1 \text{ при } \alpha \leq 25^\circ$$

$$\mu = 0 \text{ при } \alpha > 60^\circ$$

Варіанти 2 і 3 слід враховувати для будинків із двосхилими покриттям, при цьому варіант 2 — при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, а варіант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ тільки при наявності ходових містків або аераційних пристроїв по гребеню покрівлі.

Схема 2. Будинки зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями

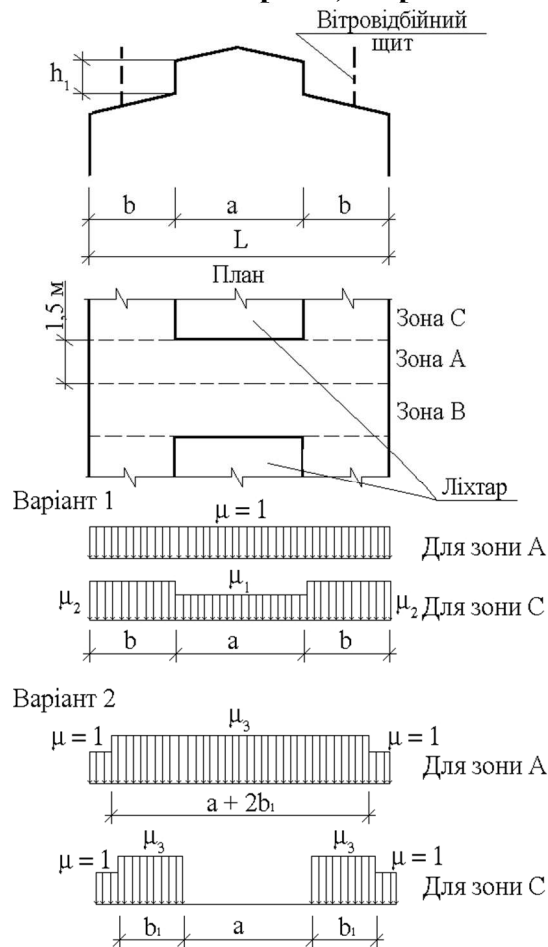


$$\mu_1 = \cos 1,8\alpha ;$$

$$\mu_2 = 2,4 \sin 1,4\alpha ,$$

де α — кут нахилу покриття, град

Схема 3. Будівлі з поздовжніми ліхтарями, закритими зверху



$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1a/b$$

$$\mu_3 = 1 + 0,5a/b_1,$$

але не більш як

4,0 — для ферм і балок при нормативному значенні ваги покриття 1,5 кПа і менше;

2,5 — для ферм і балок при нормативному значенні ваги покриття понад 1,5 кПа;

2,0 — для залізобетонних плит покриття прольотом 6 м і менше і для сталевого профільованого настилу;

2,5 — для залізобетонних плит прольотом більш як 6 м, а також для прогонів незалежно від прольоту;

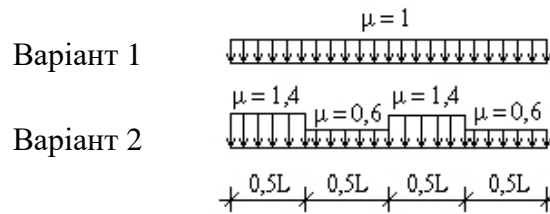
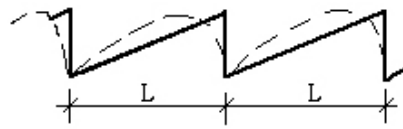
$$b_1 = h_1, \text{ але не більш як } b.$$

При визначенні навантаження біля торця ліхтаря для зони В значення коефіцієнта μ в обох варіантах слід приймати таким, що дорівнює 1,0.

Примітки:

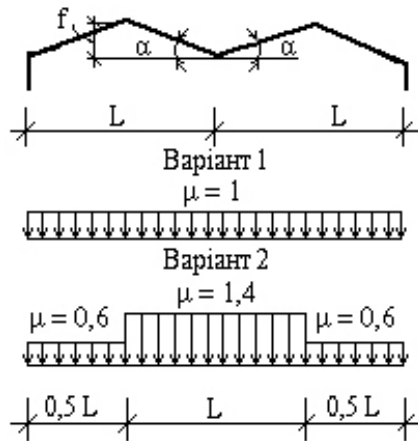
1. Схеми варіантів 1 і 2 слід застосовувати також для двосхилих і склепінчастих покриттів дво-трипролітних будівель з ліхтарями в середній частині будівель.
2. Вплив вітровідбійних щитів на розподіл снігового навантаження біля ліхтарів не враховувати.
3. Для плоских схилів при $b > 48$ м слід враховувати місцеве підвищене навантаження біля ліхтаря, як біля перепадів (див.схему 8).

Схема 4. Шедові покриття



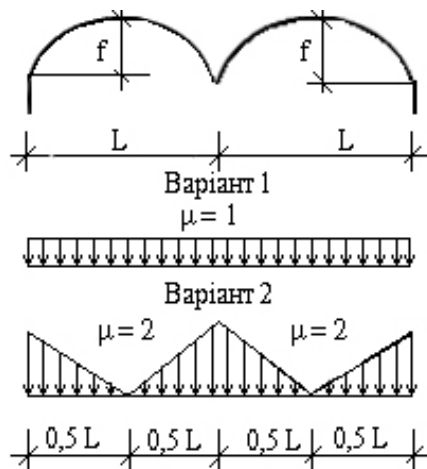
Схеми слід застосовувати для шедових покриттів, у тому числі з похилим заскленням і склепінчастим обрисом покрівлі.

Схема 5. Дво- і багатопролітні будівлі з двосхилими покриттями



Варіант 2 слід враховувати при $\alpha \geq 15^\circ$.

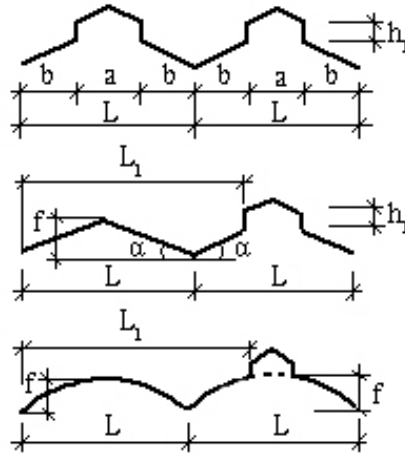
Схема 6. Дво- і багатопролітні будівлі зі склепінчастими і близькими до них за обрисами покриттями



Варіант 2 слід враховувати при $f/L > 0,1$.

Для залізобетонних плит покриттів значення коефіцієнтів μ слід приймати не більш як 1,4.

Схема 7. Дво- і багатопролітні будівлі з двосхилими і склепінчастими покриттями з поздовжнім ліхтарем

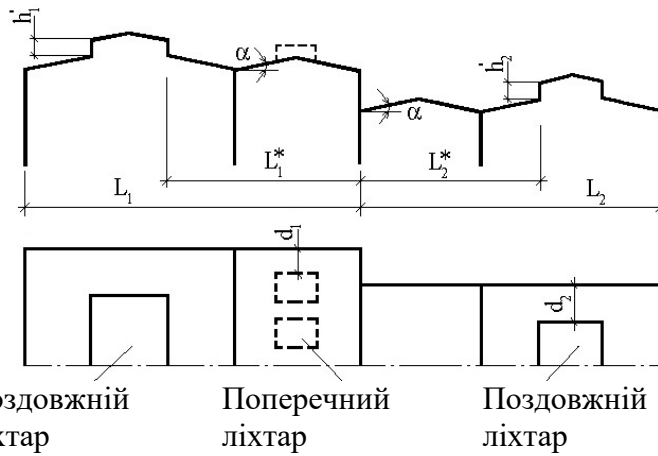


Коефіцієнт μ слід приймати для прольотів з ліхтарем відповідно до варіантів 1 і 2 схеми 3, для прольотів без ліхтаря — з варіантами 1 і 2 схем 5 і 6.

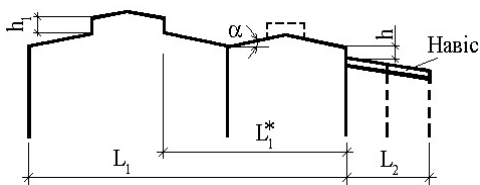
Для плоских двосхилих ($\alpha \leq 15^\circ$) і склепінчастих ($f/L < 0,1$) покриттів при $L_1 > 48$ м слід враховувати місцеве підвищене навантаження, як біля перепадів (див.схему 8).

Схема 8. Будівлі з перепадом висоти

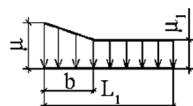
a)



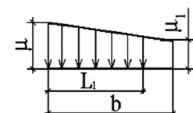
b)



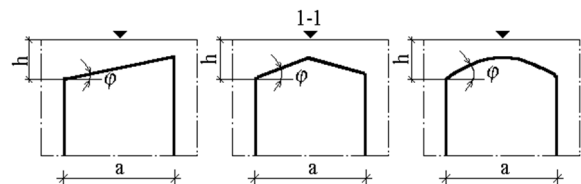
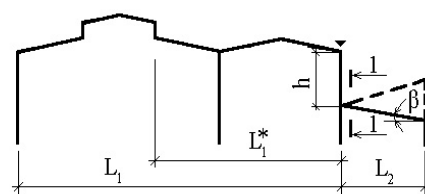
Варіант 1 ($b \leq L_2$)



Варіант 2 ($b > L_2$)



в)



Снігове навантаження на верхнє покриття слід приймати у відповідності зі схемами 1—7, а на нижнє — у двох варіантах: за схемами 1—7 і схемою 8 (для будівель — профіль “а”, для навісів — профіль “б”).

Коефіцієнт μ слід приймати таким, що дорівнює

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 L' + m_2 L'_2),$$

де h — висота перепаду, м, яка відлічується від карниза верхнього покриття до покрівлі нижнього і при значенні більш як 8 м приймається при визначенні μ такою, що дорівнює 8 м;

L'_1, L'_2 — довжини верхньої (L'_1) і нижньої (L'_2) ділянок покриття, з яких переноситься сніг у зону перепаду висот, м; їх слід приймати:

для покриттів без поздовжніх ліхтарів чи з поперечними ліхтарями — $L'_1 = L_2, L'_2 = L_2$;

для покриттів з поздовжніми ліхтарями — $L'_1 = L_1^* - 2h'_1; L'_2 = L_2^* - 2h'_2$ (при цьому L'_1 і L'_2 слід приймати не менш ніж 0);

m_1, m_2 — частки снігу, що переносяться вітром до перепаду висот; їхні значення для верхнього (m_1) і нижнього (m_2) покриттів слід приймати залежно від їхнього профілю: 0,4 — для плоского покриття з $\alpha \leq 20^\circ$, склепінчастого з $f/L \leq 1/8$; 0,3 — для плоского покриття з $\alpha > 20^\circ$, склепінчастого з $f/L > 1/8$ і покрівель з поперечними ліхтарями.

Для понижених покриттів завширшки $a < 21$ м значення m_2 слід приймати:

$m_2 = 0,5k_1 k_2 k_3$, але не менш ніж 0,1, де $k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}$; $k_2 = 1 - \frac{\beta}{35}$ (при зворотному ухилі,

показаному на рисунку пунктиром, $k_2 = 1$); $k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$, але не менш ніж 0,3 (a — в м;

β, φ — в град).

Довжину зони підвищених сніговідкладень b слід приймати такою, що дорівнює:

при $\mu \leq \frac{2h}{S_0}$ $b = 2h$, але не більш як 16 м;

при $\mu > \frac{2h}{S_0}$ $b = \frac{\mu - 1 + 2m_2}{\frac{2h}{S_0} - 1 + 2m_2} 2h$, але не більш ніж $5h$ і не більш як 16 м.

Коефіцієнти μ , прийняті для розрахунків (показані на схемах для двох варіантів), не повинні перевищувати:

$$\frac{2h}{S_0} \text{ (де } h \text{ — в м; } S_0 \text{ — в кПа);}$$

4 — якщо нижнє покриття є покриттям будівлі;

6 — якщо нижня покрівля є навісом.

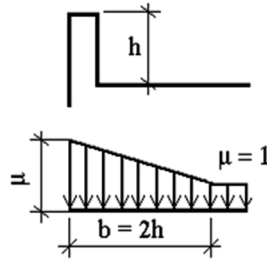
Коефіцієнт μ_1 слід приймати: $\mu_1 = 1 - 2m_2$.

Примітки:

1. При $d_1(d_2) > 12$ м значення μ для ділянки перепаду довжиною $d_1(d_2)$ слід визначати без урахування впливу ліхтарів на підвищеному (пониженому) покритті.

