

**Ю.В. Купченко, П.М. Сінгаївський**

# **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**





**Ю.В. Купченко, П.М. Сінгаївський**

# **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**



**Одеса  
2018**

**УДК 624.014.2**

**К 92**

Навчальний посібник розглянутий і рекомендований до друку на засіданні кафедри "Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій" (протокол №6 від 6.03.2018 р.), затверджений науково-методичною комісією Інженерно-будівельного інституту (протокол № від 28.03.2018 р.) та Вченою радою (протокол № 8 від 26.04.2018 р.) Одеської Державної Академії Будівництва та Архітектури.

**Металеві конструкції**

Купченко Ю. В., Сінгаївський П. М. : Навч. пос. для будівельних навчальних закладів. / Одеса : ОДАБА, 2018 р. – 229 с.

**Рецензенти:**

**О.М. Гібаленко**, доктор техн. наук, професор (Приазовський державний технічний університет);

**Д.І. Безушко**, кандидат техн. наук, доцент (Одеський національний морський університет);

**І.В. Шеховцов**, кандидат техн. наук, доцент (Одеська державна академія будівництва та архітектури).

Розглянуті особливості роботи матеріалів і елементів металевих конструкцій при різних умовах навантаження, основні види їх з'єднань, надано основи розрахунку і конструювання.

Для студентів освітнього рівня "Бакалавр" спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво".

Рекомендовано науково-методичною комісією Інженерно-будівельного інституту, Вченою радою Одеської Державної Академії Будівництва та Архітектури як початковий посібник з учбовим матеріалом, передбаченим програмою курсу "Металеві конструкції", що викладається у будівельних навчальних закладах для студентів освітнього рівня "Бакалавр" спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво".

## Передмова

Викладений у навчальному посібнику матеріал передбачено навчальною програмою курсу "Металеві конструкції", що викладається у будівельних навчальних закладах для студентів освітнього рівня "Бакалавр" спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво". У навчальному виданні з сучасних позицій висвітлені питання роботи і проектування, надійності і безпеки будівельних металевих конструкцій. З достатньою повнотою розглянуті принципи проектування за граничними станами, надані основи розрахунку і конструювання поширених у практиці сталевих балок, колон і ферм, з яких компонуються різні за конструктивними рішеннями будівлі. При викладенні матеріалу враховувалось, що за останні роки в Україні значно змінилася нормативна база проектування металевих конструкцій.



# ЗМІСТ

Вступ .....	7
<b>ГЛАВА 1. Металеві конструкції в будівлях та спорудах .....</b>	<b>9</b>
1.1. Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій .....	9
1.2. Галузі застосування .....	14
1.3. Переваги, недоліки та головні вимоги до металевих конструкцій .....	15
1.4. Матеріали металевих конструкцій .....	16
1.5. Сортамент прокатних профілів .....	22
<i>Контрольні запитання</i> .....	28
<b>ГЛАВА 2. Основи розрахунку металевих конструкцій .....</b>	<b>29</b>
2.1. Навантаження і впливи .....	29
2.2. Коефіцієнти сполучень для навантажень, умов роботи та відповідальності .....	30
2.3. Робота сталі під навантаженням .....	31
2.4. Нормативні та розрахункові опори сталі .....	39
2.5. Розрахунок металевих конструкцій за методом граничних станів .....	40
2.5.1. Розрахунок розтягнутих елементів .....	43
<i>Контрольні запитання</i> .....	44
<b>ГЛАВА 3. Розрахунок елементів металевих конструкцій .....</b>	<b>45</b>
3.1. Розрахунок центрально-стиснутих елементів .....	45
3.2. Розрахунок згинальних елементів .....	49
3.3. Розрахунок позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих елементів .....	56
<i>Контрольні запитання</i> .....	64
<b>ГЛАВА 4. Зварні з'єднання .....</b>	<b>65</b>
4.1. З'єднання металевих конструкцій .....	65
4.2. Зварні з'єднання .....	65
4.3. Класифікація зварних швів та з'єднань .....	67
4.4. Розрахунок стикових швів і з'єднань .....	70
4.5. Розрахунок і конструювання вузлів з кутовими швами ...	73
<i>Контрольні запитання</i> .....	80
<b>ГЛАВА 5. Болтові з'єднання. Балкові конструкції .....</b>	<b>81</b>
5.1. Болтові з'єднання. Класифікація та матеріали болтів .....	81
5.2. Розрахунок болтових з'єднань. ....	83
5.3. Конструктивні вимоги розміщення болтів у з'єднаннях ..	86

5.4.	Балкові конструкції. Загальна характеристика балок і балкових кліток .....	89
5.5.	Схеми балкових кліток .....	91
5.6.	Типи сполучення балок .....	93
	<i>Контрольні запитання</i> .....	95
<b>ГЛАВА 6. Настили. Проектування балок</b> .....		96
6.1.	Настили балкових кліток .....	96
6.2.	Розрахунок прокатних балок .....	97
6.3.	Розрахунок балок складеного перерізу .....	99
6.4.	Перевірка міцності та прогину складеної балки .....	104
6.5.	Перевірка загальної стійкості балки .....	104
	Приклад 6.1. ....	106
	<i>Контрольні запитання</i> .....	108
<b>ГЛАВА 7. Особливості складених балок</b> .....		109
7.1.	Перевірка місцевої стійкості елементів складеної балки .	109
7.2.	Поясні з'єднання .....	114
7.3.	Сполучення головних балок і балок настилу між собою .	116
7.4.	Опорні частини балок .....	118
7.5.	Стики балок .....	121
	<i>Контрольні запитання</i> .....	126
<b>ГЛАВА 8. Шляхи удосконалення балок</b> .....		127
8.1.	Балки змінного перерізу .....	127
8.2.	Бісталеві балки .....	130
8.3.	Балки з перфорованою стінкою .....	131
8.4.	Балки з гнучкою стінкою .....	133
8.5.	Балки з гофрованою стінкою .....	134
8.6.	Попередньо-напружені балки .....	135
	<i>Контрольні запитання</i> .....	138
<b>ГЛАВА 9. Колони</b> .....		139
9.1.	Центрально-стиснуті колони. Загальна характеристика конструкцій колон .....	139
9.2.	Суцільні колони .....	140
9.3.	Підбір складеного перерізу суцільної колони .....	142
9.4.	Наскрізнi колони .....	144
9.5.	Розрахункові схеми стержнів наскрізних колон в залежності від типу з'єднань гілок колон .....	147
	Приклад 9.1. ....	150
	<i>Контрольні запитання</i> .....	153
<b>ГЛАВА 10. Проектування наскрізної центрально-стиснутої колони</b> .....		154

10.1.	Розрахунок стержня наскрізної колони на планках із розкісною решіткою .....	154
10.2.	Конструювання оголовка центрально-стиснутих колон ..	156
10.3.	Конструювання і розрахунок баз центрально-стиснутих колон .....	158
	<i>Контрольні запитання</i> .....	163
<b>ГЛАВА 11. Ферми</b> .....		164
11.1.	Ферми. Загальна характеристика ферм .....	164
11.2.	Класифікація ферм по обрису поясів та схем решіток ....	167
11.3.	Генеральні розміри ферм .....	171
11.4.	В'язи ферм .....	173
11.5.	Типи перерізів елементів ферм .....	175
11.6.	Розрахунок ферм .....	177
11.7.	Визначення зусиль в елементах ферм .....	178
11.8.	Розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів ферм .....	180
11.9.	Підбір перерізів стержнів ферм .....	182
11.10.	Конструювання і розрахунок вузлів ферм .....	185
11.11.	Визначення кількості з'єднувальних прокладок .....	191
	Приклад 11.1. ....	193
	<i>Контрольні запитання</i> .....	194
<b>ГЛАВА 12. Легкі металеві конструкції</b> .....		195
12.1.	Номенклатура і область використання легких металевих конструкцій .....	195
12.2.	Будівлі багатоцільового призначення .....	196
12.2.1.	Будівлі з конструкцій типу «Молодечно» .....	196
12.2.2.	Будівлі з конструкцій типу «Кисловодськ» .....	198
12.2.3.	Будівлі з конструкцій типу «Алма-Ата» .....	200
12.2.4.	Будівлі з арочних конструкцій із застосуванням гнутих профілів .....	202
12.2.5.	Будівлі з рамними конструкціями з двотаврів змінної жорсткості .....	205
	<i>Контрольні запитання</i> .....	207
Додаток 1. Матеріали та з'єднання, коефіцієнти умов роботи .....		208
Додаток 2. Навантаження та впливи .....		211
Додаток 3. Коефіцієнти для розрахунку елементів .....		213
Додаток 4. Сортамент прокатної сталі .....		214
Додаток 5. Індокси у буквених позначеннях .....		225
Література .....		228

## Вступ

Вивчення курсу металевих конструкцій є складовою частиною професійної підготовки інженера-будівельника. У сучасному будівництві металеві конструкції широко використовуються в різних спорудах у вигляді стержневих або суцільних систем – це промислові будівлі і споруди, мости різного призначення, цивільні висотні будівлі, виставочні павільйони і куполи, будівлі спеціального призначення (ангари, елінги і ін.), щогли і башти для радіозв'язку і телебачення, нафтові вежі, опори високовольтних ліній електропередачі, суцільні системи у вигляді газгольдерів, резервуарів і ін. Такий, широкий, але усе ж неповний перелік об'єктів з використанням металевих конструкцій, свідчить про їх унікальні фізико-механічні характеристики, високі технологічні можливості і доступність. У чому причина такої великої популярності цього будівельного матеріалу і конструкцій на його основі, володіючого однією з найбільших величин об'ємної ваги. Звичайно ж, в перевагах металевих конструкцій. Висока міцність металу робить його незамінним при великій інтенсивності напружень – наприклад, у вантах сталевих мостів. Надійність і індустріальність металевих конструкцій загалом визнана. Це зв'язано, в першу чергу, близькою відповідністю нашим уявленням про ідеальний пружний або пружно-пластичний ізотропний матеріал, для якого строго сформульовані і обґрунтовані основні положення опору матеріалів, теорії пружності і будівельної механіки. Сталь має однорідну дрібнозернисту структуру з однаковими властивостями по всіх напрямках. Напруження пов'язані з деформаціями лінійною залежністю у великому діапазоні, а при деякому значенні напружень може бути реалізована ідеальна пластичність у вигляді площадки текучості. Все це відповідає гіпотезам і допущенням, узятим за основу при розробці теоретичних передумов розрахунку, тому, побудований на таких основах розрахунок, повною мірою відповідає дійсній роботі сталевих конструкцій. Аналогічні властивості, але в декілька меншому ступені, мають алюмінієві сплави.

Металеві конструкції володіють високим коефіцієнтом конструктивної якості (відношення межі міцності до густини) і високим питомим модулем Юнга (відношення модуля пружності до густини), що забезпечує їх високоефективну роботу при згині і розтягу.

Висока щільність металу, разом з можливістю з'єднання окремих елементів за допомогою зварювання, забезпечили незамінність його для виготовлення резервуарів, газгольдерів, трубопроводів і ін.

До переваг металевих конструкцій слід віднести високий рівень індустріалізації як в процесі виготовлення їх в заводських умовах, так і в процесі монтажу на будівельній площадці.

Міцна металургійна база, що була створена в Україні в XIX ст., відіграла роль каталізатора прискорення процесу впровадження сталевих конструкцій у будівництві.

Виготовлення металевих конструкцій неухильно зростало і на кінець 60-х років XX сторіччя досягло 450 тис. *t*, а 80-х роках дорівнювало 2800 тис. *t*. Традиційно великий обсяг використання сталевих конструкцій припадає на важку індустрію, де зводиться ряд унікальних об'єктів. На Криворізькому металургійному заводі в 1967 р. введено в дію найбільшу на той час в Європі доменну піч № 8 об'ємом 2700  $m^3$ , а в 1974 р. – всесвітню рекордсменку – піч №9 об'ємом 5000  $m^3$ . На Маріупольському металургійному заводі в 1962 р. стала до ладу перша черга головної будівлі мартенівського цеху з печами об'ємом 900...1000  $m^3$ . Ця будівля прольотом 72 *m* та довжиною 528 *m* обладнана мостовими кранами вантажопідйомністю 630 *t*. В 70-х р. на цьому заводі завершено будівництво киснево-конвертерного комплексу, корпус прокатного стану якого має довжину 1220 *m*, а в поперечному напрямі – це чотирипрольотна будівля шириною 144 *m* з прольотами по 36 *m*. Ще довша будівля (довжиною 1260 *m*) була побудована там само в 1984 р. – прокатний стан 3000.

#### 1.1. Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій

Люди навчилися одержувати залізо ще в глибокій старовині. Не маючи поняття про принципи металургійного процесу, стародавня людина проте успішно нагрівала залізняк в багатті і перетворювала її на матеріал, придатний для виготовлення різних інструментів свого господарства, а також зброї.

«Металургія багаття» дозволяла в першу чергу одержувати не залізо, а крихкий чавун – сплав заліза і вуглецю. Пізніше чавун стали нагрівати в сурмі разом з шматком залізняка і перетворювати його на ковкий метал. В процесі сумісного нагріву чавуну і залізняка вуглець чавуну, з'єднуючись з киснем руди, перетворювався у вуглекислий газ, і в сурмі стародавнього умільця залишалася сталь. Сталь, а не залізо, тобто твердий розчин щодо не великої кількості вуглецю в залізі.

Коване залізо (називають його ще зварювальним), що володіє багатьма позитивними якостями, застосовувалося переважно для виготовлення зброї – мечі з неперевершеної дамаської сталі, кольчуги, лати і шоломи.

Застосування кованого заліза в будівництві пов'язане з удосконаленням процесу його отримання. У дрібній ванні пудлінгової печі чавун розплавлявся, окислюючись киснем газового середовища, і після ще деяких технологічних операцій виходило залізо. Одна людина в день могла виплавити у такий спосіб до тонни заліза, що різко розширювало масштаби застосування останнього (процес пудлінгування був запатентований в 1784 р. англійцем Генрі Кортон). Залізо входило в життя людини поступово. Наприклад, в парових машинах залізо на початку використовувалося в самих незначних деталях. Достатньо сказати, що на першому фултоновському паровозі казан був дерев'яним.

Перша будівельна конструкція, повністю зроблена із заліза у вигляді ферми прольотом 6.5 м, була виконана у Франції в 1785 р. для пристрою покриття одного з будинків.

Купол Казанського собору в Петербурзі прольотом 17.7 м, споруджений в 1811 р., був першим куполом значних розмірів з кованого заліза. В 1828 р. був побудований купол з кованого заліза діаметром 13.74 м Майнцінського собору в Німеччині.

Що стосується чавуну, відомого ще стародавнім грекам, то він знаходив застосування в будівництві, але як другорядний елемент

з'єднань. Лише з XVIII століття починається його використання в несучих будівельних конструкціях. У 1779 р. в Англії з чавуну був споруджений знаменитий Залізний міст через річку Северн у Колбрука прольотом 30 м (до кінця минулого століття в Англії налічувалося 2828 чавунних мостів).

Однією із значних споруд XIX століття з чавуну був купол Ісаковського собору в Петербурзі прольотом 24 м, зведений в 1838...1840 рр. за проектом архітектора А.А. Монферана. Розрахунок куполу здійснювали французькі вчені – Г. Ламе і Б. Клайперон.

В 1847 р. за проектом англійського інженера Ч. Віньюля у м. Києві через Дніпро був збудований висячий міст, що складався з чотирьох прольотів (по 134.1 м кожний) та двох прибережних напівпрольотів по 68.6 м.

Прикладом найбільшої будівлі з чавуну, заліза і скла, побудованого в позаминулому столітті, є Кришталевий палац в Лондоні. Будівництво цієї будівлі було приурочене до Всесвітньої виставки досягнень промисловості в 1851 р. Кришталевий палац розміром в плані 563×124.5 м і висотою в середній частині 32.9 м був споруджений всього за шість місяців. Площа скління склала 81 тис. м<sup>2</sup>, що набагато перевищувало площу, займану самою будівлею, і послужило причиною назви - «Кришталевий палац». У 1853 р. палац був розібраний і перевезений в південне передмістя Лондона, де його знов зібрали. У 1936 р. в результаті вибуху газу і викликаной їм пожежі Кришталевий палац згорів.

На жаль, крихкість і низька міцність на розрив стримували широке використання чавуну в несучих будівельних конструкціях.

У 1855 р. був запропонований конверторний – бесемерівський спосіб отримання сталі, що поклав початок її промислового використання. Через декілька років – в 1867 р., брати Сименс винайшли мартенівський спосіб плавки сталі. До цього часу були створені прокатні стани і одержані прокатні профілі.

Зараз в ходу ковшова металургія. Принцип цієї сучасної технології полягає у тому, що в сталеплавильному агрегаті (мартені, конверторі, електропечі) з чавуну різними методами одержують рідку сталь – напівпродукт. Подальше очищення її від домішок і введення легуючих добавок проводять поза піччю – безпосередньо в ковші.

Останніми роками займаються і прямим відновленням заліза за допомогою твердих і газоподібних реагентів.

Трудність використання сталі в будівництві на перших порах полягала у тому, що її не можна, подібно бетону, формувати на будівельній площадці. Та і обробляти її не так просто. Не відразу дійшли до того, що сталь повинна використовуватися в максимально заводському

вигляді: відлита і прокатана на металургійному заводі, вона не вимагає трудомістких процесів обробки на місці установки.

З кінця XIX ст. в Україні металеві конструкції широко застосовувались для промислового та цивільного будівництва. В Маріуполі був збудований металургійний завод (1897 р.) з металевими конструкціями цехів (рис. 1.1).

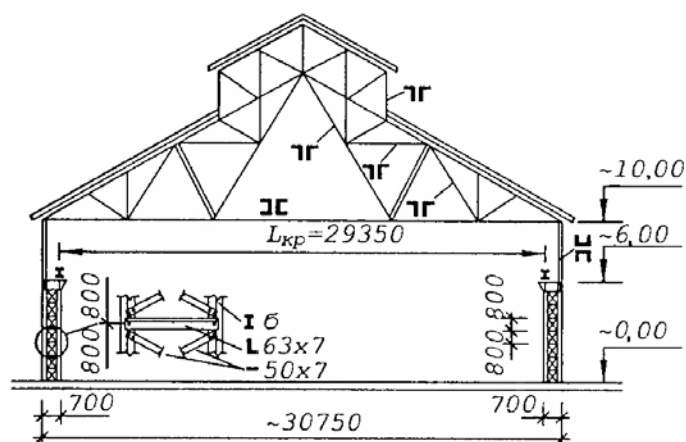


Рис. 1.1. Листопркатний цех металургійного заводу в Маріуполі

Металеві конструкції покриття були застосовані у великих театрах, побудованих у Києві, Одесі, Львові.



Рис. 1.2. Одеській національний академічний театр опери та балету (1887 р.)

В Одесі у 1903 р. зведено будинок Кредитного товариства, несучими конструкціями покрівлі якого були сталеві кроквяні ферми (рис. 1.3).



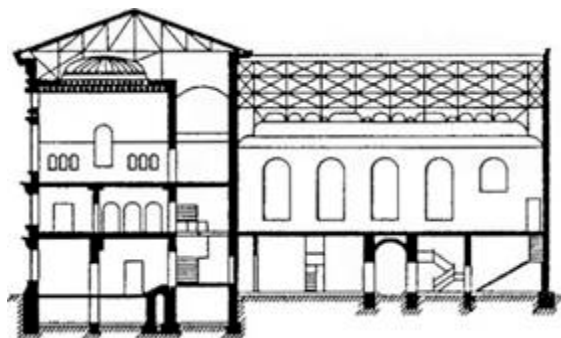


Рис. 1.3. Будинок Кредитного товариства, м. Одеса

Відкритий в 1882 р. інженером Н.Н. Бенардосом метод електродугової зварки металу став одним з основних технологічних процесів в багатьох галузях промисловості.

В 1953 р. через Дніпро за проектом 1940 р. видатного українського вченого та інженера Є.О. Патона збудований перший у світовій практиці суцільнозварний міст з нерозрізною балковою конструкцією (рис. 1.4). Довжина моста 1543 м, головні судноплавні прольоти прийняті по 87 м, решта – по 58 м.



Рис. 1.4. Міст ім. Є.О. Патона

Разом із зростанням об'єму виробництва металу ростуть вимоги до його якості. Тут пошуки йдуть по шляху розробки нових конструкційних матеріалів і, в першу чергу, композиційних.

Відомо, що чим товще сталь, тим швидше росте її крихкість при низьких температурах, тим вища небезпека так званих лавинних руйнувань, коли кризна тріщина розповсюджується в металі з надзвуковою швидкістю. Трапляється, що в частки секунди руйнується газопровід на ділянці в десятки кілометрів. При товщині сталі більше 15...20 мм її

легування не дає очікуваних результатів – небезпека лавинних руйнувань не усувається, а навіть посилюється.

Рішення цієї проблеми знайдене у нас в країні, де створена унікальна конструкція багат шарових, практично неруйнованих газопровідних труб і налагоджено їх промислове виробництво. Багат шарову трубу з дешевої сталі можна використовувати в газопроводі будь-якого тиску, бо труба, що складається з багатьох шарів, може мати будь-яку необхідну товщину стінки.

Області застосування конструкцій з металу в наш час надзвичайно широкі – великопрольотні будівлі, резервуари, газгольдери, доменні цехи, мости, башти, щогли, телескопи, що обертаються, діаметром більше 80 м і ін.

Унікальні об'єкти, що зведені в Україні, розроблені в основному інженерами двох спеціалізованих інститутів з проектування металевих конструкцій – УкрНДІпроектстальконструкція (м. Київ) та Дніпропроектстальконструкція (м. Дніпропетровськ). До їх числа слід, наприклад, віднести телевізійну вежу в м. Києві (рис. 1.5), висота якої – 392 м – і досі не перевершена в Європі (серед сталевих веж).



Рис. 1.5. Телевізійна вежа в м. Києві, 1973 р.

Серед інших проектів заслуговують на увагу промислові комплекси, типові розробки веж-труб висотою до 180 м, ряд мостів у різних містах України, каркаси багатопверхових будівель. В 1981 р. відкрито Український державний музей історії Великої Вітчизняної війни 1941...1945 рр., що не має аналогів за планувальним та конструктивним вирішенням. Будівля музейного комплексу складається з нижньої частини – власне музею діаметром 34.4 м і висотою 33.5 м – та скульптури, що вінчає монумент, висотою від постаменту до верху меча 75 м.

Стальні конструкції широко використовують у великих складальних цехах суднобудівельної промисловості (прольотами до 96 м), в ангарах для літаків, у спорудах гірничодобувної промисловості. В 1960 р. введено до експлуатації перший вітчизняний транспортно-відвальний міст Стрижевського буровугільного кар'єру в Житомирській області, а найбільшим є міст Шевченківського кар'єру біля Нікополя довжиною 300 м (проекти розроблені інститутом УкрНДІпроект під керівництвом М.М. Жербіна).

Для проведення футбольного чемпіонату Європи з футболу у 2012 р. були зведені унікальні криті стадіони у Києві, Донецьку, Одесі, Львові, Дніпропетровську, Харкові.

Вагомий внесок у створенні нових об'єктів, удосконаленні методів їх розрахунку та проектування, дослідженні нових конструктивних форм вносять вчені України, багато з яких працюють у вищих навчальних закладах.

## 1.2. Галузі застосування

Залежно від конструктивної форми і призначення металеві конструкції можна розділити на вісім видів:

**1. Промислові будівлі.** Конструкції таких споруд виконуються у вигляді каркаса, що складається з колон, на які встановлюються конструкції покриття – "шатер" (кроквяні ферми, прогони, світло-аераційні ліхтарі, в'язи по покриттю). Якщо будівля обладнана мостовими кранами, то в каркасі споруди присутні підкранові балки, що спираються на колони. Каркаси промислових будівель є найбільш металоємними спорудами.

**2. Великопрольотні покриття будівель.** Спортивні споруди, ринки, виставочні павільйони, театри, деякі виробничі будівлі (ангари, авіаскладальні цехи) мають великі прольоти (до 100...150 м), перекивати які найдоцільніше металевими конструкціями. Системи і конструктивні форми великопрольотних покриттів дуже різноманітні. Це можуть бути балочні, рамні, арочні, висячі, комбіновані, причому як плоскі, так і просторові системи.

**3. Мости, естакади.**

**4. Листові конструкції.** Це резервуари, газгольдери, бункери, трубопроводи великого діаметру, різні споруди доменного комплексу, хімічного виробництва, нафтопереробки.

**5. Башти і щогли.** Ця група споруд застосовується для радіо і телебачення, для мобільного зв'язку, в геодезичній службі, в опорах ліній електропередачі. Сюди ж можна віднести надшахтні копри, нафтові вежі, димові і вентиляційні труби.

**6. Каркаси багатопверхових будівель.**

**7. Кранові і інші рухомі конструкції.** Сюди відносяться всілякі металеві конструкції мостових, баштових, козлових кранів і кранів-перевантажувачів, конструкції великих екскаваторів і різноманітних будівельних машин, затвори і ворота гідротехнічних споруд.

**8. Інші конструкції.** До них можна віднести різноманітні конструкції радіотелескопів (можуть бути діаметром до 300 м і більш), стаціонарні платформи для розвідки і здобичі газу і нафти в морі і ін.

### **1.3. Переваги, недоліки та головні вимоги до металевих конструкцій**

Основними позитивними якостями сталевих конструкцій є:

1. Висока надійність, яка зумовлена однорідністю металу.
2. Здатність сприймати великі навантаження при відносній легкості.
3. Газо- і водонепроникність, обумовлені великою щільністю сталі.
4. Індустріальність, тобто виготовлення конструкцій з готових прокатних чи гнутих профілів.
5. Висока заводська готовність, монтаж з мінімальними затратами ручної праці.

Основними недоліками сталевих конструкцій є:

1. Недостатня корозійна стійкість.
2. Мала вогнестійкість. При температурі 600°C сталі повністю переходять у пластичний стан.

Головні вимоги до сталевих конструкцій:

1. Відповідність призначення будівлі чи споруди умовам експлуатації та технологічним вимогам виробництва.
1. Надійність і довговічність.
2. Економічність, яка пов'язана зі зменшенням маси металу, трудомісткістю виготовлення і монтажу конструкцій.
3. Висока швидкість монтажу.
4. Технологічність – відповідність умовам потокового високомеханізованого виготовлення.
5. Можливість перевозу конструкцій до місця монтажу.
6. Естетичність зовнішнього вигляду.
7. Зручність догляду під час експлуатації.

Найбільша економія металу досягається:

- підвищенням його міцнісних характеристик, тобто при застосуванні сталей підвищеної і високої міцності;
- використанням економічних профілів;
- розробкою прогресивних конструктивних форм (тобто конструкцій).

Особливий інтерес викликають конструктивні форми стержнів чи поверхонь, які працюють лише на розтяг. При розтягу маса елемента

пропорційна межі міцності матеріалу. На відміну від розтягнутих, у стиснутих та згинних елементах, зменшення маси не пропорційне зростанню механічних характеристик.

Зменшенню металомісткості будівель сприяє концентрація матеріалу та поєднання функцій, а також створення попередньо напружених металевих конструкцій. Ідея поєднання сполучення функцій знайшла втілення в підкраново-підкровоквних конструкціях, тонкостінних оболонках великих прольотів. Ідея концентрації матеріалу: вигідніше збудувати один резервуар об'ємом 50 тис. м<sup>3</sup>, ніж десять по 5 тис. м<sup>3</sup>. Перспективним є створення несучих і огорожувальних конструкцій комплектної поставки.

#### **1.4. Матеріали металевих конструкцій**

Матеріалами для будівельних металевих конструкцій є прокатна сталь і алюмінієві сплави.

Сталь – це сплав заліза з вуглецем і незначними домішками, які вносяться з рудою та паливом або які вводяться спеціально для покращення властивостей. Якщо вуглецю більше 1%, то це чавун. Вуглець робить матеріал міцним, але і крихким, погано зварюваним. У будівництві застосовується маловуглецева сталь звичної міцності із змістом вуглецю 0.09...0.22%, і низьколеговані сталі підвищеної і високої міцності.

Біля 95 % всього обсягу металевих конструкцій виготовляється з прокатної сталі, близько 5 % з алюмінієвих сплавів.

Обсяг використання алюмінієвих сплавів у будівництві зростає з року в рік. Перевага алюмінієвих сплавів – ширша сировинна база, менша густина, вища корозійна стійкість, простота формоутворення профілів.

Компоненти, які вводять спеціально для покращення властивостей сталі, називають легуючими компонентами.

Сталі поділяють на:

1. Вуглецеві, де легуючі компоненти не вводяться.
2. Низьколеговані – сумарний вміст легуючих компонентів не перевищує 5%.
3. Середньолеговані – 5...10% легуючих елементів.
4. Високолеговані – легуючих домішок понад 10%.

Найчастіше у будівництві застосовують вуглецеві та низьколеговані сталі.

Вуглецеву сталь поділяють на

- маловуглецеву з вмістом вуглецю до 0.22%;
- середньовуглецеву – 0.22...0.6 %;
- високовуглецеву – 0.6...2 %.

Середньовуглецеві та високовуглецеві сталі широко використовують у машинобудуванні як конструкційні та інструментальні.

Кількість вуглецю має вирішальний вплив на механічні властивості сталей. Збільшення вмісту вуглецю зумовлює зростання міцності, але знижує пластичність та зварюваність сталі. Підвищує міцність без зниження пластичності марганець. Його кількість становить 0.3 ... 0.65 %. Кремній підвищує міцність, але зменшує зварюваність і стійкість до корозії. Вміст кремнію не повинен перевищувати 0.3 %. Леговані сталі додатково містять такі домішки, як мідь, нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, титан, бор. Вартість легованих сталей висока.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і шкідливі, які надходять з рудою та паливом. Це сірка, фосфор, кисень, водень та вільний азот. Ці домішки роблять сталь крихкою.

При виборі сталі для кожної конкретної конструкції слід враховувати клас відповідальності будівель і споруд відповідно до вимог ДБН В.1.2-14-2008; призначення конструкцій та елементів; можливі наслідки досягнення граничних станів; характер діючих напружень (статичне, динамічне) та їхній рівень; вид напруженого стану (одноосовий, плоский чи об'ємний, розтяг або стиск); наявність зварних з'єднань [3].

Залежно від поєднання чинників (п. 6.1.8 [3]) і з урахуванням категорії (п. 5.3.5 [3]) конструкції та елементи поділяються на групи згідно з вказівками додатка А [3].

Таблиця 1.1. 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	11 4 1
Категорія за напруженим станом	$S_3$	I II III	8 5 1
Наявність розтягувальних напружень від розрахункового навантаження	$S_4$	є немає	7 2
Несприятливий вплив зварних з'єднань	$S_5$	є немає	6 2

Враховуючи категорії конструкцій за призначенням і за напруженим станом, а також інші чинники, наведені у табл. 1.1, 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. 1.1:

- група 1 – при  $S > 26$ ;
- група 2 – при  $23 \leq S \leq 26$ ;
- група 3 – при  $19 \leq S \leq 22$ ;
- група 4 – при  $S \leq 18$ .

Вибір сталей для груп конструкцій слід виконувати згідно з рекомендаціями табл. Г1 [3].

### *Маловуглецеві сталі звичайної міцності*

До сталей звичайної міцності відносяться вуглецеві сталі з межею текучості до 290 МПа, до сталей підвищеної міцності – низьколеговані сталі з межею текучості 290...390 МПа, до сталей високої міцності – низьколеговані сталі з межею текучості 390...590 МПа (п. 6.1.5, [3]).

Згідно з ГОСТ 380 та ТУ 14-1-3023 в будівельних конструкціях застосовують наступні марки сталей: ВСт3кп2-1, ВСт3пс6-1, ВСт3пс6-2, ВСт3сп5-1, ВСт3сп5-2, ВСт3Гпс5-1, ВСт3Гпс5-1 та ін.

Розглянемо систему маркування таких сталей.

<b>В</b>	<b>Ст3</b>	<b>сп</b>	<b>5</b>	<b>1</b>
Умова поставки	Номер марки	Ступінь розкиснення	Категорія якості	Група міцності
1	2	3	4	5
А	Ст0	КП	1	1
Б	Ст1	ПС	2	2
<b><u>В</u></b>	Ст2	СП	3	
	<b><u>Ст3</u></b>		4	
	(0.14...0.22 % вуглецю)		5	
	Ст4		6	
	Ст5			
	Ст6			

Сталі, які постачають металургійні заводи, підрозділяють на три групи:

А – що поставляється з гарантією нормованих показників механічних властивостей;

Б – що поставляється з гарантією нормованих показників хімічного складу;

В – що поставляється з гарантією нормованих показників і механічних властивостей, і хімічного складу.

У будівельних конструкціях застосовується сталь групи "В", що і означено в марках сталі (перша буква).

Букви "Ст" в маркуванні сталі означають "сталь", а цифра після них – умовний номер марки залежно від хімічного складу і механічних властивостей. Номери марок передбачені від 0 до 6 (із зростанням номера кількість вуглецю в сталі збільшується). У будівельних конструкціях використовують марки сталі тільки з номером "3", які містять не більш 0.22% вуглецю і поставляються з гарантією зварюваності.

Букви, наступні після номера марки сталі, вказують ступінь розкиснення: "кп" – кипляча; "пс" – напівспокійна; "сп" – спокійна.

Ступінь розкиснення характеризує структуру сталі, показує ступінь "забруднення" сталі газами.

Якщо при виплавці сталі її відразу переливають з ковша в ізложницю (розбірні форми для отримання злитків), то вона при охолодженні як би кипить, оскільки з неї виділяються гази. Проте повністю гази виділитися не встигають, тому сталь виявляється значно засмічена газами, її структура виходить пористою, з крупними зернами. Ця сталь не дуже високої якості, погано чинить опір крихкому руйнуванню. Головна частина злитка, де найбільше скупчення шкідливих домішок, зрізується (близько 5%). В цьому випадку сталь, що застигає в такому киплячому стані, називається киплячою.

Для поліпшення властивостей сталі її витримують якийсь час в ковші з введенням в неї присадок-розкиснювачів (кремнію, алюмінію і ін.), які зв'язують гази, утворюючи шлак. Процес йде з виділенням тепла, що продовжує час кипіння, і при достатній кількості розкиснювачів практично всі гази, розчинені в сталі, встигають виділитися. Сталь перестає кипіти, заспокоюється. Така сталь називається спокійною. Вона найкраща, її структура виходить однорідною, дрібнозернистою. Спокійні сталі вищої якості, але значно дорожче киплячих і дають більше відходів від злитка (від головної частини зрізується близько 15%).

Напівспокійні сталі розкиснюють, тобто очищають від газів, менш ретельно. В цьому випадку додають зменшену кількість розкиснювачів і від головного злитка зрізується близько 8%. Така сталь займає проміжне положення між спокійними і киплячими як за якістю, так і за вартістю.

Наступна цифра в маркуванні сталі позначає категорію якості, тобто визначає суму додаткових вимог по ударній в'язкості. Залежно від нормованих показників передбачається шість категорій.

За технічних умов залежно від результатів здавальних випробувань на заводі вказується група міцності. Може бути 1 і 2, в другій групі сталь вищої міцності.

Буква "Г" в марці сталі ВСт3Гпс5 вказує на підвищений вміст марганцю (близько 1%). Марганець декілька збільшує міцність, ударну в'язкість і корозійну стійкість сталі, трохи знижуючи при цьому її пластичність. Ця напівспокійна сталь з підвищеним вмістом марганцю за



своїми показниками близька до спокійної, проте її вартість нижча, за рахунок зменшення витрати розкиснювачів.

Для сталі з маркуванням 18кп, 18пс, 18сп, 18Гпс, 18Гсп число "18" в позначенні вказує на середній вміст вуглецю в сотих частках відсотка (по масі) – 0.18%, буква "Г" позначає підвищений вміст марганцю (близько 1%).

### *Сталі підвищеної і високої міцності*

Сталі підвищеної і високої міцності можна одержати легуванням або термічною обробкою маловуглецевої сталі.

Легування – це включення в сталь різних легуючих добавок і використання їх впливу (низьколегована сталь – кількість цих добавок менше 5%).

В основу маркування низьколегованих сталей (09Г2, 09Г2С, 10ХНДП, 10Г2С1, 14Г2, 15ХСНД, 14Г2АФ, 15Г2АФДпс, 15Г2СФ, 16Г2АФ, 18Г2АФпс, 12Г2СМФ, 12ГН2МФАЮ) покладено їхній хімічний склад. У позначенні сталі перші дві цифри означають середній вміст вуглецю в сотих частках відсотка. Буквами позначені легуючі елементи, цифра після букв показує вміст відповідного елемента в цілих відсотках. Якщо цифра після букви відсутня, то вміст даного елемента менше або близько 1%.

Збільшення вмісту вуглецю підвищує міцність сталі, але зменшує її пластичність, ударну в'язкість, погіршує зварюваність.

Г (марганець) – підвищує міцність сталі, ударну в'язкість і корозійну стійкість, але декілька знижує її пластичність.

С (кремній) – підвищує міцність сталі, але знижує її пластичність, ударну в'язкість, зварюваність і корозійну стійкість. Тому його вміст в сталі обмежується.

Д (мідь) – підвищує міцність і корозійну стійкість.

Х (хром), Н (нікель), Ф (ванадій), АФ (нітрид ванадію), М (молібден), Ю (алюміній) – легуючі елементи, збільшують міцність, ударну в'язкість і корозійну стійкість сталі, покращують її структуру.

П (фосфор) і А (азот) (азот і кисень можуть потрапити в сталь при плавленні або зварюванні) підвищують міцність і корозійну стійкість сталі. Але це все шкідливі домішки, тому їх вміст в сталі обмежується. Фосфор робить сталь "холодноламкою", тобто крихкої при низьких температурах. Такий же вплив на властивості сталі надає і азот.