2. Якщо прольоти верхнього (нижнього) покриття мають різний профіль, то при визначенні μ необхідно приймати відповідне значення $m_1(m_2)$ для кожного прольоту в межах $L_1(L_2)$.
3. Місьцеве навантаження біля перепаду не слід враховувати, якщо висота перепаду, m , між двома суміжними покриттями менш як $\frac{S_0}{2h}$ (де $\frac{S_0}{2}$ — в кПа).

Схема 10. Покриття з парапетами

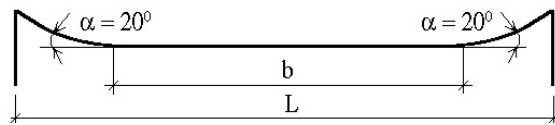


Схему слід застосовувати при

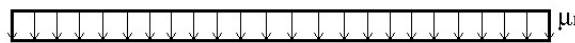
$$h > \frac{S_0}{2} \quad (h - \text{в м; } S_0 - \text{в кПа});$$

$$\mu = \frac{2h}{S_0}, \text{ але не більш як 3.}$$

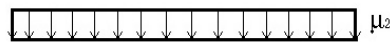
Схема 12. Висячі покриття циліндричної форми



Варіант 1



Варіант 2



$$\mu_1 = 1,0; \quad \mu_2 = \frac{l}{b}.$$

**Окремі схеми вітрових навантажень
і аеродинамічні коефіцієнти C_{aer}**

Схема 1. Окремо розташовані плоскі суцільні конструкції

Вертикальні поверхні та такі, що відхиляються від вертикальних не більш як на 15° .

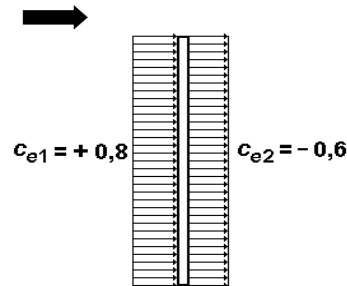
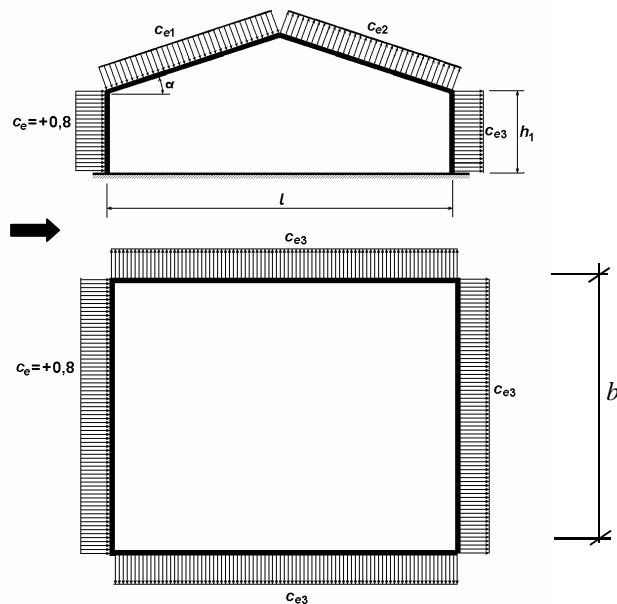


Схема 2. Будівлі с двосхилими покриттями

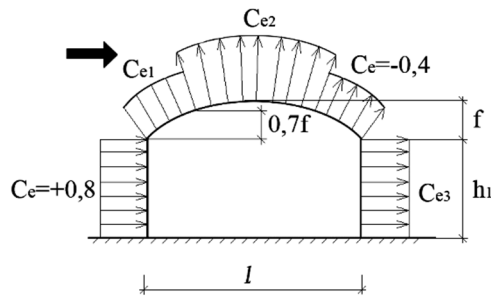


Коефіцієнт	α , град	Значення C_{e1}, C_{e2} при h_1/l , що дорівнює:			
		0	0,5	1	≥ 2
C_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
C_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8

b/l	Значення C_{e3} при h_1/L , що дорівнює:		
	$\leq 0,5$	1	≥ 2
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6

Примітка. При вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі $C_e = -0,7$.

Схема 3. Будівлі зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями

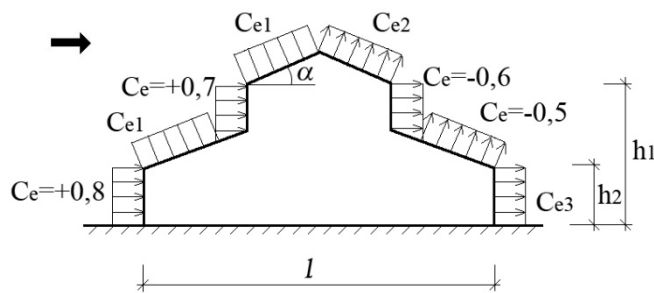


Коефіцієнт	h_1/l	Значення C_{e1} , C_{e2} при f/l , що дорівнює:				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
C_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7
C_{e2}	Довільне	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2

Значення c_{e3} приймається за схемою 2.

Примітка. При вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі $C_e = -0,7$.

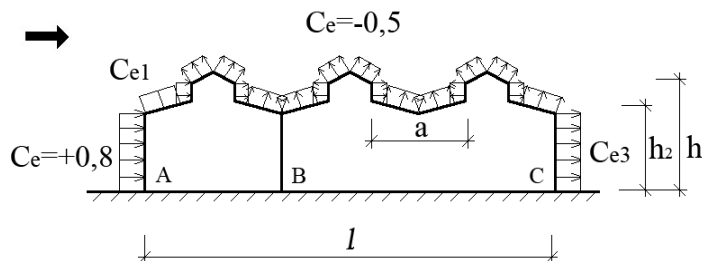
Схема 4. Будівлі з поздовжнім ліхтарем



Коефіцієнти C_{e1} , C_{e2} , C_{e3} слід визначати згідно з вказівками до схеми 2.

Примітка. При розрахунку поперечних рам будівель з ліхтарем та вітровідбійними щитами значення сумарного коефіцієнта лобового опору системи «ліхтар-щити» приймається таким, що дорівнює 1,4.

Схема 5. Будівля з поздовжніми ліхтарями

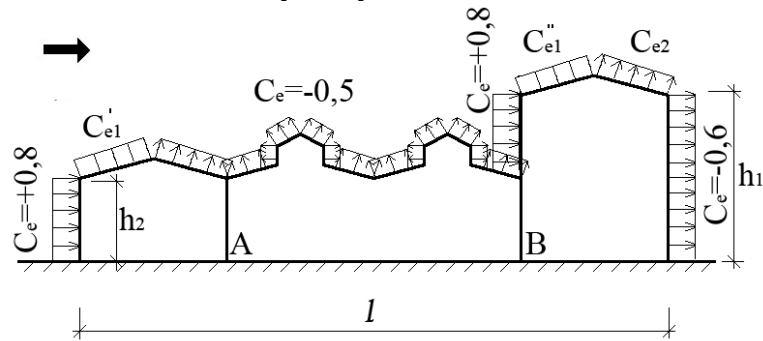


Для покриття будівлі на ділянці AB коефіцієнти C_e слід приймати за схемою 4.

Для ліхтарів ділянки BC при $\lambda \leq 2$ $C_x = 0,2$; при $2 \leq \lambda \leq 8$ для кожного ліхтаря $C_x = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $C_x = 0,8$, тут $\lambda = a/(h_1 - h_2)$. Для решти ділянок покриття $C_x = -0,5$.

Примітка. Для підвітряної, завітряної та бічних стін будівель коефіцієнти тиску слід визначати відповідно до вказівок до схеми 2.

Схема 6. Будівлі з поздовжніми ліхтарями різної висоти

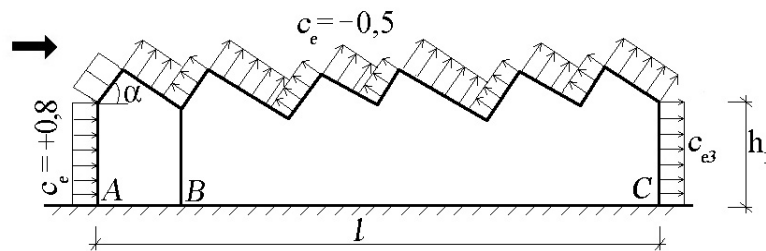


Коефіцієнти C'_{e1} , C''_{e1} і C_{e2} слід визначати згідно з вказівками до схеми 2, де при визначенні C_{e1} за h_1 треба приймати висоту підвітряної стіни будівлі.

Для ділянки AB C_e слід визначати так само, як для ділянки BC схеми 5, де за h_1-h_2 треба приймати висоту ліхтаря.

Примітка. Для підвітряної, завітряної та бічних стін будівель коефіцієнти тиску слід визначати згідно з вказівками до схеми 2.

Схема 7. Будівлі з шедовими покриттями

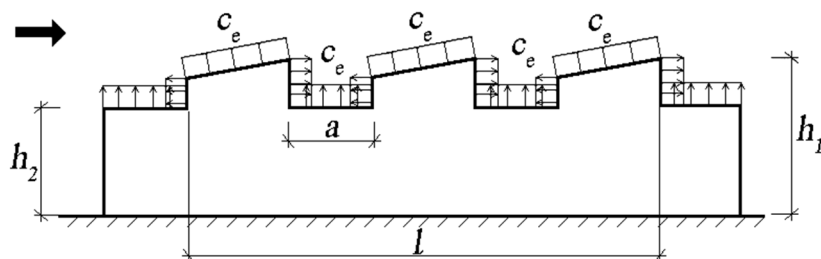


Для ділянки AB C_e слід визначати згідно з вказівками до схеми 2. Для ділянки BC $C_e = -0,5$.

Примітки.

1. Силу тертя необхідно враховувати при довільному напрямку вітру, при цьому $C_f = 0,04$.
2. Для підвітряної, завітряної та бічних стін будівель коефіцієнти тиску слід визначати згідно з вказівками до схеми 2.

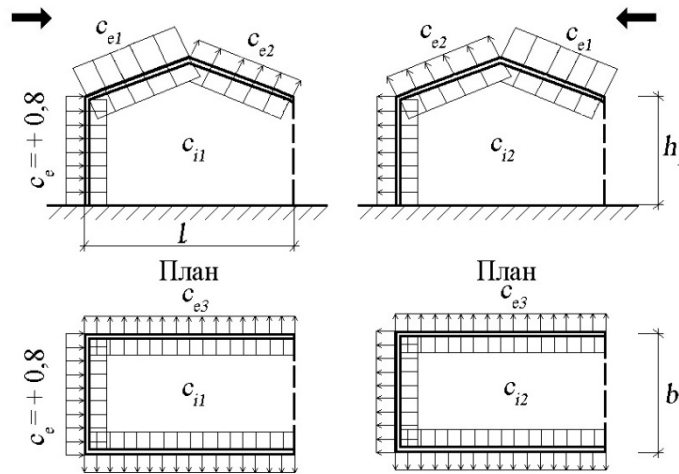
Схема 8. Будівлі з zenітними ліхтарями



Для підвітряного ліхтаря коефіцієнт C_e слід визначати згідно з вказівками до схеми 2, для іншої частини покриття — як для ділянки BC схеми 5.

Примітка. Для підвітряної, завітряної та бічних стін будівель коефіцієнти тиску слід визначати згідно з вказівками до схеми 2.

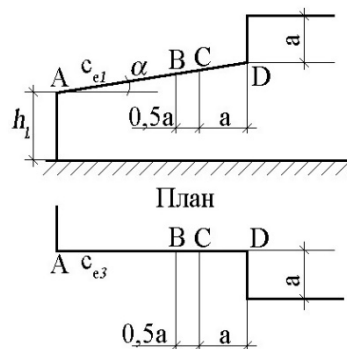
Схема 9. Будівлі, постійно відкриті з одного боку



При $\mu \leq 5\%$ $C_{i1}=C_{i2}=\pm 0,2$; при $\mu \geq 30\%$ C_{i1} слід приймати таким, що дорівнює C_{i3} , визначеним згідно з вказівками до схеми 2; $C_{i2}=+0,8$.

Примітки.

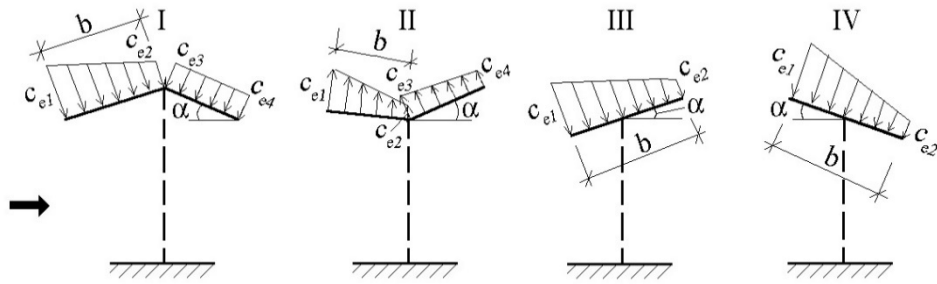
1. Коефіцієнти C_e на зовнішній поверхні слід приймати згідно з вказівками до схеми 2.
2. Проникність огороження μ слід визначати як відношення сумарної площі наявних у ньому прорізів до повної площі огороження. Для герметичної будівлі слід приймати $C_f=0$. В будівлях, вказаних у 9.3в, характеристичне значення внутрішнього тиску на легкі перегородки (при їхній поверхневій щільності менш як 100 кг/м^2) слід приймати $0,2w_0$, але не менш ніж $0,1 \text{ кПа}$ (10 кгс/м^2).
3. Для кожної стіни будівлі знак “плюс” або “мінус” для коефіцієнта C_{i1} при $\mu \leq 5\%$ слід визначати виходячи з умови реалізації найбільш несприятливого варіанта навантаження.

Схема 10. Уступи будівель при $\alpha < 15^\circ$ 

Для ділянки CD $C_e=0,7$. Для ділянки BC C_e слід визначати лінійною інтерполяцією значень, що приймаються в точках B і C . Коефіцієнти C_{e1} і C_{e3} на ділянці AB слід приймати згідно з вказівками до схеми 2 (де b і l — розміри в плані всієї будівлі).

Для вертикальних поверхонь коефіцієнт C_e треба визначати згідно з вказівками до схем 1 і 2.

Схема 11. Навіси

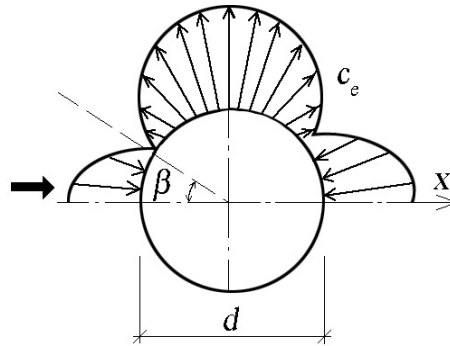


Тип схеми	α , град	Значення коефіцієнтів			
		C_{e1}	C_{e2}	C_{e3}	C_{e4}
I	10	+0,5	-1,3	-1,1	0
	20	+1,1	0	0	-0,4
	30	+2,1	+0,9	+0,6	0
II	10	0	-1,1	-1,5	0
	20	+1,5	+0,5	0	0
	30	+2	+0,8	+0,4	+0,4
III	10	+1,4	+0,4	—	—
	20	+1,8	+0,5	—	—
	30	+2,2	+0,6	—	—
IV	10	+1,3	+0,2	—	—
	20	+1,4	+0,3	—	—
	30	+1,6	+0,4	—	—

Примітки.

- Коефіцієнти C_{e1} , C_{e2} , C_{e3} , C_{e4} слід відносити до суми тисків на верхню і нижню поверхні навісів. Для від'ємних значень C_{e1} , C_{e2} , C_{e3} , C_{e4} напрямку тиску на схемах слід змінювати на протилежний.
- Для навісів із хвилястим покриттям $C_f=0,04$.

Схема 12а. Сфера



β , град	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	175	180
C_e	+1,0	+0,8	+0,4	-0,2	-0,8	-1,2	-1,25	-1,0	-0,6	-0,2	+0,2	+0,3	+0,4

Число Рейнольдса $Re = 0,88d\sqrt{W_0 k(z)\gamma_f} \cdot 10^5$	C_e
$Re < 10^5$	1,3
$2 \times 10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^5$	0,6
$Re < 4 \times 10^5$	0,2

d — діаметр сфери, м;

W_0 — визначається відповідно до 9.6, Па;

C_h — визначається відповідно до 9.9;

z — відстань, м, від поверхні землі до центра сфери;

γ_{fm}, γ_{fe} — визначаються відповідно до 9.14, 9.15.

Примітка. Коефіцієнти C_e наведені при $Re > 4 \cdot 10^5$.

Вибір сталей для конструкцій будівель і споруд

Таблиця Д.1

ДБН В.2.6-198: 2014

Додаток А, таблиця А.1

Категорії конструкцій за призначенням і за напруженим станом та групи конструкцій

Конструкція і елемент	Категорія	
	за призначенням	за напруженим станом
3. Конструкції технологічних площадок і покриттів: а) головні балки і ригелі рам при динамічному навантаженні б) головні балки при статичному навантаженні в) другорядні балки при динамічному навантаженні г) другорядні балки при статичному навантаженні д) металевий настил, включений до сумісної роботи з балками настилу при динамічному навантаженні е) металевий настил, окрім зазначеного в поз. 3, д) ж) ребра жорсткості балок	А А А А Б Б В	І ІІІ ІІ ІІІ І ІІ ІІІ
4. Колони виробничих будівель і відкритих кранових естакад, стійки робочих і технологічних площадок: а) основні елементи поперечного перерізу (у тому числі пояси і ґратки при наскрізному перерізі), опорні плити, підкранові траверси колон б) вертикальні в'язі між колонами в) ребра жорсткості і діафрагми колон, елементи ґраток двоплощинних в'язей, в'язі з напруженням меншим за $0,4R_y$	А А В	ІІІ ІІІ ІІІ
5. Конструкції покриття: а) ферми, ригелі та інші елементи, що підлягають безпосередній дії динамічних навантажень від технологічного чи транспортного устаткування б) те саме, при статичному навантаженні в) вузлові фасонки г) ліхтарні панелі, панелі покрівлі, прогони, горизонтальні торцеві в'язі в рівні покрівлі, поздовжні в'язі при кроці колон, що є більшим за крок кроквяних ферм д) інші в'язі	А А А Б В	І ІІ ІІ ІІ ІІІ
6. Конструкції фахверка а) ригелі під цегляні стіни і над воротами б) стійки, торцеві і вітрові ферми в) ригелі, крім зазначених у поз.6, а) та інші елементи	А Б В	ІІІ ІІ ІІІ
7. Допоміжні конструкції виробничих будівель: а) косоури сходів б) сходи, перехідні площадки, огороження, площадки світильників, посадкові площадки на крани, балки підвісних стель, імпости, віконні і ліхтарні рами	А В	ІІІ ІІІ
18. Громадські будівлі і споруди (театри, кінотеатри, цирки, спортивні споруди, криті ринки, навчальні заклади, дитячі дошкільні заклади, лікарні, пологові будинки, музеї, державні архіви тощо, будівлі заввишки понад 75 м: а) перекриття і покриття, косоури сходів б) колони	А А	ІІ ІІ

Показники груп конструкцій

Чинник	Позначення	Характеристика	Показник, бал
Клас відповідальності	S_1	I II, III	4 0
Категорія за призначенням	S_2	A B B	II 4 I
Категорія за напруженим станом	S_3	I II III	8 5 I
Наявність розтягувальних напружень від розрахункового навантаження	S_4	є немає	7 2
Несприятливий вплив зварних з'єднань	S_5	є немає	6 2
Примітка Несприятливий вплив зварних з'єднань слід враховувати, якщо вони розташовані у місцях дії значних розрахункових розтягувальних напружень ($\sigma > 0,3R_y$; $\sigma > 0,3R_{нз}$), або в місцях, де міцність зварного з'єднання визначає придатність до експлуатації конструкції в цілому.			

В.1 Залежно від категорії конструкцій за призначенням і за напруженим станом, а також від інших чинників, наведених у табл. В.2, конструкції та елементи поділяються на чотири групи. Групи конструкцій слід приймати залежно від показника групи S , який дорівнює сумі балів показників окремих чинників $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$, які приймаються відповідно до табл. В.2.

- група 1 – при $S > 26$;
- група 2 – при $23 \leq S \leq 26$;
- група 3 – при $19 \leq S \leq 22$;
- група 4 – при $S \leq 18$.

Слід враховувати, що показники факторів при експлуатації, транспортуванні та монтажі можуть відрізнятися один від одного.

В.2 Після підбору перерізів слід уточнити групу конструкцій шляхом коригування показника групи S , визначеного згідно з В.1 цього додатка, не більше як на ± 4 бали. При цьому рекомендується прийняти такі категорії за напруженим станом, де α – відношення абсолютного найбільшого значення нормального розтягувального напруження, викликаного дією динамічних навантажень, до найбільшого значення сумарного розтягувального напруження, викликаного дією усіх навантажень, у тому самому розрахунковому перерізі:

- I – при $\alpha \geq 0,5$;
- II – при $0,2 < \alpha < 0,5$;
- III – при $\alpha \leq 0,2$.

При товщині прокату понад 20 до 40 мм, при наявності кромки після гільйотинного різання, наклепу від деформування в холодному стані, що не враховуються в розрахунку, високих початкових напружень (у тому числі зварювальних), значення показника групи S необхідно збільшити на 1 бал; при товщині прокату понад 40 мм – на 2 бали.

При дії статичного навантаження і значенні нормального напруження стискання, що обчислене з урахуванням коефіцієнтів φ , φ_e , φ_b і не перевищує $0,4R_y\gamma_c$ (наприклад, при обмеженні гнучкості, конструктивних вимогах тощо) значення показника групи S необхідно зменшити на 4 бали.

Таблиця Д.3
ДБН В.2.6-198: 2014
Додаток Е, таблиця Е.1

Рекомендації щодо вибору сталей для конструкцій будівель і споруд

Сталь	Умови застосування сталі для груп конструкцій			
	1	2	3	4
Конструкції з фасонного, сортового, листового, широкополочкового і універсального прокату і холодногнутих профілів				
C235 ГОСТ 27772	–	–	+ ^{a)}	+
C245 ГОСТ 27772	–	+ ^{b)}	+	–
C255 ГОСТ 27772	+	+	+	–
C275 ГОСТ 27772	–	+ ^{b)}	+	–
C285 ГОСТ 27772	+	+	+	–
C345 ГОСТ 27772	+3	+1	+1	–
C345К ГОСТ 27772				
C355 ТУ У27.1-05416923-085:2006	–	+	+	–
C375 ГОСТ 27772	+3	+1	+1	–
C390 ГОСТ 27772, ТУ У27.1-05416923-085:2006	+	+	+	–
C440 ГОСТ 27772, ТУ У27.1-05416923-085:2006	+	+	+	–
C490 ГОСТ 27772, ТУ У27.1-05416923-085:2006				
C590 ГОСТ 27772, ТУ У27.1-05416923-085:2006	–	+	+	–
C590К ГОСТ 27772	–	–	–	–
Конструкції з труб				
ВСтЗкп (до 4) ГОСТ 10705 ^{a)}	+2 ^{д)}	+2 ^{д)}	+2 ^{д)}	
ВСтЗкп (от 4,5 до 10) ГОСТ 10705 ^{b)}	–	+2 ^{д)}	+2 ^{д)}	
ВСтЗпс (до 5,5) ГОСТ 10705 ^{b)}	+2 ^{д)}	+2 ^{д)}	+2 ^{д)}	
ВСтЗпс (от 6 до 10) ГОСТ 10705 ^{b)}	+6	+6	+6	
ВСтЗсп (от 6 до 10) ГОСТ 10705 ^{b)}	–	–	–	
ВСтЗпс (от 5 до 15) ГОСТ 10706 ^{г)}	–	+4	+4	
ВСтЗсп (от 5 до 15) ГОСТ 10706 ^{г)}	–	–	–	
20 ГОСТ 8731 ^{е)}	+	+	–	
09Г2С ГОСТ 8731 ^{е)}	+	+	–	
<p>Позначення, прийняті в табл. Е.1: Знаки «+» і «–» означають, що дану сталь застосовувати відповідно слід чи не слід. Цифра за знаком «+» означає категорію сталі за ударною в'язкістю. ^{a)} окрім неопалюваних будівель і конструкцій, що експлуатуються на відкритому повітрі, а також окрім опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ); ^{b)} для неопалюваних будівель і конструкцій, що експлуатуються на відкритому повітрі, слід застосовувати прокат завтовшки до 10 мм; ^{b)} група В, табл. 1 ГОСТ 10705; ^{г)} група В з додатковими вимогами за п.1.6 ГОСТ 10706; ^{д)} окрім опор ПЛ, ВРП і КМ; ^{е)} безшовні гарячедеформовані труби з зазначених марок сталей допускається застосовувати для елементів спеціальних опор великих переходів ПЛ висотою понад 60 м (група конструкцій 1).</p> <p>Примітки: 1. За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці. 2. Вимоги цієї таблиці поширюються на листовий прокат завтовшки понад 3 мм. При товщині прокату меншій за 3 мм наведені в таблиці сталі слід застосовувати без вимог до ударної в'язкості (без зазначення категорії). 3. Прокат завтовшки менше за 5 мм із сталі класу С235 допускається застосовувати для конструкцій усіх груп, окрім опор ПЛ, ВРП і КМ.</p>				

Значення коефіцієнтів надійності за граничним розрахунковим навантаженням

Таблиця Д.4
ДБН В.1.2-2:2006
Таблиця 5.1

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	
менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти:	
у природному заляганні	1,10 (0,90)
насіпні	1,15 (0,90)

Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції.