Шкідливою домішкою є також сірка, яка знижує міцність і ударну в'язкість сталі, а також робить її "червоноламкою", тобто крихкої при температурі 800...1000 °С, що утрудняє її гарячу обробку (плющення, гарт і т.п.). Такий же вплив на сталь надає кисень.

Сталі підвищеної міцності можуть бути одержані також шляхом термічної обробки звичайних маловуглецевих сталей (наприклад, із сталі

звичайної міцності ВСтЗпс одержують сталь підвищеної міцності марки ВСтТпс). Термічна обробка підвищує міцність і межу текучості при незначному зниженні пластичності, а також підвищує опір крихкому руйнуванню.

Основними видами термічної обробки є гарт, відпал, нормалізація і відпустка.

Гарт виробляється шляхом нагріву сталі до температури 910...930 °С з подальшим швидким охолодженням.

Відпал – це процес повільного охолодження сталі, нагрітої до температури 910...930 °С.

Нормалізація – це різновид відпалу, але з природним охолодженням на повітрі, тобто швидшим.

Відпустка – це операція нагріву до температури 723 °С з подальшим охолодженням.

З метою спрощення значень механічних характеристик сталей і створення передумов для їх взаємозаміни у нормативних документах марки сталей згруповані.

З 1989 р. сталь для будівництва постачається згідно з вимогами ГОСТ 27772-88, яким не скасовуються попередні стандарти, а уніфікуються вимоги контролю хімічного складу та механічних властивостей сталей різних марок. В цьому нормативному документі започатковано нові найменування сталей, які згідно з міжнародною практикою відображають рівень гарантованої границі текучості, спростилося їх позначення. Усього передбачено 13 найменувань сталі: марки С 235, С 245, С 255, С 275, С 285 є маловуглецевими сталями звичайної якості, марки С 345, С 345К, С 375, С 390, С 390К, С 440, С 590, С 590К є низьколегованими підвищеної і високої міцності (додаток Д.1.1). У назвах буква "С" – скорочення слова "сталь", а подальші цифри вказують рівень гарантованої границі текучості у мегапаскалях (наприклад, позначення С 235 означає, що така сталь об'єднує сталі різних марок, які мають гарантовану границю текучості 235 МПа при найменшій товщині прокату).

Якість сталі оцінюють за механічними властивостями та хімічним складом. До механічних властивостей належать: опір статичним навантаженням (межа міцності, межа текучості при розтягу); опір динамічним навантаженням та крихкому руйнуванню (ударна в'язкість при різних температурах); показники пластичності (відносне подовження); здатність сталі пластично деформуватися при звичайних температурах без утворення тріщин (оцінку ведуть при згині стрічкового зразка навколо круглої оправы, а показником є найменший діаметр круглої оправы, навколо якої зразок згинається на 180° без утворення тріщин); опір багаторазовим навантаженням (втомна міцність сталі).

Усі ці показники регламентуються стандартами.

Механічні властивості сталі та її здатність добре зварюватись залежать від хімічного складу, способу термічної обробки та технології прокатування.

Хімічний склад сталей також регламентується стандартами. Хімічний склад характеризується процентним вмістом у ній різних домішок. Особлива увага приділяється кількості шкідливих домішок. Так сірки у сталях повинно бути не більш як 0.05%, фосфору не більш як 0.04%, азоту не більш як 0.008%.

### **1.5. Сортамент прокатних профілів**

Металеві конструкції виготовляються з профілів, які виробляються металургійною промисловістю. Наявність готових профілів, їх оброблення механізованими способами забезпечують індустріальне виготовлення металевих конструкцій.

Перелік прокатних профілів, в якому зазначені їх форма, розміри, маса одиниці довжини профілю, геометричні характеристики перерізів, називається сортаментом.

Для металевих конструкцій використовують прокатні, пресовані, гнуті та гнutoзварні профілі.

Усі профілі за умовами використання поділяють на дві групи: профілі загального і спеціального призначення.

До профілів загального призначення належать двотаврові балки, швелери, кутики рівнополічні і нерівнополічні, таври, труби круглі, прямокутні, квадратні, профілі таврові, зетові, листи, круг, квадрат, сталеві канати.

До профілів спеціального призначення належать профілі, які визначаються особливостями конструкції. Це гофровані профілі, профілі вікон, дверей, кранові рейки.

Більшість профілів виготовляються методом гарячого прокатування (гарячекатані профілі). Але зараз все більше поширюється використання гнутих та гнutoзварних профілів.

Гнуті профілі відкритого типу виготовляють методом безперервного холодного профілювання з листової сталі. Замкнуті і гнutoзварні профілі виготовляють так само з подальшим зварюванням замикального шва. Сюди належать електрозварні труби круглого перерізу, профілі квадратного і прямокутного перерізів.

Прокатна сталь поділяється на листову та профільну.

Листова сталь (додаток Д.4.6) класифікується так:

а) Сталь товстолиста. До цієї сталі належать листи товщиною від 4 до 160 мм, шириною від 600 до 3800 мм. Довжина досягає 12 м.

б) Сталь тонколистова товщиною до 4 мм, застосовується для виготовлення тонкостінних гнутих профілів, профільованих настилів.

в) Сталь широкоштабова універсальна. Листи мають рівні країки і не потребують додаткового оброблення. Товщина 6...60 мм, ширина 200...1050 мм, довжина від 5 до 12 м.

До профільної сталі належать:

1) Кутикові профілі, бувають рівнополичні (висоти полиць рівні, додаток Д.4.5) та нерівнополичні з співвідношенням сторін приблизно 1:1.6 (рис. 1.6, б, в; рис. 1.7, а). Розміри сторін і товщин полиць (в мм) вносяться до позначення кутиків, наприклад  $\perp 63 \times 63 \times 5$  або  $\perp 125 \times 80 \times 7$ . В несучих конструкціях в якості мінімальних профілів використовують кутики  $\perp 50 \times 50 \times 5$  і  $\perp 63 \times 40 \times 5$ . Максимальні профілі кутиків  $\perp 250 \times 250 \times 30$  і  $\perp 250 \times 100 \times 20$ . Кутики знаходять широке застосування в наскрізних конструкціях, насамперед в фермах. При цьому поодинокі кутики використовують рідко, частіше з них компонують складені перерізи. Довжини для малих профілів дорівнюють 6...9 м, для великих 9...12 м.

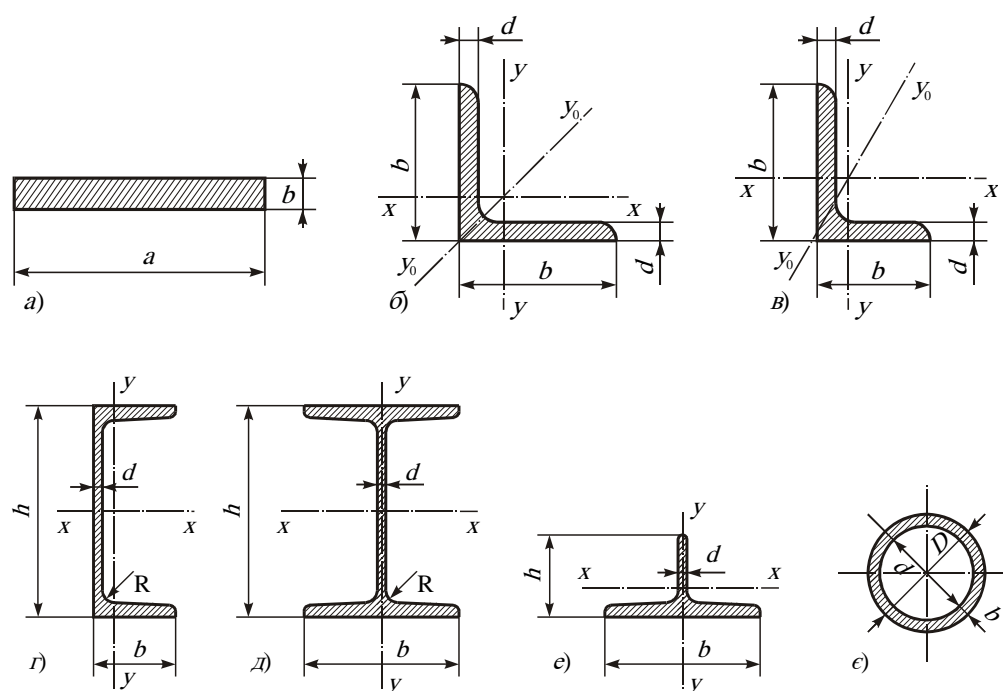


Рис. 1.6. Горячекатані профілі:

а) сталь листовая товста або тонка (завтовшки до 4 мм) і універсальна;

профільна сталь:

б) рівнополичні кутики; в) нерівнополичні кутики; г) швелери;

д) двотаври; е) таври; е) труби

2) Двотаври являються найпоширенішим балковим профілем. Залежно від геометричних параметрів металургійними заводами випускаються кілька типів двотаврів.

Балки двотаврові звичайні мають ухил внутрішніх граней полиць (рис. 1.7, б) і позначаються номером, відповідним їх висоті в см, сортамент містить профілі від № 10 до № 60 (додаток Д.4.1).

Балки двотаврові з паралельними гранями полиць (загальна назва «широкополичні», рис. 1.6, д та рис. 1.7, в, з) прокатуються трьох типів: нормальні (Б), широкополичні (Ш), колонні (К), додаток Д.4.4. Висота балкових профілів (Б) і (Ш) досягає 1000 мм при відношенні ширини полиць  $b$  до висоти  $h$  від  $b/h = 0.75$  (при малих висотах) до  $b/h = 0.3$ . Колонні профілі (К) мають відношення  $b/h$  більше, ніж балкові (наближаються до одиниці, рис. 1.7, з), що збільшує стійкість елемента в площині найменшої жорсткості. Позначаються широкополичні двотаври за висотою профілю, округленою до кратності 10 мм, з вказівкою типу перерізу. Наприклад, 50Б2, 70Ш5, 40К1. Цифра після літери означає різновид профілю за основними розмірами.

Для шляхів підвісних кранів і тельферів застосовують спеціальні двотаври 24М, 30М, 36М, 45М. У двотаврах з індексом М для запобігання відгину полиць їх товщину роблять більше, ніж в звичайних.

Довжини двотаврів випускають до 12 м, за погодженням – до 18 м.

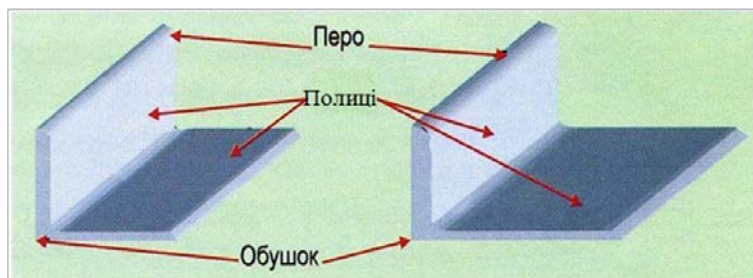
3) Швелери прокатують двох типів: з ухилом внутрішніх граней і з паралельними гранями полиць (рис. 1.6, з та рис. 1.7, д), додатки Д.4.2 та Д.4.3. Геометричні характеристики перерізу швелерів визначаються його номером, який відповідає висоті швелера (в см). У сортаменті вміщені швелери від 5 до 40 номера. Довжина швелерів дорівнює 6, 9 и 12 м, за погодженням – до 18 м.

4) Таври (рис. 1.6, е та рис. 1.7, е) одержують поздовжнім розпуском двотаврів на дві однакові половини і, відповідно, вони підрозділяються на нормальні (БТ), широкополичні (ШТ) і колонні (КТ).

5) Труби для будівельних металевих конструкцій застосовують круглого (гарячекатані і електрозварні, рис. 1.6, є та рис. 1.7, ж), квадратного і прямокутного перерізів. Гарячекатані безшовні труби мають діаметр 25...550 мм з товщиною стінок 2.5...75 мм. Труби сталеві електрозварні виготовляють діаметром від 8 до 1620 мм з товщиною стінок 2.5...16 мм. Торці листів в трубчастому перерізі таких труб зварюються поздовжнім зварним швом. До електрозварних труб належать також профілі замкнуті зварні прямокутні (розміром від 60×100 до 160×200 мм) та квадратного перерізу (розміром від 80 до 180 мм) з товщиною від 3 до 8 мм. У трубах матеріал розміщений на максимальній відстані від центру ваги і тому вони мають однаково високі геометричні характеристики відносно будь-якої центральної осі і їх використання найраціональніше в елементах, що

сприймають центральний стиск. Крім того, обтічність трубчастого перерізу дозволяє зменшити вітрове навантаження на баштові споруди, підвищує корозійну стійкість (волога і пил не можуть накопичуватися). Це робить споруду довговічнішою, але при цьому необхідно забезпечити герметичність внутрішньої порожнини труб.

б) Гнуті профілі (рис. 1.8) виготовляють з листової сталі товщиною від 1 до 8 мм холодним профілюванням. Найбільш поширені швелерні, С – подібні та Z – подібні профілі, рівнополичні і нерівнополичні кутики.



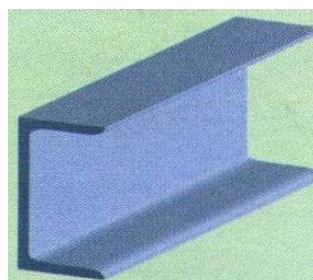
*a*



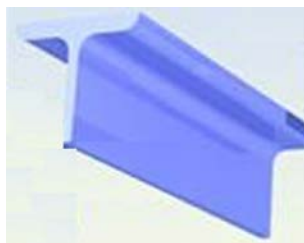
*б*

*в*

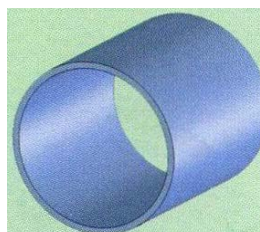
*г*



*д*



*є*



*ж*

Рис. 1.7. Гарячекатані прокатні профілі:

*a*) кутики; *б, в, г* – двотаври; *д* – швелер; *є* – тавр; *ж* – кругла труба

Швелерні профілі (рис. 1.8, *a*) виконуються висотою від 60 до 300 мм, розміри перерізу включають в позначення профілю: наприклад, гн. 180×80×5 (гнутий профіль висотою 180 мм, шириною полиць 80 мм і товщиною листа 5 мм).

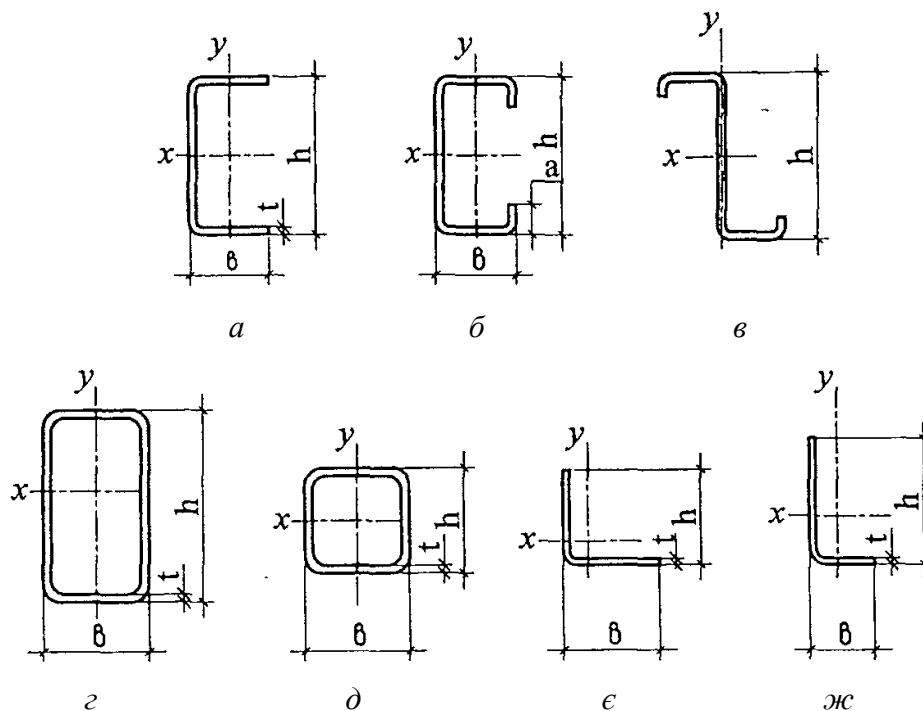


Рис. 1.8. Гнуті профілі:

*a* – швелерний; *б* – С-подібний; *в* – Z-подібний; *г*, *д* – замкнені гнуті профілі прямокутного і квадратного перерізів; *е*, *ж* – гнуті кутики рівнополичний і нерівнополичний

Особливістю холодногнутих профілів є тонкостінність перерізів, що пов'язано з можливою втратою місцевої стійкості складових профілю раніше загальної втрати стійкості стержня. Для підвищення місцевої стійкості в полицях С – подібних профілів (рис. 1.8, *б*) влаштовують відгини на величину *a*. Висота профілю змінюється від 62 до 450 мм. В позначенні профілю вказані всі основні розміри: наприклад, С300×60×50×5 (С-подібний профіль, який має висоту 300 мм, ширину полиць по 60 мм, відгини *a* = 50 мм, а товщина листа дорівнює 5 мм).

Зетові профілі випускають висотою від 80 до 340 мм з полицями, розгорнутими в різні боки (рис. 1.8, *в*). Такі профілі позначають, вказуючи відповідно його висоту, ширину полиць і товщину листа (наприклад, Z250×80×50).

Замкнені гнutoзварні профілі прямокутного і квадратного перерізів (рис. 1.8, з, д) утворюються з листів завтовшки від 2 до 14 мм з подальшим зварюванням поздовжнім стиковим швом. Сортамент квадратних профілів включає профілі висотою від 50 до 300 мм, а прямокутних від 60×40 до 400×200 мм.

Ширина полиць рівнополичних кутиків змінюється від 50 до 160 мм, а нерівнополичні мають розміри від 40×25×6 до 180×140×6 мм.

Несучі конструкції з гнутих профілів мають меншу власну вагу, що забезпечує певну економію сталі.

Одним з видів гнутих профілів є профільований настил. Для виготовлення профільованого настилу застосовують листи з оцинкованої сталі завтовшки від 0.6 до 1 мм. Профільовані листи типу Н застосовують для покрівлі, типу С – для стін (рис. 1.9), тип НС займає проміжний стан. Найбільш поширені типи настилу для покрівлі Н 57-750-0.7 і Н 75-750-0.8 (перша цифра позначає висоту гофри, друга – ширину настилу, третя – товщину листа в мм).

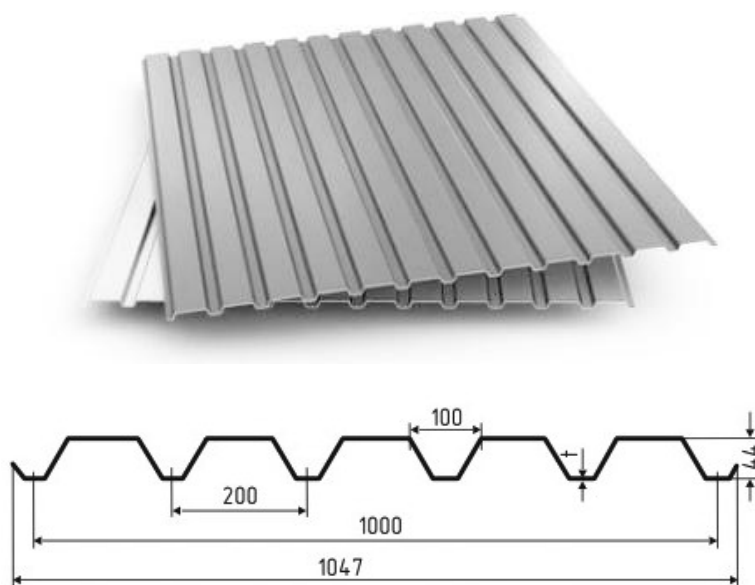


Рис. 1.9. Профільовані листи С 44-1000-1:

тип С – для стін; висота гофри – 44 мм; корисна ширина профільованого листа – 1000 мм; товщина – 1 мм



### *Контрольні запитання*

1. Чому конструкції із чавуну не мають широкого застосування у будівництві?
2. Переваги металевих конструкцій?
3. Недоліки металевих конструкцій?
4. Головні вимоги до сталевих конструкцій?
5. Галузі застосування металевих конструкцій?
6. Максимальна кількість вуглецю у будівельних сталях?
7. Корисні домішки сталі, їх властивості?
8. Шкідливі домішки, їх властивості?
9. Ступені розкислення сталей?
10. Основа маркування сталей?
11. Що означає марка сталі С 245?
12. Що дає термічна обробка сталі?
13. Які показники входять до механічних властивостей сталі?
14. Сортамент прокатних профілів?
15. Що означає листова сталь «універсальна»?

### 2.1. Навантаження і впливи

При розрахунках будівельних конструкцій враховують навантаження та впливи, що існують у процесі будівництва та експлуатації споруди, а також при виготовленні, транспортуванні і монтажі. Правила, за якими визначають навантаження та впливи, надані нормами проектування [4].

Залежно від тривалості дії навантаження, що виникають при експлуатації конструкцій, поділяють на основні (є результатом природних явищ або технологічних процесів) та аварійні (є результатом небажаної людської діяльності або несприятливого збігу обставин).

Також навантаження та впливи розділяються на постійні та змінні. Постійні навантаження – від власної ваги конструкцій, ваги та тиску ґрунтів (насіпів, засипок), а також від попереднього напруження – визначають виходячи з проектних геометричних розмірів конструкції і питомої густини матеріалів і ґрунтів. Змінні навантаження в залежності від характерної тривалості безперервної дії на конструкцію розділяються на тривалі, для яких тривалість  $T_d$  порівняна зі строком експлуатації  $T_{ef}$ , і короточасні, для яких  $T_d$  набагато менше  $T_{ef}$ .

До тривалих навантажень відносять: вагу стаціонарного обладнання; вагу шару води на водонаповнених плоских покриттях та шару виробничого пилу на конструкціях; тиск газів, рідин та сипучих тіл в ємкостях та трубопроводах; навантаження на перекриття від складування матеріалів та стелажного обладнання у складських приміщеннях, архівах та інших подібних спорудах; дії, що зумовлені деформаціями підвалин, зміною вологості, повзучістю та усадкою матеріалів; температурний вплив діючого стаціонарного обладнання.

Короточасними навантаженнями є: навантаження від обладнання, що виникає у пусконаладжувальному, перехідному або випробувальному режимах, а також в разі його ремонту або зміни; вага людей та ремонтних матеріалів у зонах обслуговування обладнання; навантаження від вітру, снігу та ожеледі; навантаження, які виникають при виготовленні, зберіганні, транспортуванні та монтажі конструкцій.

Величина навантаження описується його характеристичним значенням з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$ . Залежно від мети розрахунку для основних навантажень нормами проектування розглядаються декілька розрахункових значень – граничне, експлуатаційне, квазіпостійне, циклічне.

Розрахункові значення визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням (розрахункові граничні на  $\gamma_{fm}$ , а розрахункові експлуатаційні на  $\gamma_{fe}$ ). Граничне розрахункове значення відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції та використовується для перевірки граничних станів першої групи. Для перевірки граничних станів другої групи використовується експлуатаційне розрахункове значення навантаження, яке характеризує умови нормальної експлуатації.

Атмосферні навантаження (від снігу, вітру, ожеледі) та температурні впливи визначають залежно від географічного району будівництва. Гідрометеорологічними службами території всіх країн світу районовані за кліматичними характеристиками (температура, відносна вологість, вага снігового покриву, тиск вітру). Україна поділена на шість снігових та п'ять вітрових районів. Для кожного району встановлені характеристичні значення ваги снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$  площі горизонтальної проекції землі  $S_0$  та характеристичні значення статичної складової вітрового тиску  $W_0$  [4].

Сейсмічні та вибухові впливи, аварійні навантаження, пов'язані з різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовим виходом з ладу обладнання, деформаціями підвалін, що супроводжується зміною структури ґрунту або його просіданням, належать до епізодичних навантажень. Їх значення встановлюють згідно з вимогами відповідних норм.

## **2.2. Коефіцієнти сполучень для навантажень, умов роботи та відповідальності**

Розрахунок споруди виконують на одночасну дію всіх можливих навантажень або на їх комбінацію, яка буде найбільш небезпечна для конструкції. На базі аналізу реальних варіантів одночасної дії та можливості появи різних схем прикладання тимчасових навантажень нормами проектування [4] передбачається два види сполучення навантажень: основні та аварійні. Ймовірність одночасної дії декількох навантажень у сполученні враховується множенням розрахункових значень навантажень на коефіцієнт сполучень  $\psi$ . Коефіцієнти сполучень наведені в табл. 2.1.

Розрахунком не завжди вдається врахувати всі обставини роботи конструкцій. Наприклад, у стиснутих елементах значної гнучкості досить легко можуть з'являтися пластичні деформації при транспортуванні або монтажі, що може призвести до втрати загальної стійкості. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій  $\gamma_c$  як множник до розрахункового опору. Величина цього коефіцієнта регламентується ДБН В.2.6 – 198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», табл. 5.1. Значення  $\gamma_c$  знаходиться в межах від 0.75 до 1.2 (додаток Д.1.6).

Таблиця 2.1. Коефіцієнти сполучень для навантажень

Сполучення	Навантаження			
	по- стійні	три- валі	коротко- часні	особливі
Основні:				
постійні + 1 тривале	1.0	1.0	–	–
постійні + 1 короткочасне	1.0	–	1.0	–
постійні + тривалі + короткочасні	1.0	0.95	0.9*	–
Аварійні	1.0	0.95	0.8	1.0

\* При урахуванні трьох та більше короткочасних навантажень допускається брати коефіцієнти сполучень: 1.0 – для першого за ступенем важливості навантаження; 0.8 – для другого; 0.6 – для решти.

Оскільки споруди мають різне призначення і відповідальність, то й вимоги надійності різні. Вимоги до надійності враховуються коефіцієнтом надійності за відповідальністю (призначенням)  $\gamma_n$ , на який ділять розрахунковий опір матеріалу або використовують для коригування розрахункових значень навантажень (множенням їх на  $\gamma_n$ ). Величина  $\gamma_n$  приймається згідно з ДБН В.1.2-14-2009 [6]. Будівлі і споруди поділені на три класи відповідальності, які визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втраченою цілісністю об'єкта:

- 1) так, для споруд, що мають особливо важливе значення і відповідальність (електростанції, телевізійні башти, театри, стадіони, навчальні заклади тощо)  $\gamma_n = 0.95 \dots 1.25$ .
- 2) для об'єктів, які мають важливе значення (будови та споруди промислового, сільськогосподарського та житлового призначення)  $\gamma_n = 0.925 \dots 1.1$ .
- 3) будівлі та споруди, які мають обмежене значення (склади, теплиці, одноповерхові житлові будинки)  $\gamma_n = 0.9 \dots 1.0$ .

### 2.3. Робота сталі під навантаженням

Робота сталі в конструкціях визначається її механічними властивостями, головні з яких: міцність, пружність і пластичність, що характеризуються напруженнями і видовженнями, а також опірність до багатократного навантаження, схильність до крихкого руйнування, зварюваність і корозійна стійкість. Міцність визначається опірністю матеріалу зовнішнім силовим діям. Пружність – властивість матеріалу відновлювати свою первинну форму після зняття зовнішніх навантажень. Пластичність – властивість матеріалу не повертатися в свій первинний стан після зняття зовнішніх навантажень, тобто одержувати залишкові деформації. Крихкість – це

схильність сталі до руйнування при малих деформаціях, характеризується ударною в'язкістю. Міцність сталі, а також її пружні і пластичні властивості визначаються випробуванням зразків на розтяг.

### *Робота сталі на розтяг*

Залежність між напруженнями і деформаціями для різних матеріалів встановлюється експериментально. Властивості сталі виявляють при дослідженні роботи сталевого стандартного зразка на розтяг. Діаграму роботи сталі (рис. 2.1) будують в осях  $\sigma$  (напруження розтягу) та  $\varepsilon$  (відносне видовження):

$$\sigma = \frac{P}{A} - \text{нормальне напруження} = \frac{\text{навантаження}}{\text{початкова площа перерізу}}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 100\% = \frac{\text{видовження}}{\text{початкова довжина зразка}}$$

На першій стадії роботи зразка з маловуглецевої сталі виникають пружні деформації, які характеризують пряму залежність між напруженням та відносним видовженням, що відповідає закону Гука:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon,$$

де  $E$  – модуль пружності (дорівнює тангенсу кута нахилу прямої ділянки діаграми до абсциси).

Характер деформації сталі під дією навантаження визначається сумісним деформуванням її складових частин (фериту та перліту). Перліт розміщується між зернами фериту у вигляді прошарків та окремих включень. На початкових стадіях навантаження пластичні деформації зерен фериту стримуються опором прошарків перліту. Тому тут, як було сказано вище, спостерігається пряма залежність  $\sigma$  та  $\varepsilon$  – до границі пропорційності  $\sigma_1$ . При напруженнях, що дорівнюють межі текучості  $\sigma_m$ , опір перліту долається. Відбувається загальний зсув. На діаграмі з'являється ділянка текучості.

У високоміцних сталях опір перлітових включень, легуючих елементів та їх сполук настільки великий, що ділянка текучості не виявляється. В цьому випадку відзначають умовну межу текучості  $\sigma_{02}$  (це напруження, яке відповідає залишковому видовженню  $\varepsilon = 0.2\%$ ). Коли відносне видовження досягає певної величини (близько 2.5%), матеріал перестає текти і стає знову здатним чинити опір. Діаграма розтягу стає криволінійною. Зі збільшенням навантаження при пластичних деформаціях зв'язок між частинами кристалів на площинах тертя зменшується. Відповідно до цього зменшується і модуль деформації, діаграма стає щораз пологішою, поки не буде досягнута межа міцності  $\sigma_m$ , при якій метал руйнується.

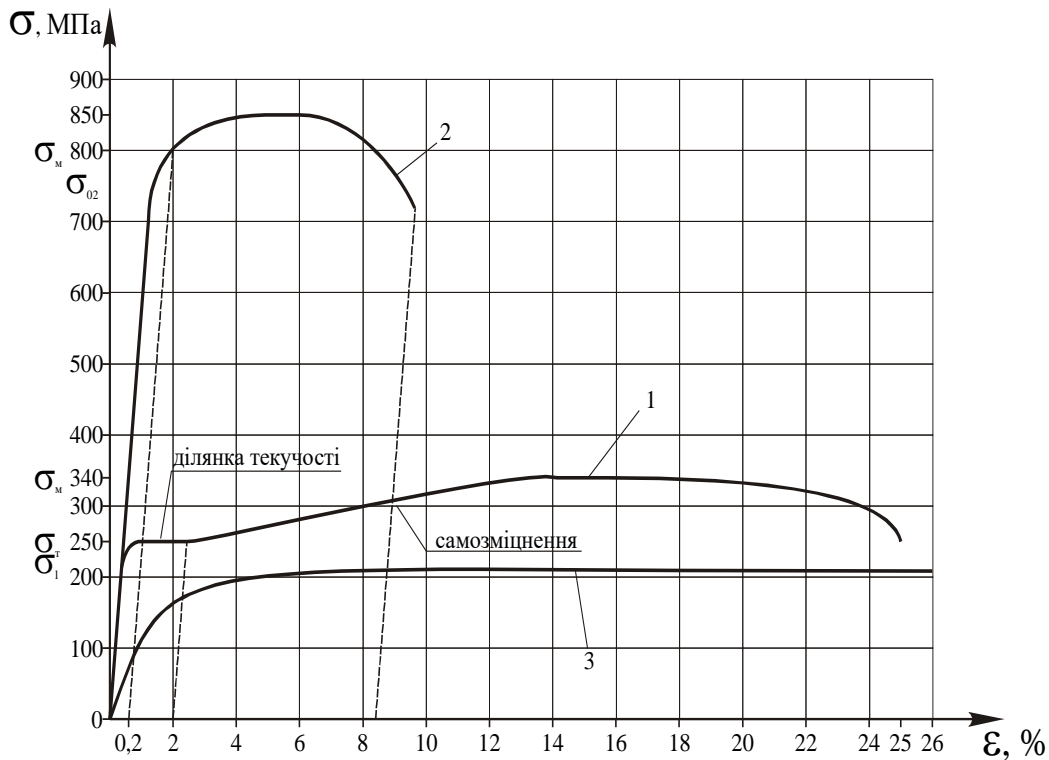


Рис. 2.1. Умовна діаграма роботи сталі на розтяг:

1 – маловуглецеві сталі (сталі звичайної міцності); 2 – сталі високої міцності; 3 – полікристал заліза;  
 $\sigma_m$  – межа міцності (тимчасовий опір);  $\sigma_m$  – межа текучості;  $\sigma_l$  – межа пропорційності;  $\sigma_{02}$  – умовна межа текучості

При пластичних деформаціях маловуглецевих сталей на розтягнутих зразках помітна поява характерних ліній, які називаються лініями текучості або лініями Чернова-Людерса, що йдуть під кутом  $45^\circ$  до лінії зусиль розтягу. Напрямок їх збігається з напрямком найбільших дотичних напружень.

Руйнування буває в'язке (пластичне) – від зсуву; крихке – внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження і пластичні деформації – причина в'язкого руйнування. Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до величини руйнівальних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви. У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних решіток зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах.

## Робота сталі на стиск

При роботі на стиск сталь поводить себе, як і при розтягу. Значення межі текучості, модуля пружності та довжини ділянки текучості дорівнюють показникам при розтягу. Тобто, сталі гарно працюють як на розтяг, так і на стиск. Це дуже важлива особливість.

### Робота сталі при складному напруженому стані

У випадку складного напруженого стану (наприклад, плоского напруженого стану, коли зразок розтягується у двох напрямках, або при спільній дії нормальних і дотичних напружень при згині) роботу сталі прийнято оцінювати через приведені напруження, обчислені за енергетичною теорією

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x \cdot \sigma_z + \sigma_y \cdot \sigma_z) + 3 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}, \quad (2.1)$$

де  $\sigma_i$ ,  $\tau_{ij}$  – відповідно нормальні та дотичні напруження.

Вид напруженого стану впливає на механічні характеристики сталі. Однозначні плоский і об'ємний напружені стани (рис. 2.2, криві 3, 4) значно знижують відносне видовження сталі, але підвищують характеристику міцності. Напруження різних знаків сприяють розвитку пластичних деформацій (крива 2), але погіршують характеристики міцності. Таким чином, можна сказати, що складний напружений стан завжди погіршує експлуатаційні якості сталі. У першому випадку підвищується крихкість сталі, у другому – знижується міцність.

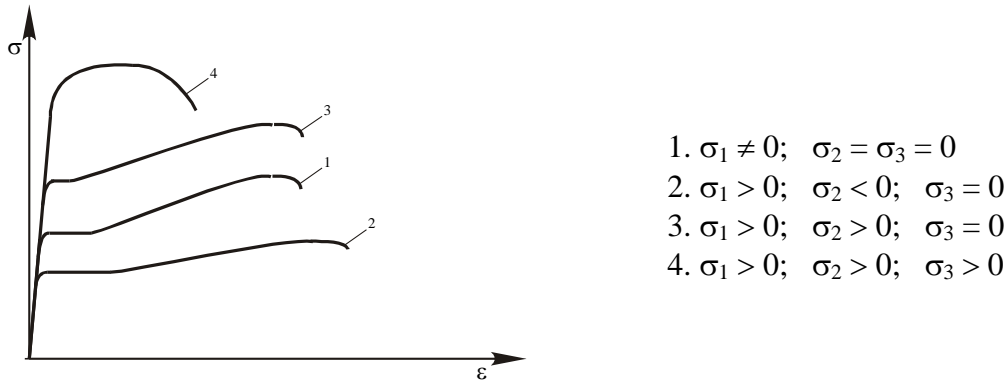


Рис. 2.2. Діаграми деформування сталі при різних напружених станах

У випадку простого згину при дії нормальних і дотичних напружень приведені напруження обчислюються:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma + 3 \cdot \tau^2}. \quad (2.2)$$

Для плоского напруженого стану: 
$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y}. \quad (2.3)$$

Через головні напруження  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ :

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)}. \quad (2.4)$$

### Робота сталі при концентрації напружень

Негативно впливають на міцність конструкцій концентратори напружень. До концентраторів належать будь-які зміни форми зразка (отвори, надрізи).

У гладких зразках правильної форми напруження у всіх перерізах розподіляються рівномірно, а силові лінії прямолінійно (рис. 2.3, а).

Якщо в плоскому зразку створити отвори чи надрізи, лінії силового потоку будуть огинати нові межі (рис. 2.3, б, в, г). Відхилення силових ліній від прямої свідчать про наявність напружень, що діють у двох напрямках, тобто виникає двоосний напружений стан. Відношення найбільшого напруження у місці концентратора до середнього напруження по перерізу зразка має назву коефіцієнта концентрації. Чим менший радіус кривизни концентратора, тим вище значення коефіцієнта концентрації.

Наявність поблизу концентраторів складного напруженого стану з високим рівнем напружень створює умови крихкого руйнування та утворення тріщин. Тому при конструюванні необхідно уникати гострих концентраторів, а сполучення виконувати плавно.

Концентрація напружень не дуже впливає на міцність при статичних навантаженнях.

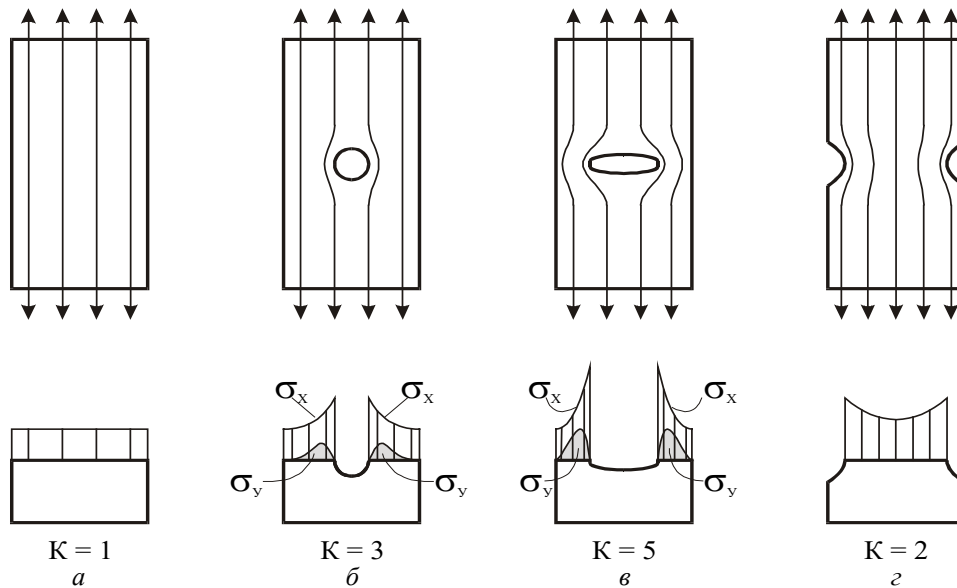


Рис. 2.3. Траєкторії головних напружень та їх концентрація в місцях зміни перерізу



При динамічних навантаженнях, низьких температурах, пластичних деформаціях, які виникають у процесі холодного оброблення металу, концентратори значно знижують пластичність сталі.

### *Старіння сталі*

Старінням називають здатність матеріалу змінювати свою структуру і властивості з часом. Це пов'язано з тим, що, незважаючи на невелику розчинність вуглецю у фериті, з часом атоми вуглецю дифундують до меж зерен. Кількість крихкого карбіду заліза збільшується. Внаслідок цього зростає міцність сталі, але знижуються її пластичність та опір крихкому руйнуванню, динамічним навантаженням. Старіння прискорюється під дією змінних напружень, підвищенні температур.

### *Вплив температури*

При зростанні температури зменшуються значення модуля пружності та межі текучості й міцності сталі. При температурі  $600^{\circ}\text{C}$  межа текучості й модуль пружності наближаються до нуля.

Низькі температури підвищують крихкість сталі тому, що погіршуються пластичні властивості сталі. При температурах нижче як  $-10^{\circ}\text{C}$  пластичність помітно зменшується.

### *Ударна в'язкість*

Схильність сталі до крихкого руйнування та чутливість до концентрацій напружень оцінюються за ударною в'язкістю.

Ударна в'язкість – це робота, необхідна для руйнування стандартного зразка з надрізом (рис. 2.4), що віднесена до поперечного перерізу.

Руйнування зразка відбувається ударним згином.

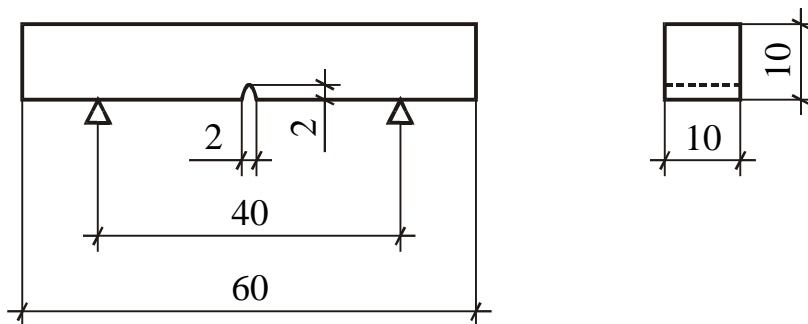


Рис. 2.4. Зразок для випробування на ударну в'язкість

Значення ударної в'язкості залежить не лише від складу і структури сталі, але й від температури. Зі зниженням температури нижче  $0^{\circ}\text{C}$  значення ударної в'язкості різко зменшується.

Температура, при якій відбувається зменшення ударної в'язкості нижче за  $0.3 \text{ МДж/м}^2$ , – має назву поріг холодноламкості.

Дуже сильно зменшується ударна в'язкість після старіння сталі. Для будівельних сталей значення ударної в'язкості при різних температурах та після старіння вміщені у нормативні документи.

Зниження показника ударної в'язкості нижче  $0.3 \text{ МДж/м}^2$  не допускається.

### *Робота сталі при повторних та змінних навантаженнях*

Навантаження і розвантаження в межах пружності не викликає змін в роботі сталі. Графіки деформацій є прямолінійними та співпадають. Коли ж сталь довести до пластичних деформацій і розвантажити, то діаграма розвантаження піде паралельно до лінії деформацій.

Діаграма повторного завантаження піде паралельно лінії пружних деформацій і далі за діаграмою одноразового навантаження. Якщо розглянути лише діаграму повторного завантаження, то можна зазначити, що деформаційність сталі зменшилася ( $\varepsilon - \varepsilon_1 < \varepsilon$ ), і умовна межа текучості зросла до рівня  $\sigma_1$ , досягнутого при першому завантаженні (рис. 2.5). Це явище називається наклепом металу. Використовується для підвищення міцнісних показників сталевих арматур залізобетонних конструкцій. Наклеп спостерігається при всіх видах холодного оброблення, пов'язаного з пластичним деформуванням металу (різання, гнуття, пробивання отворів).

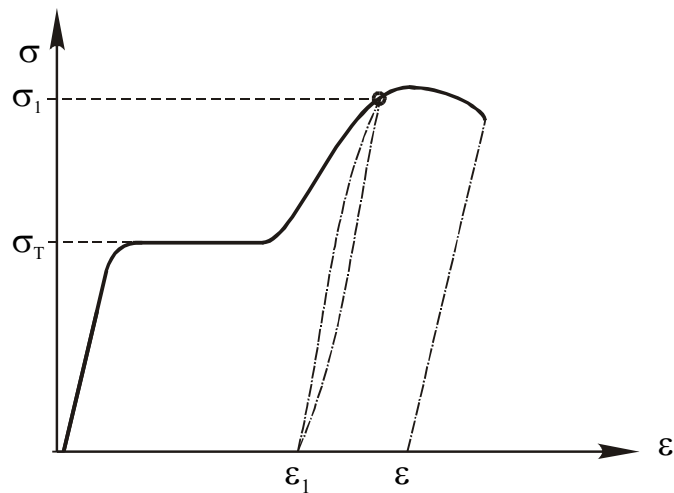


Рис. 2.5. Діаграма деформування сталі з розвантаженням

У металах, які не мають достатнього запасу пластичних деформацій, наклеп може призводити до крихкого руйнування.

Втомою сталі називається її руйнування внаслідок повторних навантажень при напруженнях, нижчих за межу міцності. Напруження при яких відбувається руйнування, називається втомною міцністю. Здатність сталі протистояти такому руйнуванню називають витривалістю.

Для сталі крива втомної міцності асимптотично наближається до деякого граничного значення  $R_v$  – опору сталі втомі (рис. 2.6).

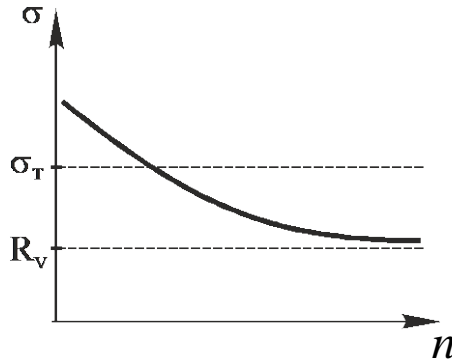


Рис. 2.6. Зміна втомної міцності сталі залежно від кількості циклів навантаження  $n$

Опору сталі втомі відповідає кількість циклів  $10^7$ . Випробування роблять на базі  $2 \times 10^6$  циклів. На втомну міцність впливають: наявність концентраторів; температура; технологічні фактори, пов'язані з особливостями виготовлення конструкцій; характер навантаження (стиск чи розтяг); значення коефіцієнта асиметрії циклу (рис. 2.7):

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad -1 < \rho < 1 \quad (2.5)$$

$R_v$  – змінюється від 145 МПа до 27 МПа.

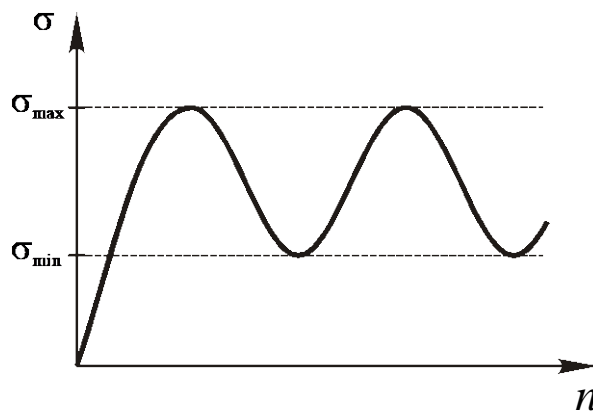


Рис. 2.7. Характеристика асиметрії навантаження

Руйнування металу від втоми відбувається у такій послідовності: біля дефектів кристалічної решітки, порушень структури, концентраторів з'являються мікротріщини. Мікротріщини є дуже гострими концентраторами. Концентрації напружень біля них призводять до розростання мікротріщин у макротріщини. При подальших циклах навантаження ріст тріщин відбувається до руйнування.

Концентратори напружень дуже негативно впливають на втомну міцність сталі. Тому при конструюванні металевих конструкцій необхідно уникати концентраторів всіма можливими засобами.

## 2.4. Нормативні та розрахункові опори сталей

Основними показниками опору сталі силовим впливам є нормативні опори  $R_{yn}$  та  $R_{un}$ , встановлені виходячи з його механічних властивостей відповідно за границею текучості та за тимчасовим опором розриву.

Значення  $R_{yn}$  та  $R_{un}$  регламентуються нормами проектування [3]. При цьому враховується статистична мінливість опорів. Треба, щоб забезпеченість гарантовано становила не менш 0.95.

Можливі відхилення значень нормативних опорів у несприятливий бік враховують коефіцієнтом надійності за матеріалом  $\gamma_m$ .

Розрахункові опори визначають шляхом ділення нормативних опорів на коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_m$ :

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}, \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (2.6)$$

Цей коефіцієнт враховує:

- те, що механічні властивості сталей перевіряються на металургійних заводах шляхом вибіркового випробувань і в конструкції може потрапити сталь з властивостями нижчими, ніж встановлені стандартами;
- механічні властивості контролюють при осьовому розтягу на невеликих зразках, а в дійсності сталь працює у великорозмірних конструкціях при складних напружених станах;
- сортамент металопрокату може мати від'ємні (мінусові) допуски до розмірів.

Значення коефіцієнта надійності за матеріалом  $\gamma_m$  залежить від статистичних даних про однорідність сталі. Для вуглецевих сталей, які масово випускаються тривалий час за добре опрацьованою технологією і для яких добре відомо, як вони поведуть себе у конструкціях, значення  $\gamma_m$  найменші –  $\gamma_m = 1.025$ , для сталей С 590 та С 590К –  $\gamma_m = 1.05$ . Значення нормативних  $R_{yn}$ ,  $R_{un}$  і розрахункових  $R_y$ ,  $R_u$  опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом вміщені у ДБН В.2.6 – 198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування».

Розрахунковий опір  $R_y$ , встановлений за границею текучості, є головною розрахунковою характеристикою сталі. Розрахунковий опір  $R_u$ , прийнятий згідно з тимчасовим опором розриву, використовують при розрахунках конструкцій, де несуча здатність визначається умовами міцності і за характером їхньої роботи допускається розвиток великих деформацій.

Для інших видів напружених станів: зсув ( $R_s$ ), зминання торцевої поверхні ( $R_p$ ), розтяг у напрямку товщини прокату ( $R_{th}$ ) – нормативний документ [3] встановлює інші відповідні значення опору.

## 2.5. Розрахунок металевих конструкцій за методом граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію.

Будівельні конструкції розраховують на силові та інші впливи, що визначають їх напружений стан і деформації, за методом граничних станів. Основні його положення спрямовані на забезпечення безвідмовної роботи конструкцій з урахуванням мінливості властивостей матеріалів, навантажень і впливів, геометричних характеристик конструкцій, умов їх роботи, а також міри відповідальності (народногосподарської значущості) спроектованих об'єктів, яка визначається матеріальним і соціальним збитками при порушенні їх працездатності.

Раніше розрахунки металевих конструкцій виконувались за методом допустимих напружень, який й досі використовують при проектуванні в машинобудуванні. Конструкція при цьому розглядалася під дією навантажень для звичайних умов експлуатації, а розрахункові напруження в її елементах обмежувалися значеннями так званих “допустимих напружень” –  $[\sigma]$ . Значення  $[\sigma] = \sigma_m/k$  визначалися виходячи з механічних характеристик матеріалу (значення границі текучості) та коефіцієнта запасу –  $k$ . Цей коефіцієнт приймався постійним, не мав точного теоретичного обґрунтування, внаслідок чого при проектуванні не було змоги враховувати вплив на роботу об'єкта різних факторів, які неминуче змінюються протягом тривалої експлуатації конструкції.

Виходячи з цього в 1955 р. під керівництвом та за безпосередньою участю проф. М. С. Стрелецького був обґрунтований та розроблений метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Це дало змогу дослідити дійсну роботу конструкцій і диференційовано підходити до змінності умов роботи, навантажень, властивостей матеріалу та інших факторів. Граничним є такий стан, при якому будівля або споруда перестає задовольняти заданим експлуатаційним вимогам або вимогам при виконанні робіт (будівництві). Перехід до розрахунку за методом граничних

станів ліквідував існуючу суперечність між точними методами визначення зусиль у конструкції, напружень в її елементах та приблизним врахуванням дійсних умов роботи споруди. Ціль методу не допустити з певною забезпеченістю граничного стану конструкцій за весь час експлуатації.

Перша з двох груп метода розрахунку за граничними станами включає в себе стани, які ведуть до повної непридатності експлуатації конструкцій (будівель і споруд в цілому) або повної (часткової) втрати несучої здатності будівель і споруд в цілому внаслідок руйнування будь-якого характеру (в'язкого, крихкого, втомного), втрати стійкості форми, втрати стійкості положення, переходу конструкції або будівлі (споруди) в геометрично змінювану систему (механізм), якісної зміни конфігурації в результаті надмірного розвитку пластичних деформацій, зрушень у з'єднаннях та ін. Неруйнівність конструкцій повинна бути забезпечена на всьому протязі їх роботи.

Друга група включає граничні стани, що ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або знижують довговічність будівель (споруд) у порівнянні з передбаченим терміном служби внаслідок появи неприпустимих переміщень (прогинів, осадки опор, кутів повороту), коливань, тріщин тощо (при експлуатації металевих конструкцій тріщини неприпустимі).

Досягнення граничного стану визначають при розрахунках конструкцій, враховуючи невідомі значення навантажень та їх поєднання, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції.

При розрахунках за граничними станами першої групи використовуються граничні розрахункові значення навантажень, що враховують вірогідність виникнення екстремальної ситуації не більше ніж один раз протягом терміну експлуатації об'єкта. Для перевірки вимог граничних станів другої групи використовують експлуатаційні розрахункові значення навантажень, вихід за межі яких протягом строку експлуатації конструкції допускається певну кількість разів.

Розрахунок конструкцій за граничними станами спрямований на запобігання досягнення будь-якого з граничних станів при зведенні будівлі або споруди протягом всього терміну її служби.

Розрахунок за першим граничним станом виражається нерівністю:

$$N \leq F, \quad \left( \text{або } \frac{N}{F} \leq 1 \text{ в безрозмірному вигляді} \right), \quad (2.7)$$

де  $N$  – найбільше можливе розрахункове зусилля в елементі конструкції або конструкції в цілому від суми всіх граничних розрахункових навантажень;

$F$  – мінімальна несуча здатність (граничне зусилля, яке може сприйняти розраховуємий елемент конструкції), що є функцією геометричних

розмірів елемента, міцнісних характеристик матеріалу та умов роботи.

Гранична умова другої групи граничних станів:

$$f \leq f_u, \quad (2.8)$$

де  $f$  – переміщення конструкції або її елемента від максимальних навантажень нормальної експлуатації;

$f_u$  – граничне переміщення, допустиме за умовами нормальної експлуатації (залежить від призначення конструкції і встановлюється нормами або проектним завданням).

*Основні залежності розрахунку за методом граничних станів*

Граничні нерівності розрахунку за методом граничних станів можуть бути записані у такому вигляді:

1) для першої групи граничних станів

$$\sigma = \frac{\sum_{i=1}^j f(F \cdot \psi \cdot \gamma_f)_i}{G} \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m}, \quad (2.9)$$

або в безрозмірному вигляді:

$$\frac{\sum_{i=1}^j f(F \cdot \psi \cdot \gamma_f)_i}{G \cdot \frac{R_n \cdot \gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m}} \leq 1, \quad (2.10)$$

де  $f$  – функція, яка відбиває зв'язок між навантаженням  $F$  і викликаним ним напруженням;  $R_n$  – нормативний опір матеріалу;  $G$  – геометрична характеристика перерізу (площа, момент опору...);  $\psi$  – коефіцієнт поєднань навантажень;  $\gamma_f$  – коефіцієнт безпеки щодо навантаження (надійності за навантаженням);  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи конструкції;  $\gamma_n$  – коефіцієнт відповідальності;  $\gamma_m$  – коефіцієнт надійності за матеріалом.

2) для другої групи граничних станів (відповідно до (2.8))

$$\sum f_i \cdot \psi \leq f_u, \quad (2.11)$$

де  $f_i$  – деформація елемента зумовлена навантаженнями;  $f_u$  – граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в уточненні:

- значень коефіцієнтів  $\psi$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_m$ ,  $\gamma_f$  на підставі статистичної обробки існуючих даних;
- визначенні впливу різних умов експлуатації;
- визначення властивостей матеріалів при різних напружених станах;
- вдосконаленні методів розрахунку конструкцій і споруд;
- перехід до імовірнісних методів розрахунку.

### 2.5.1. Розрахунок розтягнутих елементів

Робота центрально-розтягнутого елемента (рис. 2.8) під навантаженням описується діаграмою розтягу сталі. Граничний стан першої групи центрально-розтягнутих елементів перевіряється розрахунком по міцності.

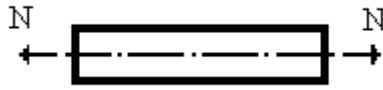


Рис. 2.8. Центральньо-розтягнутий елемент

Міцність перевіряється шляхом порівняння напружень  $\sigma$ , обчислених від граничних розрахункових навантажень, з розрахунковим опором сталі  $R_y$ , помноженим на коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$ :

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.12)$$

або у безрозмірній формі:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.13)$$

де  $N$  – осьове зусилля розтягу;  $A_n$  – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх ослаблень, отворів тощо.

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів зі сталі з відношенням  $R_u / \gamma_u > R_y$ , експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості, а також елементів зі сталі з нормативним опором  $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$  слід виконувати за формулою (2.13) із заміною значення  $R_y$  на  $R_u / \gamma_u$ :

$$\frac{N}{A_n \cdot \frac{R_u}{\gamma_u} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.14)$$

де  $\gamma_u = 1.3$  – коефіцієнт надійності за матеріалом для елементів конструкцій, які розраховуються на міцність з використанням розрахункових опорів  $R_u$ , що визначаються за тимчасовим опором при розтязі. Цей коефіцієнт враховує зниження надійності таких елементів через високий рівень розрахункового опору, близького до межі міцності.



### Контрольні запитання

1. Від чого залежить коефіцієнт сполучення навантажень?
2. Як враховується коефіцієнт умов роботи?
3. Що враховує коефіцієнт надійності?
4. Як визначаються нормативні опори сталі  $R_{yn}$ ,  $R_{un}$ ?
5. Як визначають розрахункові опори сталі  $R_y$  і  $R_u$ ?
6. Що таке відносне видовження  $\varepsilon$ ?
7. Що таке міцність?
8. Що таке пружність?
9. Що таке межа текучості  $\sigma_m$ ?
10. Що таке умовна межа текучості  $\sigma_{0.2}$ ?
11. Граничні стани розрахунків металевих конструкцій?
12. Для підбору перерізу центрально-розтягнутого елемента треба знайти?
13. Якщо міцність розтягнутого елемента не забезпечена, треба?
14. У розтягнутому стержні виконують перевірку?

### 3.1. Розрахунок центрально-стиснутих елементів

Втрата несучої здатності центрально-стиснутих стержнів може бути вичерпана унаслідок настання одного з двох граничних станів: втрати міцності або втрати стійкості, коли порушується прямолінійна форма стержня.

Розрахунок міцності коротких центрально-стиснутих стержнів ведеться аналогічно, як для центрально-розтягнутих. Це пов'язано з тим, що діаграми розтягу і стиску сталі близькі одна до одної.

У довгих стиснутих елементах вичерпання несучої здатності настає внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то при досягненні цієї сили певного значення (критичного значення) у стержні швидко зростає викривлення і він перестає бути стійким (рис. 3.1).

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня та геометричних характеристик перерізу.

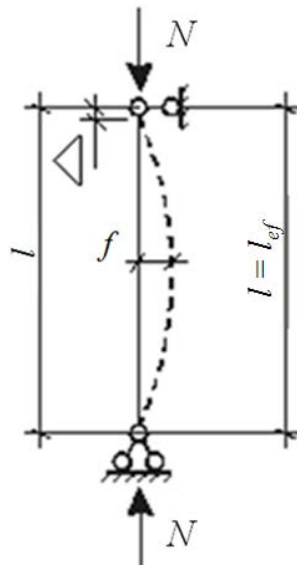


Рис. 3.1. Центрально-стиснутий стержень

Зміна способу кріплення спричиняє зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості (рис. 3.2). Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини  $l$  її розрахунковим значенням  $l_{ef}$ :

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (3.1)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт приведення довжини стержня.

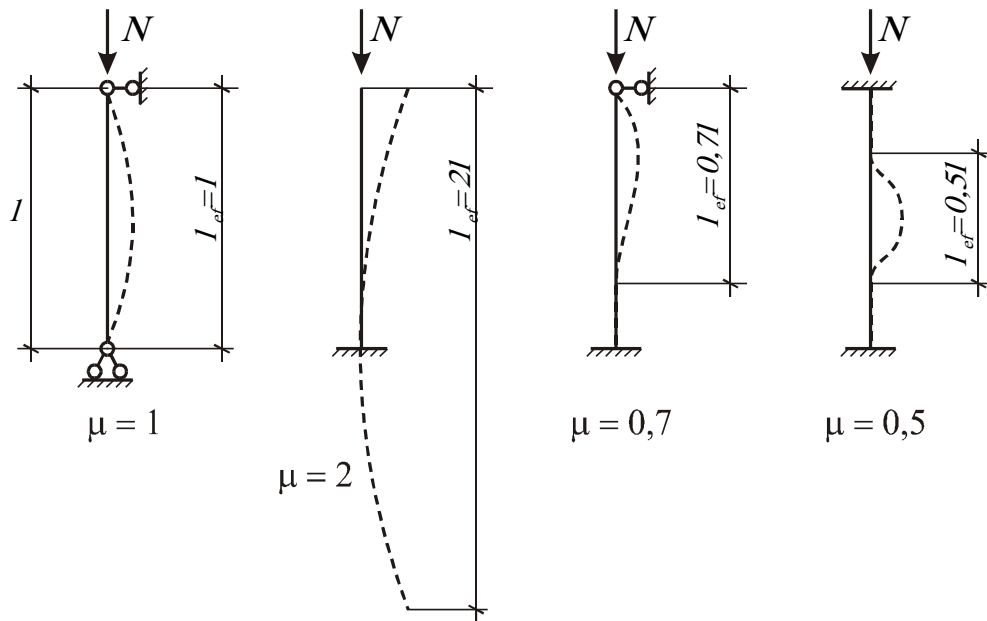


Рис. 3.2. Коефіцієнти  $\mu$  для визначення розрахункових довжин стержнів при різних умовах закріплення їх кінців

Для стержня, стиснутого осовою силою і шарнірно закріпленого по кінцях, критичне навантаження обчислюється за формулою Ейлера (запропонував її в 1744 році):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{ef}^2}. \quad (3.2)$$

Перейдемо до критичних напружень:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{ef}^2 \cdot A}. \quad (3.3)$$

Підставимо у цю формулу радіус інерції  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ , гнучкість  $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$  і

одержимо:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{l_{ef}^2} \cdot \frac{I_{\min}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i_{\min}^2}{l_{ef}^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}, \quad (3.4)$$

де  $E$  – модуль пружності сталі;  $A$  – площа перерізу елемента;  $I$  – момент інерції перерізу відносно осі, щодо якої перевіряється стійкість стержня.

Таким чином, несуча здатність залежить лише від гнучкості стержня.

Несучу здатність можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу.

Для практичних розрахунків обчислюються не критичні напруження  $\sigma_{cr}$ , а значення їх відносин до граничного напруження матеріалу по міцності:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_m} \approx \frac{\sigma_{cr}}{R_y}. \quad (3.5)$$

Значення цього відношення  $\varphi$  називають коефіцієнтом стійкості. Коефіцієнт стійкості завжди менше одиниці.

Умова зберігання стійкості стержня:

$$\sigma \leq \sigma_{cr}. \quad (3.6)$$

З введенням у розрахунок коефіцієнту  $\varphi$  перевірка стійкості матиме вигляд:

$$\sigma \leq \sigma_{cr} = \varphi \cdot R_y \quad (3.7)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y. \quad (3.8)$$

Робоча формула для розрахунків згідно ДБН В.2.6 – 198:2014:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.9)$$

Коефіцієнт стійкості  $\varphi$  залежить від умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E}$ , в якій одночасно враховуються і гнучкість ( $\lambda$ ) і клас міцності сталі ( $R_y$ ). З урахуванням факторів, які впливають на стійкість стиснутих стержнів (класом сталі, формою поперечного перерізу, випадковими ексцентриситетами, залишковими напруженнями) в нормах на проектування [3] приведені формули та відповідні таблиці для знаходження  $\varphi$ . При цьому, для врахування форми перерізу всі стержні класифіковані на три групи (три кривих стійкості):  $a$ ,  $b$ ,  $c$ . Графічно залежність  $\varphi$  від  $\lambda$  і типів перерізів (кривих стійкості) приведена на рис. 3.3.

Значення коефіцієнта стійкості при  $\bar{\lambda} \geq 0.4$  дорівнює:

$$\varphi = \frac{0.5}{\bar{\lambda}^2} (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.48 \cdot \bar{\lambda}^2}); \quad (3.10)$$

$$\delta = 9.87 \cdot (1 - \alpha + \beta \cdot \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (3.11)$$

де  $\alpha$  і  $\beta$  – коефіцієнти, що характеризують початкові недосконалості форми та залишкові напруження і визначаються нормами [3], приведені в таблиці 3.1.

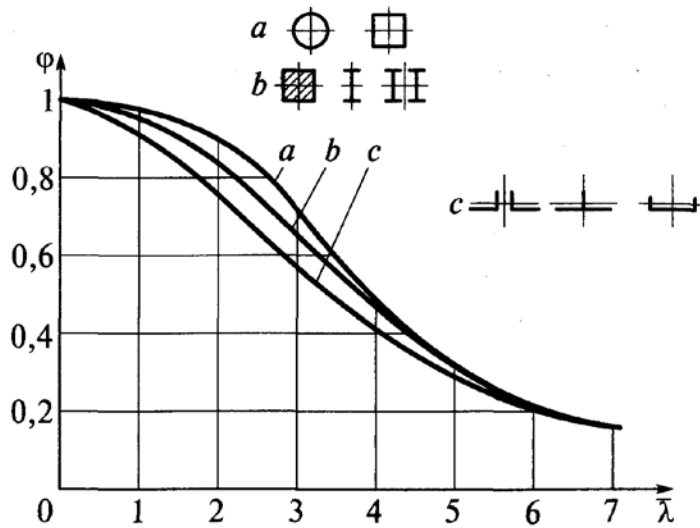
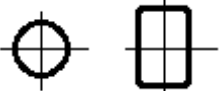
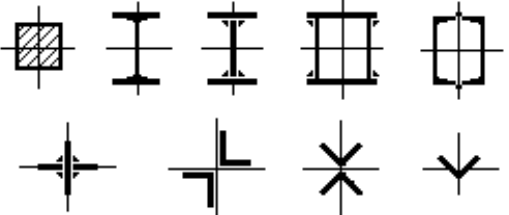
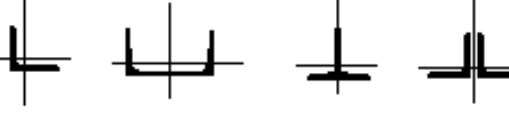


Рис. 3.3. Залежність коефіцієнта стійкості від умовної гнучкості

Таблиця 3.1. Значення коефіцієнтів  $\alpha$  і  $\beta$

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		$\alpha$	$\beta$
	<i>a</i>	0.03	0.06
	<i>b</i>	0.04	0.09
	<i>c</i>	0.04	0.14

Такий підхід до знаходження коефіцієнта стійкості для стержнів з різними поперечними перерізами забезпечує певну економію матеріалу.

### 3.2. Розрахунок згинальних елементів

Прикладом згинного елемента є балка, в якій одночасно діють згинальний момент  $M$  та поперечна сила  $Q$  (рис. 3.5).

Згинні елементи конструкцій повинні відповідати вимогам і першої групи граничних станів (недопущення в'язкого або крихкого руйнування, розвитку надмірних пластичних деформацій, втрати стійкості) і другої (обмеження граничних переміщень).

Перш ніж приступити до розрахунку необхідно балку класифікувати згідно будівельних норм [3]. Балки можуть бути 1-го, 2-го і 3-го класів, в залежності від прийнятого в розрахунку виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу:

1 клас – НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  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 – рис. 3.4, а);

2 клас – НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  на деяких ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі  $R_y$ , а на інших ділянках – дорівнюють йому (пружно-пластична робота перерізу – рис. 3.4, б);

3 клас – НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  по всій площі розрахункового перерізу дорівнюють розрахунковому опору сталі  $R_y$  (пластифікація всього перерізу з утворенням пластичного шарніру – рис. 3.4, в).

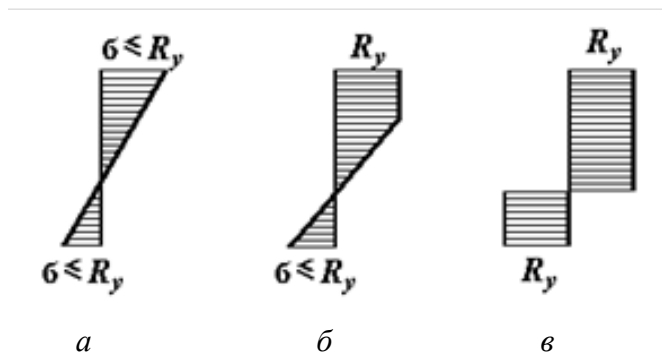


Рис. 3.4. Класифікація перерізів за видом НДС

Залежно від призначення, умов експлуатації і техніко-економічного обґрунтування розрахунок згинних елементів виконують без урахування чи з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій. Балки 1-го класу слід застосовувати для всіх видів навантажень і розраховувати у

межах пружних деформацій; балки 2-го і 3-го класів рекомендується застосовувати при дії статичних навантажень і розраховувати в припущенні розвитку обмежених пластичних деформацій.

*Перевірка міцності у пружній стадії (для балок 1-го класу)*

Згинальні моменти призводять до виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень  $\sigma = \frac{M}{I} \cdot y$ , а поперечні сили – дотичних  $\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t}$ , де  $y$  – відстань від центра ваги перерізу до точки, в якій визначають нормальні напруження;  $I$  – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту ( $см^4$ );  $S$  – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем  $y$  і краєм перерізу відносно цієї ж осі ( $см^3$ );  $t$  – товщина перерізу на цьому рівні.

Найбільші нормальні напруження при дії згинального моменту в одній з головних площин спостерігаються у волокнах, які знаходяться найдалі від центра ваги перерізу (рис. 3.6)

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_{n,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.12)$$

або у безрозмірному вигляді

$$\frac{M}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.13)$$

де  $W_{n,\min}$  – мінімальний момент опору перерізу нетто, тобто з урахуванням ослаблень.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.14)$$

або

$$\frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.15)$$

де  $S$  – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище нейтральної осі;  $t_w$  – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При дії згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  у двох головних площинах (так званий косий згин) відповідні нормальні напруження підсумовуються і перевірка міцності матиме вигляд:

$$\frac{M_x}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1, \quad (3.16)$$

де  $x$  і  $y$  – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу;  $I_{xn}$  і  $I_{yn}$  – моменти інерції перерізу нетто відносно головних осей.

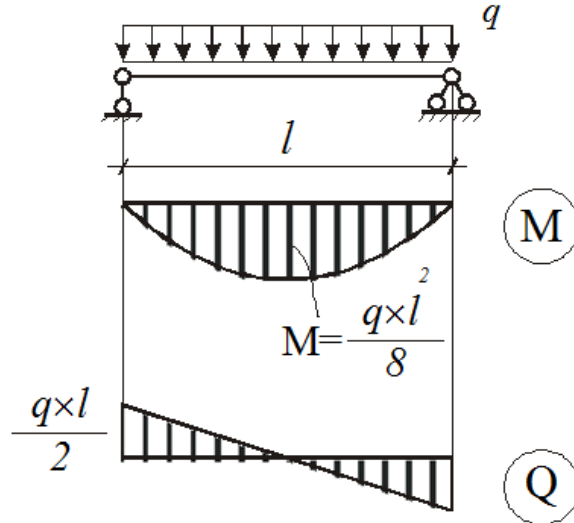


Рис. 3.5. Епюри згинальних моментів та поперечних сил для однопрольотної балки

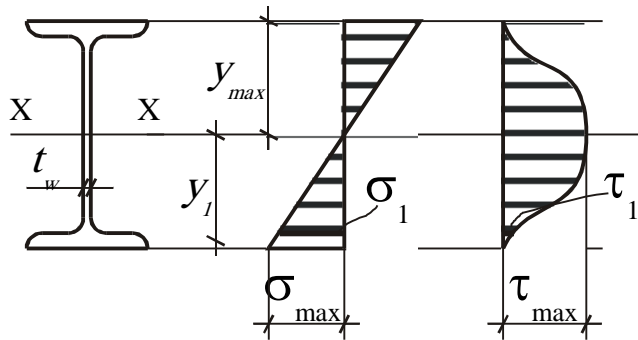


Рис. 3.6. Нормальні та дотичні напруження в стінці двотаврової балки

В загальному випадку, при одночасній дії нормальних і дотичних напружень, оцінку міцності роблять за зведеними напруженнями (при малих дотичних напруженнях перевірка виконується у місці переходу стінки в полочки – рис. 3.6):

$$\frac{0.87}{R_y \cdot \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (3.17)$$

де  $\sigma_x = \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y$  – нормальне напруження в точці перевірки ( $y$  – відстань від



нейтральної осі до волокна, яке розглядається);  $\sigma_y$  – напруження, що діє перпендикулярно до осі балки;  $\tau_{xy}$  – дотичне напруження в тій же точці.

*Перевірка міцності з урахуванням пластичних деформацій (для балок 2-го і 3-го класів)*

При згині елемента у межах пружності епюра нормальних напружень трикутна і максимальні напруження досягаються лише у крайніх шарах волокон (рис. 3.7, а).

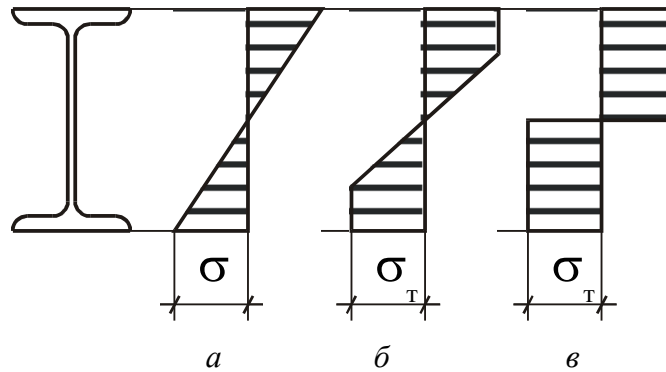


Рис. 3.7. Епюри нормальних напружень у перерізі балки: а – при роботі сталі в пружній стадії; б – при роботі сталі в пружнопластичній області; в – шарнір пластичності

Найбільше значення моменту при пружній роботі матеріалу становить:

$$M_{np} = \sigma_m \cdot W . \quad (3.18)$$

Збільшуючи навантаження, досягається такий стан, коли напруження крайніх волокон відповідатимуть межі текучості і подальший їх ріст припиниться через текучість матеріалу (рис. 3.7, б). З ростом навантаження текучість матеріалу поширюватиметься углиб перерізу від країв до нейтральної осі. Подальше деформування елемента відбувається без збільшення навантаження, оскільки матеріал тече. Ліва і права частина балки повертаються одна відносно одної. Це явище носить назву шарніра пластичності. Максимальний момент, який відповідає цьому стану (рис. 3.7, в):

$$M_{nl} = \sigma_m \int_A y dA = \sigma_m 2S = \sigma_m W_{nl} , \quad (3.19)$$

де  $dA$  – площа елементарної площадки,  $y$  – відстань від нейтральної осі до елементарної площадки;  $S$  – статичний момент половини перерізу.

Пластичний момент опору  $W_{nl}$  більший від звичайного (для прямокутного профілю на 50%, для двотавра на 12%, для швелерів, які згинаються у площині стінки, на 13%).

Дотичні напруження прискорюють утворення шарніра пластичності.

Утворення пластичного шарніру відбувається тільки теоретично – практично в перерізі, де діє максимальний згинальний момент, завжди зберігається пружне ядро і епюра нормальних напружень має вигляд, показаний на рис. 3.7, б. Тому норми проектування пропонують метод розрахунку за обмеженими пластичними деформаціями. Цей метод реалізований у формулах силового критерію введенням до пружних моментів опору коефіцієнтів  $c_x$ ,  $c_y$  та  $\beta$ .