Таблиця Д.5
ДБН В.1.2-2:2006
Таблиця 6.1

Вага	γ_{fm}
Стационарного устаткування	1,05
Ізоляції стационарного устаткування	1,20
Заповнювачів устаткування (у тому числі резервуарів і трубопроводів):	
рідин	1,00
суспензій, шламів, сипучих тіл	1,10
Навантажувачів і електрокарів з вантажем	1,20

Середня густина характерних матеріалів

Таблиця Д.6

№ п/п	Матеріал	Густина ρ , кг/м ³
1	Залізобетон монолітний	2400
2	Залізобетон збірний	2500
3	Сталь	7850
4	Алюмінієвий сплав	2700
5	Деревина	500...700
6	Цементно-піщаний розчин	2000...2200
7	Асфальтобетон піщаний	2000
8	Асфальтобетон середньозернистий	2300
9	Ксилоліт	1200
10	Утеплювачі: а) із пористих бетонів (пінобетон, газобетон, піносілікат і т. ін.) б) мінераловатні плити в) перлітові та вермикулітові плити на цементному в'язучому г) піноскло та газо скло д) шлаки гранульовані, пемза, керамзит, діатоміт (трепел)	400...600 300...500 300...500 200...300 300...700
	е) плити із пористих пластмас (пінопласт, сотопласт і т.ін.)	20...150
11	Маса деяких елементів покриття:	кг/м ²
	а) рулонний килим із руберойду на бітумній мастиці в один шар в три шари б) пароізоляція (два шари пергаменту на бітумній мастиці) в) азбестоцементні хвилясті листи підсиленого профілю товщиною 8 мм г) профільований сталевий настил	3...5 10...15 5...6 15...16 8,7...14
12	Керамічна плитка	21...23

Додаток 6
Розрахункові опори сталі для сталевих конструкцій будівель і споруд
Таблиця Д.7
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Г, таблиця Г.2

Розрахункові опори при розтягуванні, стисканні та згинанні для листового, широкоштабового універсального і фасонного прокату

Сталь	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		Листового, широкоштабового, універсального		Фасонного	
		R_y	R_u	R_y	R_u
С235	від 2 до 20	230	350	230	350
	понад 20 до 40	220	350	220	350
	понад 40 до 100	210	350	—	—
	понад 100	190	350	—	—
С245	від 2 до 20	240	360	240	360
	понад 20 до 30	—	—	230	360
С255	від 2 до 3.9	250	370	—	—
	від 4 до 10	240	370	250	370
	понад 10 до 20	240	360	240	360
	понад 20 до 40	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	270	370	270	380
	понад 10 до 20	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	280	380	—	—
	від 4 до 10	270	380	280	390
	понад 10 до 20	260	370	270	380
С345	від 2 до 10	335	480	335	480
	понад 10 до 20	315	460	315	460
	понад 20 до 40	300	450	300	450
	понад 40 до 60	280	440	—	—
	понад 60 до 80	270	430	—	—
	понад 80 до 100	260	420	—	—
С345К	від 4 до 10	335	460	335	460
С355	понад 80 до 50	340	430	—	—
С375	від 2 до 10	365	500	365	500
	понад 10 до 20	345	480	345	480
	понад 20 до 40	325	470	325	470
С390	від 4 до 50	380	530	—	—
С390К	від 4 до 30	380	530	—	—
С440	від 4 до 30	430	575	—	—
	понад 30 до 50	400	555	—	—
С590	від 8 до 50	540	630	—	—
С590К	від 16 до 40	515	605	—	—

¹⁾ За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.

³⁾ Значення розрахункових опорів одержані діленням нормативних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом, визначені згідно з п. 1.3.2 із заокругленням до 5 Н/мм².

Коефіцієнти умов роботи

Таблиця Д.8

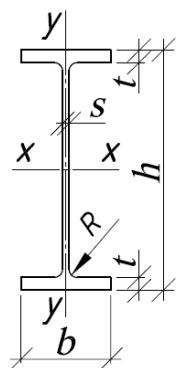
ДБН В.2.6-198:2014

Таблиця 5.1

Елементи конструкцій	Коефіцієнти умов роботи γ_c
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує вагу перекриття	0,90
2. Колони громадських будівель і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами	1,05
9. Опорні плити, виконані зі сталі з межею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	
а) до 40 включно	1,20
б) понад 40 до 60 включно	1,15
в) понад 60 до 80 включно	1,10
Примітки:	
1. Коефіцієнти $\gamma_c < 1,0$ при розрахунку не слід враховувати сумісно.	
2. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в поз. 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.	
3. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в поз.1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b .	
4. У випадках, не обумовлених нормами, у розрахункових формулах слід приймати $\gamma_c = 1,0$.	

Сортамент сталевих двотаврів

Таблиця Д.9



Металеві сталеві нормальні, горячекатані двотаврові балки з паралельними гранями полицок IPE європейського стандарту Євронорм 19-57 (Euronorm 19-57)

Приклад позначення:

IPE 240 / Euronorm 19-57

Позначення	Номінальна вага 1м, кг/м	Номінальні розміри, мм					Площа перерізу	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>		<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el.x}</i>	<i>W_{pl.x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el.y}</i>	<i>W_{pl.y}</i>
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
IPE 80	6.0	46	80	3.8	5.2	5.0	7.64	80.1	20.0	23.2	3.24	8.49	3.69	5.8	1.05
IPE 100	8.1	55	100	4.1	5.7	7.0	10.30	171	34.2	39.4	4.07	15.9	5.79	9.2	1.24
IPE 120	10.4	64	120	4.4	6.3	7.0	13.20	318	53.0	60.7	4.90	27.7	8.65	13.6	1.45
IPE 140	12.9	73	140	4.7	6.9	7.0	16.40	541	77.3	88.3	5.74	44.9	12.3	19.3	1.65
IPE 160	15.8	82	160	5.0	7.4	9.0	20.10	869	109.0	121.0	6.58	68.3	16.7	26.1	1.84
IPE 180	18.8	91	180	5.3	8.0	9.0	23.90	1317	146.0	166.0	7.42	101.0	22.2	34.6	2.05
IPE 200	22.4	100	200	5.6	8.5	12.0	28.50	1943	194.0	221.0	8.26	142.0	28.5	44.6	2.24
IPE 220	26.2	110	220	5.9	9.2	12.0	33.40	2772	252.0	285.0	9.11	205.0	37.3	58.1	2.48
IPE 240	30.7	120	240	6.2	9.8	15.0	39.10	3892	324.0	367.0	9.97	284.0	47.3	73.9	2.69
IPE 270	36.1	135	270	6.6	10.2	15.0	45.90	5790	429.0	484.0	11.20	420.0	62.2	97.0	3.02

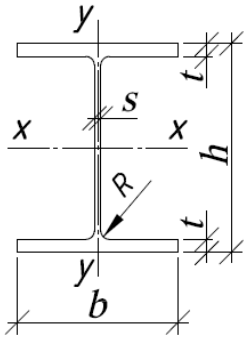
Продовження дод. 8
Продовження табл. Д.9

Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el,x}</i>	<i>W_{pl,x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el,y}</i>	<i>W_{pl,y}</i>	<i>i_y</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
IPE 300	42.2	150	300	7.1	10.7	15.0	53.80	8356	557.0	628.0	12.50	604.0	80.5	12.0	3.35
IPE 330	49.1	160	330	7.5	11.5	18.0	62.60	11770	713.0	804.0	13.70	788.0	98.5	154.0	3.55
IPE 360	57.1	170	360	8.0	12.7	18.0	72.70	16270	904.0	1019.0	15.00	1043.0	123.0	191.0	3.79
IPE 400	66.3	180	400	8.6	13.5	21.0	84.50	23130	1160.0	1307.0	16.50	1318.0	146.0	229.0	3.95
IPE 450	77.6	190	450	9.4	14.6	21.0	98.88	33740	1500.0	1702.0	18.50	1676.0	176.0	276.0	4.12
IPE 500	90.7	200	500	10.2	16.0	21.0	116.0	48200	1930.0	2194.0	20.43	2142.0	214.2	336.0	4.31
IPE 550	106.0	210	550	11.1	17.2	24.0	134.00	67120	2440.0	2787.0	22.30	2668.0	254.0	401.0	4.45
IPE 600	122.0	220	600	12.0	19.0	24.0	156.00	92080	3070.0	3512.0	24.30	3387.0	307.9	486.0	4.66

Продовження дод. 8
Таблиця Д.10

Металеві сталеві широкополичні, горячекатані двотаврові балки з паралельними гранями полицок НЕВ, європейського стандарту Євроном 53-62 (Euronorm 53-62)

Приклад позначень:
НЕВ 240 / Euronorm 53-62

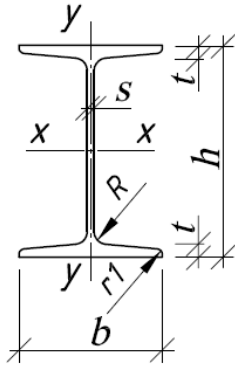


Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу A см ²	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		b	h	s	t	R		I _x см ⁴	W _{el.x} см ³	W _{pl.x} см ³	i _x см	I _y см ⁴	W _{el.y} см ³	W _{pl.y} см ³	i _y см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
НЕВ 100	20.41	100	100	6	10	12	26.0	449.5	89.91	104.2	4.16	167.0	33.50	51.42	2.53
НЕВ120	26.7	120	120	6.5	11	12	34.0	864.0	144.1	165.2	5.04	317.5	52.92	80.97	3.06
НЕВ140	33.76	140	140	7	12	12	43.0	1510	215.6	245.4	5.93	549.7	78.52	119.8	3.58
НЕВ160	42.6	160	160	8	13	15	54.3	2490	311.5	354.0	6.78	889.2	111.2	170.0	4.05
НЕВ180	51.26	180	180	8.5	14	15	65.3	3831	425.7	481.4	7.66	1360	151.4	231.0	4.57
НЕВ200	61.3	200	200	9	15	18	78.1	5700	570	642.5	8.54	2000	200.0	304.8	5.07
НЕВ220	71.5	220	220	9.5	16	18	91.0	8091	735.5	827.0	9.43	2840	258.5	393.9	5.59
НЕВ240	83.2	240	240	10	17	21	106.0	11260	938.3	1053	10.31	3920	327.0	498.4	6.08
НЕВ260	93	260	260	10	17.5	24	118.4	14920	1150	1283	11.22	5130	395.0	602.2	6.58
НЕВ280	103	280	280	10.5	18	24	131.4	19270	1380	1534	12.11	6595	471.0	717.6	7.09
НЕВ300	117	300	300	11	19	27	149.1	25170	1680	1869	13.00	8560	570.9	870.1	7.58

Продовження дод. 8
Продовження табл. Д.10

Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу <i>A</i>	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>cm²</i>	<i>I_x</i> <i>cm⁴</i>	<i>W_{el,x}</i> <i>cm³</i>	<i>W_{pl,x}</i> <i>cm³</i>	<i>i_x</i> <i>cm</i>	<i>I_y</i> <i>cm⁴</i>	<i>W_{el,y}</i> <i>cm³</i>	<i>W_{pl,y}</i> <i>cm³</i>	<i>i_y</i> <i>cm</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
HEB320	127	300	320	11.5	20.5	27	161.3	30820	1930	2149	13.82	9240	616.0	939.1	7.57
HEB340	134.24	300	340	12	21.5	27	171.0	36660	2160	2408	14.65	9690	646.0	985.7	7.53
HEB360	142	300	360	12.5	22.5	27	181.0	43190	2400	2683	15.50	10140	676.1	1032	7.49
HEB400	155.43	300	400	13.5	24	27	197.8	57680	2884	3232	17.10	10820	721.3	1104	7.40
HEB450	171.13	300	450	14	26	27	218.0	79890	3550	3982	19.10	11720	781.0	1198	7.33
HEB500	187.62	300	500	14.5	28	27	239.0	107200	4290	4815	21.20	12620	842.0	1292	7.27
HEB550	199.39	300	550	15	29	27	254.0	136700	4970	5591	23.20	13080	872.0	1341	7.17
HEB600	212	300	600	15.5	30	27	270.0	171000	5700	6425	25.20	13530	902.0	1391	7.08
HEB650	224.51	300	650	16	31	27	286.0	210600	6480	7320	27.10	13980	932.0	1441	6.99
HEB700	240.21	300	700	17	32	27	306.0	256900	7340	8327	29.00	14440	963.0	1495	6.87
HEB800	262.19	300	800	17.5	33	30	334.2	359100	8980	10230	32.78	14900	994.0	1553	6.68
HEB900	291.24	300	900	18.5	35	30	371.0	494100	10980	12580	36.50	15820	1050	1658	6.53
HEB1000	314	300	1000	19	36	30	400.0	644700	12890	14860	40.15	16280	1090	1716	6.38

Двотаври сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней полок за
ДСТУ 8768:2018



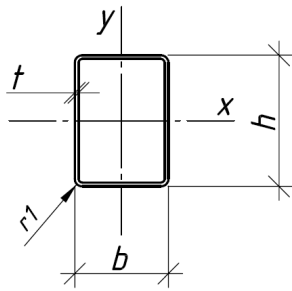
№ профіля	Номинальні розміри, мм						Номи наль на вага 1м кг/м	Площа перерізу см ²	Довідкові величини для осей						
	h	b	s	t	R	r ₁			Відносно осей x-x				Відносно осей y-y		
									I _x ,	W _x ,	i _x ,	S _x ,	I _y ,	W _y ,	i _y ,
									см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴	см ³	см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	9,48	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,46	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	11,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	13,7	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5,0	7,8	6,5	3,5	15,9	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	18,4	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,4	82,6	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	21,00	26,8	1840	184,0	8,28	104,0	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	24,00	30,6	2550	232,0	9,13	131,0	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	27,30	34,8	3460	289,0	9,97	163,0	198	34,5	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	31,50	40,2	5010	371,0	11,20	210,0	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	36,50	46,5	7080	472,0	12,30	268,0	337	49,9	2,69

Продовження дод. 8
Продовження табл. Д.11

№ профіля	Номинальные размеры, <i>мм</i>						Номи наль ный вес 1м <i>кг/м</i>	Площадь сечения <i>см²</i>	Справочные величины для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r₁</i>			Относительно оси x-x				Относительно оси y-y		
									<i>I_x</i> ,	<i>W_x</i> ,	<i>i_x</i> ,	<i>S_x</i> ,	<i>I_y</i> ,	<i>W_y</i> ,	<i>i_y</i> ,
									<i>см⁴</i>	<i>см³</i>	<i>см</i>	<i>см³</i>	<i>см⁴</i>	<i>см³</i>	<i>см</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	42,20	53,8	9840	597,0	13,50	339,0	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	48,60	61,9	13380	743,0	14,70	423,0	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	57,00	72,6	19062	953,0	16,20	545,0	667	86,1	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	66,50	84,7	27696	1231,0	18,10	708,0	808	101,0	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	78,50	100,0	39727	1589,0	19,90	919,0	1043	123,0	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	92,60	118,0	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356	151,0	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	108,00	138,0	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725	182,0	3,54

Сортамент квадратних і прямокутних труб

Таблиця Д.12



**Профілі сталеві гнуті замкнені зварні
квадратні та прямокутні для будівельних
конструкцій. Технічні умови**

ДСТУ Б В.2.6-8-95

Приклад позначень:

Тр. 140x100x4

Профілі квадратні

Профіль	Висота/ ширина $b=h$	Товщина t	Радіус r_1	Площа перерізу A ,	Момент інерції $I_x=I_y$	Момент опору $W_x=W_y$	Радіус інерції $i_x=i_y$	Погона вага P
	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	кг/м
50x3	50.0	3.0	6.0	5.5	19.9	7.9	19.1	4.3
50x4	50.0	4.0	8.0	7.1	24.5	9.8	18.6	5.5
50x5	50.0	5.0	10.0	8.6	28.3	11.3	18.1	6.7
80x3	80.0	3.0	6.0	9.2	89.5	22.4	31.2	7.2
80x4	80.0	4.0	8.0	12.2	115.3	28.8	30.7	9.6
100x3	100.0	3.0	6.0	11.6	180.2	36.0	39.4	9.1
100x4	100.0	4.0	8.0	15.3	231.3	46.3	38.9	12.0
100x5	100.0	5.0	10.0	18.9	278.7	55.7	38.4	14.8
120x3	120.0	3.0	6.0	14.0	315.1	52.5	47.6	11.0
120x4	120.0	4.0	8.0	18.5	408.5	68.1	47.1	14.5
140x4	140.0	4.0	8.0	21.6	657.9	94.0	55.2	17.0
140x5	140.0	5.0	10.0	26.9	808.4	115.5	54.8	21.1
160x4	160.0	4.0	8.0	24.7	989.7	123.7	63.3	19.4
160x5	160.0	5.0	10.0	30.7	1214.6	151.8	62.9	24.1
180x5	180.0	5.0	10.0	34.6	1749.1	194.3	71.1	27.2
180x6	180.0	6.0	12.0	41.4	2063.5	229.3	70.6	32.5
200x5	200.0	5.0	10.0	38.4	2410.0	241.0	79.3	30.1
200x6	200.0	6.0	12.0	45.6	2832.0	283.0	78.8	35.8
250x8	250.0	8.0	16.0	75.8	7315.0	585.0	98.2	59.5
250x9	250.0	9.0	18.0	84.7	8092.0	647.0	97.8	66.5
300x8	300.0	8.0	16.0	89.9	12812.0	846.0	119.4	70.5
300x9	300.0	9.0	18.0	101.0	14302.0	949.0	119.0	79.3

Профілі прямокутні

Профіль	Висога	Ширина	Товщин	Радіус	Площа перерізу	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Погонна вага
	h	b	t	r_1	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
80x40x3	80.0	40.0	3.0	6.0	6.6	52.2	13.1	28.1	17.5	8.8	16.3	5.2
80x40x3.5	80.0	40.0	3.5	7.0	7.6	58.8	14.7	27.8	19.6	9.8	16.1	6.0
80x40x4	80.0	40.0	4.0	8.0	8.6	64.8	16.2	27.5	21.4	10.7	15.8	6.7
80x40x4.5	80.0	40.0	4.5	9.0	9.5	70.2	17.5	27.2	23.0	11.5	15.6	7.4
80x40x5	80.0	40.0	5.0	10.0	10.4	75.1	18.8	26.9	24.5	12.2	15.4	8.1
80x60x3	80.0	60.0	3.0	6.0	7.8	70.0	17.5	29.9	44.9	14.9	24.0	6.1
80x60x3.5	80.0	60.0	3.5	7.0	9.0	79.3	19.8	29.7	50.7	16.9	23.7	7.1
80x60x4	80.0	60.0	4.0	8.0	10.1	87.9	22.0	29.4	56.0	18.7	23.5	8.0
80x60x4.5	80.0	60.0	4.5	9.0	11.3	95.8	24.0	29.2	61.0	20.3	23.3	8.9
80x60x5	80.0	60.0	5.0	10.0	12.4	103.2	25.8	28.9	65.5	21.8	23.0	9.7
80x70x3	80.0	70.0	3.0	6.0	8.4	78.9	19.7	30.6	64.2	18.3	27.6	6.6
80x70x3.5	80.0	70.0	3.5	7.0	9.7	89.5	22.4	30.4	72.8	20.8	27.4	7.6
80x70x4	80.0	70.0	4.0	8.0	10.9	99.4	24.9	30.1	80.8	23.1	27.2	8.6
80x70x4.5	80.0	70.0	4.5	9.0	12.2	108.7	27.2	29.9	88.2	25.2	26.9	9.6
80x70x5	80.0	70.0	5.0	10.0	13.4	117.3	29.3	29.6	95.1	27.2	26.7	10.5
90x50x3	90.0	50.0	3.0	6.0	7.8	81.8	18.2	32.4	32.7	13.1	20.5	6.1
90x50x3.5	90.0	50.0	3.5	7.0	9.0	92.6	20.6	32.1	36.8	14.7	20.2	7.1
90x50x4	90.0	50.0	4.0	8.0	10.1	102.7	22.8	31.8	40.6	16.2	20.0	8.0
90x50x4.5	90.0	50.0	4.5	9.0	11.3	112.0	24.9	31.5	44.1	17.6	19.8	8.9
90x50x5	90.0	50.0	5.0	10.0	12.4	120.5	26.8	31.2	47.2	18.9	19.5	9.7
90x60x3	90.0	60.0	3.0	6.0	8.4	93.2	20.7	33.3	49.7	16.6	24.3	6.6
90x60x3.5	90.0	60.0	3.5	7.0	9.7	105.7	23.5	33.0	56.3	18.7	24.1	7.6
90x60x4	90.0	60.0	4.0	8.0	10.9	117.5	26.1	32.8	62.3	20.8	23.9	8.6
90x60x4.5	90.0	60.0	4.5	9.0	12.2	128.4	28.5	32.5	67.9	22.6	23.6	9.6
90x60x5	90.0	60.0	5.0	10.0	13.4	138.6	30.8	32.2	73.1	24.4	23.4	10.5
100x40x3	100.0	40.0	3.0	6.0	7.8	92.3	18.5	34.4	21.6	10.8	16.6	6.1
100x40x3.5	100.0	40.0	3.5	7.0	9.0	104.4	20.9	34.1	24.2	12.1	16.4	7.1
100x40x4	100.0	40.0	4.0	8.0	10.1	115.7	23.1	33.8	26.6	13.3	16.2	8.0
100x40x4.5	100.0	40.0	4.5	9.0	11.3	126.0	25.2	33.4	28.7	14.4	16.0	8.9
100x40x5	100.0	40.0	5.0	10.0	12.4	135.6	27.1	33.1	30.6	15.3	15.7	9.7
100x50x3	100.0	50.0	3.0	6.0	8.4	106.4	21.3	35.6	36.0	14.4	20.7	6.6
100x50x3.5	100.0	50.0	3.5	7.0	9.7	120.7	24.1	35.3	40.6	16.2	20.5	7.6
100x50x4	100.0	50.0	4.0	8.0	10.9	134.1	26.8	35.0	44.9	17.9	20.2	8.6
100x50x4.5	100.0	50.0	4.5	9.0	12.2	146.6	29.3	34.7	48.7	19.5	20.0	9.6
100x50x5	100.0	50.0	5.0	10.0	13.4	158.1	31.6	34.4	52.3	20.9	19.8	10.5
100x60x3	100.0	60.0	3.0	6.0	9.0	120.6	24.1	36.6	54.6	18.2	24.6	7.1
100x60x3.5	100.0	60.0	3.5	7.0	10.4	137.0	27.4	36.3	61.8	20.6	24.4	8.2
100x60x4	100.0	60.0	4.0	8.0	11.8	152.5	30.5	36.0	68.6	22.9	24.2	9.2
100x60x4.5	100.0	60.0	4.5	9.0	13.1	167.1	33.4	35.8	74.9	24.9	23.9	10.3