Розрахунок розрізних балок на міцність при згині у площині найбільшої жорсткості при дотичних напруженнях  $\tau = Q/A_w \leq 0.9 \cdot R_s$  (окрім опорних перерізів) слід виконувати за формулою:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.20)$$

а при згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень  $\tau = Q_x/(2A_f) \leq 0.5R_s$  (окрім опорних перерізів):

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.21)$$

Перерізи балок над опорами (при  $M_x = 0$  і  $M_y = 0$ ) перевіряють на міцність за формулами:

$$\frac{Q_y}{A_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad i \quad \frac{Q_x}{2 \cdot A_f \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.22)$$

де  $M_x$  і  $M_y$ ,  $Q_y$  і  $Q_x$  – значення згинальних моментів і поперечних сил у розрахунковому перерізі елемента (рис. 3.8),  $R_s = 0.58 \cdot R_y$  – розрахунковий опір сталі зсуву.

Коефіцієнти  $c_x$ ,  $c_y$  та  $\beta$  враховують резерв несучої здатності згинного елемента, обумовлений пластичною роботою матеріалу. Їхні значення залежать від форми та співвідношення розмірів перерізу, від рівня дотичних напружень.

Коефіцієнт  $\beta$  приймається таким, що дорівнює:

- при  $\tau_y \leq 0.5R_s$   $\beta = 1$ ;
- при  $0.5R_s < \tau_y \leq 0.9R_s$ :

$$\beta = 1.0 - \frac{0.20}{\alpha_f + 0.25} \cdot \left( \frac{\tau_y}{R_s} \right)^4, \quad (3.23)$$

де  $\alpha_f = A_f/A_w$  – відношення площ поперечних перерізів пояса і стінки (рис. 3.8);  $c_x$ ,  $c_y$  – коефіцієнти, значення яких приймаються для балок 3-го класу згідно з табл. М.1 [3] (для балок двотаврового перерізу дивись табл. 3.2), а для балок 2-го класу – в інтервалі між 1.0 і значеннями  $c_x$  і  $c_y$ .

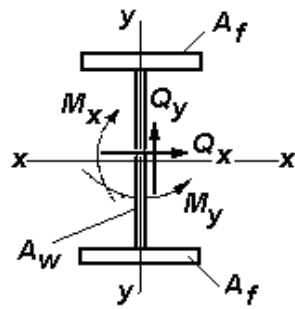


Рис. 3.8. Схема двотаврового перерізу і діючі внутрішні зусилля

Таблиця 3.2. Коефіцієнти для розрахунку двотаврових елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій

Тип перерізу	Схема перерізу	$A_f / A_w$	Найбільше значення коефіцієнтів	
			$C_x$	$C_y$
1		0.25	1.19	1.47
		0.50	1.12	
		1.00	1.07	
		2.00	1.04	
2		0.5	1.40	1.47
		1.0	1.28	
		2.0	1.18	

### Загальна стійкість згинних елементів

При згині балки утворюється дві зони – стиснута і розтягнута. При певному значенні навантаження (критичному) балка може втратити загальну стійкість, стиснута зона починає викривлятися в горизонтальній площині і закручувати балку відносно поздовжньої осі (рис. 3.9).

Значення еквівалентної критичної сили запропоновано Ейлером

$$P_{кр} = \frac{C}{l_{ef}^2} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot \left( G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2} \right)}, \quad (3.24)$$

де  $C$  – коефіцієнт, який залежить від розміщення навантаження на балці і її закріплення;  $l_{ef}$  – відстань між точками закріплення з площини стиснутого пояса балки;  $E \cdot I_y$  – жорсткість балки в площині, перпендикулярній до

площини згину;  $\left( G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2} \right)$  – жорсткість при утрудненому крученні;  $G$  – модуль зсуву;  $I_w$  – секторіальний момент інерції;  $I_t$  – момент інерції при крученні.

Відповідно критичні напруження:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{P_{cr} \cdot l \cdot \eta}{W}, \quad (3.25)$$

де  $\eta$  – коефіцієнт, який залежить від положення  $P_{cr}$  по довжині балки;  $l$  – довжина балки.

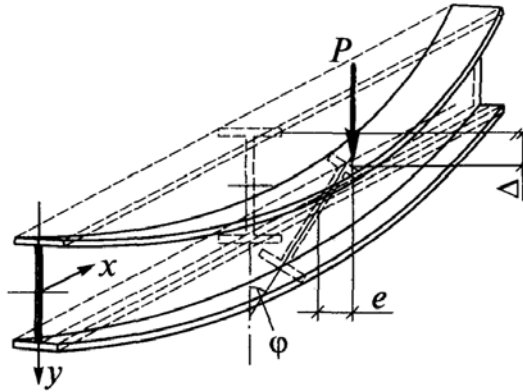


Рис. 3.9. Втрата загальної стійкості балки

Для перевірки загальної стійкості балок порівнюють діючі розрахункові напруження з критичними. Як і для стиснутих елементів використовується коефіцієнт стійкості  $\varphi_b$ , який забезпечує перехід від критичних напружень втрати стійкості елемента при згині до розрахункових опорів сталі:

$$\sigma_{cr} = \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (3.26)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_c} < \sigma_{cr} = \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (3.27)$$

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.28)$$

де  $W_c$  – момент опору перерізу, визначений для стиснутого пояса.

Коефіцієнт  $\varphi_b$  обчислюється згідно з нормами проектування [3].

Загальну стійкість балок слід вважати забезпеченою при передачі навантаження на балку через суцільний жорсткий настил, що безперервно опирається на стиснутий пояс балки та надійно з ним зв'язаний, а також при значеннях умовної гнучкості стиснутого пояса балки

$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \cdot \sqrt{R_{yf} / E}$ , що не перевищують значень граничної умовної гнучкості стиснутого пояса  $\bar{\lambda}_{ub}$ , які визначаються за формулами, наведеними в ДБН В.2.6 – 198:2014.

### Перевірка вимог другої групи граничних станів

Прогини балки під дією розрахункових експлуатаційних навантажень, які утруднюють умови нормальної експлуатації, не повинні перевищувати граничних:

$$f \leq f_u, \quad (3.29)$$

де  $f$  – дійсний прогин балки (рис. 3.10),  $f_u$  – граничний прогин балки.

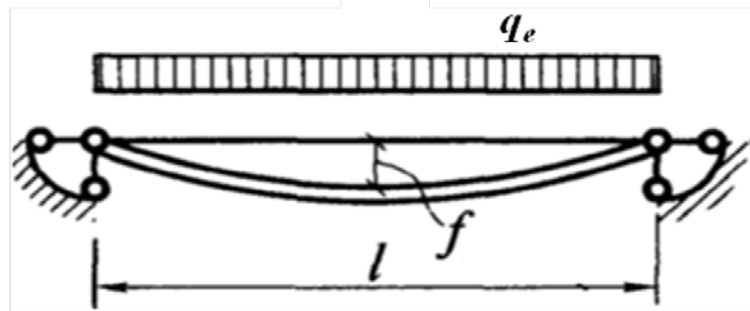


Рис. 3.10. Прогин балки

Значення вертикальних граничних прогинів згідно норм [5] залежать від призначення конструктивного елемента.

### 3.3. Розрахунок позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих елементів

У конструкціях часто зустрічаються випадки прикладання поздовжньої стискаючої (розтягуючої) сили з ексцентриситетом щодо осі стержня, внаслідок чого разом із стиском (розтягом) виникає згин (рис. 3.11, а). Такі стержні називаються позацентрово-стиснутими (розтягнутими). Зустрічаються випадки навантаження, коли стержень стискається (розтягується) осью силою і одночасно згинається поперечним навантаженням (рис. 3.11, б). Такі елементи називаються стиснуто-зігнутими (розтягнутими).

Теоретично робота обох видів стержнів дещо відрізняється, хоча практично стиснуто-зігнуті стержні прирівнюються до позацентрово-стиснутих (що йде в запас несучої здатності) і обидва види стержнів розраховуються однаково. Від центрально стиснутих елементів позацентрово-стиснуті відрізняються тим, що у центрально-стиснутих поздовжній

згин з'являється під час втрати стійкості, а у позацентрово-стиснутих стержнів він діє з моменту появи навантажень.

Граничний стан позацентрово-розтягнутих елементів визначається їхньою несучою здатністю за міцністю, а позацентрово-стиснутих – за міцністю та загальною стійкістю.

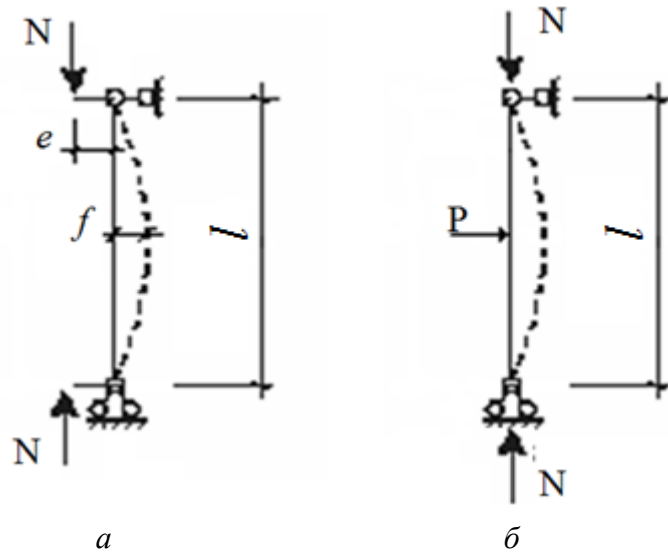


Рис. 3.11. Позацентрово-стиснутий і стиснуто-зігнутий стержні

*Розрахунок на міцність*

При одночасній дії осьової сили і згинального моменту користуються принципом їх незалежної дії.

Від обох навантажень у перерізах елемента виникають нормальні напруження.

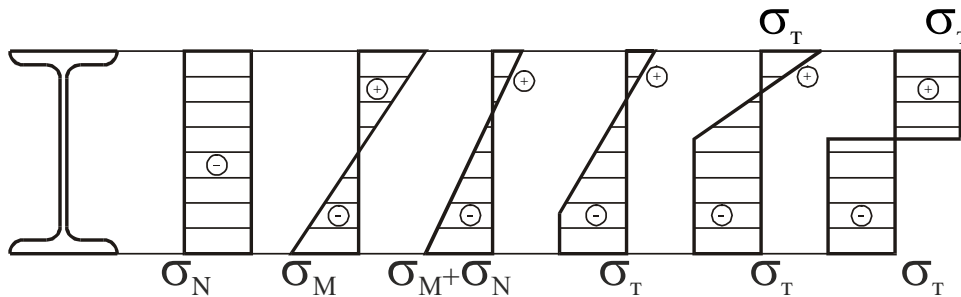


Рис. 3.12. Утворення шарніра пластичності при одночасній дії зусиль  $N$  і  $M$

Елюра напружень від дії осьової сили  $\sigma_N$  – прямокутна, а від моменту  $\sigma_M$  – трикутна (рис. 3.12).

Напруження від нормальної сили та моменту можна записати:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M \cdot y}{I_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.30)$$

При наявності згинальних моментів у площинах обох головних осей перерізу умова міцності в пружній стадії:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_{x,n}} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_{y,n}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.31)$$

або згідно з діючими нормами [3]:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_x}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1, \quad (3.32)$$

де  $N$ ,  $M_x$  і  $M_y$  – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів;  $x$ ,  $y$  – відстані від головних осей до розглядуваної точки перерізу;  $A_n$  – площа перерізу нетто;  $I_{xn}$  та  $I_{yn}$  – моменти інерції нетто відносно головних осей.

Якщо для конструкції допускається розвиток пластичних деформацій, то при збільшенні навантаження текучість починає проникати в глибину перерізу, аж поки не охопить усю площу перерізу (рис. 3.12). З'являється шарнір пластичності.

У загальному вигляді норми рекомендують таку форму запису умови міцності при допущенні обмежених пластичних деформацій:

$$\left( \frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot M_{yn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.33)$$

де  $W_{xn}$ ,  $W_{yn}$  – моменти опору нетто відносно головних осей;  $c_x$ ,  $c_y$  – коефіцієнти, що враховують розвиток обмежених пластичних деформацій і залежать від форми перерізу (встановлюються таким же чином, як для згинних елементів);  $n$  – параметр, що визначає взаємодію між згинальними моментами та поздовжньою силою і набуває значень залежно від типу перерізу (1, 1.5, 2 та 3) [3].

### *Розрахунок на загальну стійкість*

Порівняємо позacentровий стиск (рис. 3.13, а) з центральним (рис. 3.13, б). Продовжимо дугу – криву пружної лінії позacentрово-стиснутого стержня (рис. 3.13, а) до перетину з лінією дії сили  $N$ , вийде умовний центрально-стиснутий стержень довжиною  $l'$ , більшої ніж  $l$ , а значить і з більшою гнучкістю  $\lambda'$ :

$$l' > l;$$

$$\lambda' = \frac{\mu l'}{i} > \lambda = \frac{\mu l}{i};$$

$$\sigma'_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\lambda')^2} < \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (3.34)$$

а так як  $\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_m}$ , то

$$\varphi' = \frac{\sigma'_{cr}}{\sigma_m} < \varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_m}, \quad (3.35)$$

$$\underline{\varphi' < \varphi.}$$

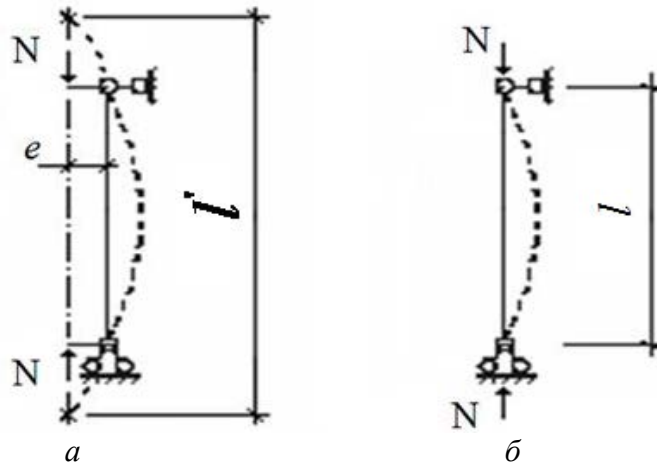


Рис. 3.13. Зрівняння позацентрово-стиснутих і центрально-стиснутих стержнів

Як бачимо, втрата стійкості у позацентрово-стиснутих елементах відбувається при нижчих рівнях напружень ніж у центрально-стиснутих. Позацентровий стиск гірший ніж центральний. Це пов'язано з тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже при початкових рівнях навантажень.

Умова перевірки стійкості позацентрово-стиснутих елементів у площині дії моменту, співпадаючої з площиною симетрії (плоска форма втрати стійкості) згідно з нормативним документом [3] має вигляд:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.36)$$

де  $\varphi_e$  – коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску.

Коефіцієнт  $\varphi_e$  також називають коефіцієнтом зниження розрахункових опорів при позацентровому стиску. Його фізична суть



$\varphi_e = N_{cr} / (R_y \cdot A) = f(m_{ef}, \bar{\lambda})$  – це відношення критичної сили, при якій втрачає загальну стійкість позакентрово-стиснутий стержень, до його несучої здатності за міцністю. Критична сила залежить від ексцентриситету прикладання поздовжньої сили  $e = M / N$ , який приймається з урахуванням геометричних характеристик перерізу у вигляді безрозмірної величини – відносного ексцентриситету  $m = e \cdot \frac{A}{W_c}$  (де  $W_c$  – момент опору най-

більш стиснутого волокна). Втрата стійкості в більшості випадків супроводжується пружно-пластичною роботою перерізу. Вплив розвитку пластичних деформацій при втраті стійкості враховують введенням коефіцієнта впливу форми перерізу  $\eta$ .

В нормах проектування [3] коефіцієнт  $\varphi_e$  приймають залежно від зведеного відносного ексцентриситету  $m_{ef} = \eta \cdot m$  і умовної гнучкості  $\bar{\lambda}$ .

Умовна гнучкість визначається як і для центрально-стиснутих елементів:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.37)$$

Оскільки згинальний момент несприятливо впливає на стійкість, бажано переріз орієнтувати так, щоб площа його найбільшої жорсткості співпадала з площиною дії згинального моменту. Треба враховувати можливість втрати стійкості при згинально-крутильних деформаціях у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому випадку перевірка здійснюється, як для центрально-стиснутого стержня, але з урахуванням коефіцієнта  $c$ , що враховує вплив згинального моменту на просторову втрату стійкості і на послаблення перерізу пластичними деформаціями:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.38)$$

де  $\varphi_y$  – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, що приймається за гнучкістю в площині, перпендикулярній до дії згинального моменту.

### *Місцева стійкість елементів*

У більшості випадків елементи сталевих конструкцій з точки зору будівельної механіки являють собою тонкостінні стержні, що складаються з окремих листів (пластин). Вичерпання несучої здатності або руйнування таких елементів можливе не тільки внаслідок в'язкого або крихкого руйнування, втрати загальної стійкості, а й через втрату місцевої стійкості окремими листами перерізу. Це може відбутися в листах, які працюють на стиск, під дією рівномірно розподілених нормальних напружень: стінки і

полиці центрально-стиснутих елементів, стиснуті полиці балок та позацентрово-стиснутих стержнів; нерівномірно розподілених нормальних напружень: стінки балок, стінки та полиці позацентрово-стиснутих стержнів; дотичних напружень: стінки згинних елементів; сумісної дії нормальних і дотичних напружень (рис. 3.14).

Суть втрати місцевої стійкості полягає в тому, що під дією зовнішнього навантаження стиснена пластина (полиця або стінка перерізу) внаслідок великої власної гнучкості (довжина або ширина пластини значно більша за її товщину) починає випинатися, змінюючи своє положення в перерізі і його геометричні характеристики. Результатом цього є втрата несучої здатності елемента (конструкції) як за міцністю, так і за загальною стійкістю. Задачу місцевої стійкості розв'язують методами теорії стійкості прямокутних пластин. Вона зводиться до визначення критичних напружень для окремих пластин і порівняння цих значень із напруженнями, що виникають під дією зовнішніх навантажень.

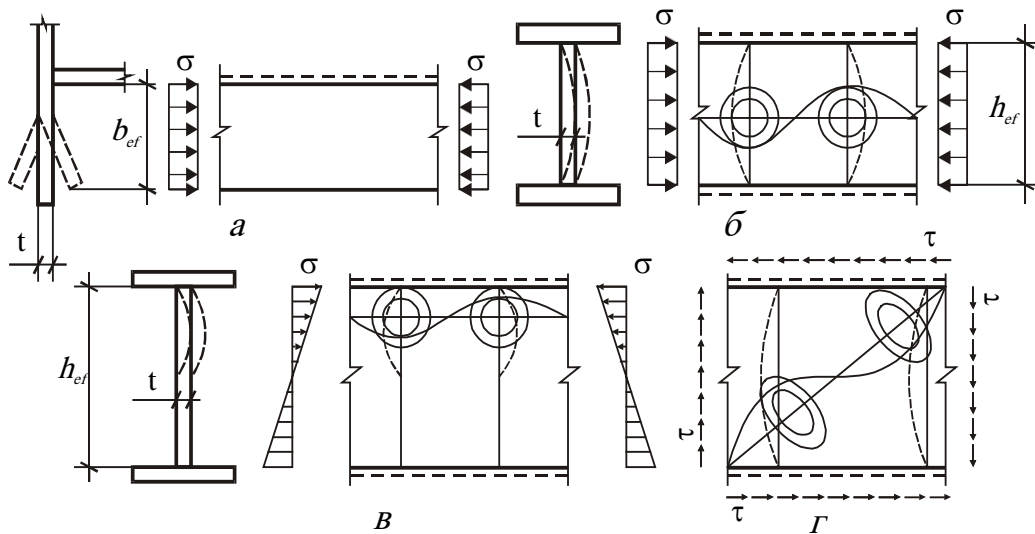


Рис. 3.14. Втрата місцевої стійкості:

*a* – полицею балки, колони; *б* – стінкою центрально-стиснутої колони;  
*в* – стінкою балки при дії нормальних напружень; *г* – те саме, при дії дотичних напружень

Критичні напруження для пластин, як і для стержнів, можна знайти з умов рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил за заданою (можливою) формою деформації (випинання). Їх значення залежить від пружних властивостей матеріалу, розмірів пластини та способів закріплення її боків (шарнірний, пружний, жорсткий). Наприклад, для пластини, що працює в межах пружності та завантажена рівномірно розподіленими нормальними напруженнями і закріплена з обох найбільш довгих сторін (стінка центра-

льно-стиснутої колони), критичне напруження втрати місцевої стійкості визначається за формулою:

$$\sigma_{cr}^m = \frac{N_{cr}}{t \cdot h_{ef}} = \frac{c \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{t}{h_{ef}} \right) = K \cdot \left( \frac{t}{h_{ef}} \right)^2, \quad (3.39)$$

де  $t$ ,  $h_{ef}$  – відповідно товщина і ширина пластини;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона, який використовують при визначенні циліндричної жорсткості пластини;

$c$  – функція, що залежить від типу закріплення сторін і розподілу напружень за перерізом.

Змінюючи розміри пластини або тип її закріплення, можна варіювати значення  $\sigma_{cr}^m$  з метою забезпечення місцевої стійкості. Та, навпаки, обмежуючи значення  $\sigma_{cr}^m$ , можна знайти параметри пластини за заданих умов її закріплення.

Коефіцієнт  $K$  залежить від типу закріплення і співвідношення сторін пластини. Змінюючи його, можна варіювати значенням  $\sigma_{cr}^m$  з метою забезпечення місцевої стійкості. Якщо розміри пластини задані, то збільшення  $\sigma_{cr}^m$  можна добитися зміною її закріплення.

У конструкціях, які спроектовані правильно, втрата місцевої стійкості не повинна настати раніше, ніж буде вичерпана її несуча здатність за міцністю або втратою загальної стійкості, тобто  $\sigma_{cr}^m \leq \sigma_m$  або  $\sigma_{cr}^m \leq \sigma_{cr}^{3a2}$ . Виходячи з цього, можна визначити товщину пластини (за заданими її розмірами, умовами закріплення та матеріалом), при якій місцева стійкість буде забезпечена.

У конструкціях завжди дотримують такого правила: втрата місцевої стійкості будь-якою пластиною (стілкою або полицею кожного елемента) не повинна відбутися раніш, ніж буде вичерпана її несуча здатність щодо міцності або щодо втрати загальної стійкості. Наприклад, для згинних елементів (балок), вирішальною є умова міцності, тобто для них необхідно дотримувати вимоги, щоб  $\sigma_{cr}^m \leq \sigma_m (R_y)$ . А для стиснутих елементів (колон, стояків) –  $\sigma_{cr}^m \leq \sigma_{cr}^{3a2} (\varphi \cdot R_y \text{ або } \varphi_e \cdot R_y)$ . Отже, при перевірці місцевої стійкості елементів перерізу колон граничне значення  $\sigma_{cr}^m$  стає залежним від гнучкості стиснутого стержня.

При проектуванні слід намагатися виконувати елементи конструкцій з більш тонких пластин (листів), тому що при цьому більш ефективно використовується матеріал (за рахунок малої площі перерізу збільшуються моменти інерції та опору), що приводить до зниження його витрат. Однак це не можна робити нескінченно, тому оптимальним є переріз, в якому дотримується рівність:

$$\sigma_{cr}^M = \sigma, \quad (3.40)$$

де  $\sigma$  – напруження, що діють в елементі конструкції під впливом зовнішніх навантажень.

Норми наводять граничні значення гнучкостей окремих пластин, стосовно їх положення в перерізах елементів, що працюють при різних напружених станах. Гнучкість пластин виражається співвідношенням довжини однієї з сторін пластини до її товщини. Виняток становлять елементи, в яких спільно діють нормальні та дотичні напруження (наприклад, стінки балок), для яких можливість втрати місцевої стійкості визначається обчисленням.

### Контрольні запитання

1. Чим відрізняється розрахункова довжина центрально-стиснутого стержня від геометричної?
2. Що враховує коефіцієнт  $\mu$  при центральному стиску?
3. Що таке гнучкість?
4. Як що у центрально-стиснутому стержні напруження досягли критичних, то?
5. Фізична суть коефіцієнта  $\varphi$ ?
6. Коефіцієнт стійкості  $\varphi$  залежить від?
7. Для підбору перерізу центрально-стиснутого стержня визначають?
8. У центрально-стиснутому стержні виконують перевірку?
9. Чим відрізняються позацентрово-стиснуті стержні від стиснуто-зігнутих?
10. Що таке умовна гнучкість стержня?
11. Фізична суть коефіцієнта  $\varphi_e$ ?
12. Від чого залежить коефіцієнт  $\varphi_e$ ?
13. Як виконується перевірка стійкості позацентрово-стиснутого елемента із площини згинального моменту?
14. Класифікація балок за напружено-деформованим станом (НДС)?
15. Перевірка міцності балок 1-го класу по нормальним напруженням?
16. Перевірка міцності балок 1-го класу по дотичним напруженням?
17. Перевірка міцності балок 2-го і 3-го класів з урахуванням пластичних деформацій?
18. Що враховують коефіцієнти  $\alpha$  і  $\beta$ ?
19. Перевірка прогину балок, на які навантаження?

#### 4.1. З'єднання металевих конструкцій

Найбільш поширеними видами з'єднань металевих будівельних конструкцій є зварні. В даний час більше 95% сталевих конструкцій виконується із з'єднаннями на зварці при виготовленні і більше 60% на монтажі. Зварка спрощує конструктивну форму з'єднання, дає економію металу, дозволяє застосовувати високопродуктивні механізовані способи, що значно зменшують трудомісткість виготовлення конструкцій. Проте підвищена концентрація напружень, обумовлена наявністю в швах дефектів (підрізи, непровари, пори, шлакові включення і тому подібне), механічна неоднорідність зварних швів і внутрішні залишкові напруження в з'єднанні ускладнюють його роботу, а в ряді випадків при дії динамічних навантажень і при низьких температурах сприяють крихкому руйнуванню.

На ряду зі зварними з'єднаннями, в металевих конструкціях застосовуються болтові. Відносно мала трудомісткість і простота технології виконання, що не вимагає монтажників високої кваліфікації, надійність в роботі сприяють їх широкому поширенню в будівництві при монтажі металевих конструкцій. Останнім часом болтові з'єднання знаходять вживання в основних з'єднаннях при виготовленні конструкцій в заводських умовах. Проте болтові з'єднання металоємні в порівнянні із зварними, оскільки мають стикові накладки і ослаблюють переріз елементів отворами для болтів.

Крім основних типів з'єднань (зварних та болтових) в існуючих конструкціях минулих років трапляються заклепкові з'єднання. Але на сучасних заводах металевих конструкцій вже не має необхідного обладнання для виконання цих з'єднань (внаслідок їх високої трудомісткості) і тому в конструкціях, що проектуються нині, заклепки не використовують.

В окремих випадках в будівельних конструкціях мають обмежене застосування з'єднання на клеях (наприклад, при підсиленні конструкцій, що знаходяться під навантаженням).

#### 4.2. Зварні з'єднання

##### *Електричне дугове зварювання*

У сучасному будівництві найбільшого поширення набула електродугова зварка. Обмежене вживання знаходять контактна зварка, газова, газопресова, зварка тертям, холодна, ультразвукова.

Зварка заснована на явищі виникнення електричної дуги між металевим стержнем (електродом) і зварюваними деталями (рис. 4.1). Дуга, будучи концентрованим джерелом тепла, розплавляє кромки основного металу і метал електроду, утворюючи зварний шов.

Залежно від умов виготовлення і монтажу, конструктивних особливостей вузлів і елементів металоконструкцій застосовуються наступні способи електродугової зварки: ручна, механізована і автоматична.

Ручна зварка здійснюється штучними електродами, що мають спеціальне покриття. Ручна зварка дозволяє здійснювати якісне з'єднання у всіх просторових положеннях і в будь-яких погодних умовах. При цьому способі довжина дуги, подача електроду із швидкістю його розплавлення і переміщення дуги уздовж зварюваних кромки здійснюється вручну.

Автоматична і механізована зварки під флюсом – це способи дугової зварки, при яких дуга горить між електродом і зварюваним виробом під шаром флюсу. Флюс, розплавляючись, забезпечує надійний захист розплавленого металу і підвищує стабільність горіння дуги. Зварка здійснюється автоматом або напівавтоматом з подачею зварювального дроту без покриття.

Ручна зварка виконується плавким металевим електродом (рис. 4.1), при цьому зварний шов формується за рахунок плавлення стержня електроду і кромки з'єднаних елементів.

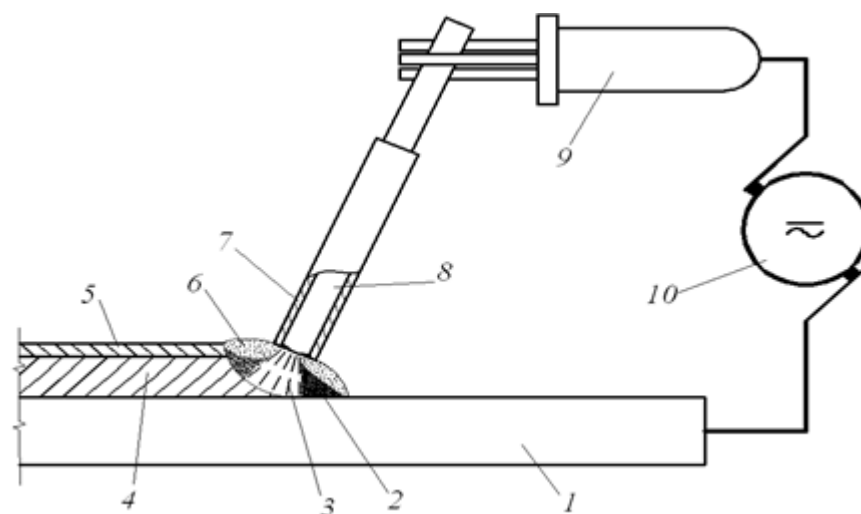


Рис. 4.1. Ручна зварка металевим електродом:

1 – зварюваний метал; 2 – зварювальна ванна; 3 – зварювальна дуга; 4 – наплавлений метал; 5 – шлакова кірка; 6 – рідкий шлак; 7 – покриття електроду; 8 – стержень електроду; 9 – тримач; 10 – джерело живлення

Плавким електродом є металевий стержень, на поверхню якого нанесено покриття певного складу і товщини (рис. 4.2). Електродне покриття

тя служить для захисту розплавленого металу в зварювальній ванні (частина шва, де при зварюванні метал знаходиться у рідкому стані) від шкідливих атмосферних домішок, поліпшення структури металу шва (роzkиснення і легування металу зварювальної ванни), а також для полегшення ведення процесу зварки (стабілізації дуги).

Розміри, класифікацію і загальні технологічні вимоги до електродів з покриттям регламентує ГОСТ 9467. Стандартні розміри електродів – діаметр стержня  $d = 1.6 \dots 12$  мм, довжина  $L = 225 \dots 450$  мм.

Типи електродів позначаються літерою Э, після якої йдуть цифри, що характеризують мінімальний тимчасовий опір в  $\text{кН/см}^2$  (Э42; Э46; Э50; та ін.). Якщо після цифр стоїть літера А (наприклад, Э46А), то ці електроди забезпечують підвищені значення відносного видовження та ударної в'язкості, утворюючи більш пластичний шов.

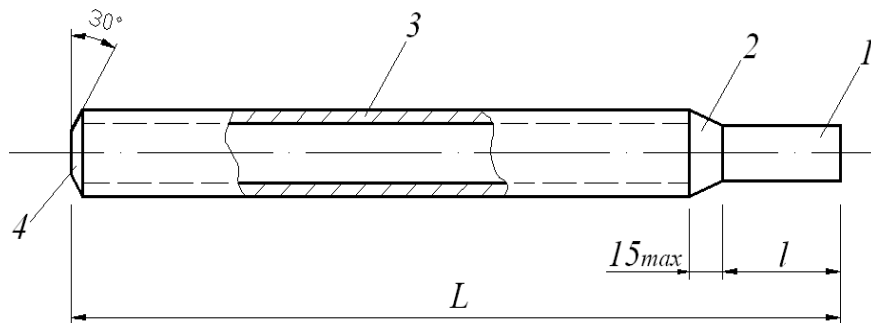


Рис. 4.2. Покритий металевий електрод:  
1 – стержень; 2 – ділянка переходу; 3 – покриття; 4 – контактний торець без покриття

#### 4.2. Класифікація зварних швів та з'єднань

За конструктивними ознаками зварні шви поділяються на стикові та кутові.

Стиковими швами з'єднують елементи, які розміщені в одній площині (рис. 4.3).

Ці шви створюють найменші концентрації напружень, але при з'єднуванні елементів значної товщини, для забезпечення повного провару, необхідні додаткові обробки граней. Стикові шви виконують з одного чи з двох боків. Однобічний шов застосовують, якщо доступ до зворотного боку шва неможливий та при товщині елементів  $t \leq 8$  мм.

Кутові шви утворюються при наплавленні у куті між елементами, розміщеними в різних площинах (рис. 4.4). Кутовий шов найчастіше має вигляд рівнобедреного трикутника з катетом  $k$ .



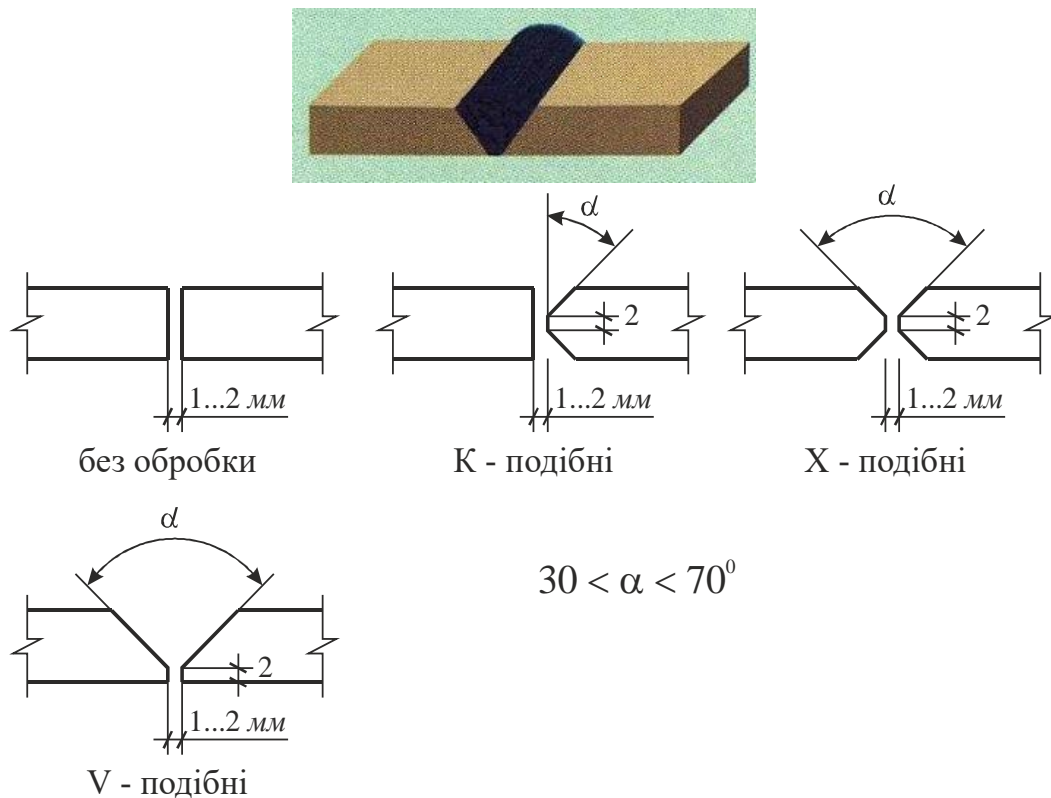


Рис. 4.3. Стикові шви

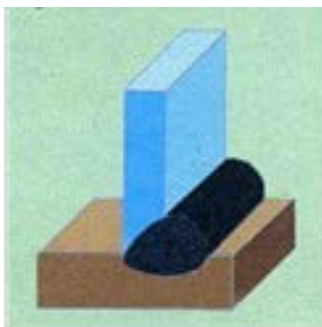


Рис. 4.4. Кутовий шов

Кутові шви створюють значні концентрації напружень.

Зварним з'єднанням, як конструктивним елементом, називають ділянку конструкції, в якій окремі її елементи сполучені за допомогою зварки (рис. 4.5).

Оптимальними за умовами роботи під навантаженням є стикові з'єднання – при статичному навантаженні вони забезпечують міцність, що дорівнює міцності основного металу. Кутові та таврові з'єднання застосо-

вують при виготовленні балок, ферм, рам та інших конструкцій. У кутових швах напруження розподіляються нерівномірно, що може призвести до крихкого руйнування.