Продовження дод. 9
Продовження таблиці Д.13

Профіль	Висота	Ширина	Товщин	Радіус	Площа перерізу	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Погонна вага
	h	b	t	r_l	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
100x60x5	100.0	60.0	5.0	10.0	14.4	180.7	36.1	35.5	80.7	26.9	23.7	11.3
120x40x3	120.0	40.0	3.0	6.0	9.0	148.0	24.7	40.5	25.7	12.9	16.9	7.1
120x40x3.5	120.0	40.0	3.5	7.0	10.4	168.1	28.0	40.2	28.9	14.4	16.7	8.2
120x40x4	120.0	40.0	4.0	8.0	11.8	186.9	31.1	39.9	31.8	15.9	16.4	9.2
120x40x4.5	120.0	40.0	4.5	9.0	13.1	204.4	34.1	39.6	34.4	17.2	16.2	10.3
120x40x5	120.0	40.0	5.0	10.0	14.4	220.8	36.8	39.2	36.7	18.4	16.0	11.3
120x60x3	120.0	60.0	3.0	6.0	10.2	189.1	31.5	43.0	64.3	21.5	25.1	8.0
120x60x3.5	120.0	60.0	3.5	7.0	11.8	215.6	35.9	42.8	73.0	24.3	24.9	9.3
120x60x4	120.0	60.0	4.0	8.0	13.3	240.7	40.1	42.5	81.1	27.0	24.7	10.5
120x60x4.5	120.0	60.0	4.5	9.0	14.9	264.5	44.1	42.2	88.7	29.6	24.4	11.7
120x60x5	120.0	60.0	5.0	10.0	16.4	286.9	47.8	41.9	95.8	31.9	24.2	12.8
120x80x3	120.0	80.0	3.0	6.0	11.4	230.2	38.4	44.9	123.4	30.9	32.9	9.0
120x80x3.5	120.0	80.0	3.5	7.0	13.2	263.1	43.8	44.7	140.7	35.2	32.7	10.4
120x80x4	120.0	80.0	4.0	8.0	14.9	294.5	49.1	44.4	157.2	39.3	32.4	11.7
120x80x4.5	120.0	80.0	4.5	9.0	16.7	324.5	54.1	44.1	172.8	43.2	32.2	13.1
120x80x5	120.0	80.0	5.0	10.0	18.4	353.0	58.8	43.9	187.6	46.9	32.0	14.4
140x60x3	140.0	60.0	3.0	6.0	11.4	278.1	39.7	49.4	74.1	24.7	25.5	9.0
140x60x3.5	140.0	60.0	3.5	7.0	13.2	317.7	45.4	49.1	84.2	28.1	25.3	10.4
140x60x4	140.0	60.0	4.0	8.0	14.9	355.5	50.8	48.8	93.7	31.2	25.0	11.7
140x60x4.5	140.0	60.0	4.5	9.0	16.7	391.6	55.9	48.5	102.6	34.2	24.8	13.1
140x60x5	140.0	60.0	5.0	10.0	18.4	425.8	60.8	48.2	110.9	37.0	24.6	14.4
140x100x4	140.0	100.0	4.0	8.0	18.1	503.5	71.9	52.7	300.0	60.0	40.7	14.3
140x100x4.5	140.0	100.0	4.5	9.0	20.3	556.8	79.5	52.4	331.2	66.2	40.4	15.9
140x100x5	140.0	100.0	5.0	10.0	22.4	608.1	86.9	52.2	361.2	72.2	40.2	17.5
140x120x4	140.0	120.0	4.0	8.0	19.7	577.5	82.5	54.1	456.0	76.0	48.1	15.5
140x120x4.5	140.0	120.0	4.5	9.0	22.1	639.4	91.3	53.8	504.6	84.1	47.8	17.3
140x120x5	140.0	120.0	5.0	10.0	24.4	699.2	99.9	53.6	551.4	91.9	47.6	19.1
150x100x4	150.0	100.0	4.0	8.0	19.0	594.5	79.3	56.0	318.4	63.7	41.0	14.9
150x100x4.5	150.0	100.0	4.5	9.0	21.2	657.9	87.7	55.8	351.8	70.3	40.8	16.6
150x100x5	150.0	100.0	5.0	10.0	23.4	719.0	95.9	55.5	383.7	76.7	40.5	18.3
160x40x3	160.0	40.0	3.0	6.0	11.4	315.9	39.5	52.6	34.0	17.0	17.3	9.0
160x40x3.5	160.0	40.0	3.5	7.0	13.2	360.5	45.1	52.3	38.2	19.1	17.0	10.4
160x40x4	160.0	40.0	4.0	8.0	14.9	403.0	50.4	51.9	42.1	21.1	16.8	11.7
160x40x4.5	160.0	40.0	4.5	9.0	16.7	443.2	55.4	51.6	45.7	22.9	16.6	13.1
160x40x5	160.0	40.0	5.0	10.0	18.4	481.3	60.2	51.2	49.0	24.5	16.3	14.4
160x80x4	160.0	80.0	4.0	8.0	18.1	597.6	74.7	57.4	203.4	50.8	33.5	14.3
160x80x4.5	160.0	80.0	4.5	9.0	20.3	660.8	82.6	57.1	224.1	56.0	33.3	15.9
160x80x5	160.0	80.0	5.0	10.0	22.4	721.6	90.2	56.8	243.8	61.0	33.0	17.5
160x100x4	160.0	100.0	4.0	8.0	19.7	695.0	86.9	59.3	336.9	67.4	41.3	15.5
160x100x4.5	160.0	100.0	4.5	9.0	22.1	769.6	96.2	59.1	372.3	74.5	41.1	17.3
160x100x5	160.0	100.0	5.0	10.0	24.4	841.7	105.2	58.8	406.3	81.3	40.8	19.1

Продовження дод. 9
Продовження таблиці Д.13

Профіль	Висота	Ширина	Товщин	Радіус	Площа перерізу	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Погонна вага
	h	b	t	r_1	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
160x120x4	160.0	120.0	4.0	8.0	21.4	792.3	99.0	60.9	509.8	85.0	48.9	16.8
160x120x4.5	160.0	120.0	4.5	9.0	23.9	878.5	109.8	60.7	564.6	94.1	48.6	18.7
160x120x5	160.0	120.0	5.0	10.0	26.4	961.8	120.2	60.4	617.5	102.9	48.4	20.7
160x140x5	160.0	140.0	5.0	10.0	28.4	1082.0	135.2	61.8	881.4	125.9	55.8	22.3
180x60x4	180.0	60.0	4.0	8.0	18.1	678.1	75.3	61.1	118.8	39.6	25.6	14.3
180x60x4.5	180.0	60.0	4.5	9.0	20.3	749.4	83.3	60.8	130.3	43.4	25.4	15.9
180x60x5	180.0	60.0	5.0	10.0	22.4	817.8	90.9	60.5	141.2	47.1	25.1	17.5
180x80x4	180.0	80.0	4.0	8.0	19.7	802.0	89.1	63.7	226.5	56.6	33.9	15.5
180x80x5	180.0	80.0	5.0	10.0	24.4	970.9	107.9	63.1	271.9	68.0	33.4	19.1
180x100x4	180.0	100.0	4.0	8.0	21.4	926.0	102.9	65.9	373.7	74.7	41.8	16.8
180x100x4.5	180.0	100.0	4.5	9.0	23.9	1027.0	114.1	65.6	413.3	82.7	41.6	18.7
180x100x5	180.0	100.0	5.0	10.0	26.4	1124.0	124.9	65.3	451.4	90.3	41.4	20.7
180x140x4	180.0	140.0	4.0	8.0	24.5	1174.0	130.4	69.1	799.5	114.2	57.1	19.3
180x140x4.5	180.0	140.0	4.5	9.0	27.5	1304.0	144.9	68.9	887.3	126.8	56.8	21.6
180x140x5	180.0	140.0	5.0	10.0	30.4	1430.0	158.9	68.6	972.6	138.9	56.6	23.8
200x40x4	200.0	40.0	4.0	8.0	18.1	738.6	73.9	63.8	52.5	26.3	17.0	14.3
200x40x4.5	200.0	40.0	4.5	9.0	20.3	815.3	81.5	63.4	57.1	28.5	16.8	15.9
200x40x5	200.0	40.0	5.0	10.0	22.4	888.7	88.9	63.0	61.2	30.6	16.5	17.5
200x80x4	200.0	80.0	4.0	8.0	21.4	1046.0	104.6	70.0	249.6	62.4	34.2	16.8
200x80x4.5	200.0	80.0	4.5	9.0	23.9	1159.0	115.9	69.7	275.4	68.8	34.0	18.7
200x80x5	200.0	80.0	5.0	10.0	26.4	1269.0	126.9	69.4	300.1	75.0	33.7	20.7
200x100x4	200.0	100.0	4.0	8.0	22.9	1200.0	120.0	72.3	410.6	82.1	42.3	18.0
200x100x4.5	200.0	100.0	4.5	9.0	25.7	1331.0	133.1	72.0	454.4	90.9	42.1	20.1
200x100x5	200.0	100.0	5.0	10.0	28.4	1459.0	145.9	71.7	496.6	99.3	41.8	22.3
200x120x4	200.0	120.0	4.0	8.0	24.5	1353.0	135.3	74.2	617.5	102.9	50.2	19.3
200x120x4.5	200.0	120.0	4.5	9.0	27.5	1503.0	150.3	74.0	684.7	114.1	49.9	21.6
200x120x5	200.0	120.0	5.0	10.0	30.4	1649.0	164.9	73.7	749.8	125.0	49.7	23.8
200x160x5	200.0	160.0	5.0	10.0	34.4	2029.0	202.9	76.9	1442.0	180.3	64.8	27.0
220x100x4	220.0	100.0	4.0	8.0	24.5	1519.0	138.1	78.7	447.4	89.5	42.7	19.3
220x100x4.5	220.0	100.0	4.5	9.0	27.5	1687.0	153.4	78.4	495.4	99.1	42.5	21.6
220x100x5	220.0	100.0	5.0	10.0	30.4	1851.0	168.3	78.1	541.7	108.3	42.2	23.8
220x140x5	220.0	140.0	5.0	10.0	34.4	2313.0	210.3	82.1	1155.0	165.0	58.0	27.0
240x120x5	240.0	120.0	5.0	10.0	34.4	2579.0	215.0	86.6	882.0	147.0	50.7	27.0
240x160x6	240.0	160.0	6.0	12.0	45.6	3683.0	306.9	89.8	1974.0	246.8	65.8	35.8
250x150x6	250.0	150.0	6.0	12.0	45.6	3885.0	310.8	92.3	1768.0	235.7	62.2	35.8
260x130x6	260.0	130.0	6.0	12.0	44.4	3888.0	299.0	93.5	1326.0	204.0	54.6	34.9
300x100x6	300.0	100.0	6.0	12.0	45.6	4777.0	318.4	102.3	841.4	168.3	42.9	35.8
300x200x6	300.0	200.0	6.0	12.0	57.6	7370.0	491.3	113.1	3961.0	396.1	82.9	45.2
320x180x6	320.0	180.0	6.0	12.0	57.6	8012.0	500.8	117.9	3308.0	367.5	75.8	45.2
350x250x6	350.0	250.0	6.0	12.0	69.6	12456.0	711.8	133.7	7457.0	596.6	103.5	54.7

Сортамент листової прокатної сталі за ДСТУ 8540:2015

Назва параметра	Значення номінальних розмірів, мм
Товщина	0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,65; 0,70; 0,75; 0,80; 0,90; 1,0; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,5; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0; 25,5; 26,0; 27,0; 28,0; 29,0; 30,0; 31,0; 32,0; 34,0; 36,0; 38,0; 40,0; 42,0; 45,0; 48,0; 50,0; 52,0; 55,0; 58,0; 60,0; 62,0; 65,0; 68,0; 70,0; 72,0; 75,0; 78,0; 80,0; 82,0; 85,0; 87,0; 90,0; 92,0; 95,0; 100,0; 105,0; 110,0; 115,0; 120,0; 125,0; 130,0; 135,0; 140,0; 145,0; 150,0; 155,0; 160,0
Ширина	500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800; 4000; 4200; 4400
Довжина	710; 1200; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2200; 2500; 2800; 3000; 3200; 3400; 3500; 3600; 4000; 4500; 5000; 5500; 6000; 6500; 7000; 7500; 8000; 8200; 8500; 9000; 10000; 11000; 12000

**Коефіцієнти поздовжнього згину φ для розрахунку на стійкість
центрально-стиснутих елементів**

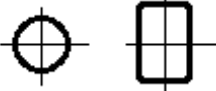
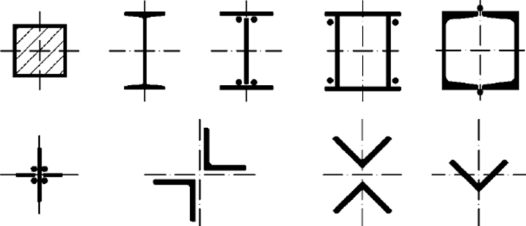
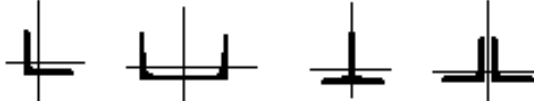
Таблиця Д.15
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Ж, таблиця Ж.1

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

Примітка

Наведені у таблиці значення коефіцієнту φ збільшені в 1000 разів.

Значення коефіцієнтів α і β

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		α	β
	<i>a</i>	0,03	0,06
	<i>b</i>	0,04	0,09
	<i>c</i>	0,04	0,14

Примітка
 Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки слід приймати тип кривої стійкості *a*.