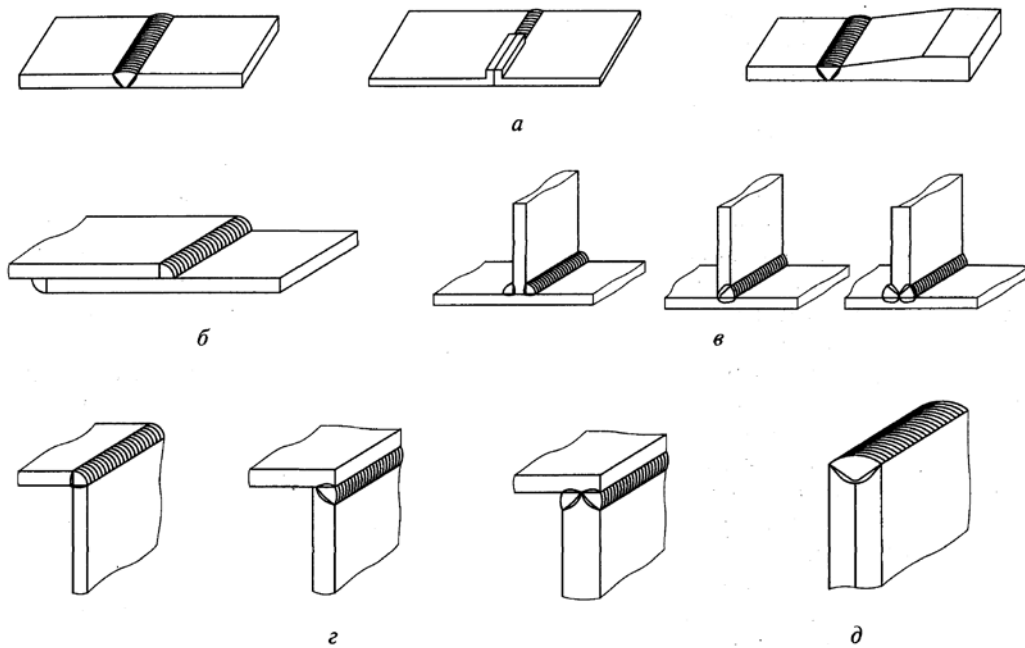


Рис. 4.5. Основні види зварних з'єднань:  
*a* – стикове; *б* – внапусток; *в* – таврове; *г* – кутове; *д* – торцеве

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на нижні, вертикальні, стельові (рис. 4.6).

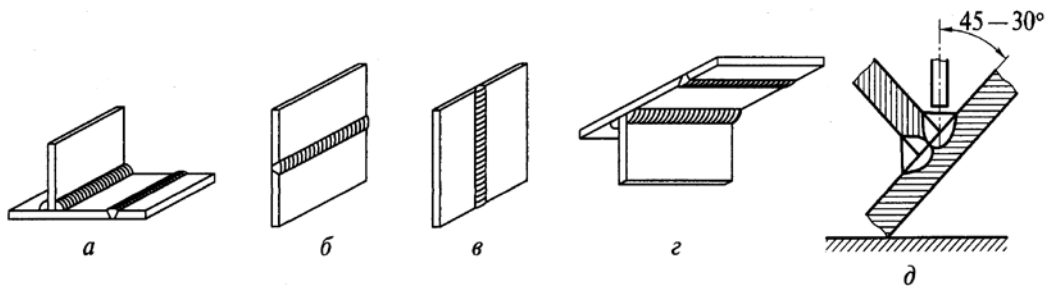


Рис. 4.6. Положення швів у просторі:  
*a* – нижні кутовий та стиковий; *б* – горизонтальний; *в* – вертикальний;  
*г* – стельовий; *д* – «в човник»

Нижнє положення та «в човник» забезпечують найбільш сприятливі умови для формування швів. Найскладніше виконувати шви у стельовому положенні.

За призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які сприймають діючі зусилля, та конструктивні, що служать для фіксації елементів.

За місцем виконання шви бувають заводські та монтажні. За протяжністю розрізняють шви суцільні та переривчасті (рис. 4.7).

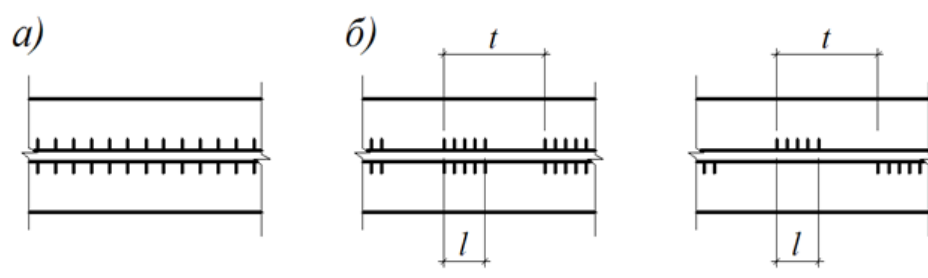


Рис. 4.7. Зварні шви за протяжністю:  
*a* – суцільні; *б* – переривчасті

В залежності від напрямку дії зусиль кутові шви в з'єднаннях поділяють на лобові, флангові, комбіновані та косі (рис. 4.8).

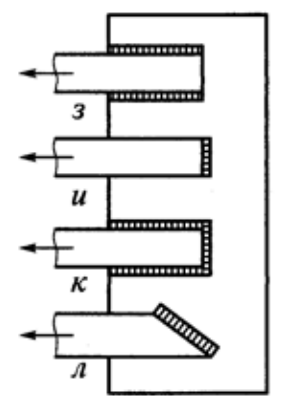


Рис. 4.8. Типи швів в з'єднаннях по відношенню до напрямку дії зусиль:  
*з* – фланговий; *и* – лобовий; *к* – комбінований;  
*л* – косий

Початок і кінець будь-якого шва (приблизно по 5 мм) мають дефекти – непровар та кратер. Цю обставину враховують при визначенні розрахункової довжини зварного шва, зменшуючи дійсну на 10 мм.

### 4.3. Розрахунок стикових швів і з'єднань

Зварні стикові з'єднання листових деталей рекомендується проектувати прямими з повним проваром (рис. 4.9), із застосуванням тимчасових вивідних планок (щоб не зменшувати фактичну довжину шва враховуючи наявність непровара та кратера на початку і на кінці шва).

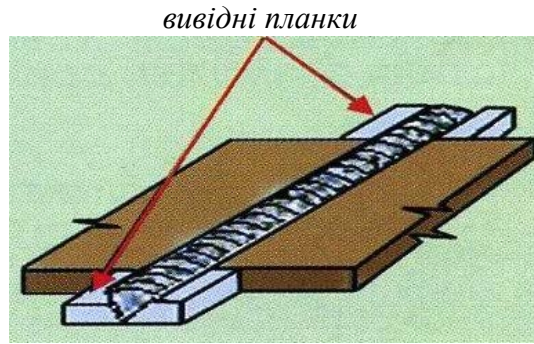


Рис. 4.9. Прямий зварний стиковий шов з вивідними планками

У стикових швах під дією центрально прикладеної сили нормальні напруження розподіляються рівномірно (рис. 4.10) і розрахунок виконують за формулою:

$$\frac{N}{t \cdot l_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.1)$$

де  $N$  – діюча осьова сила;  $t$  – менша з товщин елементів у з'єднанні;  $l_w$  – розрахункова довжина стикового шва, що дорівнює його геометричній довжині за вирахуванням  $2 \cdot t$  (у випадку, коли кінці шва виведені за межі стика на вивідні планки, розрахункова довжина шва приймається рівною його геометричній довжині);  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи елемента;  $R_{wy}$  – розрахунковий опір стикового шва.

Для стиснутих швів значення  $R_{wy}$  завжди дорівнює розрахунковому опору основного металу  $R_y$ , при роботі з'єднання на розтяг або згин при механізованому або ручному зварюванні з фізичним контролем якості шва також  $R_{wy} = R_y$ , за відсутності такого контролю  $R_{wy} = 0.85 \cdot R_y$ .

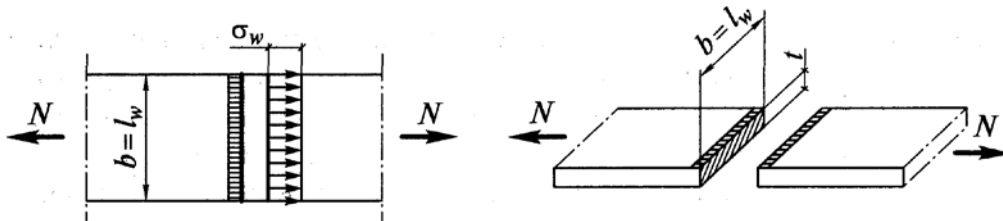


Рис. 4.10. Розрахункова схема прямого стикового шва

Якщо умова (4.1) не виконується, то збільшують довжину шва за рахунок його нахилу до осі діючої сили. В таких косих швах зусилля розкладаються на два напрямки – перпендикулярний та паралельний до шва (рис. 4.11) і розрахунок виконують за формулами:

$$\frac{N \cdot \sin \alpha}{t \cdot l_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (4.2)$$

$$\frac{N \cdot \cos \alpha}{t \cdot l_w \cdot R_{ws} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.3)$$

де  $R_{ws}$  – розрахунковий опір зварного шва зсуву ( $R_{ws} = R_s = 0.58 \cdot R_y$ ).

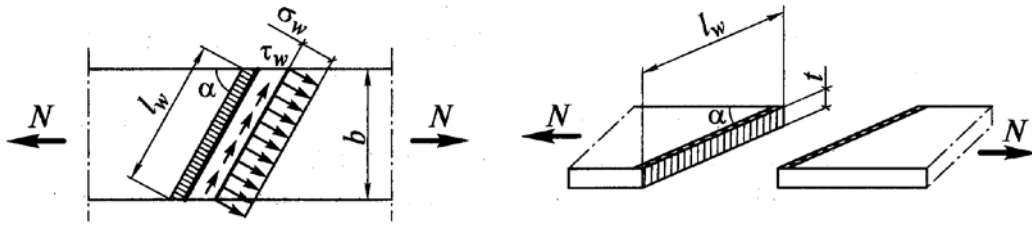


Рис. 4.11. Розрахункова схема косоного стикового шва

При дії згинального моменту (рис. 4.12) розрахунок стикового шва виконують за формулою:

$$\frac{M}{W_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{6 \cdot M}{t \cdot l_w^2 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.4)$$

де  $W_w = (t \cdot l_w^2) / 6$  – момент опору шва.

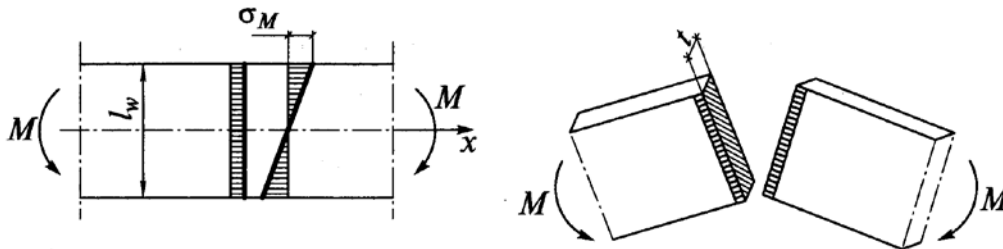


Рис. 4.12. Розрахункова схема стикового шва на згин

При розрахунку та конструюванні стикових з'єднань необхідно дотримуватись таких вимог:

1. При зварці в стик елементів різної ширини слід робити скоси на елементі більшої ширини для зниження концентрації напружень (рис. 4.13).



Рис. 4.13. Зварне стикове з'єднання при різній ширині з'єднувальних елементів

2. При з'єднанні елементів різних товщин (рис. 4.14) на елементі більшої товщини роблять скіс з одного або двох боків під кутом  $15^\circ$  (нахил 1:5) для зниження концентрації напружень і уникнення можливості пропалу елемента малої товщини. Без скосів дозволяється зварювати елементи, товщина яких відрізняється не більше ніж на 4 мм.

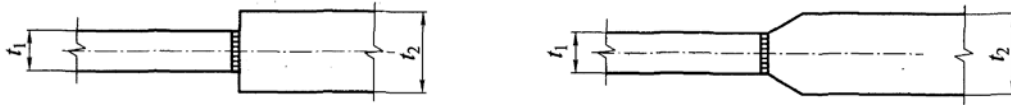


Рис. 4.14. Зварне стикове з'єднання при різній товщині з'єднувальних елементів

3. В косих стикових швах при відношенні сторін 1:2 розрахунок виконувати не потрібно, за винятком випадку, коли діє вібраційне навантаження.

4. Стикові шви виконують двобічними з вивідними планками (рис. 4.9). Однобічне зварювання допускається в монтажних з'єднаннях з підварюванням кореня шва (рис. 4.15).

5. В залежності від товщин зварюваних елементів, характеру виконання шва (одно- або двобічний) стикові з'єднання виконують без обробки або з обробкою крайок деталей. Обробка крайок не потрібна для двобічних швів з товщиною елементів до 20 мм при автоматичному та напівавтоматичному зварюванні, та з товщиною до 8 мм при ручному зварюванні. Для більш товстих елементів підготовляють одну або обидві крайки з двобічними (К- та Х- подібні шви) або однобічними (V- подібні шви) скосами (рис. 4.3).

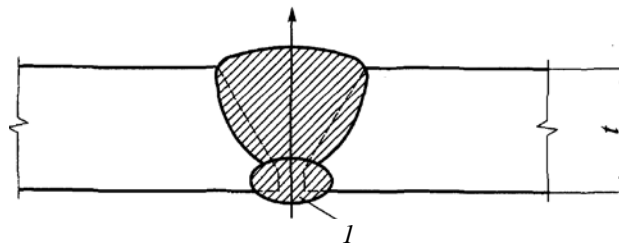


Рис. 4.15. Зварне стикове з'єднання з підварюванням кореня шва  
1 – підварювальний шов

#### 4.5. Розрахунок і конструювання вузлів з кутовими швами

Напруження в кутових швах розподіляється нерівномірно. Флангові шви, розміщені паралельно до діючого зусилля, викликають велику нерівномірність розподілу напружень по ширині з'єднання (рис. 4.16). Нерівномірно працюють вони і по довжині, оскільки окрім безпосередньої

передачі зусилля з елемента на елемент кінці шва отримують додаткові зусилля унаслідок різної напруженості і неоднакових деформацій з'єднувальних елементів. Руйнування шва зазвичай починається з кінця, це змушує конструктивно обмежувати довжину швів.

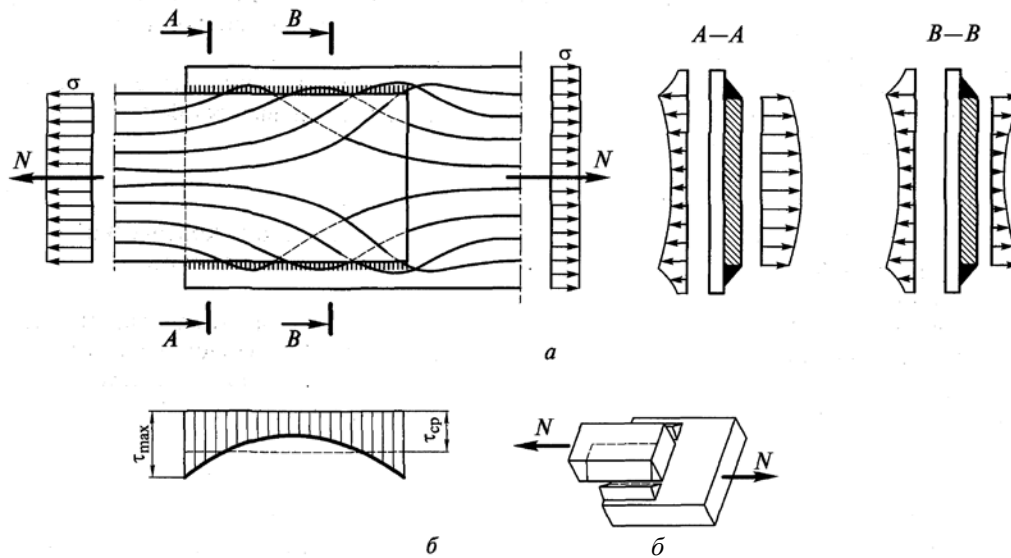


Рис. 4.16. Флангові шви:

*a* – розподіл напружень в з'єднанні; *б* – вигляд зруйнованого шва

Лобові шви, розміщені перпендикулярно до діючого зусилля, передають зусилля досить рівномірно по ширині елемента, але у край нерівномірно по товщині шва унаслідок різкого викривлення силового потоку під час переходу зусилля з одного елемента на інший (рис. 4.17). Особливо великі напруження в корені шва. Зменшення концентрації напруження в з'єднанні може бути досягнуто згладжуванням поверхні шва, збільшенням глибини проплавлення, збільшенням пологості шва (шов із співвідношенням катетів 1:1.5), застосуванням вгнутих швів.

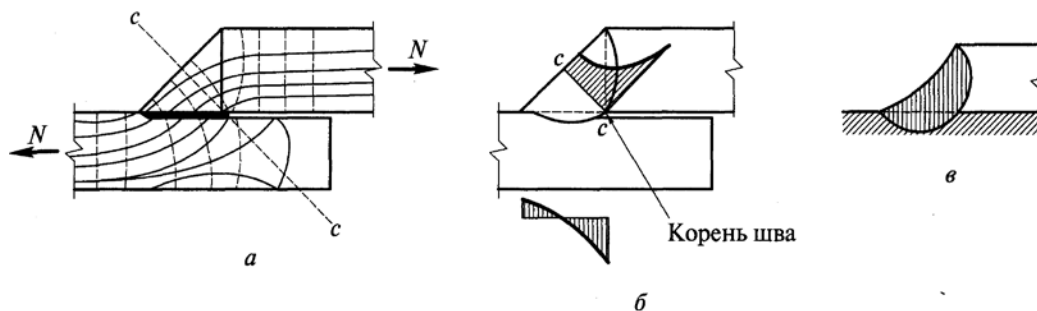


Рис. 4.17. Лобовий шов:

*a* – траєкторія силових ліній; *б* – розподіл напружень в перерізі; *в* – переріз вгнутого шва

Руйнування флангових і лобових швів відбувається по металу шва або по металу межі сплавлення (рис. 4.18, 4.19). У нормах проектування [3] використано підхід, при якому не роблять різниці між міцністю флангових та лобових швів, вони розраховуються на умовний зріз у припущенні рівномірного розподілу напружень вздовж шва.

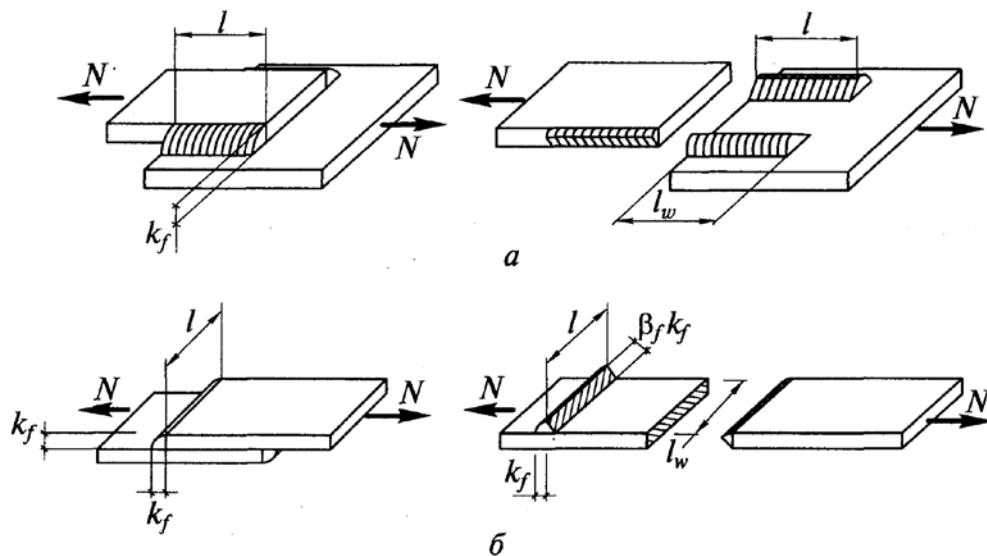


Рис. 4.18. Розрахункові схеми кутових швів:  
*a* – руйнування з'єднань з фланговими швами; *б* – з лобовими швами

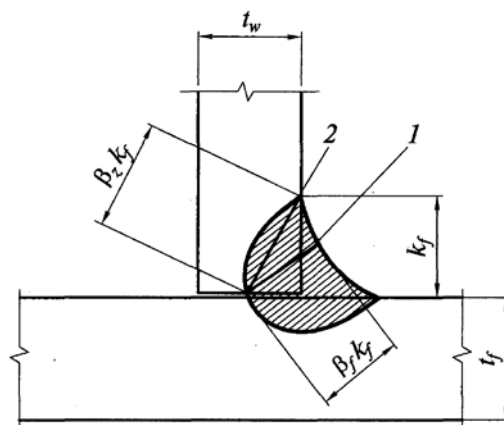


Рис. 4.19. Умовні площини руйнування:  
*1* – за металом шва; *2* – за металом межі сплавлення

Згідно діючих норм розрахунок зварного з'єднання з кутовими швами при дії поздовжньої сили  $N$ , що проходить через центр ваги з'єднання, слід виконувати на зріз (умовний) в одній з двох розрахункових площин



(рис. 4.19) за формулами:

$$\begin{aligned}
 & \text{– при } \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0.45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} \leq 1 \quad \text{– у площині наплавленого металу} \\
 & \qquad \qquad \qquad \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \qquad (4.5)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{– при } \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0.45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} > 1 \quad \text{– у площині металу межі сплавлення} \\
 & \qquad \qquad \qquad \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \qquad (4.6)
 \end{aligned}$$

де  $k_f$  – катет кутового шва;  $l_w$  – розрахункова довжина кутового шва, що дорівнює його сумарній геометричній довжині за вирахуванням двох катетів шва  $2k_f$  або  $1 \text{ см}$  на кожен неперервну ділянку шва;  $\beta_f$  і  $\beta_z$  – коефіцієнти переходу від катета шва  $k_f$  до ширини відповідної площини руйнування;  $R_{wf}$  – розрахунковий опір по металу шва (додаток Д.1.2);  $R_{wz}$  – розрахунковий опір по металу межі сплавлення.

Значення коефіцієнтів  $\beta_f$  та  $\beta_z$  залежить від виду зварювання, положення шва у просторі, катета шва, діаметра дроту для зварювання. Значення коефіцієнтів вміщені у ДБН В.2.6 – 198:2014, діапазон зміни коефіцієнтів становить  $\beta_f = 0.7 \dots 1.10$ ;  $\beta_z = 1.0 \dots 1.15$ .

Формули для визначення розрахункових опорів зварних швів наведені у табл. 1.3.3 [3].

Згідно з нормами приймають такі розрахункові опори

$$R_{wf} = \frac{0.55 \cdot R_{wun}}{\gamma_{wm}}; \qquad R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un}, \qquad (4.7)$$

де  $R_{wun}$  – нормативний опір наплавленого металу шва, встановлений за тимчасовим опором, залежить від характеристик сталі електрода, який використовується для зварювання (додаток Д.1.2);  $R_{un}$  – нормативний опір основного металу;  $\gamma_{wm}$  – коефіцієнт надійності за матеріалом шва, який дорівнює 1.25 при значеннях  $R_{wun} \leq 490 \text{ МПа}$  та 1.35 при  $490 \text{ МПа} < R_{wun} \leq 590 \text{ МПа}$ .

В процесі проектування іноді доводиться визначати катет шва або його довжину. Тоді, наприклад, використовуючи (4.5), можна записати:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \qquad (4.8)$$

$$l_w = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} . \quad (4.9)$$

Згідно з вимогами норм проектування розміри зварних кутових швів і конструкція з'єднання повинні задовольняти таким рекомендаціям:

1. Слід прагнути до найменшого об'єму зварки в конструкції, застосовуючи шви найменшої товщини. Уникати перетинів зварних швів, розміщення їх у безпосередній близькості один від одного, від місцевої зміни форми і розмірів перерізу, від зон згину, продавлених отворів і вільних кромek, утворених гільйотинним різанням; уникати утворення швами замкнутих контурів і орієнтації швів впоперек напрямку напружень розтягу, діючих в стержні.

2. Мінімальні катети швів вибирають за табл. 16.1 [3]. Вони визначені з метою забезпечення достатньої глибини проплавлення і якості шва залежно від типу з'єднання, виду зварювання, міцності сталі та товщини з'єднаних елементів (табл. 4.1). Катет шва у тавровому двосторонньому, а також у напустковому і кутовому з'єднаннях допускається приймати меншим за вказаний у табл. 4.1, але не меншим за 4 мм, при цьому розміри шва повинні забезпечувати його несучу здатність, що визначається розрахунком.

Таблиця 4.1. Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Межа текучості сталі, $H/мм^2$	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
		290...390	4	5	6	7	8	9	10
		390...590	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване	До 290	3	4	4	5	5	6	6
		290...390	3	4	5	6	7	8	9
		390...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

3. Катет кутового шва  $k_f$  (рис. 4.20, а) не повинен перевищувати  $1.2 \cdot t$ , де  $t$  – найменша з товщин зварюваних елементів. Катет шва, прокладений вздовж закругленої кромки фасонного прокату товщиною  $t$ , не повинен перевищувати  $0.9 \cdot t$  (рис. 4.20, б).

4. Мінімальна розрахункова довжина кутових швів дорівнює  $4 \cdot k_f$  і не менш як 40 мм.

5. Режим зварювання слід обирати так, щоб форма кутового шва (рис. 4.20, б) задовольняла умові  $b/h \geq 1.3$ .

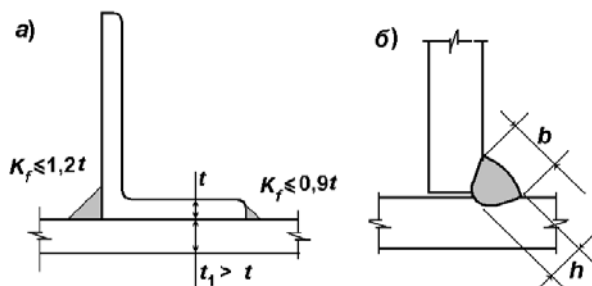


Рис. 4.20. Розміри зварних швів

6. Розрахункова довжина кутових швів, у яких зусилля діють вздовж усього шва, не обмежується. В інших випадках вона не повинна перевищувати  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ .

7. Напусток у з'єднаннях повинен бути не меншим ніж  $5 \cdot t_{min}$ . Застосування таких з'єднань з одним швом не рекомендується.

8. Співвідношення розмірів катетів кутових швів приймають 1:1. При різних товщинах зварюваних елементів допускається приймати шви з неоднаковими катетами; при цьому їх розміри повинні задовольняти загальним вимогам.

9. У зварних стиках елементів, що перекриваються накладками (рис. 4.21), флангові кутові шви слід не доводити до осі стику не менш як на 25 мм.

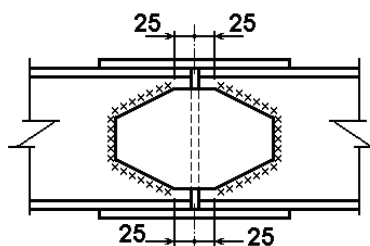


Рис. 4.21. Розміщення зварних швів

10. У конструкціях 1-ї і 2-ї груп кутові шви виконують з плавним переходом до основного металу.

11. При ручному зварюванні за один прохід виконують шов з катетом до 8 мм. Більш товсті шви отримують тільки за декілька проходів. Не слід застосовувати шви з катетом більшим ніж 20 мм.

12. При з'єднанні кутовими швами несиметричних профілів, треба щоб лінія дії навантаження йшла через центр ваги з'єднання. Наприклад, для кутиків, на шов, що розміщується по обушку кутика, припадає частина зовнішнього зусилля  $N_{об}$ , а по перу –  $N_n$  (рис. 4.22). Для збереження рівноваги залежно від  $z_0$  (відстань до центра ваги перерізу кутика) та ширини його полиці  $b$  необхідно додержуватись співвідношення:

$$N_{об} = N \cdot \left( \frac{b - z_0}{b} \right); \quad N_n = N \cdot \left( \frac{z_0}{b} \right). \quad (4.10)$$

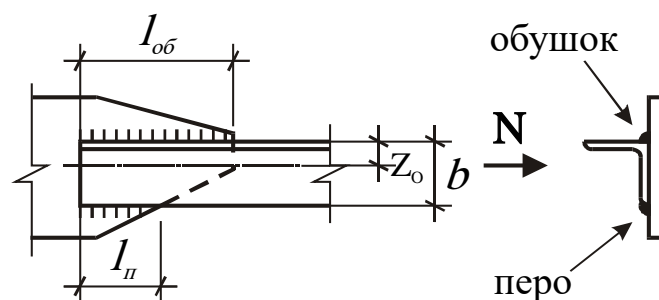


Рис. 4.22. Несиметричне зварне з'єднання

Тоді довжини кутових швів по обушку та перу (наприклад, для розрахунку в площині наплавленого металу) визначають за формулами:

$$l_w^{об} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f R_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{b - z_0}{b} \right) \quad (4.11)$$

$$l_w^n = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f R_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{z_0}{b} \right). \quad (4.12)$$

Якщо катети швів по перу та обушку кутика однакові, то відношення довжин швів по перу і обушку рівнополичного кутика буде 0.3:0.7.

13. Для спрощення зварювальних робіт в одній відправній марці бажано мати не більше двох-трьох різних товщин швів.

14. Флангові кутові шви, що прикріплюють елементи решітки до фасонки, виводять на торець елемента на довжину 20 мм.

### *Контрольні запитання*

1. Розрахунок та конструювання стикового зварного шва на дію центрально прикладеної сили?
2. Розрахунок стикових зварних швів на дію згинального моменту?
3. Кутові зварні шви. Визначення мінімальних та максимальних катетів швів?
4. Визначити катет кутового шва
5. Визначити довжину шва.
6. Що таке  $R_{wf}$ ?
7. Що таке  $R_{wz}$ ?
8. Що враховує коефіцієнт  $\beta$ ?
9. Конструктивні вимоги до зварних кутових швів?

5.1. Болтові з'єднання. Класифікація та матеріали болтів

У будівництві використовують болти грубої, нормальної та підвищеної точності (відповідно класів точності С, В та А), а також високоміцні, які застосовують для з'єднання елементів; самонарізні, які використовуються, насамперед, для кріплення сталевого профільованого настилу; фундаментні (анкерні), за допомогою яких закріплюють бази колон на фундаментах (рис. 5.1).

Болт для з'єднання конструкцій виготовляється з круглої сталі, має головку, гладку частину стержня довжиною на 2...3 мм коротше за товщину пакета з'єднаних елементів і нарізну частину стержня, на яку надівається шайба і закручується гайка (рис. 5.1, а).

До використання рекомендуються болти діаметром 16, 20, 24, 30, 36, 42 та 48 мм. Болти грубої, нормальної та підвищеної точності поділяють на класи міцності 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9, у позначеннях яких перша цифра, помножена на 10, означає величину тимчасового опору сталі болта ( $\sigma_u, \text{кН/см}^2$ ), а добуток першого числа на друге – значення межі текучості матеріалу болта ( $\sigma_m, \text{кН/см}^2$ ).

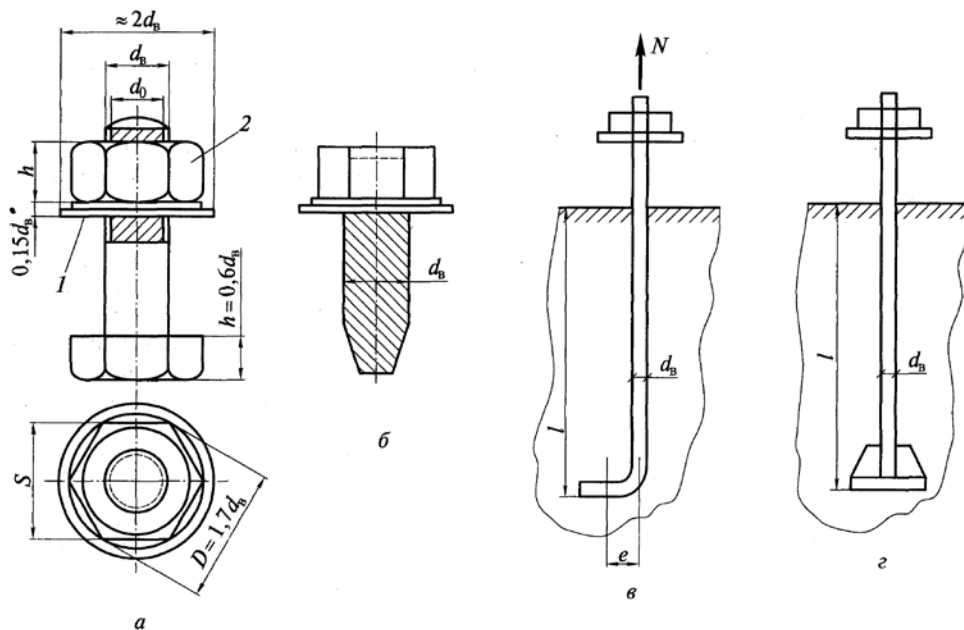


Рис. 5.1. Типи болтів:

а – болт з шайбою (1) і гайкою (2); б – самонарізний; в, г – фундаментні (тип 1 при  $d_b \leq 36 \text{ мм}$ , тип 2 при  $d_b \geq 30 \text{ мм}$ )

Болти грубої та нормальної точності розрізняються допусками на відхилення їхніх діаметрів від номінальних значень відповідно до 1 мм та 0.52 мм. Отвори під такі болти продавлюють або висвердлюють в окремих елементах. Отвори в таких з'єднаннях мають діаметри на 3 мм більші від діаметра болта і при складанні окремих елементів неминуче виникають певні розбіжності центрів отворів, що призводить до нерівної поверхні отвору – «чорноти». Тому іноді болти грубої точності (клас точності С) називають «чорними». Завдяки такому значному зазору з'єднання на болтах класів В і С мають підвищену деформативність при роботі на зсув, тому їх не рекомендується використовувати у відповідальних випадках, коли піддатливість з'єднань істотно впливає на роботу конструкції в цілому.

Під болти підвищеної точності (клас точності А) отвори висвердлюють в складених елементах, продавлюють із застосуванням спеціальних кондукторів-шаблонів або висвердлюють в окремих елементах на менший діаметр з подальшим висвердлюванням до проектного діаметру в складених елементах. Різниця між діаметрами болтів та отворів повинна становити 0.3 мм без відхилення цих розмірів – болта в більший, а отвору в менший бік. Такі з'єднання добре сприймають зсувні сили, але складність виготовлення і висока вартість обмежують їх застосування.

Болти грубої, нормальної та підвищеної точності виготовляють з маловуглецевих сталей. Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково повинні встановлюватися круглі шайби. У місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби.

Високоміцні болти виготовляють з легованих сталей з термічною обробкою в готовому вигляді. Високоміцні болти є болтами нормальної точності, їх вставляють в отвори більшого діаметру, чим болт. Їх гайки затягують спеціальним тарувальним ключем, за допомогою якого створюють та контролюють силу натягу болтів. Велика сила натягу болта дозволяє щільно стягувати з'єднувальні елементи і забезпечувати щільність з'єднання. Внаслідок цього болти працюють на розтяг, щільно стискаючи елементи з'єднань, між якими виникають сили тертя, які сприймають зсувні зусилля від дії зовнішніх навантажень. Тому такі з'єднання часто називають фрикційними. Для збільшення сил тертя поверхні елементів піддають спеціальному обробленню для усунення бруду, іржі, окалини за допомогою сталевих щіток, піскоструминним або дробоструминним апаратами, газового полум'я, хімічних речовин.

Самонарізні болти відрізняються від звичайних наявністю різі спеціального профілю по всій довжині стержня, яка служить для нарізання різі при закручуванні болта в попередньо зроблені отвори з'єднуваних елементів. Виготовляють самонарізні болти з термічно зміцненої сталі. Зазвичай вони мають діаметр  $d_b = 6$  мм і застосовують їх для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фахверка, тощо. Їхня велика пе-

ревага проявляється при можливості доступу до конструкції тільки з одного боку.

Фундаментні (анкерні) болти служать для передачі зусиль розтягу від колони до фундаменту. Їх виготовляють із сталей марок ВСт3кп2 та 09Г2С, мають діаметри 12...140 мм. Вони замоноличуються або встановлюються у заздалегідь передбачені отвори в фундаментах. Розрахунком на виривання визначається довжина та форма кінця болта, що заглиблюється у фундаменті.

## 5.2. Розрахунок болтових з'єднань

Для з'єднань на болтах грубої, нормальної та підвищеної точності, при дії зсувних сил, може бути два види вичерпання несучої здатності: зріз стержня болта або зминання поверхні отвору у з'єднуваних елементах (рис. 5.2).

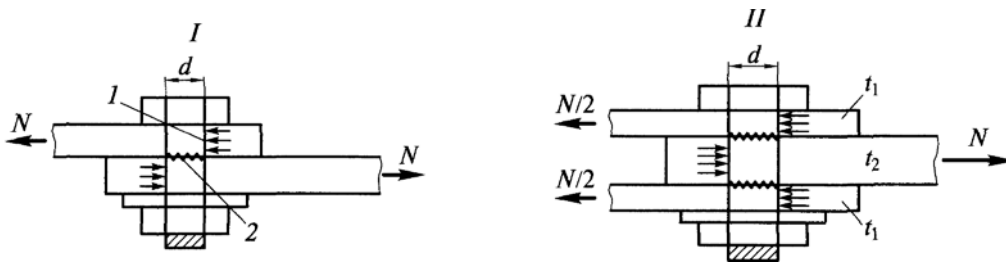


Рис. 5.2. Робота болтового з'єднання:

*I* – з однією площиною зрізу; *II* – з двома площинами зрізу;

*1* – поверхня зминання; *2* – поверхня зрізу

При зминанні металу поверхні отвору стержень болта згинається, що призводить до його видовження, з'являються значні розтягуючі зусилля. Тому руйнування також може відбутися у результаті обриву або голівки, або розриву стержня болта у місці різьби, тобто там, де є значні концентрації напружень. Можливе руйнування і елементів, що з'єднуються. Якщо товщина або міцність елементів невеликі, то у матеріалі з'єднуваних елементів можуть розвиватися значні пластичні деформації. Це приводить до руйнування елементів. Болт “прорізує” метал елемента.

Розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом, слід визначати залежно від виду напруженого стану за формулами:

– при зрізі (умовному) болта

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_s \quad (5.1)$$

– при зминанні металу з'єднуваних елементів в отворі

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_s \quad (5.2)$$

– при розтягу болта



$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_s, \quad (5.3)$$

де  $R_{bs}$ ,  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}$  – розрахункові опори з'єднань відповідно зрізу, зминанню та розтягу, визначаються нормами [3];

$A_b = \pi \cdot d^2 / 4$  – площа поперечного перерізу гладкої частини стержня болта (додаток Д.1.5);

$n_s$  – кількість площин зрізу одного болта (дорівнює кількості площин взаємного зсуву з'єднаних елементів, рис. 5.2);

$d_b$  – зовнішній діаметр стержня болта;

$\sum t_{\min}$  – найменша сумарна товщина елементів у з'єднанні, які зминаються в одному напрямку (на рис. 5.2, II, дорівнює меншому з двох значень  $t_1 + t_3$  або  $t_2$ );

$A_{bn}$  – площа поперечного перерізу нетто болта за різьбою;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, визначається нормами [3];

$\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання, який визначається за нормами [3].

Необхідна кількість болтів, при рівномірному розподіленні зусилля між болтами багатоболтового з'єднання, обчислюється за формулою:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,\min}}, \quad (5.4)$$

де  $N_{b,\min}$  – найменше із значень  $N_{bs}$  чи  $N_{bp}$ , або значення  $N_{bt}$ .

У з'єднаннях на високоміцних болтах (фрикційних з'єднаннях) діюче зусилля  $N$  сприймається силами тертя між поверхнями з'єднаних елементів за рахунок натягнення болтів, а самі болти працюють на розтяг.

Розрахункове зусилля, яке сприймається однією площиною тертя елементів, затягнутих одним високоміцним болтом, визначається за формулою

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}, \quad (5.5)$$

де  $R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun}$  – розрахунковий опір розтягу високоміцного болта ( $R_{bun}$  – тимчасовий опір болта розриву, [3]), додаток Д.1.4;

$A_{bn}$  – площа поперечного перерізу болта за різьбою;

$\mu$  – коефіцієнт тертя, який залежить від способу підготовки контактних поверхонь (табл. 5.1);

$\gamma_h$  – коефіцієнт надійності (табл. 5.1).

На несучу здатність болтового з'єднання на високоміцних болтах дуже впливає стан контактних поверхонь. Поверхні, які додатково не підготовлені, мають найнижчі значення коефіцієнта тертя ( $\mu = 0.25$ ). При ретельній обробці поверхонь значення  $\mu = 0.58$ . Таким чином зростає і несуча здатність. Значення коефіцієнта надійності  $\gamma_h$  залежить від виду наван-

таження (динамічне чи статичне) і зазору між болтами та отвором, а також від способу регулювання натягу болтів (табл. 5.1).

Таблиця 5.1. Коефіцієнти надійності і коефіцієнти тертя фрикційних з'єднань

Спосіб обробки (очищення) контактних поверхонь	Коефіцієнт тертя $\mu$	Коефіцієнт $\gamma_h$ при контролі натягу болтів за моментом закручування при навантаженні і при різниці між діаметром отвору і номінальним діаметром болта $\delta$ , мм	
		динамічний при $\delta = 3 \dots 6$ ; статичний при $\delta = 5 \dots 6$	динамічний при $\delta = 1$ ; статичний при $\delta = 1 \dots 4$
1. Дробеметальний чи дробеструменевий двох поверхонь без консервації	0.58	1.35	1.12
2. Газополум'яневий двох поверхонь без консервації	0.42	1.35	1.12
3. Сталевими щітками двох поверхонь без консервації	0.35	1.35	1.17
4. Без обробки	0.25	1.70	1.30

Необхідну кількість болтів у з'єднанні при дії сили  $N$ , що викликає зсув з'єднаних елементів і проходить через центр ваги з'єднання, визначають за формулою:

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}, \quad (5.6)$$

де  $Q_{bh}$  – розрахункове зусилля, що може бути сприйняте однією площиною тертя, яке обчислюється за формулою (5.5);

$k$  – кількість площин тертя з'єднаних елементів;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, що приймається за нормами [3];

$\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи фрикційного з'єднання, що залежить від кількості болтів  $n$  у з'єднанні і приймається таким, що дорівнює: 0.8 при  $n < 5$ ; 0.9 при  $5 \leq n < 10$ ; і 1.0 при  $n \geq 10$ .

Вирішальне значення в роботі такого з'єднання має сила натягу болта і вона повинна дорівнювати розрахунковому зусиллю високоміцного болта на розтяг:

$$P = R_{bh} \cdot A_{bh}. \quad (5.7)$$

Перерізи елементів, послаблених отворами під високоміцні болти, необхідно перевірити на міцність. При цьому враховувати, що половина зусилля, яке припадає на кожний болт з'єднання, передана силами тертя. Перевірку послаблених перерізів слід виконувати: при рухомих, вібраційних і динамічних навантаженнях – за площею перерізу нетто  $A_n$ ; при статичних навантаженнях – за площею перерізу брутто  $A$  при  $A_n \geq 0.85 \cdot A$  або за умовною площею  $A_{ef} = 1.18 \cdot A_n$  при  $A_n < 0.85 \cdot A$ .

### 5.3. Конструктивні вимоги розміщення болтів у з'єднаннях

При конструюванні з'єднання слід прагнути до найкращої передачі зусилля від одного елемента на інший найкоротшим шляхом при одночасному забезпеченні зручності виконання з'єднання.

У межах одного конструктивного елемента використовують болти однакового діаметра. Проти розкручування болтових з'єднань треба встановлювати контргайки або пружинні шайби. З'єднання повинне бути якнайбільше щільним. Щільність з'єднання перевіряють щупом товщиною 0.3 мм. Це пов'язано з тим, що у щілинах корозія металу проходить надзвичайно інтенсивно.

Для легких конструкцій рекомендуються діаметри болтів до 20 мм, для середніх 20...24 мм, важких – 24...30 мм.

При використанні високоміцних болтів перепад поверхонь з'єднуваних деталей не повинен перевищувати 0.5 мм. При перепадах до 3 мм у найбільш товстій деталі створюють скіс механічною обробкою з нахилом 1:10. Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками. Заданий проектом натяг високоміцних болтів забезпечується затягуванням гайок спеціальними ключами з контролем крутного моменту чи кута повороту ключа. Після контролю зусилля головки болтів фарбують, а з'єднання шпаклюють по контуру.

Відстані між центрами болтів приймають такими, щоб забезпечувалась можливість роботи гайковими ключами. Розміщують осі болтів на рисках, які орієнтують паралельно та перпендикулярно до осі елемента. Відстань між центрами болтів вздовж риски іменують кроком (рис. 5.3).

В елементах з фасонного прокату (кутиках, швелерах, двотаврах, таврах) болти розміщують по рисках, положення яких і можливі діаметри отворів відповідають умові міцності основного матеріалу та технологічній можливості встановлення болтів. Наприклад, для кутиків, якщо ширина полиці не перевищує 110 мм, болти розташовують в один ряд. При більшій ширині можливе встановлення болтів у шаховому порядку або в два ряди (рис. 5.4).

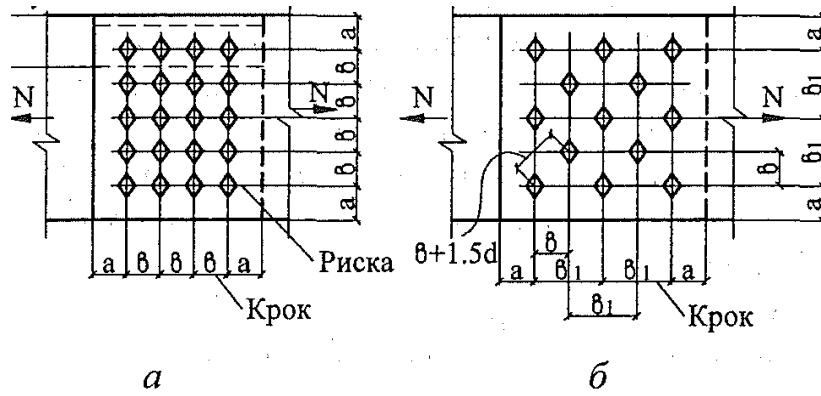


Рис. 5.3. Розміщення болтів:  
*a* – рядове; *б* – в шаховому порядку

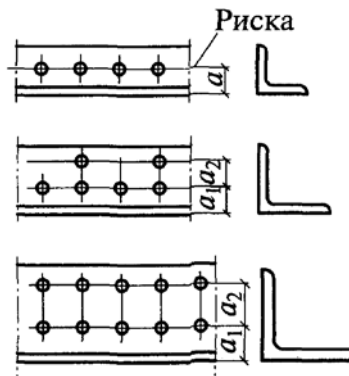


Рис. 5.4. Розміщення отворів в кутиках

Нормами проектування [3] обмежується як найменша, так і найбільша відстань між осями болтів (табл.5.2,  $d$  – діаметр отвору для болта). Найменші відстані пов'язані з вимогами роботи інструментами та необхідністю уникнути руйнування елементів, якщо болт розташовується дуже близько до краю елемента. Найбільші відстані пов'язані з вимогами забезпечення щільності з'єднання та стійкості елементів при стиску. У монтажних з'єднаннях, коли болти лише фіксують конструкцію, відстані між ними приймаються максимальними. У стиках та вузлах слід розміщувати болти на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок.

Найменші відстані від центра болта до краю елемента залежать від напрямку дії зусилля та матеріалу болта.

Таблиця 5.2. Вимоги до розміщення болтів

Характеристика відстані та межі текучості з'єднаних елементів	Відстань між болтами при розміщені болтів
1. Відстань між центрами отворів для болтів у будь-якому напрямку:	
а) мінімальна:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$2 \cdot d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$3 \cdot d$
б) максимальна в крайніх рядах при розтягу та стиску за відсутності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання	$8 \cdot d$ або $12 \cdot t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання:	
при розтягу	$16 \cdot d$ або $24 \cdot t$
при стиску	$12 \cdot d$ або $18 \cdot t$
2. Відстань від центра отвору для болта до краю елемента	
а) мінімальна вздовж лінії дії зусилля:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$1.5 \cdot d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$2.5 \cdot d$
б) те саме, впоперек лінії дії зусилля:	
при обрізаних кромках	$1.5 \cdot d$
при прокатних кромках	$1.2 \cdot d$
в) максимальна	$4 \cdot d$ або $8 \cdot t$
г) мінімальна у фрикційному з'єднанні при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1.3 \cdot d$
3. Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1.5 \cdot d$

Значення найбільших відстаней встановлені залежно від діаметра отвору  $d$  та товщини найтоншого зовнішнього елемента  $t$ , з двох нормованих значень при конструюванні приймають найменше.

## 5.4. Балкові конструкції. Загальна характеристика балок і балкових кліток

Балками називають суцільностінчасті конструктивні елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, в яких від поперечного навантаження виникають внутрішні зусилля – згинальний момент і перерізувальна сила.

Використовують як несучі елементи в покрівлях і перекриттях будівель та споруд, робочих площадок, естакад, мостах тощо.

Рациональними є балки довжиною 15...20 м. Але у мостах прольоти балок можуть досягати кількох сотень метрів.

Переріз сталевих балок найчастіше приймається у вигляді симетричного двотавра. Мірою ефективності, тобто вигідності, перерізу балки як конструкції, що працює на згин, є відношення моменту опору до площі перерізу, рівне ядровій відстані  $\rho = \frac{W}{A}$  (заштрихована частина – ядро перерізу, рис. 5.5).

Порівняння ядрових відстаней круглого, прямокутного, трубчастого і двотаврового перерізів показують, що двотавровий переріз вигідніший прямокутного в 2 рази і круглого та трубчастого в 3 рази (рис. 5.5). Можна наблизити значення  $\rho$  до  $0.5h$  при майже нульовій товщині стінки двотавра (ідеальний двотавр), що використовують при проектуванні полегшених балок. Ефективність двотаврів пояснюється відповідністю їх форми епюрі нормальних напружень, що виникають при згині (рис. 5.5). Полиці двотавра сприймають в основному згинальні моменти, а стінка – перерізувальні сили.

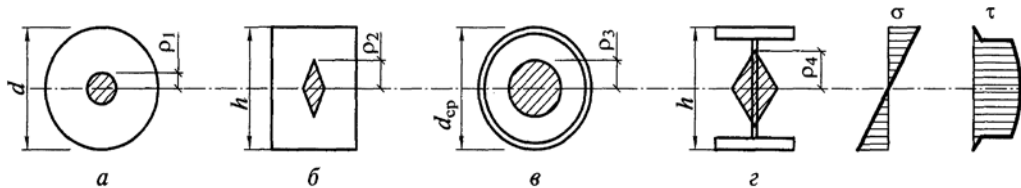


Рис. 5.5. Порівняння типів перерізів балок:

- а) кругле,  $\rho_1 = 0.125d$ ; б) прямокутне,  $\rho_2 = 0.17h$ ; в) трубчасте,  $\rho_3 = 0.125d_{cp}$ ; з) двотаврове,  $\rho_4 = (0.33 \dots 0.42)h$

В залежності від навантаження і прольоту використовують балки двотаврового чи швелерного перерізів, прокатні або складені – зварні чи на високоміцних болтах. Використовують у будівництві також і тонкостінні балки, з холодногнутих профілів, балки з гофрованою стінкою (рис. 5.6, 5.7).

Перерізи сталевих балок можуть бути також коробчастими, тобто двостінчастими (рис. 5.7).

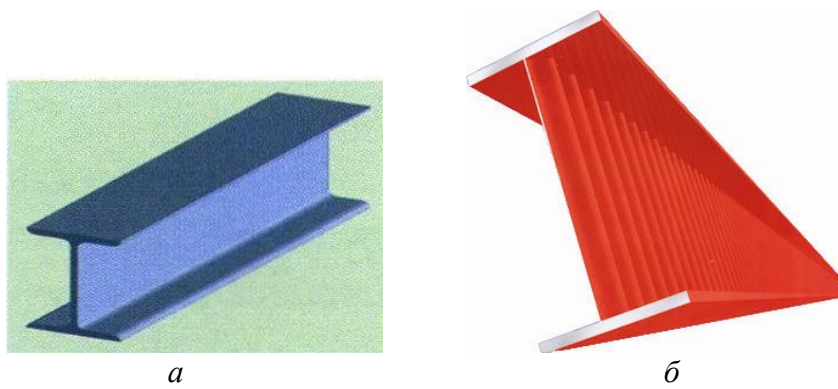


Рис. 5.6. Двотаврові балки:  
*a* – прокатна; *б* – зварна, з гофрованою стінкою

Двостінчаті балки менш економічні по витратах металу і більш трудомісткі по виготовленню, ніж одностінчаті. Проте вони володіють великою поперечною жорсткістю, добре чинять опір скручуванню і використовуються у випадках, коли разом з вертикальним діє горизонтальне навантаження або коли вертикальне навантаження прикладене не по осі перерізу, що викликає скручування балки.

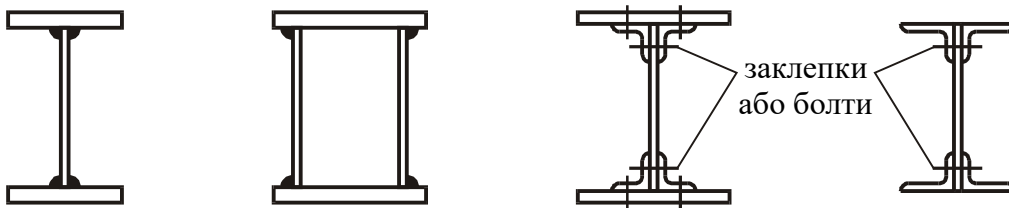


Рис. 5.7. Балки складеного перерізу

Складені балки по витратах металу економічніше прокатних, оскільки, по-перше, в них можна зробити тоншу стінку і, по-друге, переріз цих балок можна міняти по довжині відповідно до зміни згинаючого моменту. Проте вартість складених балок вища, ніж прокатних, бо вони більш трудомісткі. Складені балки доцільно застосовувати, якщо несуча здатність прокатних балок недостатня унаслідок обмеженості сортаменту. Зварні двотаврові балки складаються з трьох листів – одного вертикального (стінка), і двох горизонтальних (полиці), які приварюються до стінки (рис. 5.8). Стінка двотаврової балки тонша за полиці, оскільки більша частина згинаючого моменту сприймається полицями.

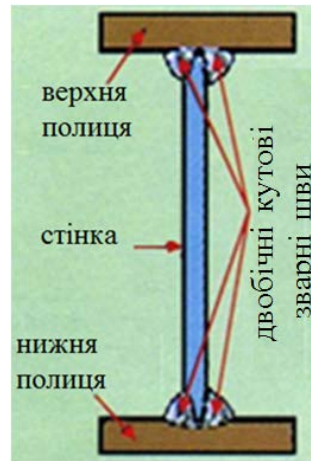


Рис. 5.8. Зварна двотаврова балка

Як правило, балки виконують з однієї марки сталі, вони називаються моносталевими. Бістальні балки виконують з двох марок сталі (рис. 5.9, де  $C_2$  – сталь більшої міцності).

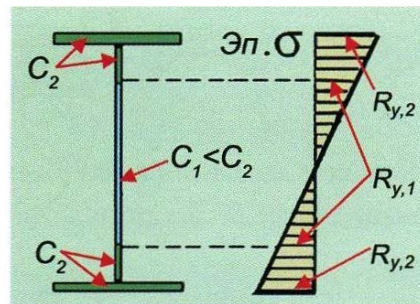


Рис. 5.9. Переріз бісталевої балки

Частіше використовують балки однопрольотні розрізні, вони більш прості по виготовленню та монтажу. Проте за витратами металу вони менш вигідні, чим нерозрізні і консольні. Але велика трудомісткість виготовлення і монтажу, а також чутливість нерозрізних балок до нерівномірного осідання опор і змін температури значно обмежує їх використання.

### 5.5. Схеми балкових кліток

При проектуванні балкового перекриття, робочої площадки цеха, проїжджій частині моста, естакади тощо необхідно скомпонувати систему несучих балок, яку називають балковою кліткою (рис. 5.10). Поверх балкових кліток влаштовують настил.

Розрізняють три основні схеми балкових кліток: спрощена, нормальна, ускладнена (рис. 5.11).





Рис. 5.10. Балкові клітки

Спрощена – складається з балок одного напрямку. У спрощеній балковій клітці навантаження на перекриття передається через настил на балки настилу, що розташовуються паралельно меншій стороні перекриття на відстані « $a$ » – крок балок, і через них на стіни або інші несучі конструкції.

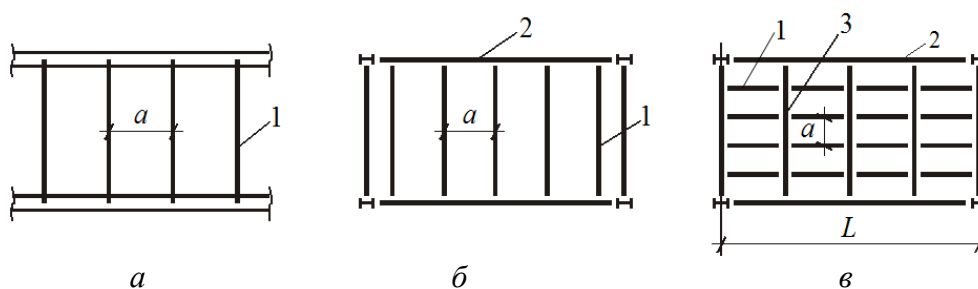


Рис. 5.11. Схеми балкових кліток:

*a)* спрощена; *б)* нормальна; *в)* ускладнена

1 – балки настилу; 2 – головні балки; 3 – допоміжні балки

Нормальна – містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що опираються на головні. У нормальному типі балочної клітки навантаження з настилу передається на балки настилу, які передають її на головні балки, що спираються на колони, стіни або інші конструкції.

Ускладнена – крім головних балок і балок настилу, містить ще й допоміжні. Допоміжні балки розташовуються між балками настилу і головними балками.

Головні балки завжди орієнтують у напрямку більшого кроку колон таким чином, щоб їхні осі збіглися з осями колон. Вони мають, як правило, складені перерізи, а балки настилу і допоміжні виготовляють з прокатних або гнутих профілів. Крок головних балок встановлюють 3...6 м, балок настилу – 0.6...1.6 м, допоміжних балок – 2...5 м.

## 5.6. Типи сполучення балок

Від схеми розташування балок залежить вибір типу сполучення балок між собою – поповерхове, в одному рівні та понижене (рис. 5.12).

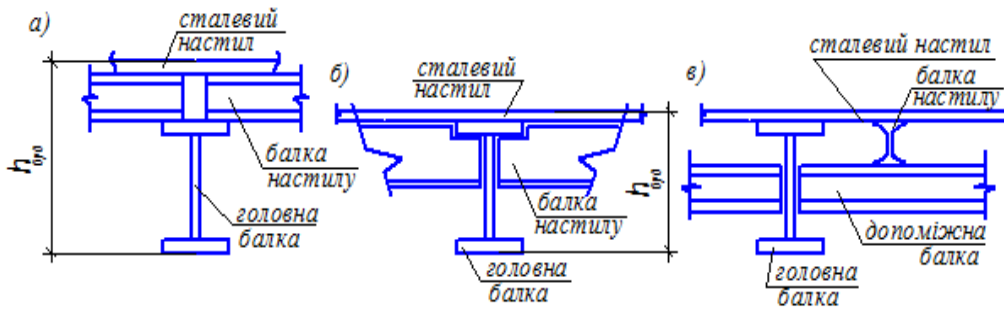


Рис. 5.12. Типи сполучення балок:  
*a* – поповерхове; *б* – в одному рівні; *в* – понижене

Поперхове сполучення (рис. 5.12, *a*; рис. 5.13) найпростіше для виготовлення і монтажу – балки настилу опираються на верхній пояс головних балок або нижче розміщених конструкцій. Таке сполучення потребує значної будівельної висоти перекриття.

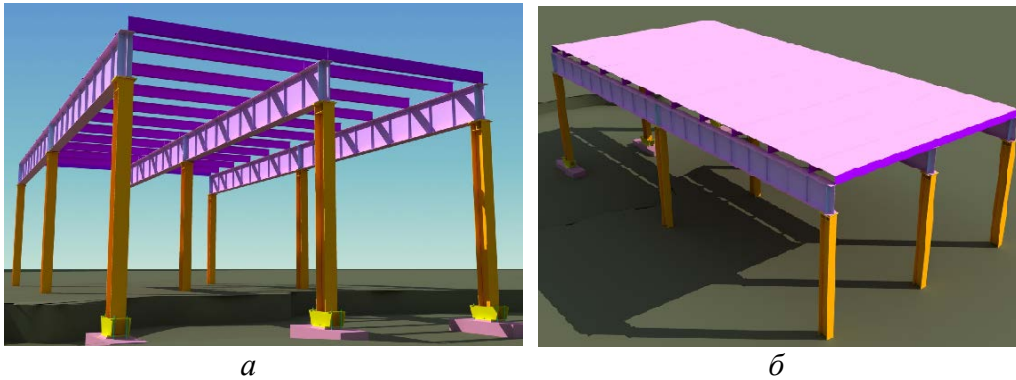


Рис. 5.13. Поперхове сполучення балок:  
*a* – без настилу; *б* – з сталевим настилом

При сполученні в одному рівні (рис. 5.12, *б*) балки настилу приєднують до головних збоку, наприклад через ребра жорсткості, при цьому верхні полиці балок настилу і головних балок знаходяться на одному рівні (рис. 5.13), а на них розташовується настил. Сполучення поповерхове та в одному рівні використовують при нормальній схемі балкової клітки.

Понижене сполучення (рис. 5.12, *в*) притаманне для ускладненої схеми балкової клітки. Балки настилу опираються на допоміжні і їх вер-

хні пояси розташовуються в одному рівні з верхнім поясом головної балки, а допоміжні балки примикають до головної в межах її висоти.

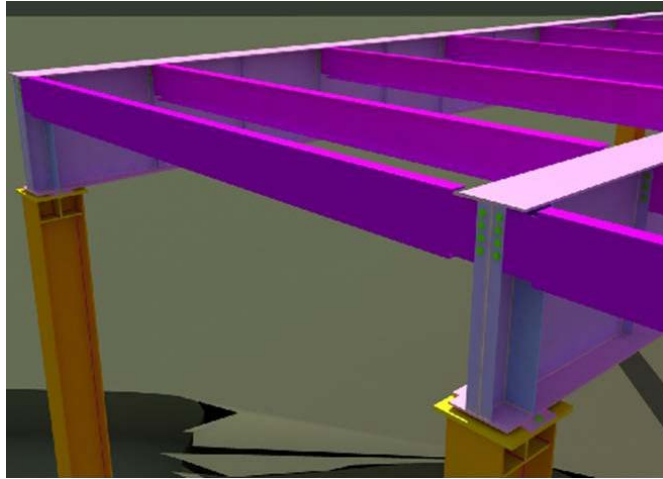


Рис. 5.13. Сполучення балок в одному рівні

Вибір раціонального типу балкової клітки і типа сполучення балок в ній залежить від багатьох чинників і доцільність вибору для даних конкретних умов може бути встановлена порівнянням можливих варіантів конструктивного рішення.

### Контрольні запитання

1. Класифікація болтів?
2. Що означає клас міцності болта?
3. В яких випадках використовують самонарізні болти?
4. Розрахункове зусилля яке може бути сприйняте одним болтом нормальної точності при роботі на зріз?
5. Те ж на зминання металу з'єднаних елементів у отворі?
6. Те ж при розтягу болта?
7. Принципова різниця роботи високоміцних болтів від звичайних?
8. Що таке  $R_{bs}$ ?
9. Що враховує коефіцієнт тертя  $\mu$ ?
10. Що таке  $R_{bh}$ ?
11. Як визначити несучу здатність однієї поверхні тертя між елементами, з'єднаних одним високоміцним болтом?
12. Як визначити необхідну кількість звичайних болтів у з'єднанні?
13. Як визначити необхідну кількість високоміцних болтів у з'єднанні?
14. Конструктивні вимоги при конструюванні з'єднань на болтах?
15. Балки. Типи перерізів. Міра ефективності перерізу балки при згині?
16. Схеми балкових кліток?
17. У залежності від чого приймають тип сполучення балок?

## 6.1. Настили балкових кліток

Найчастіше настил балкових кліток може бути залізобетонним або сталевим.

Використовують сталеві листи завтовшки 6...14 мм. При товщині настилу 6...8 мм застосовують рифлені листи, а при більших – гладкі. При невеликих навантаженнях 3...7 кН/м<sup>2</sup> і прольотах до 1400 мм використовують просічно-витяжну сталь.

Найбільш проста конструкція настилу складається зі сталюго листа, розташованого на балках і прикріпленого до них зваркою (рис. 6.1). Прикріплення настилу до балок робить неможливим наближення опор настилу при його прогині під навантаженням. Це викликає в ньому зусилля розтягу, які покращують роботу настилу.

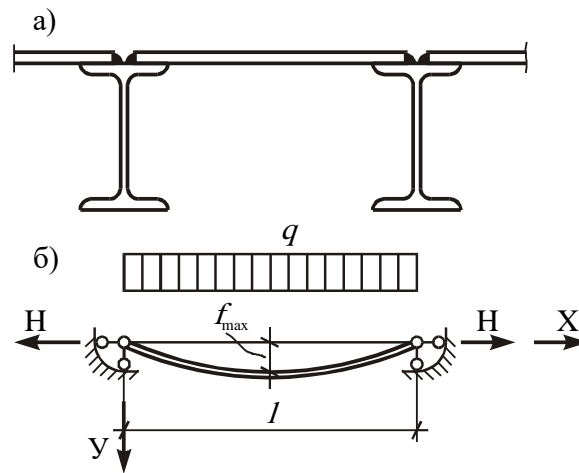


Рис. 6.1. Плоский сталевий настил:

а) обпирання настилу на балку; б) розрахункова схема

Товщину плоских настилів обчислюють залежно від розрахункового експлуатаційного навантаження  $q_e$ , та відносних граничних прогинів  $f/l$  (де  $f$  – прогин,  $l$  – проліт настилу).

Встановлено, що при навантаженнях, які не перевищують 50 кН/м<sup>2</sup> та граничних відносних прогинів не більше ніж 1/150, міцність закріпленого по краях настилу завжди буде забезпечена і його треба обчислювати тільки на прогин.

Для обчислення потрібної товщини настилу можна скористатися рівнянням Тимошенка-Телояна, сприймаючи для спрощення шарнірне з'єднання настилу з балками і його вигин за циліндричною поверхнею:

$$\frac{l}{t} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot E}{(1 - \nu^2) \cdot n_0^4 \cdot q_e} \right), \quad (6.1)$$

де  $n_0 = (l/f)_u$  – відношення прольоту настилу до граничного значення його прогину;

$q_e$  – розрахункове експлуатаційне навантаження;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона (для сталі  $\nu \approx 0.3$ ).

Якщо  $n_0 = 1/150$ , то формула приймає вигляд:

$$\frac{l}{t} = 40 + \frac{1310}{q_e}. \quad (6.2)$$

Горизонтальну опорну реакцію, на дію якої необхідно розрахувати шви кріплення настилу до балок, обчислюють за формулою:

$$H = \gamma_{fm} \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left( \frac{f}{l} \right)_u^2 \cdot \frac{E \cdot t}{(1 - \nu^2)}, \quad (6.3)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності для діючого на настил тимчасового навантаження.

## 6.2. Розрахунок прокатних балок

В якості прокатних балок, працюючих на згин, як правило, застосовують двотаври з ухилом внутрішніх граней полиць або двотаври з паралельними гранями полиць. Балки, що сприймають косий згин, наприклад прогони скатних покрівель, приймають з швелера.

Підбір перерізу балки з прокатного профілю полягає у визначенні необхідних геометричних характеристик перерізу, які відповідають умовам забезпечення міцності та жорсткості балки, і знаходяться за сортаментом відповідного номера профілю в залежності від необхідного моменту опору перерізу.

З умов забезпечення міцності необхідний мінімальний момент опору перерізу при плоскому згині визначають для балок I-го класу за формулою:

$$W_{\text{необхідний}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (6.4)$$

де  $M$  – найбільший розрахунковий згинаючий момент в балці (рис. 3.5).

Згідно з сортаментом встановлюють найближчий номер профілю, момент опору якого більший за необхідний ( $W > W_{\text{необхідний}}$ ) і виписують відповідні геометричні характеристики перерізу:  $W$ ,  $S$ ,  $I$ ,  $t_w$  та інші.

Встановивши розміри профілю, перевіряють міцність перерізу при дії згинального моменту  $M$  в одній з головних площин, а також при дії поперечної сили  $Q$ :

$$\frac{M}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (6.5)$$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (6.6)$$

де  $W_{n,\min}$  – фактичний момент опору перерізу нетто;  $Q_{\max}$  – найбільша перерізувальна сила поблизу від опори;  $S$  – статичний момент (зсувної) частини перерізу;  $I$  – момент інерції всього перерізу;  $t_w$  – товщина стінки балки.

При дії згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  у двох головних площинах міцність перевіряють за формулою:

$$\frac{M_x}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1, \quad (6.7)$$

де  $x$  і  $y$  – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу.

Перевірку міцності для балок 2-го та 3-го класу з урахуванням обмежених пластичних деформацій при згині в площині найбільшої жорсткості, а також при згині у двох головних площинах виконують за формулами (3.20), (3.21):

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де  $c_x$ ,  $c_y$ ,  $\beta$  – коефіцієнти, що враховують резерв несучої здатності матеріалу при розвитку обмежених пластичних деформацій [3].

Окрім перевірок міцності балки необхідно перевірити її загальну стійкість за формулою (3.28).

Місцева стійкість стінок та полиць прокатних елементів забезпечена прийнятими розмірами сортаменту і додаткових перевірок не потребує.

Усі розглянуті перевірки належать до граничних станів першої групи. Тобто вони повинні забезпечити придатність конструкції до експлуатації.

До граничних станів другої групи належить перевірка жорсткості балки, яка характеризується їхнім прогином.

Прогин балки від розрахункового експлуатаційного навантаження не повинен перевищувати граничних значень  $f \leq f_u$ .

Прогин  $f$  посередині прольоту для шарнірно опертої балки (рис. 3.10) під дією рівномірно розподіленого навантаження становить:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I}; \quad f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l^2}{E \cdot I}. \quad (6.8)$$

Граничні значення прогину  $f_u$  вказані у ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення. Вимоги проектування» [5] залежно від типу балкової конструкції, прольоту і умов експлуатації (табл. 6.1).

Таблиця 6.1. Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій

Елементи конструкцій	Встановлені вимоги	Вертикальні граничні прогини $f_u$	Навантаження для визначення вертикальних прогинів
Балки, ферми, ригелі, прого-ни, плити, настили (включаючи поперечні ребра плит і настилів):  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)		$l/300$	
<i>Примітка.</i> Цифри, зазначені в дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно.			

Якщо перевірка жорсткості балки не виконується, то слід збільшити переріз балки, узявши менш міцний матеріал, або допустити не повне використання розрахункового опору сталі балки, що менш вигідно.

### 6.3. Розрахунок балок складеного перерізу

Балки складеного перерізу застосовують у випадках, коли прокатні балки не задовольняють хоч би одній з умов: міцності, жорсткості, загальної стійкості, тобто при великих прольотах і великих згинних моментах, а також якщо вони більш економічні.

Складені балки можуть бути зварними, клепанними і на високоміцних болтах. Звична форма їх перерізу – двотавр (рис. 6.2). Складені балки, як



правило, виконують зварними. Перспективними є складені балки із з'єднаннями на високоміцних болтах, які, як і клепані, добре працюють при динамічних навантаженнях. Вони можуть використовуватися, наприклад, як підкранові балки великого прольоту під мостові крани.

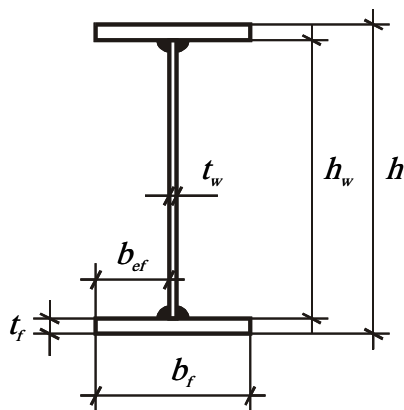


Рис. 6.2. Двотавровий переріз зварної балки

В балках на болтах переріз складається з вертикального листа (стінки), поясних листів і поясних кутиків (рис. 6.3). Поясні кутики служать для з'єднання поясних листів із стінкою за допомогою горизонтальних і вертикальних болтів, вони є частиною полиць балки. Кожна полиця може мати до трьох поясних листів. Використання декількох тонких листів замість одного товстого не збільшує кількість болтів, і в той же час дозволяє міняти (зменшувати) переріз балки відповідно до зміни згинаючого моменту по довжині балки.

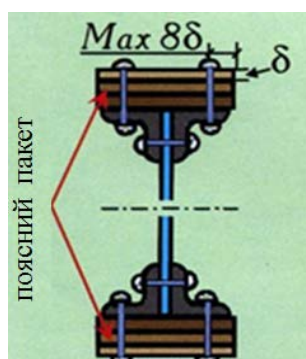


Рис. 6.3. Переріз складеної балки на високоміцних болтах

У зварних балках виконання полиць з декількох листів замість одного нерациональне, оскільки із зростанням кількості листів збільшується кількість зварних швів, що з'єднують листи між собою.

### Призначення основних розмірів перерізу складеної зварної балки

Підбір перерізу прокатної балки полягає, як наголошувалося вище, у виборі необхідного номера профілю, розміри і інші характеристики якого приведені в сортаменті. При підборі ж перерізу складеної балки треба визначити всі розміри, що набагато складніше, оскільки при цьому з багатьох можливих варіантів необхідно вибрати найраціональніший.

Основним розміром перерізу складеної балки є висота; від неї залежить вся решта розмірів і характеристик перерізу.

При визначенні висоти балки слід враховувати:

- жорсткість балки (прогини не повинні перевершувати граничних);
- економічність (витрата сталі повинна бути мінімальною);
- вимоги будівельної висоти;
- сортамент листів (висота стінки повинна бути узгоджена з шириною листів по сортаменту).

Оптимальною висотою балки називається така висота, яка забезпечує найменші витрати сталі на її виготовлення і задовольняє вимогам міцності.

Витрати металу на балку  $G$  дорівнюють сумі витрат на стінку  $G_w$  та полиці  $G_f$ :

$$G = G_w + G_f. \quad (6.9)$$

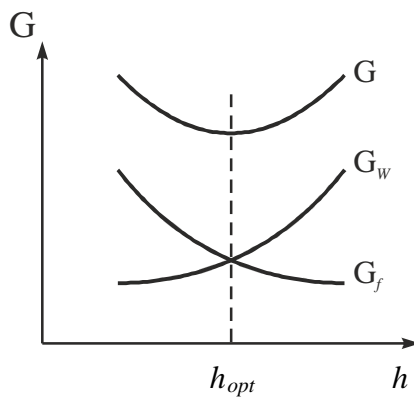


Рис. 6.4. Залежність витрат металу балки від висоти перерізу

Побудовані графіки залежностей  $G_w$  і  $G_f$  від висоти балки  $h$  (рис. 6.4) показують, що оптимальною за витратами сталі буде висота  $h_{opt}$ , за якої витрати сталі на полиці та стінку будуть однакові, тобто найменшою площа перерізу буде тоді, коли площі двох полиць будуть рівні площі стінки ( $2 \cdot A_f = A_w$ ).

Значення оптимальної висоти балки можна знайти за формулою:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}}, \quad (6.10)$$

де  $W$  – статичний момент опору перерізу балки;  
 $t_w$  – товщина стінки, яка з досвіду проектування:

$$t_w = 7(\text{мм}) + \frac{3 \cdot h}{1000}, \quad (6.11)$$

де в першому наближенні  $h \approx \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot l$  (мм);

$k$  – конструктивний коефіцієнт, який приймається для зварних балок 1.15...1.20, для балок на високоміцних болтах 1.20...1.25.