Граничні гнучкості при стиску

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів λ_{cr}
1 Пояси, опорні розкоси і стійки, що передають опорні реакції:	
а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м	$180 - 60\alpha$
б) просторових конструкцій з одиночних кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м	120
2 Елементи, окрім зазначених у поз. 1 і 7:	
а) плоских ферм, зварних просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків, просторових і структурних конструкцій із труб і парних кутиків	$210 - 60\alpha$
б) просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків з болтовими з'єднаннями	$220 - 40\alpha$
3 Верхні пояси ферм, не закріплені у процесі монтажу (граничну гнучкість після завершення монтажу слід приймати за поз.1)	220
4 Основні колони	$180 - 60\alpha$
5 Другорядні колони (стійки фахверку, ліхтарів тощо), елементи ґратки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій)	$210 - 60\alpha$
6 Елементи в'язей, окрім зазначених у поз. 5, а також стрижні, призначені для зменшення розрахункової довжини стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи, окрім зазначених у поз. 7	200
7 Стиснуті і навантажені елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізу, що підлягають дії вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині	150
$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ – коефіцієнт, який приймається не меншим як 0,5 (у необхідних випадках замість φ слід застосувати φ_e).	

Характеристики міцності бетону

Вид опору	Бетон	Клас міцності бетону					
		C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35
Розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} , МПа	Важкий та дрібнозернистий	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5

Розрахунок болтових з'єднань

Таблиця Д.19
ДБН В.2.6-198:2014
Таблиця 16.4

Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання

Характеристики		Межа текучості R_{yn} сталі з'єднуваних елементів, Н/мм ²	Значення $\frac{a}{d}$, $\frac{s}{d}$	Значення коефіцієнта γ_b
болтового з'єднання	напруженого стану			
Однболтове, болти класу точності А, В і С або високоміцні	зріз		–	1,0
	змінання	до 290	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		понад 290 до 390	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67a/d - 0,25$
понад 390	$a/d \geq 2,5$	1,0		
Багатоболтове, болти класу точності А	зріз			1,0
	змінання	до 290	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,4s/d$
		понад 290 до 390	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5s/d - 0,25$
		понад 390	$a/d \geq 3$	1,0
$s/d \geq 3$	1,0			

Позначення, прийняті в табл. 1.12.4:
 A – відстань від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля;
 s – відстань між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля;
 d – діаметр отвору для болта.

Примітки:
1. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на зріз і змінання при використанні болтів класів В і С, а також високоміцних болтів з нерегульованим натягом при всіх значеннях межі текучості R_{yn} сталі з'єднуваних елементів значення коефіцієнта γ_b слід множити на 0,9.
2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнту γ_b слід приймати як менше з обчислених при прийнятих значеннях a , d , s .

Таблиця Д.20
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Д, таблиця Д.4

Характеристичені і опори сталі болтів і розрахункові опори
однболтових з'єднань зрізу і розтягуванню, Н/мм²

Клас міцності болтів	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
6.6	600	360	250	290
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	600
40X "селект"	1100	990	405	550

Продовження додатку 14

Таблиця Д.21

ДБН В.2.6-198: 2014

Додаток Д, таблиця Д.5

**Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню R_{bp} елементів,
що з'єднуються болтами**

Тимчасовий опір сталі з'єднуваних елементів R_{int} , Н/мм ²	R_{bp} , Н/мм ² , при болтах	
	класу точності А	класів точності В і С, високоміцних
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примітка
У таблиці наведені значення розрахункових опорів, обчислені за формулами розділу 1.3 цих норм із округленням до 5 Н/мм².

Відстані при розміщенні болтів

Характеристика відстані та межа текучості з'єднаних елементів	Відстань між болтами при розміщенні болтів
1. Відстань між центрами отворів для болтів у будь-якому напрямку:	
а) мінімальна:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$2d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$3d$
б) максимальна в крайніх рядах при розтягу та стиску за відсутності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання	$8d$ або $12t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання:	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
2. Відстань від центра отвору для болта до краю елемента	
а) мінімальна вздовж лінії дії зусилля:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$1,5d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$2,5d$
б) те саме, впоперек лінії дії зусилля:	
при обрізаних кромках	$1,5d$
при прокатних кромках	$1,2d$
в) максимальна	$4d$ або $8t$
г) мінімальна у фрикційному з'єднанні при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1,3d$
3. Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1,5d$
Позначення, прийняті в табл. 1.12.3: d – діаметр отвору для болта; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента; u – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.	
Примітки: 1. Діаметр отворів слід приймати: для болтів класу точності А – $d = d_b$; для болтів класів точності В і С в конструкціях опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ) – $d = d_b + 1$ мм, у решті випадків – $d = d_b + 3$ мм. 2. В одноболтових з'єднаннях елементів ґратки (розкосів, стійок і розпірок, окрім тих, що постійно працюють на розтяг, при товщині елемента до 6 мм із сталі з межею текучості до 390 Н/мм ² і просвердлених отворах відстань l_1 від краю елемента до центра отвору вздовж лінії дії зусилля допускається приймати від 1,5d до 1,35d без допуску в сторону зменшення при виготовленні елементів, про що необхідно зазначити у проєкті. 3. При розміщенні болтів у шаховому порядку на відстанях не менших за вказані у поз. 3 площу поперечного перерізу елемента нетто A_n слід визначати з урахуванням ослаблення його отворами, розміщеними у розрахунковому перерізі елемента, який орієнтується впоперек лінії дії зусилля. У з'єднаннях, в яких болти працюють переважно на розтяг, слід, як правило, застосовувати болти класів точності В і С або високоміцні.	

Продовження додатку 14
Таблиця Д.23
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Д, таблиця Д.8

Площі перерізів болтів, см², за ГОСТ 1759.4

<i>d</i> , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
<i>A_b</i>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
<i>A_{bn}</i>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примітки:
1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм слід приймати за ГОСТ 24379.0.
2. Розміри, наведені в дужках, не рекомендується застосовувати, в конструкціях, окрім опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ).

Розрахунок зварних з'єднань

Зварні з'єднання з кутовими швами під дією поздовжньої та поперечної сил слід розраховувати на (умовний) зріз за двома перерізами:

за металом шва:
$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

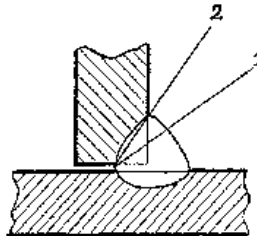
за металом межі сплавлення:
$$\frac{N}{\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1;$$

де l_w – розрахункова довжина шва, що приймається меншою повної його довжини на 10 мм;

k_f - катет кутового зварного шва;

R_{wf} - розрахунковий опір зварного шва за металом шва (приймається за таблицею 25);

$R_{wz} = 0,45R_{um}$ - розрахунковий опір зварного шва за металом межі сплавлення;



Поперечний розріз кутового шва із зазначенням умовних площин руйнування:

1 – площина наплавленого металу (металу шва); 2 – площина металу межі сплавлення

Значення коефіцієнтів β_f та β_z при зварюванні елементів із сталі: з межею текучості до 530 МПа наведені в табл. 22; з границею текучості більше 530 МПа незалежно від виду зварювання, типу шва та діаметру зварювального дроту - $\beta_f = 0,7$ та $\beta_z = 1$.

Розмір і форму зварних кутових швів слід приймати з урахуванням наступних вимог:

а) катети кутових швів k_f повинні бути не більше $1,2t$, де t – найменша товщина з'єднувальних елементів;

б) катети кутових швів k_f слід приймати за розрахунком, але не менше вказаних в табл. 19;

в) розрахункова довжина кутового зварного шва повинна бути не менше $4k_f$ и не менше 40 мм;

г) розрахункова довжина флангового шва повинна бути не більше $85\beta_f k_f$ (β_f - коефіцієнт, що приймається за табл. 18), за виключенням швів, в яких зусилля діє на всій довжині шва;

д) розмір напуску повинен бути не менше 5 товщин найбільш тонкого з елементів, які зварюються;

е) співвідношення розмірів катетів кутових швів слід приймати, як правило, 1:1. При різних товщинах елементів, що зварюються, допускається приймати шви з різними катетами, при цьому катет, який примикає до більш тонкого елемента, повинен відповідати вимогам п. а даного додатку, а той, що примикає до більш товстого елемента – п. б даного додатку.

Коефіцієнти β_f і β_z

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту d , мм	Положення шва	Коефіцієнт	Значення коефіцієнтів β_f і β_z при нормальних режимах зварювання і катетах швів, мм			
			3...8	9...12	14...16	Понад 16
Автоматичне при $d = 3...5$	В човник	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнє	β_f	1,1	0,9	0,7	
		β_z	1,15	1,05	1,0	
Автоматичне та напівавтоматичне при $d = 1,4...2$	В човник	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
	Нижнє, горизонтальне, вертикальне	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручне, напівавтоматичне дротом суцільного перерізу при $d < 1,4$ або порошковим дротом	В човник, нижнє, горизонтальне, вертикальне, стельове	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Межа текучості сталі, Н/мм ²	Мінімальний катет шва $k_{f,min}$, мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні t_{max} , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з двосторонніми кутовими швами; напусткове і кутове	Ручне	До 290	4	4	4	5	5	6	6
		Понад 290 до 390	4	5	6	7	8	9	10
		Понад 390 до 590	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване	До 290	3	4	4	5	5	6	6
		Понад 290 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		Понад 390 до 590	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне	До 390	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване	До 390	4	5	6	7	8	9	10

Продовження дод. 15
 Таблиця Д.26
 ДБН В.2.6-198:2014
 Додаток Д, таблиця Д.2

Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

Зварювальні матеріали		Метал кутового шва	
Тип електрода за ГОСТ 9467-75	Порошковий дріт за ГОСТ 26271-84, марка	Нормативний опір $R_{ннм}$, Н/мм ²	Розрахунковий опір $R_{рф}$, Н/мм ²
Э42, Э42А	—	410	180
Э46, Э46А	ПП-АН19, ПП-АН19Н	450	200
Э50, Э50А	ПП-АН9. ПП-АН29, ПП-АН45. ПП-АН59, ПП-АН61. ГШ-АН69	490	215
Э60	—	590	240
Э70	—	685	280

Продовження дод. 15
Таблиця Д.27
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Д, таблиця Д.1

Матеріали для зварних з'єднань

Група конструкцій	Клас міцності прокату (найменування, марка сталі)	Державний стандарт, технічні умови	Марки матеріалів для зварювання					самозахисним порошковим дротом за ГОСТ 26271-84	покритими електродами типу за ГОСТ 9467-75*
			під флюсом		у вуглекислому газі за ГОСТ 8050-85 або в суміші його з аргоном за ГОСТ 10157-79				
			флюс за ГОСТ 9087-81*, ТУ У 05416923.049-99	зварювальний дріт за ГОСТ 2246-70*	дротом суцільного перерізу за ГОСТ 2246-70*	порошковим дротом за ГОСТ 26271-84			
1,2	від 235 до 285 вкл. (типу Ст3сп)	ГОСТ 27772-88 ДСТУ 2651-94 (ГОСТ 380-94) ГОСТ 14637-89 ГОСТ 535-88 ГОСТ 6713-91	АН-348А ¹⁾ АН-348АД ²⁾	Св-08А Св-08ГА	08Г2С			Э42А УОНИ 13/45 УОНИ 13/45СМ УОНИ 13/45А СМ11	
	від 295 до 375 вкл. (типу 09Г2С)	ГОСТ 27772-88 ГОСТ 19281-89 ТУ У 322-16-127-97	АН-47 АН-47Д АН-348 ¹⁾ АН-348АД ¹⁾	Св-08ГА Св-10ГА Св-10Г2	08Г2С	ПП-АН9 ПП-АН29 ПП-АН59 ПП-АН61 ПП-АН69	ПП-АН19 ³⁾ ПП-АН19Н ³⁾ ПП-АН45	Э50А УОНИ 13/55 УОНИ 13/55СМ УОНИ 13/55ФК ДСК-55ФК	
3, 4	від 235 до 285 вкл. (типу Ст3сп)	ГОСТ 27772-88 ДСТУ 2651-94 (ГОСТ 380-94) ГОСТ 14637-89 ГОСТ 535-88	АН-348А ¹⁾ АН-348АД ²⁾	Св-08 Св-08А Св-08ГА	08Г2С			Э-46 АНО-4 АНО-44 АНО-13 АНО-36 АНО-37 АНО-29М АНО-24 АНО-6У ОЗС-12 ОЗС-4А МР-3	
	від 295 до 375 вкл. (типу 09Г2С)	ГОСТ 27772-88 ГОСТ 19281-89	АН-47 АН-47Д АН-348 ¹⁾ АН-348АД ¹⁾	Св-08ГА Св-10ГА Св-10Г2	08Г2С	ПП-АН3 ПП-АН8 ПП-АН59	ПП-АН19 ³⁾ ПП-АН19Н ³⁾ ПП-АН45	Э50А УОНИ 13/55 УОНИ 13/55СМ УОНИ 13/55ФК ДСК-55ФК	