Момент опору перерізу, необхідний для забезпечення несучої здатності балки, знаходять за умовою міцності щодо нормальних напружень:

$$W_{необх.} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (6.12)$$

Для більш точного врахування співвідношення між висотою балки і товщиною стінки значення оптимальної висоти знаходять в залежності від заданої гнучкості стінки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{(3/2) \cdot \lambda_w \cdot W_{необх.}} = 1.15 \cdot \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W_{необх.}}. \quad (6.13)$$

В оптимально запроєктованій балці маси двох полиць та стінки повинні бути однаковими. Відхилення прийнятої висоти балки від  $h_{opt}$  не повинне перевищувати 15...20%, що дасть відхилення від оптимальної маси до 4 %.

Найменша рекомендована висота балки визначається жорсткістю балки – її граничним прогином. Мінімальна висота балки при дії рівномірно розподіленого навантаження:

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l}{24 \cdot E} \cdot \left(\frac{l}{f}\right)_u \cdot \frac{q_e}{q}, \quad (6.14)$$

де  $q_e$  – експлуатаційне розрахункове навантаження;  $q$  – граничне розрахункове навантаження.

Значення граничного прогину балок залежить від призначення балки і визначається за [5] або за табл. 6.1.

Остаточну висоту стінки балки  $h_w$  приймають з умови мінімальних витрат сталі, тобто за  $h_{opt}$  або близькою до неї, але не меншою від мінімальної висоти  $h_{min}$ , враховуючі при цьому вимоги сортаменту листової сталі. Прийнята висота балки разом з допоміжними балками та настилом повинна вписуватися в будівельну висоту перекриття  $h_{б\gamma\delta}$  (рис. 5.12).

Після висоти балки товщина стінки  $t_w$  є другим основним параметром, який суттєво впливає на економічність перерізу балки.

Знайти значення товщини стінки можна за допомогою виразу (6.11), або визначити найменшу товщину стінки з умов її роботи на зсув, скориставшись формулою (6.6):

$$t_w \geq \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot R_s \cdot \gamma_c}. \quad (6.15)$$

Для балок оптимального перерізу, коли  $h_w \approx h_{opt}$ , товщина стінки буде:

$$t_w \geq 1.12 \cdot \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}. \quad (6.16)$$

Для балок 2-го та 3-го класів, які розраховують з можливістю розвитку обмежених пластичних деформацій, необхідну товщину стінки з умови зрізування визначають наступним чином:

$$t_w \geq \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}. \quad (6.17)$$

Товщину стінки слід приймати мінімально необхідною і якомога тоншою. Це дає можливість раціонально розподіляти метал у перерізі.

Товщина стінки має бути погоджена з наявною товщиною прокату листової сталі. Як правило, мінімальну товщину стінки приймають не менше 8 мм і призначають при товщині до 12 мм кратної 1 мм, а більше 12 мм – кратною 2 мм.

Встановивши розміри стінки, підбирають *розміри полиць – ширину  $b_f$  і товщину  $t_f$* .

Від ширини поясу безпосередньо залежить поперечна жорсткість балки. Якщо балка має вузький пояс, вона може втратити загальну стійкість. Щоб балка мала достатню поперечну жорсткість рекомендується призначати ширину поясу, рівною не менше чверті висоти балки  $b_f \geq 0.25 \cdot h$ .

Проте, якщо прийняти дуже велику ширину поясу, його товщина вийде малою, бо площа перерізу поясу визначається діючим в ньому зусиллям. У зв'язку з цим виникає інша небезпека: стиснутий тонкий і широкий пояс може втратити місцеву стійкість. Для забезпечення місцевої стійкості стиснутого поясу балки відношення ширини його вільного звису ( $b_{ef}$ ) до товщини  $t_f$  (рис. 6.2) не повинне перевершувати деякого граничного значення цього відношення [3]. Ця умова визначає найбільшу допустиму ширину вільного звису поясу, а отже, і повну ширину поясу при заданій його товщині.

Момент інерції всього перерізу  $I$  складається з моментів інерції полиць  $I_f$  та стінки  $I_w$ :

$$I = I_f + I_w; \quad I_f = I - I_w; \quad I = W_{необх.} \cdot \frac{h}{2}; \quad I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}; \quad I_f = 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2;$$

$$2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{W_{необх.} \cdot h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}; \quad h_w \approx h;$$

$$A_f = \frac{W}{h} - \frac{t_w \cdot h}{6} \quad - \text{ площа однієї полиці.} \quad (6.18)$$

Розміри полиці, які забезпечували б потрібну площу, приймають, керуючись сортаментом універсальної прокатної сталі. За умови виконання кутових поясних швів товщину поясів рекомендується приймати не більшою за 3 товщини стінки (виходячи з технологічних умов зварки листів різної товщини). За конструктивних міркувань ширину поясу не слід приймати менше 180 мм або  $h/10$ . Для забезпечення рівномірного розподілу напружень по ширині розтягнутого поясу балки не рекомендується приймати його ширину більше ніж 30 товщин та призначають у межах  $h/5 \leq b_f \leq h/3$ .

Після того як знайдені головні розміри перерізу складеної балки рахують основні геометричні характеристики перерізу: площу полиць  $A_f$ , площу стінки  $A_w$ , загальну площу  $A$ , моменти інерції  $I_x$  та  $I_y$ , моменти опору  $W_x$  та  $W_y$ , статичний момент половини перерізу  $S_x^{0.5}$ , статичний момент полиці  $S_f$ . Далі скомпонований складений переріз балки повинен бути перевірений на міцність, жорсткість, загальну та місцеву стійкість.

#### 6.4. Перевірка міцності та прогину складеної балки

Встановивши розміри перерізу складеної балки та основні його геометричні характеристики, перевіряють міцність перерізу в залежності від класу балки (п. 3.2).

Перевірка граничних станів другої групи – це перевірка жорсткості балки, яка характеризується їхнім прогином. Прогин складеної балки від експлуатаційного розрахункового навантаження не повинен перевищувати граничних значень  $f \leq f_u$ . Прогин посередині прольоту для шарнірно опертій балки знаходять за формулою (6.8).

#### 6.5. Перевірка загальної стійкості балки

Порушення плоскої форми згину зі зміщенням перерізу балки в горизонтальному напрямку при одночасному повороті її вертикальної осі приводить до втрати загальної стійкості балки (рис. 3.9). Перешкоджає цьому наявність горизонтальних в'язей, наприклад настилу або перпендикулярно розміщених балок настилу.

Встановлено [3], що загальну стійкість балок 1-го класу слід вважати забезпеченою і вона не потребує перевірки, якщо виконуються умови:

а) при передачі навантаження на балку через суцільний жорсткий настил, що безперервно опирається на стиснутий пояс балки та надійно з

ним зв'язаний із застосуванням зварювання, болтів, самонарізних гвинтів тощо;

б) при значеннях умовної гнучкості стиснутого пояса балки  $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$ , що не перевищують значень граничної умовної гнучкості стиснутого пояса  $\bar{\lambda}_{ub}$ , які визначаються за формулами табл. 6.2 для балок симетричного і асиметричного двотаврового перерізів. За розрахункову довжину балки  $l_{ef}$  приймають (рис. 6.5) відстань між точками закріплення стиснутого пояса від горизонтальних переміщень, спрямованих перпендикулярно до площини згину (вузлами поздовжніх чи поперечних в'язей, вузлами кріплення жорсткого настилу, вузлами прикріплення поперечних балок), а за відсутності таких закріплень – геометричну довжину елемента ( $l_{ef} = l$ , де  $l$  – прольот балки).

Таблиця 6.2. Умовні граничні гнучкості стиснутого пояса

Місце прикладання навантаження	Умовна гранична гнучкість стиснутого пояса прокатної чи зварної балки $\bar{\lambda}_{ub}$
до верхнього пояса	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}$
до нижнього пояса	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,57 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,92 - 0,02 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}$
незалежно від рівня прикладання навантаження при розрахунку ділянки балки між зв'язками чи при чистому згині	$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}$

$h_0$  – відстань між осями (центрами мас) поясних листів.

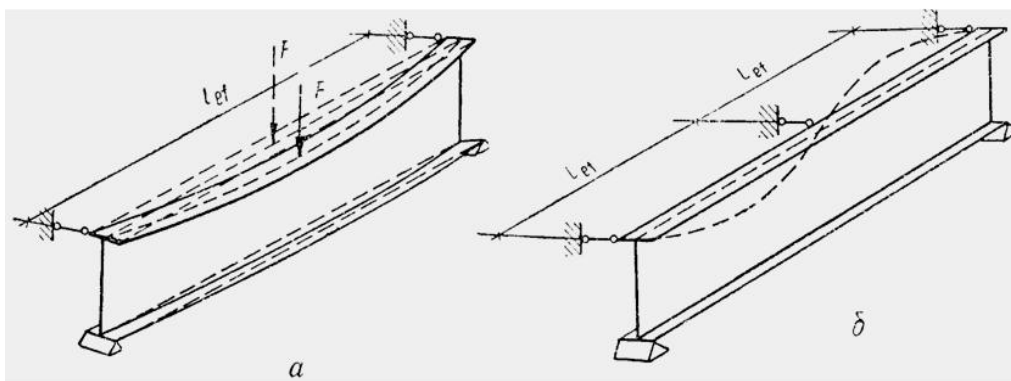


Рис. 6.5. Розрахункова довжина балки  $l_{ef}$ :  
 а – при відсутності закріплень стиснутого пояса від горизонтальних

переміщень;  $b$  – при наявності закріплень

При невиконанні вказаних вимог розрахунок на загальну стійкість балок та їхніх ділянок між вузлами розкріплення горизонтальними в'язами виконують за формулою (3.28): 
$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$
 де коефіцієнт  $\varphi_b$  обчислюють за вказівками, наведеними в [3], залежно від статичної схеми балки, характеру навантаження і геометричних розмірів перерізу.

Для забезпечення загальної стійкості балок 2-го та 3-го класів, які розраховуються з можливістю розвитку обмежених пластичних деформацій, необхідне посилене розкріплення стиснутого пояса в горизонтальній площині порівняно з балками 1-го класу, матеріал яких працює пружно. Тому для забезпечення загальної стійкості балок 2-го та 3-го класів значення граничної умовної гнучкості стиснутого пояса  $\bar{\lambda}_{ub}$ , що визначається за формулами табл. 7.2, необхідно зменшити множенням на коефіцієнт

$$\delta = 1 - \frac{0.6 \cdot (c_{1x} - 1)}{c_x - 1}, \quad (6.19)$$

де  $c_{1x}$  – коефіцієнт, який визначається за формулами:

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xm} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{або} \quad c_{1x} = \beta \cdot c_x, \quad (6.20)$$

і змінюється в межах  $1.0 < c_{1x} \leq c_x$  (перевірка виконується при обох значеннях  $c_{1x}$ );  $M_x$  – згинальний момент у розрахунковому перерізі;  $\beta$ ,  $c_x$  – коефіцієнти, які визначаються нормами [3] і були використані при перевірці міцності балок за (3.20).

Елементи закріплення стиснутого пояса балки в горизонтальній площині мають бути розраховані на дію умовної поперечної сили  $Q_{fc}$ , яку визначають за діючими нормами [3].

Приклад 6.1. Підібрати переріз шарнірно опертої балки 2-го класу з прокатного двотавра. Довжина балки  $l = 6.4$  м; розрахункове експлуатаційне і розрахункове граничне рівномірно розподілене навантаження на балку  $q_e = 30.6$  кН/м,  $q_m = 36.1$  кН/м; матеріал конструкції – сталь класу С 255 з розрахунковим опором  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>.

Максимальні розрахунковий та експлуатаційний моменти в балці:

$$M_e = \frac{q_e \cdot l^2}{8} = \frac{30.6 \cdot 6.4^2}{8} = 156.7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_m = \frac{q_m \cdot l^2}{8} = \frac{36.1 \cdot 6.4^2}{8} = 184.8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальна розрахункова поперечна сила:

$$Q_m = \frac{q_m \cdot l}{2} = \frac{36.1 \cdot 6.4}{2} = 115.5 \text{ кН}.$$

Необхідний момент опору з урахуванням розвитку пластичних деформацій:

$$W_{необх.} = \frac{M_m}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{18480}{1.12 \cdot 24 \cdot 1} = 687.5 \text{ см}^3,$$

тут прийнято  $c_x = 1.12$  (таблиця М.1, [3]).

Приймаємо двотавр №30Ш1 (ГОСТ 26020-83) з такими геометричними характеристиками і розмірами:  $W_x = 715 \text{ см}^3 > W_{необх.} = 687.5 \text{ см}^3$ ,  $I_x = 10400 \text{ см}^4$ ,  $t_f = 11 \text{ мм}$ ,  $t_w = 8 \text{ мм}$ ,  $b = 200 \text{ мм}$ ,  $h = 291 \text{ мм}$ ,  $r = 18 \text{ мм}$ ,  $A = 68.31 \text{ см}^2$ .

Для уточнення значення  $c_x$  знаходимо:  $A_f = b \cdot t_f = 20 \cdot 1.1 = 22 \text{ см}^2$ ;  $A_w = A - 2 \cdot A_f = 68.31 - 2 \cdot 22 = 24.31 \text{ см}^2$ . При  $A_f/A_w = 22/24.31 = 0.9$  за табл. М.1 [3]  $c_x = 1.08$ .

Розрахункова висота стінки двотавра:

$$h_w = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 291 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 18 = 233 \text{ мм}.$$

Виконуємо перевірку підібраного двотавра за формулою 3.20:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{18480}{1.08 \cdot 1 \cdot 715 \cdot 24 \cdot 1} = 0.99 \leq 1,$$

де коефіцієнт  $\beta = 1$  при  $\tau_y = Q_m/(t_w \cdot h_w) = 115.5/(0.8 \cdot 23.3) = 6.2 \text{ кН/см}^2 \leq 0.5 \cdot R_s = 0.5 \cdot 0.58 \cdot R_y = 0.5 \cdot 0.58 \cdot 24 = 6.96 \text{ кН/см}^2$ .

Перевіримо дотичні напруження в перерізі балки на опорі:

$$\tau = \frac{Q_m}{t_w \cdot h_w} = \frac{115.5}{0.8 \cdot 23.3} = 6.2 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 0.58 \cdot 24 \cdot 1 = 13.92 \text{ кН/см}^2.$$

Таким чином міцність балки забезпечена.

Далі виконуємо перевірку балки за граничним станом другої групи (формула 6.8). Перевіримо прогин балки від розрахункового експлуатаційного навантаження:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l^2}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{15670 \cdot 640^2}{20600 \cdot 10400} = 3.12 \text{ см} < f_u = 3.18 \text{ см},$$

тут прийнято при прольоті балки  $l = 6.4 \text{ м}$  значення граничного прогину  $f_u = l/201.1 = 3.18 \text{ см}$  (ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення. Вимоги проектування» або табл. 6.1).

Таким чином жорсткість балки також забезпечена.



### *Контрольні запитання*

1. Перевірка міцності прокатної балки 1-го класу на дію згинального моменту?
2. Перевірка міцності прокатної балки 1-го класу на дію поперечної сили?
3. Перевірка міцності прокатних балок 2-го і 3-го класів?
4. Перевірка прогину прокатних балок. На які навантаження?
5. У яких випадках використовують балки складеного перерізу?
6. Для підбору перерізу складеної балки необхідно знайти?
7. Які вимоги враховує оптимальна висота складеної балки?
8. З яких вимог знаходять товщину стінки складеної балки?
9. Як визначити площу полиць складеної балки?
10. Що повинно бути виконано для забезпечення загальної стійкості складеної балки?
11. Перевірка міцності складеної балки?
12. Перевірка прогину складеної балки?

### 7.1. Перевірка місцевої стійкості елементів складеної балки

Втрата місцевої стійкості окремих елементів конструкції під впливом стискаючих нормальних та дотичних напружень супроводжується їх місцевим випинанням із площини елементів.

В балках втратити стійкість можуть стиснута полиця або стінка (рис. 7.1). Втрата стійкості одним з елементів балки повністю або частково виводить його з роботи, робочий переріз балки зменшується, часто стає несиметричним, центр згину зміщується, що може привести до передчасної втрати несучої здатності всієї балки. Втрата місцевої стійкості елементами перерізу не повинна досягатися раніше, ніж втрата несучої здатності всієї балки за умов міцності або загальної стійкості.

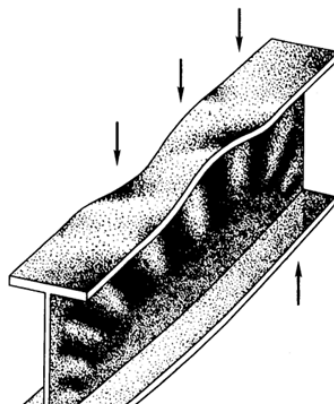


Рис. 7.1. Втрата місцевої стійкості стиснутого пояса і стінки балки

#### *Стійкість стиснутого пояса*

У поздовжньому напрямку полиця стиснута нормальними напруженнями. Дотичні напруження незначні, і їх можна не враховувати. Оскільки жорсткість стінки порівняно з полицею невелика, вважаємо їх з'єднання шарнірним. Розрахункова схема звису пояса є пластина шириною  $b_{ef}$  та товщиною  $t_f$ , шарнірно закріплена вздовж довгої сторони і завантажена поздовжнім рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 7.2).

Напруження, які діють у поясі, повинні бути меншими, ніж критичне напруження втрати стійкості для прямокутної пластини. Значення критичних напружень знаходяться за методами теорії пружності:

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot D}{b_{ef}^2 \cdot t_f}, \quad (7.1)$$

де  $k$  – коефіцієнт, що враховує спосіб закріплення та характер завантаження;  $D = \frac{E \cdot t_f^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$  – циліндрична жорсткість.

Прийнявши  $\sigma_{cr} = R_y$ , підставивши  $\nu = 0.3$  – коефіцієнт Пуассона, після перетворень отримаємо граничне значення  $b_{ef}/t_f$ , при якому пояс не втратить стійкості у разі роботи сталі в межах пружних деформацій (балки 1-го класу):

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.61 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (7.2)$$

З урахуванням наявності у пластинках початкових недосконалостей і залишкових напружень приймається дещо зменшене значення в запас стійкості:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (7.3)$$

Згідно діючих норм [3] місцеву стійкість стиснутих поясів слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість звису пояса  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$

балок 1-го класу, не перевищує значень граничної умовної гнучкості  $\bar{\lambda}_{uf}$ , яка визначається для звисів поясів балок двотаврового перерізу за формулою:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0.5 \cdot \sqrt{R_{yf} / \sigma_c}, \quad (7.4)$$

де  $\sigma_c$  – нормальні напруження в стиснутому поясі.

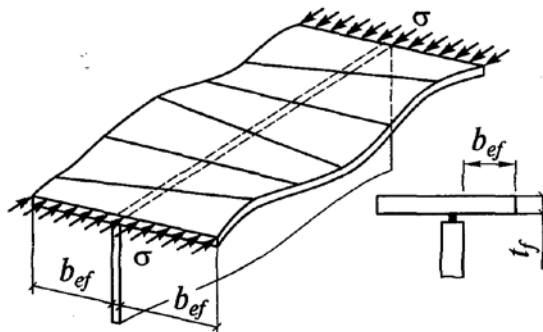


Рис. 7.2. Втрата місцевої стійкості поясом балки

Для балок 2-го та 3-го класів допущення розвитку обмежених пла-

стичних деформацій погіршує умови роботи пояса, при встановленні граничного значення умовної гнучкості враховують вплив втрати стійкості стінки. В цьому випадку значення граничної умовної гнучкості  $\bar{\lambda}_{uf}$  визначаються при  $2.2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5.5$  за формулою:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0.17 + 0.06 \cdot \bar{\lambda}_{uw}, \quad (7.5)$$

де  $\bar{\lambda}_{uw}$  – значення граничної умовної гнучкості стінки.

В разі обрамлення звису стиснутого пояса ребром (рис. 7.3) значення  $\bar{\lambda}_{uf}$ , яке обчислюється за формулою (7.4) допускається збільшувати множенням на коефіцієнт 1.5.



Рис. 7.3. Стиснутий пояс двотаврового перерізу з обрамляючими ребрами

### *Стійкість стінок балок*

Стінка представляє собою довгу тонку пластину де під впливом зовнішнього навантаження виникають нормальні  $\sigma$ , дотичні  $\tau$  та місцеві  $\sigma_{loc}$  напруження, які можуть викликати втрату її стійкості. Стійкості стінки зазвичай досягають не збільшенням її товщини (це приведе до великої перевитрати матеріалу), а зміцненням її спеціальними ребрами жорсткості, розташованими нормально до поверхні випинання листа.

Місцева стійкість стінок балок 1-го класу, підкріплених ребрами жорсткості, вважається забезпеченою, якщо умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

не перевищує значень: 3.5 – за відсутності місцевого на-

пруження у балках з двосторонніми поясними швами; 3.2 – те саме, у балках з односторонніми поясними швами; 2.5 – за наявності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами.

Стінки балок 1-го класу слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості на ділянках по довжині де в розрахункових перерізах значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w$  перевищує 3.2 за відсутності рухомого навантаження, прикладеного до поясу 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.

Поперечні ребра жорсткості поділяють стінку на відсіки (рис. 7.3), їх встановлюють у місцях прикладення значних нерухомих зосереджених навантажень та в опорних перерізах балок, а також у місцях примикання допоміжних балок при їхньому сполученні з головними в одному рівні. Слід розміщувати ребра жорсткості симетрично відносно середини балки та витримувати однаковий крок ребер. Відстань між поперечними ребрами не повинна перевищувати  $2 \cdot h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3.2$  і  $2.5 \cdot h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3.2$ . У розрахунках приймають відсіки незалежними один від одного.

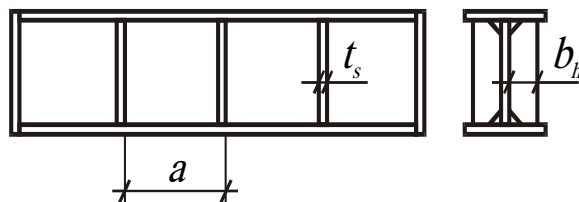


Рис. 7.3. Схема підкріплення стінок балок поперечними ребрами жорсткості

Ширина виступаючої частини ребра  $b_h$  повинна бути не меншою за  $h_w / 30 + 25 \text{ мм}$  – для двостороннього ребра жорсткості (рис. 7.3), і не меншою за  $h_w / 24 + 40 \text{ мм}$  – для одностороннього (рис. 7.4); товщина ребра жорсткості  $t_s$  повинна бути не меншою за  $2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y / E}$ .

Поперечне ребро жорсткості, розміщене у місці прикладення до верхнього поясу зосередженого навантаження, слід перевіряти розрахунком на стійкість: двостороннє ребро – як центрально стиснуту стійку, а одностороннє – як стійку, стиснуту з ексцентриситетом  $e$ , що дорівнює відстані від серединної площини стінки до центра ваги розрахункового перерізу стійки. При цьому у розрахунковий переріз стійки слід включати переріз ребра жорсткості і смуги стінки довжиною  $c = 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E / R_y}$  з кожної сторони ребра (рис. 7.4), а розрахункову довжину стійки приймати такою, що дорівнює розрахунковій висоті стінки  $h_{ef}$ .

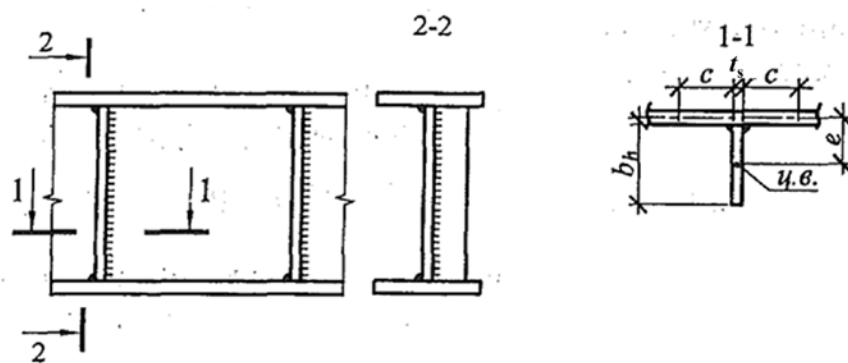


Рис. 7.4. Односторонні ребра жорсткості в балках

При значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w > 5.5 \cdot \sqrt{R_y / \sigma_c}$  допускається стінки таких балок укріплювати поздовжніми ребрами жорсткості (рис. 7.5), які запобігають втраті стійкості стінки під впливом нормальних напружень. Їх розміщують приблизно в центрі ваги стиснутої зони стінки балки на відстані  $h_I = (0.2 \dots 0.3) \cdot h_{ef}$  від стиснутого пояса балки.

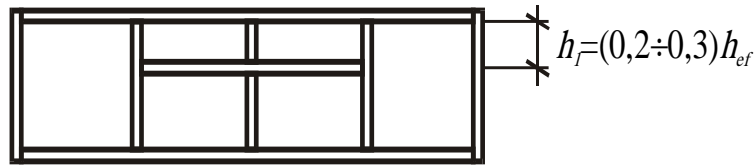


Рис. 7.5. Схема підкріплення стінок балок поперечними та поздовжніми ребрами жорсткості

В разі перевірки місцевої стійкості стінок балок її слід виконувати для розрахункових перерізів, де діють найбільші стискуючі напруження, середні дотичні напруження та локальні нормальні напруження:

$$\sigma = \frac{M}{I_{xn}} \cdot y; \quad \tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}; \quad \sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}, \quad (7.6)$$

де  $M, Q$  – середні значення відповідно згинального моменту і поперечної сили, що діють у межах відсіку; якщо довжина відсіку  $a$  перевищує його розрахункову висоту  $h_{ef}$ , тоді значення внутрішніх зусиль  $M$  і  $Q$  необхідно обчислювати як середні для більш напруженої ділянки відсіку з довжиною, що дорівнює  $h_{ef}$ . Розрахункову висоту стінки  $h_{ef}$  для складених зв'язаних двотаврів слід приймати як повну висоту стінки за вирахуванням двох катетів поясних швів.

Перевірку місцевої стійкості стінок балок 1-го класу симетричного перерізу, укріплених лише основними поперечними ребрами жорсткості, при значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w \leq 6 \cdot \sqrt{R_y / \sigma}$  виконують за формулою:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left( \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq 1, \quad (7.7)$$

де  $\sigma_{cr}$  – критичне нормальне напруження:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}, \quad (7.8)$$

$c_{cr}$  – коефіцієнт, що характеризує сутність пружного защемлення стінки в поясах і значення його приймають за діючими нормами [3] залежно від параметра  $\delta$ :

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (7.9)$$

$\beta$  – коефіцієнт, який при безперервному обпиранні настилу на стиснутий пояс балки приймається  $\infty$ , в інших випадках  $\beta = 0.8$ ;

$b_f, t_f$  – ширина і товщина стиснутого пояса балки;

$\sigma_{loc,cr}$  – критичне локальне нормальне напруження:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2}, \quad (7.10)$$

$c_1$  і  $c_2$  – коефіцієнти, які залежать від відстані між ребрами жорсткості і співвідношення розмірів відсіку, визначаються нормами [3];

$\tau_{cr}$  – критичне дотичне напруження:

$$\tau_{cr} = 10.3 \cdot \left( 1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2}, \quad (7.11)$$

$\mu$  – відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої;

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7.12)$$

$d$  – менша сторона відсіку стінки ( $h_{ef}$  або  $a$ ).

Місцева стійкість стінок балок 2-го і 3-го класів двотаврового і коробчастого перерізів, симетричних відносно обох головних осей за відсутності в розрахунковому перерізі місцевого нормального напруження (в області обмежених пластичних деформацій дія місцевих напружень не допускається) вважається забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w$  не перевищує значення граничної умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{iw}$ , що визначається нормами [3], залежно від співвідношення відносної напруженості стінки дотичними напруженнями  $\tau / R_s$  і відносної лінійної деформації стиснутого пояса балки  $\bar{\varepsilon}$ .

## 7.2. Поясні з'єднання

Для з'єднання поясів зі стінкою в балках складеного перерізу, як правило, використовують зварювання. Таке з'єднання перешкоджає при згині балки зсуву поясів відносно стінки, який був би при роздільній самостійній роботі елементів балки на згин. Внаслідок цього в поясних з'єднаннях виникають зсувні зусилля  $T$  (рис. 7.6).

Кутові зварні шви виконують або з одного боку стінки (однобічні), або з двох (двобічні, рис. 5.8). Однобічні шви допускаються тільки для балок 1-го класу при статичному навантаженні, яке прикладене симетрично відносно вертикальної осі поперечного перерізу балки, при забезпеченні

стійкості стиснутого пояса суцільним жорстким настилом, що неперервно обпирається на пояс балки та надійно з ним зв'язаний, а також при встановленні поперечних ребер жорсткості у місцях прикладання до пояса балки зосереджених навантажень, включаючи навантаження від ребристих залізобетонних плит (що забезпечує відсутність місцевих напружень,  $\sigma_{loc} = 0$ ). При цьому однобічні поясні шви і односторонні поперечні ребра жорсткості рекомендується розташовувати з протилежних боків балки. У балках з перерізами 2-го і 3-го класів, а також з умовною гнучкістю стінки  $\bar{\lambda}_w > 6 \cdot \sqrt{R_y / \sigma_c}$  застосування односторонніх поясних швів не допускається.

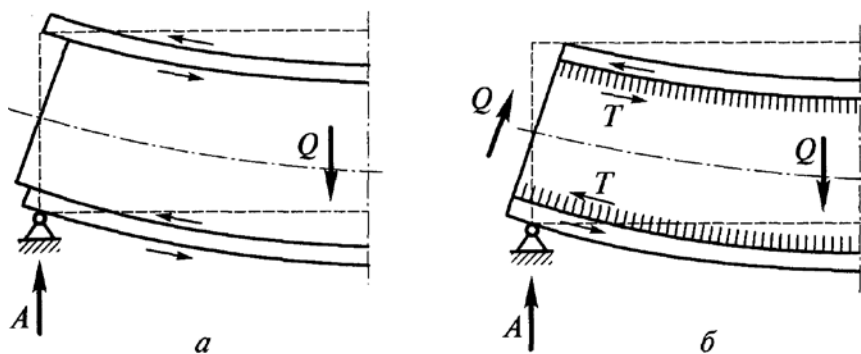


Рис. 7.6. Робота поясного зварного з'єднання:  
*a* – зсув незакріплених поясів відносно стінки; *б* – робота поясних швів

Розрахунок з'єднання виконують на поздовжнє зусилля зсуву відносно стінки, що припадає на одиницю її довжини:

$$T = \tau \cdot t_w = \frac{Q \cdot S_f}{I_x}, \quad (7.13)$$

де  $Q$  – розрахункова перерізувальна сила;  $S_f = A_f \cdot \frac{(h_w + t_f)}{2}$  – статичний момент пояса, що зсувається відносно нейтральної осі;  $I_x$  – момент інерції балки бруто.

У разі дії місцевих зосереджених сил через пояс балки в місцях, не укріплених ребрами жорсткості, зварні шви розраховують на рівнодійну силу  $T_1$ , що виникає від двох зусиль – зсувного  $T$  і вертикального  $V = \sigma_{loc} \cdot t_w$ , які обчислюють в одному перерізі балки:

$$T_1 = \sqrt{T^2 + V^2}. \quad (7.14)$$

Розраховують поясні кутові шви в залежності від розрахункової площини руйнування (зріз за металом шва або за металом межі сплавлення), обираючи найбільше з двох зусиль –  $T$  або  $T_1$ :



$$\frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{T}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (7.15)$$

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (7.16)$$

де  $\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коефіцієнти переходу від катета шва до ширини відповідної площини руйнування;  $k_f$  – катет кутового шва;  $\gamma_c$  – коефіцієнти умов роботи шва;  $R_{wf}$  – розрахунковий опір по металу шва;  $R_{wz}$  – розрахунковий опір по металу межі сплавлення;  $n$  – кількість швів ( $n = 2$  – двобічні шви).

Поясні шви повинні виконуватися неперервними, однакової найменшої допустимої товщини по всій довжині балки, застосовуючи автоматичну зварку. Поперечні ребра жорсткості повинні мати зрізи у місцях перетину зварних швів.

### 7.3. Сполучення головних балок і балок настилу між собою

Сполучення головних балок і балок настилу між собою бувають поповерховим, в одному рівні, понижене. Крім того, за конструктивною ознакою розрізняють шарнірні вузли, що сприймають тільки перерізувальну силу, і жорсткі (защемлені), які спроможні сприйняти ще й опорний момент.

Найбільш простим типом шарнірного сполучення балок є поповерхове, коли розташована вище балка опирається на верхній пояс розташованої нижче (рис. 7.7). В такому вузлі болти встановлюють конструктивно лише для фіксації розташування балок. Для недопущення можливого відгину пояса розташованої нижче балки її посилюють, встановлюючи у цьому місці ребро жорсткості.

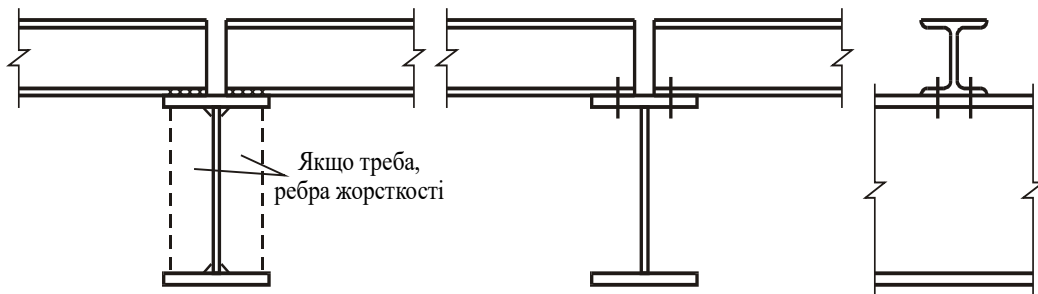


Рис. 7.7. Поперехове сполучення балок

Сполучення в одному рівні і понижене здатні передавати великі опорні реакції.

Незручність сполучення в одному рівні полягає в необхідності вирізу верхньої полиці і частини стінки балки настилу (рис. 7.8, а). Цей виріз ослабляє її переріз і збільшує трудомісткість сполучення; крім того, число болтів, які можна розмістити на стінці балки, обмежене. Можна уникнути цих незручностей, приваривши на заводі до торця балки настилу листову накладку (варіант 1, рис. 7.8, б) або коротиш з кутика (варіант 2, рис. 7.8, б), і вже їх з'єднати на монтажі болтами або зваркою з ребром жорсткості головної балки.

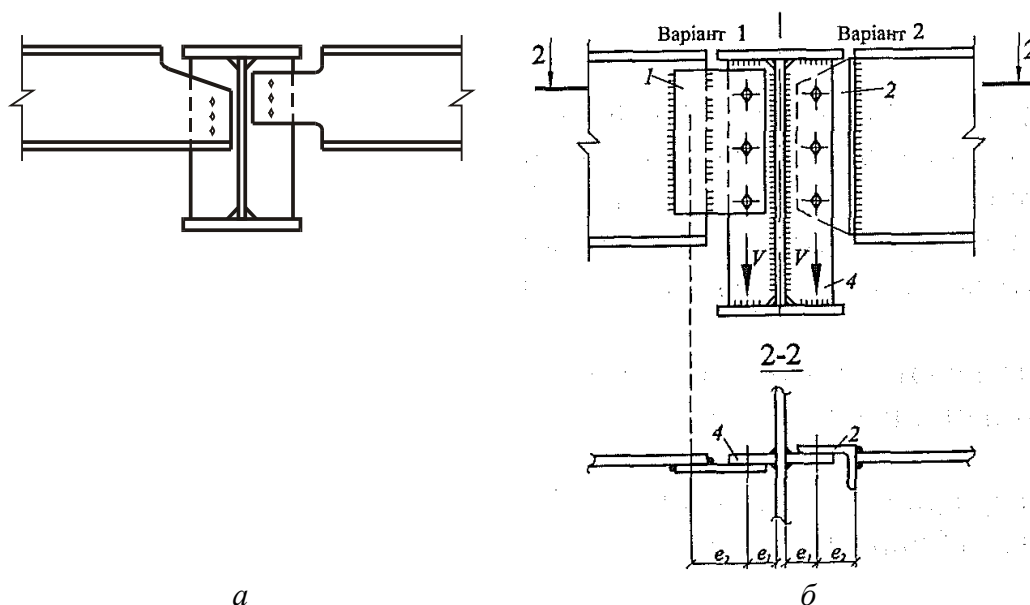


Рис. 7.8. Вузли сполучення в одному рівні:

1, 2 – з'єднувальні елементи з листової накладки і коротиша з кутика;  
4 – ребро жорсткості

Переріз елемента, через який передається опорна реакція (лист або кутик), перевіряють на зріз з урахуванням послаблення його отворами для болтів. Болтове з'єднання розраховують на зріз болтів і зминання з'єднаних елементів від дії опорної реакції балки настилу.

Розглянуті сполучення балок працюють як шарнірні. При необхідності жорсткого сполучення нерозрізних балок настилу з головними вертикальна опорна реакція передається на головну балку через опорний столик, якщо балки різної висоти, або через ребро жорсткості, якщо балки мають однакові висоти, а опорний згинальний момент  $M$  сприймається накладками на поясах (рис. 7.9).