Характерні одиниці виміру

$$1\text{ м} = 1000\text{ мм} = 10^3\text{ мм}$$

$$1\text{ МПа} = 10^6\text{ Па}$$

$$\text{Па} = \text{Н/м}^2$$

$$\text{кГ} = 10\text{ Н} = 10^{-2}\text{ кН}$$

$$\text{МПа} = 10^3\text{ кН/м}^2 = 10^{-1}\text{ кН/см}^2$$

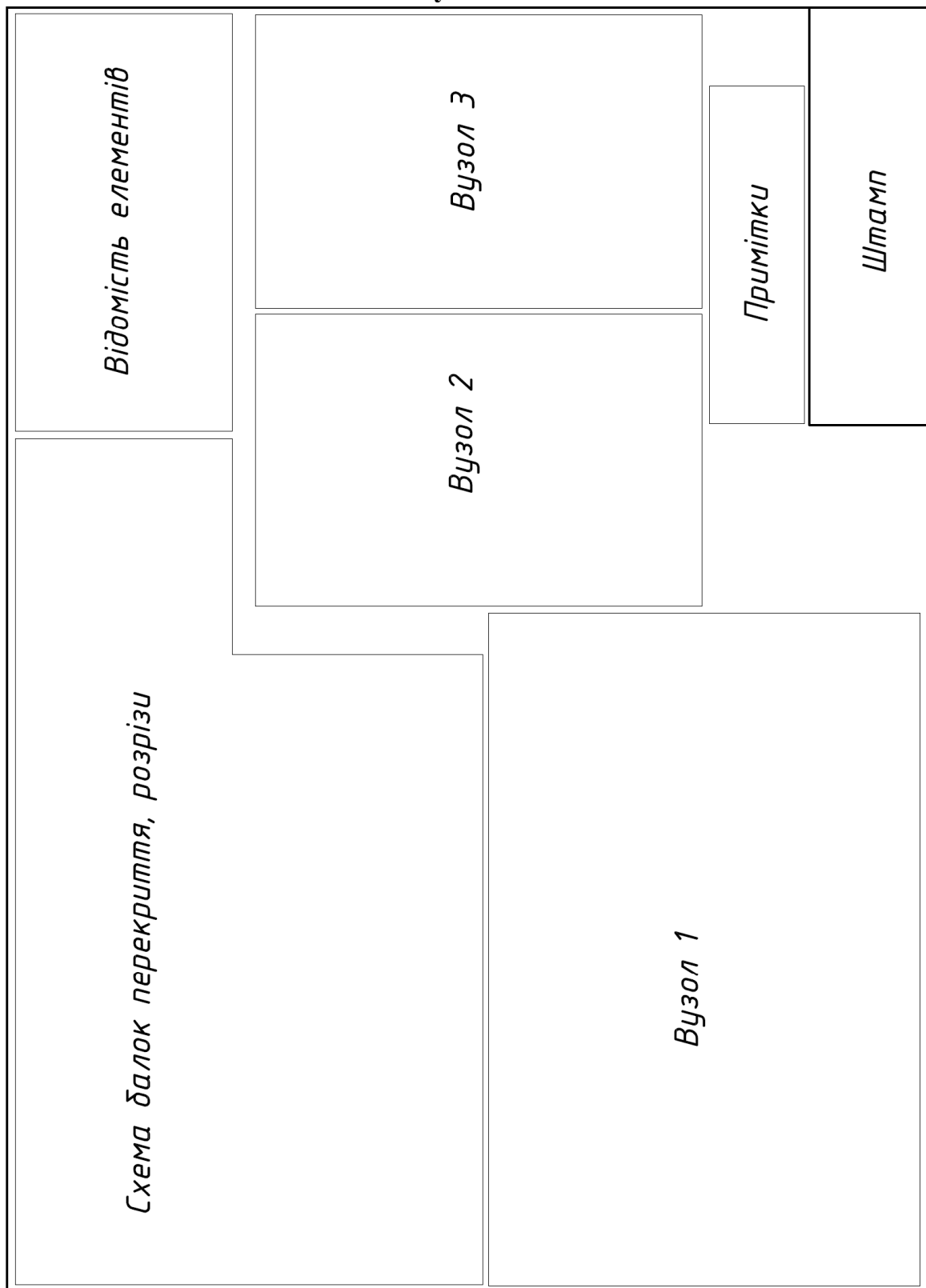
$$\text{м}^4 = 10^8\text{ см}^4$$

$$\text{м}^3 = 10^6\text{ см}^3$$

Таблиця Д.28

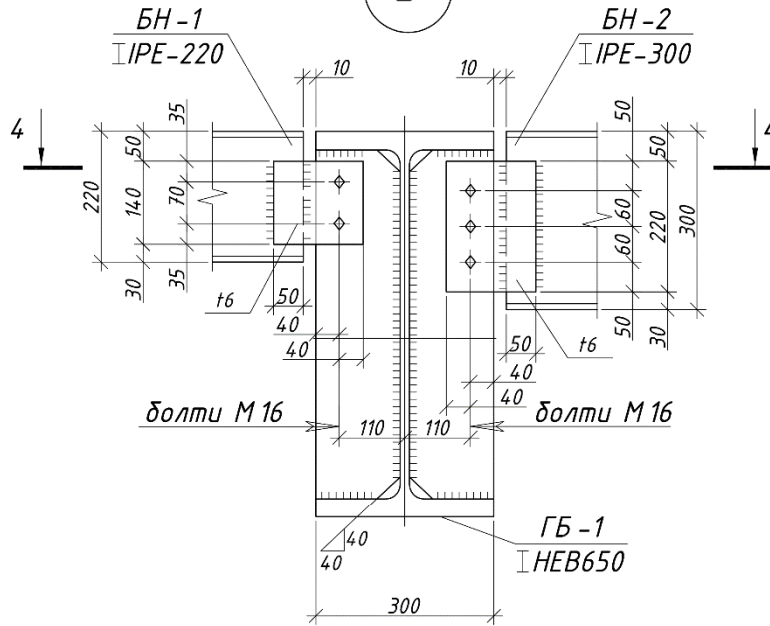
Множник	Поставка	Позначення поставки
10^9	гіга	Г
10^6	мега	М
10^3	кіло	к
10^{-1}	деци	д
10^{-2}	санти	с
10^{-3}	мілі	м
10^{-6}	мікро	мк

Приклад оформлення креслень
Компанування листа

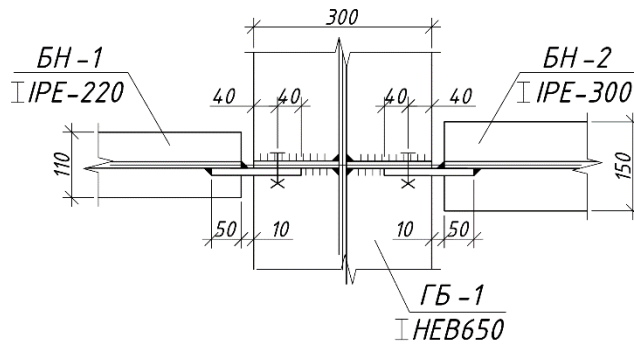


Вузол 2

2

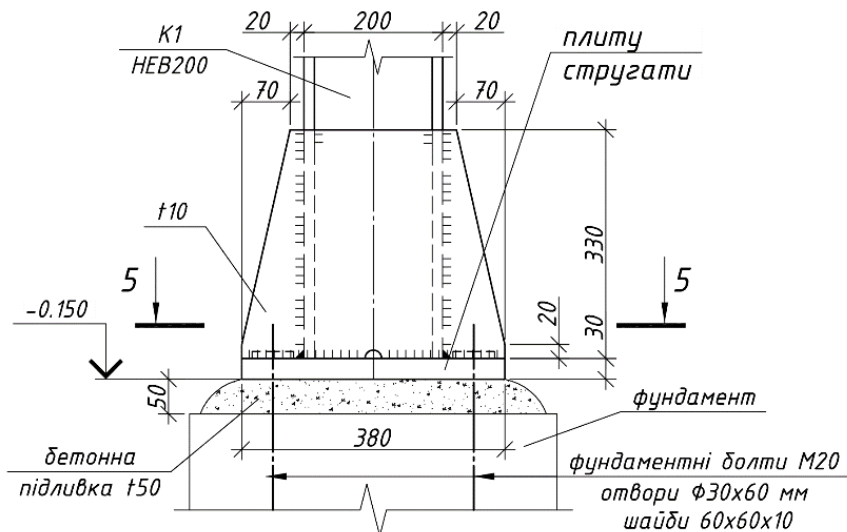


4 - 4

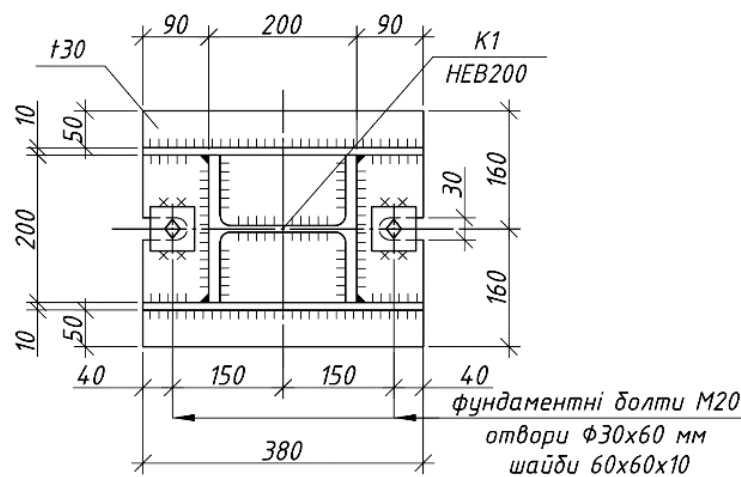


Вузол 3

3



5 - 5



Примітки

Примітки:

1. Монтажне зварювання ручне електродугове зварювальними електродами Э-42 за ДСТУ EN ISO 18275:2014 (за необхідності можлива заміна аналогами).
2. Катети зварних швів 5 мм., крім зазначених окремо.
3. Усі фасонки, ребра зі сталі марки С245 за ДСТУ 8540:2015.
4. Усі болти М16, класу міцності 5.6 класу точності "В" за ДСТУ ГОСТ 7798:2008, крім зазначених окремо.
5. На усіх етапах монтажу забезпечити геометричну незмінність конструкції.
6. Монтаж конструкції допускається при наявності креслень КМ, КМД і проекту виконання робіт.

Основний надпис (штамп)

Кафедра металевих та дерев'яних конструкцій												
Курсова робота "Робоча площадка виробничої будівлі"												
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата							
Розробив	Петренко П.П.					Стадія	Аркуш	Аркушів				
Перевірів	Шевченко В.В.					У	1	1				
						Конструкції металеві						
						Схема балок перекриття на відм. +4,650. Відомість елементів. Вузли 1 - 3.			АРХ-4 КНУБА			
20		20		15		10		70		15	15	20
185												

Відомість елементів

Відомість елементів

Марка	Переріз			Зусилля для прикріплення			Найменування або марка металу	Примітка	30
	Ескіз	Поз.	Склад	A, кН	N, кН	M, кНм			
БН-1			ІРЕ-220	44,75	-	-	С 255		8
БН-2			ІРЕ-300	63,00	-	-	С 255		8
ГБ-1, ГБ-2, ГБ-3			НЕВ650	569,85	-	-	С 255		8
К-1			НЕВ200	-	1194,3	-	С 255		8
ВВ-1		1	□ 140x100x4	за граничною згучкістю			С 255		8
		2	□ 140x100x4				С 255		8
		3	□ 140x100x4				С 255		8
ВВ-2		1	□ 100x60x4				С 255		8
		2	□ 100x60x4				С 255		8
		3	□ 100x60x4				С 255		8
Р-1			□ 100x100x4	С 255		8			
20	30	10	30	15	15	15	25	25	
185									

Навчально-методчне видання

І.О. Склярів

В.Г. Тонкачєєв

Т.С. Склярєва

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції

*Рекомендовано Вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури
як навчальний посібник для здобувачів першого
(бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю
191 «Архітектура та містобудування»*

Навчальний посібник

Керівник видавничих проєктів Ю.В. Піча

Підписано до друку 21.10.2024 р.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman
Умовн. друк. арк. 7,65. Обл.-вид. арк. 8,2

Видавництво «Каравела»
проспект Маршала Рокоссовського, 8а,
м. Київ, 04201, Україна
тел. 068-364-05-77

Свідоцтво
про внесення суб'єкта видавничої справи до
Державного реєстру видавців,
виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції:
серія ДК № 2035 від 16.12.2004 р.