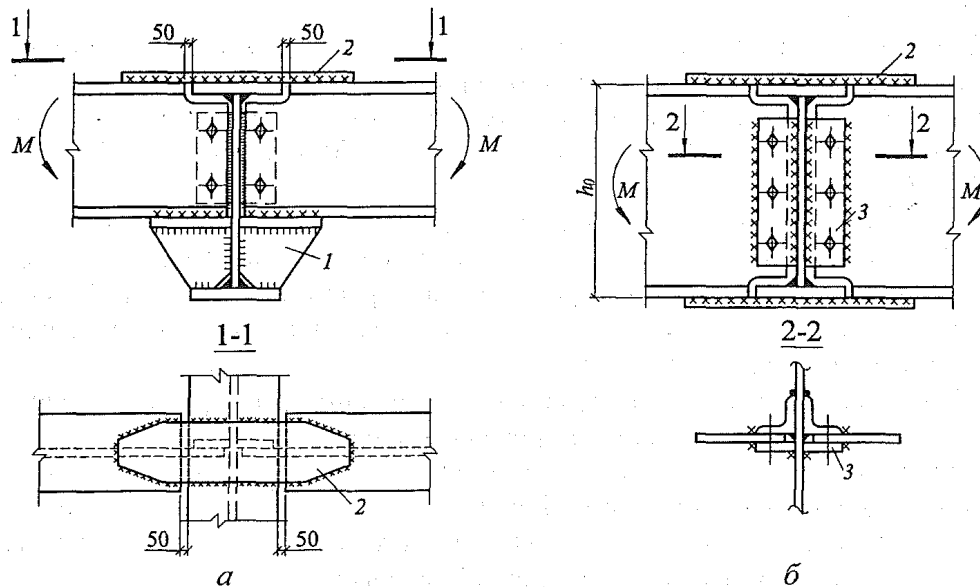


Рис. 7.9. Вузли жорсткого сполучення балок:  
*a* – різновисоких; *б* – рівновисоких;  
 1 – опорний столик; 2 – накладка на поясах; 3 – накладки на стінці

#### 7.4. Опорні частини балок

При обпиранні на нижче розташовані конструкції опорні перерізи балок сприймають значні опорні реакції. Конструктивні рішення опорних частин балок залежать від конструктивного рішення конструкцій, які розташовані нижче, а також рівня сполучення з ними (зверху або збоку).

При розрізній схемі балок використовують рішення з торцевим опорним ребром (рис. 7.10), через яке здійснюється чітка передача опорної реакції і забезпечується можливість обпирання на розташовану нижче конструкцію як зверху, так і збоку. При цьому торець опорного ребра повинен бути фрезерований. Конструктивне рішення з внутрішнім опорним ребром використовується в нерозрізних балках, а також у деяких випадках обпирання на стіни споруд або на сталеві колони зверху (рис. 7.11). В такому рішенні опорне ребро повинне бути щільно підігнане або приварене до нижнього пояса балки.

Опорна реакція  $R_{on}$  передається через торці ребер, які фрезерують або простругують. Це забезпечує щільне прилягання на всій поверхні контакту ребра з опорою.

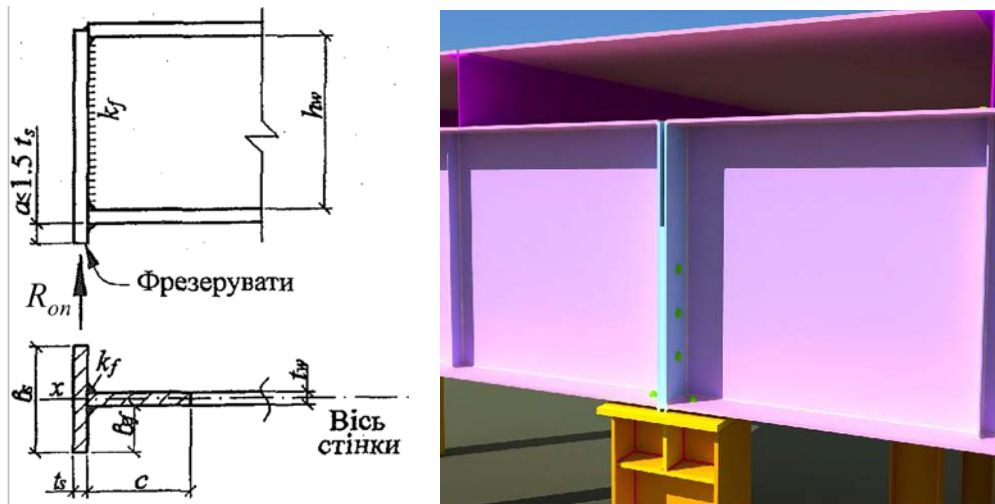


Рис. 7.10. Опорна частина балки з торцевим опорним ребром

Розміри опорного ребра знаходять з умов роботи сталі на зминання (попередньо задавшись одним з розмірів):

$$\frac{R_{on}}{b_r \cdot t_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (7.17)$$

де  $b_r$ ,  $t_r$  – ширина виступаючої частини і товщина опорного ребра (рис. 7.12);  $R_p$  – розрахунковий опір сталі зминанню.

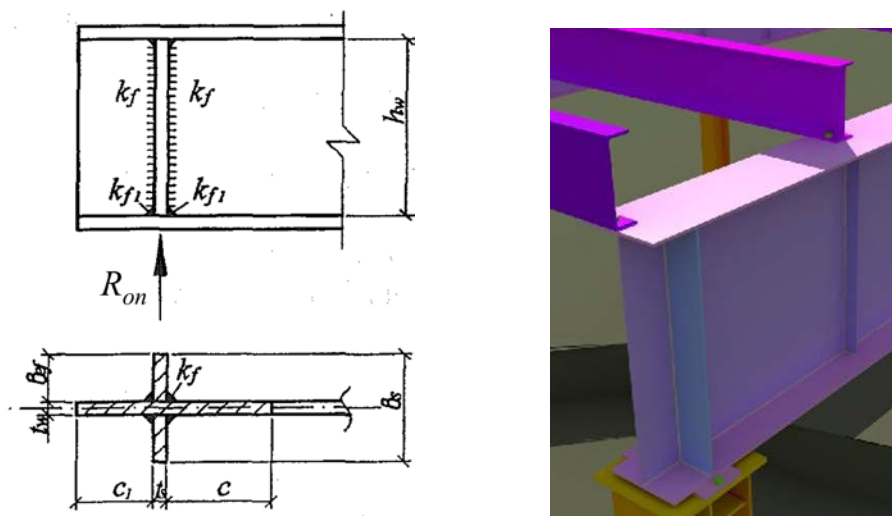


Рис. 7.11. Опорна частина балки з внутрішнім опорним ребром

При цьому повинні виконуватися такі конструктивні вимоги: товщина опорного ребра  $t_r$  повинна бути не меншою за  $3 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E}$ , а також за товщину стінки балки  $t_w$ .

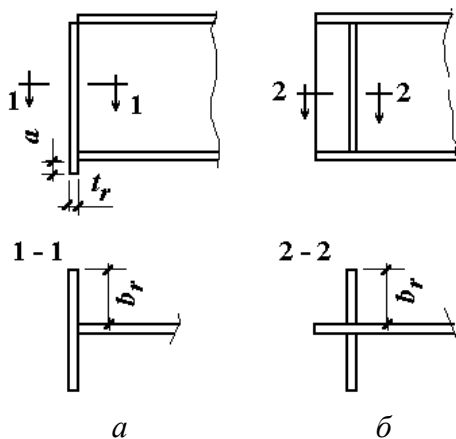


Рис. 7.12. Схема опорної ділянки балки:

*a* – з торцевим опорним ребром; *б* – з внутрішнім опорним ребром

Внутрішні опорні ребра і торцеві ребра, якщо виступаюча нижче пояса частина ребра  $a \leq 1.5 \cdot t_r$  (рис. 7.12, *a*), розраховують на зминання, а при  $a > 1.5 \cdot t_r$  розрахунок торцевого ребра ведуть за міцністю і замість  $R_p$  використовують  $R_y$ .

Ділянка балки над опорою повинна перевірятися на поздовжній згин із площини стінки як умовний центрально-стиснутий стержень на дію опорної реакції. У розрахунковий переріз цього стержня слід включати переріз опорних ребер і смуги стінки довжиною не більше як  $c = 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E / R_y}$  з кожної сторони ребра (рис. 7.10, 7.11).

Опорна частина з торцевим ребром використовується і при обпиранні балки на колону збоку (рис. 7.13).

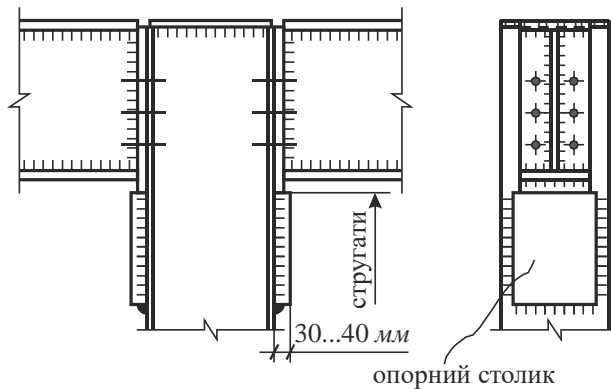


Рис. 7.13. Обпирання балки на колону збоку

Кутові шви кріплення опорних ребер до стінки розраховують на дію опорної реакції з врахуванням максимальної робочої довжини зварного шва (не повинна перевищувати  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$  і водночас висоти стінки  $h_w$ ). Горизонтальні шви, які з'єднують внутрішнє опорне ребро з нижньою полицею (при цьому ребро щільно пригнане до полиці) призначають конструктивно з мінімальними катетами.

### 7.5. Стики балок

Розрізняють два типи стиків у балках: заводські, які виконують на заводі внаслідок відсутності прокатних елементів потрібної довжини або зміні перерізу, та монтажні (укрупнювальні), які виконують в умовах будівельної площадки, якщо довжина або маса балки не дозволяють перевезти її одним елементом (однією відправною маркою).

Стики прокатних балок, заводські і монтажні, виконують, як правило, зварними.

Найбільш просте і зручне безпосереднє з'єднання балок встик з повним проваром (рис. 7.14). Зварні шви виконують спочатку на стінці (1), а потім на полицях (2, 3).

Момент, який сприймає такий стик, дорівнює:

$$M_{\text{стику}} = W \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c. \quad (7.18)$$

При використанні фізичних методів контролю якості швів розрахунковий опір зварних швів при розтягу  $R_{wy}$  дорівнює розрахунковому опору матеріалу балки  $R_y$ , а за відсутності такого контролю  $R_{wy} = 0.85 \cdot R_y$ , і тоді може статися, що згинальний момент  $M$ , діючий в перерізі, виявиться більшим, ніж несуча здатність стику  $M_{\text{стику}}$ . В такому випадку стик підсилюють накладками на поясах (рис. 7.15), які повинні бути розраховані на сприйняття різниці моменту між діючим згинальним моментом  $M$  та  $M_{\text{стику}}$ .

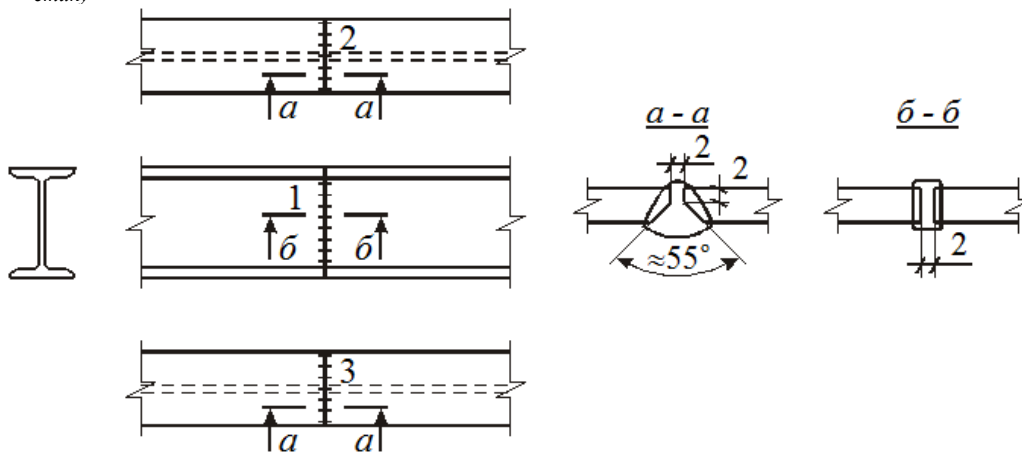


Рис. 7.14. З'єднання прокатної балки встик

Кутові шви, що прикріплюють накладку до балки, розраховують на зусилля в накладці. Щоб зменшити вплив напружень від зварювання, ці шви не доводять до осі стику на 25 мм з кожного боку.

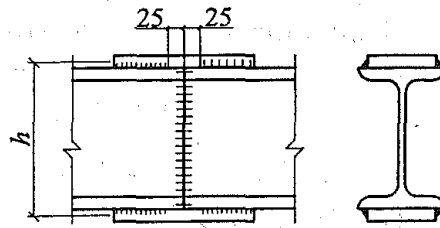


Рис. 7.15. З'єднання прокатної балок встик, підсилене накладками на поясах

Стики прокатних балок з листовими накладками (рис. 7.16) виконують тільки при статичних навантаженнях.

Згинальний момент у таких стиках повністю передається через поясні накладки, площа перерізу яких визначається за формулою:

$$A_{\text{накладок}} = \frac{M}{h_0 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (7.19)$$

де  $h_0$  – відстань між осями накладок.

Прикріплення накладок до поясів розраховують на зусилля в них  $N_{\text{накладок}} = M/h_0$ .

Поперечну силу, діючу в стикі, сприймають накладки на стінці.

Ширину накладок призначають конструктивно 100...200 мм, сумарною товщиною, не меншою за товщину стінки, довжиною, рівній висоті прямолінійної ділянки стінки (до закруглень біля полиць).

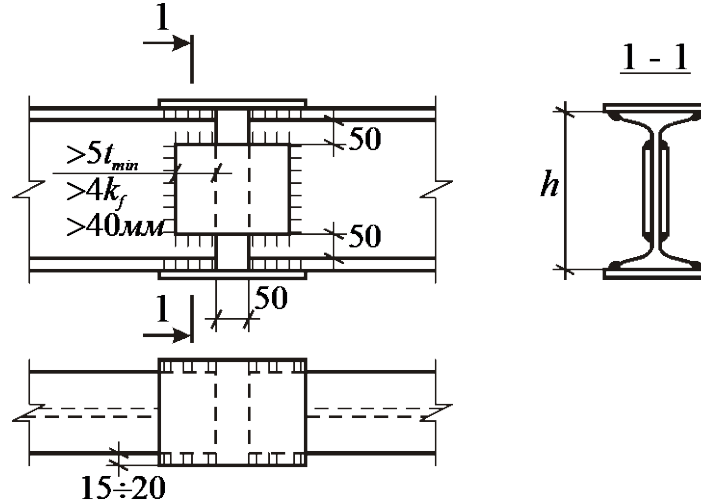


Рис. 7.16. Стик прокатної балки на накладках

Вертикальні кутові шви, що прикріплюють накладку до стінки, розраховують на дію поперечної сили.

Стики на накладках прості у виготовленні, проте зумовлюють концентрацію напружень.

Монтажні стики балок розміщують в середині або симетрично відносно середини прольоту, щоб отримати однотипні відправні елементи.

Зварні монтажні стики складених балок виконують за спеціальною технологією для зменшення напружень від зварювання (рис. 7.17).

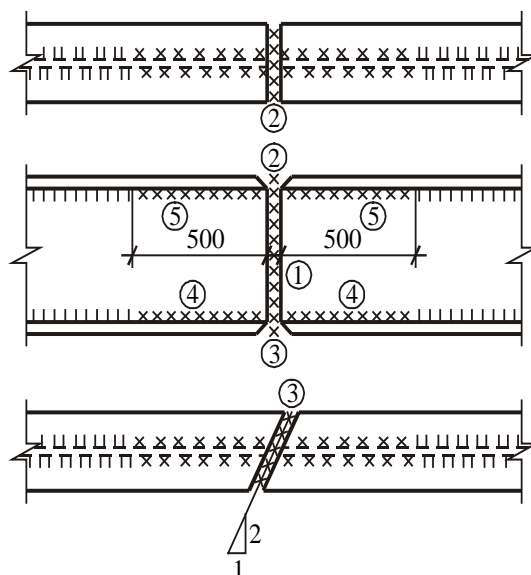


Рис. 7.17. Монтажний стик складеної балки

Спочатку зварюють стикові шви стінки (1), а за ними шви поясів (2; 3), які дають найбільшу усадку. Останніми зварюють кутові шви (4, 5), які на заводі були не доведені до осі стику приблизно на 500 мм. На монтажі стиснутий пояс і стінку завжди з'єднують прямим швом, а стик розтягнутого пояса у разі неможливості виконання фізичного контролю якості шва виконують косим з відношенням сторін скосу 1:2. При цьому стик вважається рівноміцним з основним металом і може не перевірятися розрахунком.

Останнім часом монтажні стики складених балок, щоб уникнути зварки на монтажі, іноді виконують на високоміцних болтах з накладками. У таких стиках накладки сильно притискаються болтами до стикуємого елемента і зусилля в елементі силами тертя передається на накладки (рис. 7.18).

Кожен пояс балки перекривають трьома накладками з двох сторін, а стінку – двома вертикальними накладками, площі перерізу яких мають бути не менше площі перерізу елемента, що перекривається ними.



Болти в стикі слід ставити на мінімальних відстанях один від одного, щоб зменшити розміри і масу стикових накладок. Розрахунок стиків кожного елемента балки ведуть окремо, а згинальний момент розподіляють між поясами і стінкою пропорційно їх жорсткості:

$$M_w = M \cdot \frac{I_w}{I}; \quad M_f = M \cdot \frac{I_f}{I}, \quad (7.20)$$

де  $M_w, M_f$  – частки згинального моменту, що сприймаються стінкою і поясами;  $I_w, I_f, I$  – моменти інерції відповідно стінки, поясів та всього перерізу.

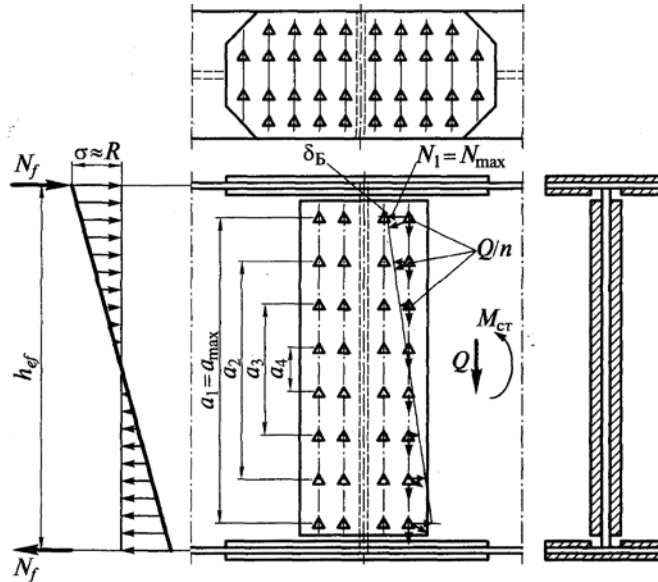


Рис. 7.18. Монтажний стик складеної балки на високоміцних болтах

Болти, якими прикріплюють поясні накладки, розраховують або на нормальне зусилля  $N_f = M_f / h_{ef}$ , що виникає в накладках від моменту  $M_f$ , або за несучою здатністю накладок  $N_f = A_{fn} \cdot R_y$ , де  $A_{fn}$  – площа поясних накладок.

Необхідну кількість болтів для прикріплення стикових накладок до поясу визначають за формулою:

$$n = \frac{N_f}{Q_{bh}}. \quad (7.21)$$

Цю кількість болтів розміщують по кожну сторону від центру стиків балки.

Кріплення накладок до стінки розраховують на сумісну дію згинального моменту  $M_w$ , що припадає на стінку, та перерізуючої сили  $Q$ . Горизонтальні зусилля  $N_i$ , що їх сприймають болти і які обумовлені згинальним моментом, зростають по мірі віддалення від нейтральної осі за

лінійним законом. Момент  $M_w$ , що припадає на стінку, врівноважується сумою внутрішніх пар зусиль:

$$M_w = m \cdot \sum N_i \cdot a_i = m \cdot (N_1 \cdot a_1 + N_2 \cdot a_2 + N_3 \cdot a_3 + \dots), \quad (7.22)$$

де  $m$  – кількість вертикальних рядів болтів на накладці з одного боку від стику;  $N_i$ ,  $a_i$  – відповідно зусилля і відстань між болтами, що знаходяться на однаковій відстані від нейтральної осі.

Якщо виразити усі зусилля в болтах  $N_i$  через максимальне  $N_{max}$  ( $N_{max} = N_1$ ;  $a_{max} = a_1$ ), використовуючи залежність  $N_2 = N_1 \cdot (a_2/a_1)$ ;

$$N_3 = N_1 \cdot (a_3/a_1) \text{ і так далі, то получимо: } M_w = m \cdot \left( \frac{N_1}{a_1} \right) \cdot (a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots).$$

З цього виразу можна визначити найбільше зусилля в кожному крайньому найбільш завантаженому болті і записати умову його працездатності:

$$N_{max} = \frac{M_w \cdot a_{max}}{m \cdot \sum a_i^2} \leq Q_{bh}. \quad (7.23)$$

При розрахунках стику стінки кількість вертикальних і горизонтальних рядів болтів необхідно задавати попередньо, а потім, при необхідності, скоригувати. Для спрощення розрахунку виразимо  $\sum a_i^2$  через  $a_{max}$  і кількість болтів в одному вертикальному ряду стику  $k$ :

$$\sum a_i^2 = a_{max}^2 \cdot \frac{k \cdot (k+1)}{6 \cdot (k-1)} = a_{max}^2 \cdot \alpha. \quad (7.24)$$

Тоді формула (7.23) остаточно набере вигляду:

$$N_{max} = \frac{M_w}{m \cdot a_{max} \cdot \alpha} \leq Q_{bh}, \quad (7.25)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт стику, значення якого залежить від кількості болтів у стику по вертикалі в одному ряду.

Крім згинального моменту в місці стику балки може діяти перерізувальна сила  $Q$ , яка рівномірно розподіляється між усіма болтами, розташованими на половині накладки:

$$V = \frac{Q}{n}, \quad (7.26)$$

де  $n$  – кількість болтів на половині накладки.

При одночасній дії  $M$  і  $Q$  рівнодійна зусиль  $S$ , що припадає на крайній болт, не повинна перевищувати несучої здатності болта:

$$S = \sqrt{N_{max}^2 + V^2} = \sqrt{\left( \frac{M_w}{m \cdot a_{max} \cdot \alpha} \right)^2 + \left( \frac{Q}{n} \right)^2} \leq Q_{bh}. \quad (7.27)$$

### *Контрольні запитання*

1. Умови забезпечення стійкості стиснутого поясу складеної балки?
2. При якій гнучкості стінки складених балок 1-го класу забезпечується місцева стійкість стінки?
3. Конструктивні міри забезпечення стійкості стінки?
4. Місце визначення зусиль у межах відсіку?
5. Що таке критичні нормальні і дотичні напруження?
6. На які зусилля виконують розрахунок поясних з'єднань?
7. Як розраховують опорну частину балки з торцевим опорним ребром?
8. Конструктивні особливості виконання і розрахунок монтажних зварних стиків складених балок?
9. Конструктивні особливості виконання і розрахунок монтажних стиків на високоміцних болтах?
10. Конструювання і розрахунок стиків прокатних балок?
11. Конструювання і розрахунок вузлів сполучення балок?

Широке розповсюдження балкових конструкцій привело до появи ряду конструктивних форм, які в окремих випадках більш ефективні і економічні, чим традиційні прокатні або складені балки. До таких конструктивних форм можна віднести балки змінного перерізу, з перфорованою стінкою, бісталеві балки, попередньо напружені балки, балки з гнучкою стінкою і балки з гофрованою стінкою.

### 8.1. Балки змінного перерізу

Переріз балки підбирають за найбільшим значенням згинального моменту, який для шарнірно опертої балки знаходиться посередині довжини. На ділянках, де зусилля менші, міцність металу використовують частково, тобто можна зменшити переріз і тим самим зменшити витрати металу.

Зміна перерізу пов'язана з ускладненням виготовлення балки, тобто підвищує її вартість. Змінювати переріз доцільно у тому разі, коли економія від зниження витрат сталі перевищує витрати від зростання трудомісткості її виготовлення. Тому змінювати переріз доцільно в балках значних прольотів – 12 м і більше.

Змінити переріз балки можна, зменшивши її висоту або переріз поясів (рис. 8.1). Найчастіше змінюють переріз за рахунок площі поясів шляхом зменшення їхньої ширини, що є найбільш технологічним і простим рішенням, або зменшенням товщини полиці, що вимагає механічної обробки з'єднаних елементів поблизу стику для плавного їх сполучення.

Зміна перерізу виконується, як правило, один раз. Таким засобом можна досягти 10...12% економії сталі. Повторна зміна дає додаткову економію сталі близько 5%, що не окупає затрат праці при виготовленні балки.

Найкраще змінювати переріз на відстані близько 1/6 прольоту від опори. Призначивши відстань від опори до місця зміни перерізу  $x$  і визначивши в цьому перерізі момент  $M_1$  і перерізувальну силу  $Q_1$ , обчислюють необхідний момент опору зміненого перерізу:

$$W_1 = \frac{M_1}{R_{wy} \cdot \gamma_c}, \quad (8.1)$$

де  $R_{wy}$  – розрахунковий опір зварного стикового шва при розтягу, який знаходиться в місці зміни перерізу поясів.

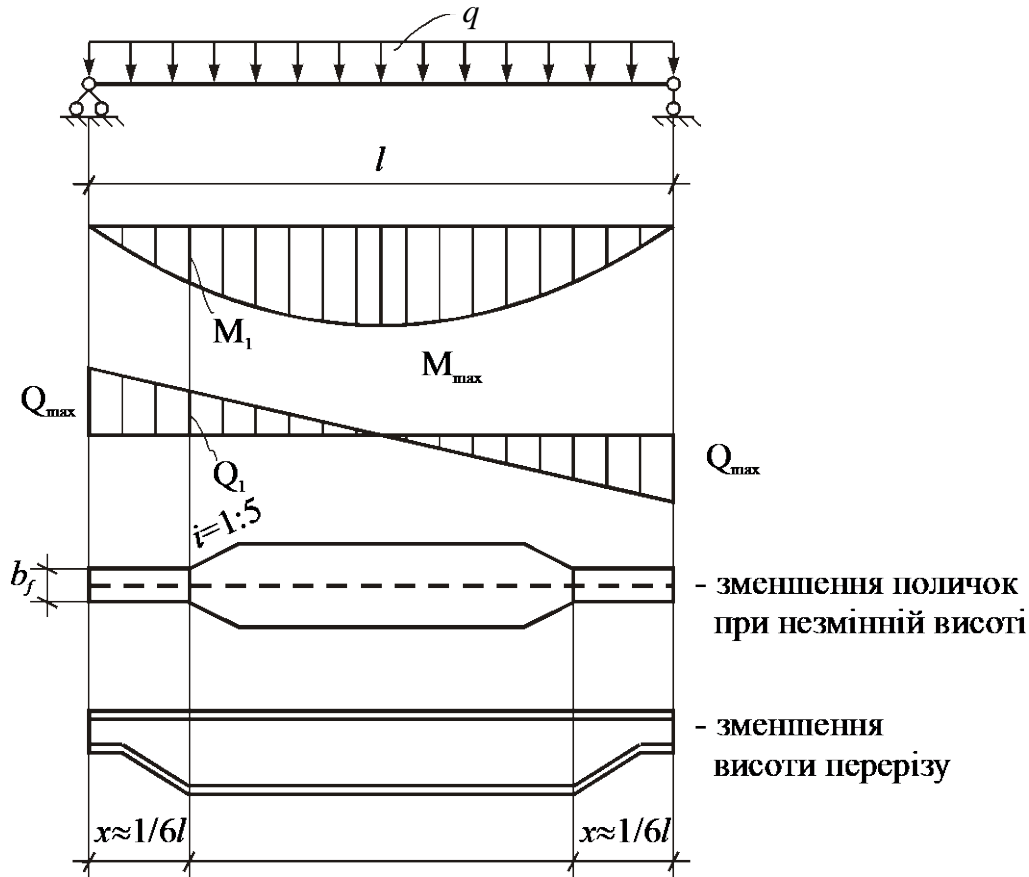


Рис. 8.1. Зміна ширини поясів та висоти балки

Необхідну площу зміненого перерізу пояса  $A_{fl}$  визначають за аналогією з (6.18). Нова ширина пояса  $b_{fl} \geq A_{fl}/t_f$  повинна задовольняти таким конструктивним вимогам:  $b_{fl} > h/10$ ;  $b_{fl} \geq 0.5 \cdot b_f$ ;  $b_{fl} \geq 180 \text{ мм}$ .

В перерізі, де змінюється ширина пояса, в стінці балки необхідно перевірити зведені напруження для волокна, розташованого в рівні з'єднання пояса зі стінкою (рис. 8.2):

$$\frac{0.87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1, \quad (8.2)$$

де  $\sigma_{loc}$  – нормальні місцеві напруження у місцях прикладання зосередженого навантаження, наприклад балок настилу, до пояса (в разі відсутності укріплення стінки балки поперечними ребрами жорсткості).

Значення місцевого напруження  $\sigma_{loc}$  знаходять за формулою:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}, \quad (8.3)$$

де  $F$  – зосереджене навантаження;  $l_{ef}$  – умовна довжина площадки, через

яку передається зосереджене навантаження (рис. 8.3).

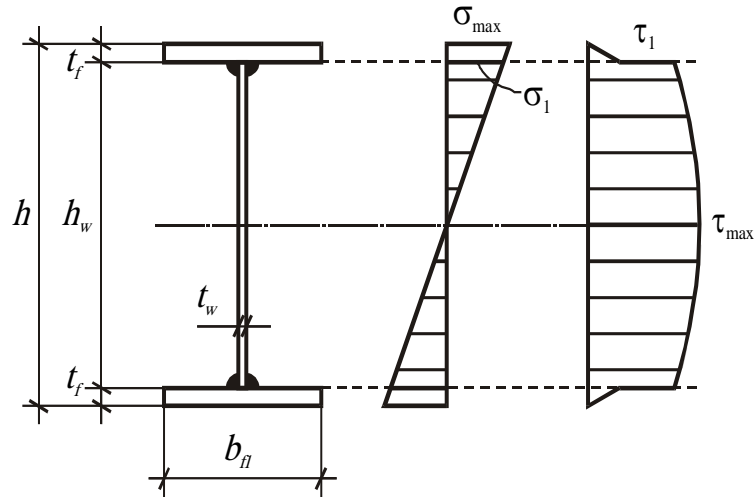


Рис. 8.2. Нормальні і дотичні напруження в перерізі балки

У разі передачі зосередженого навантаження на стінку балки у вузлах поперехового сполучення балок (рис. 5.12, а; 5.13) умовна довжина площадки знаходиться за формулою:

$$l_{ef} = b + 2 \cdot h, \quad (8.4)$$

де  $h$  – розмір, що дорівнює сумі товщини верхнього пояса балки і катета поясного шва – якщо нижче розташована балка є зварною, або сумі товщини верхнього пояса балки і радіуса сполучення стінки з полками балки – якщо нижче розташована балка є прокатною.

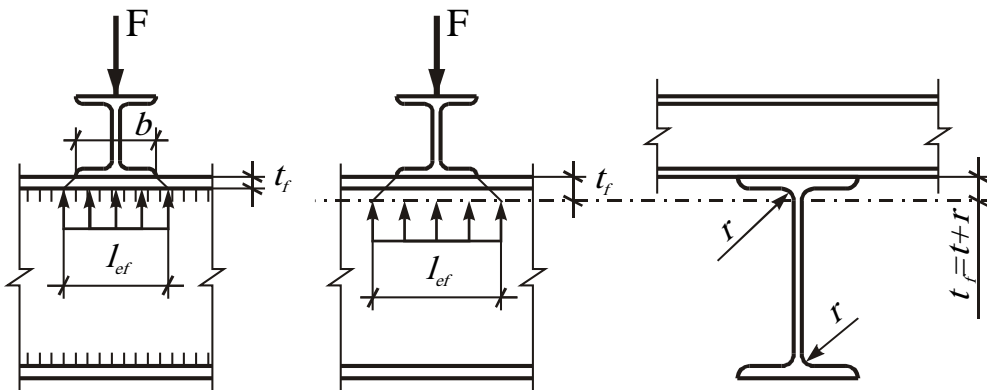


Рис. 8.3. Схема передачі зосередженого навантаження на стінку балки

У разі підкріплення стінки балки в місцях дії зосередженого навантаження поперечними ребрами жорсткості (рис. 5.10, 8.4) вплив локальних напружень не враховують.

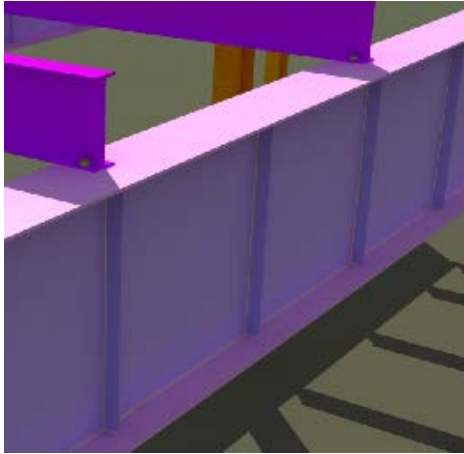


Рис. 8.4. Підкріплення стінки головної балки поперечними ребрами жорсткості в місцях обпирання балок настилу

## 8.2. Бісталеві балки

Бісталевими зводяться балки, які виготовлені з двох різних за міцністю сталей (рис. 5.9). Сталь підвищеної міцності використовується тільки в найбільш напружених ділянках поясів, а для стінки та малонапружених ділянок поясів, де нормальні напруження нижчі, – сталь звичайної міцності.

Робота такої балки відрізняється від роботи звичайних балок тим, що коли в розрахунковому перерізі бісталевої балки напруження у крайніх волокнах поясів досягають границі текучості, то в зоні стінки, що прилягає до пояса, напруження текучості вже пронизують стінку на певну глибину. Розрахунок таких балок має враховувати різні механічні характеристики сталі поясів та стінки і обмежувати розвиток пластичних деформацій.

Розрахунок на міцність бісталевих розрізних балок необхідно виконувати як для балок 2-го класу за формулами:

- при згині в площині найбільшої жорсткості ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_x}{c_{xr} \cdot \beta_r \cdot W_{xn} \cdot R_{yw} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.5)$$

- при згині у двох головних площинах

$$\frac{M_x}{c_{xr} \cdot \beta_r \cdot W_{xn} \cdot R_{yw} \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{c_{yr} \cdot W_{yn} \cdot R_{yf} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.6)$$

де:

$$c_{xr} = \frac{\alpha_f \cdot r + 0.25 - 0.0833/r^2}{\alpha_f + 0.167}; \quad (8.7)$$

$$\alpha_f = A_f / A_w;$$

$r = R_{yf} / R_{yw}$  – співвідношення розрахункових опорів сталі полиці та стінки;

$\beta$  – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює:

- при  $\tau_y \leq 0.5 \cdot R_s$   $\beta_r = 1.0$ ;
- при  $0.5 \cdot R_s < \tau_y < 0.9 \cdot R_s$ :

$$\beta_r = 1 - \frac{0.2}{\alpha_f \cdot r + 0.25} \cdot \left( \frac{\tau_y}{R_{sw}} \right)^4; \quad (8.9)$$

$c_{yr}$  – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює 1.15 – для двотаврового перерізу і 1.05/ $r$  – для коробчастого перерізу;

$M_x, M_y$  – абсолютні значення згинальних моментів у розрахунковому перерізі.

При визначенні прогину бісталевих балок момент інерції поперечного перерізу бруто балки необхідно множити на коефіцієнт 0.95.

### 8.3. Балки з перфорованою стінкою

Такі балки утворюються розрізуванням стінки вихідного прокатного двотавра по зигзагоподібній лінії з подальшим розсуненням і зварюванням обох половин встик по виступам стінки (рис. 8.5).

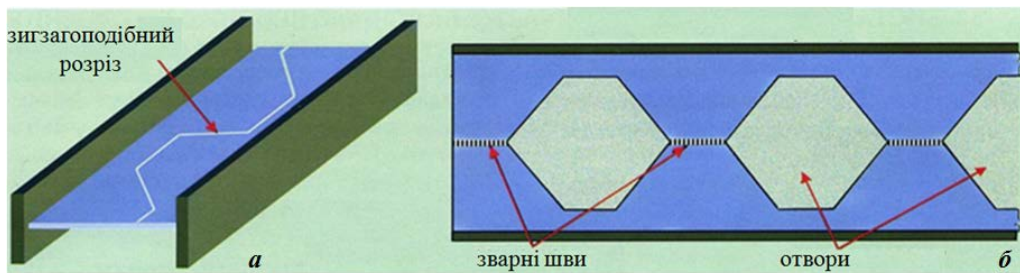


Рис. 8.5. Утворення двотавра з перфорованою стінкою:  
 $a$  – вихідний прокатний двотавр;  $b$  – наскрізний двотавр

Висота балки, і відповідно, момент інерції перерізу при цьому зростають та істотно збільшують її несучу здатність (в 1.3...1.5 рази) порівняно з вихідним двотавром при збереженні тієї ж площі перерізу.

Компоновка наскрізних двотаврів має свої особливості. В цілях повного використання вихідного двотавра при його розрізі бажано дотримувати наступні залежності (рис. 8.6,  $a$ ):  $h_1 = (0.6...0.75) \cdot h$ ;  $a \geq 90$  мм;  $k \geq 250$  мм;  $\alpha = (40...70)^\circ$ .

В разі дії на балку зосередженого навантаження необхідно, щоб положення суцільних ділянок стінки перфорованого двотавра збігалось з положенням цього навантаження. Для однопролітних балок доцільніше



застосовувати наскрізні двотаври з двох марок сталей: верхню частину із звичайної маловуглецевої сталі, з двотавра з більш товстою стінкою, а нижню частину – з сталі високої міцності, з двотавра з тоншою стінкою.

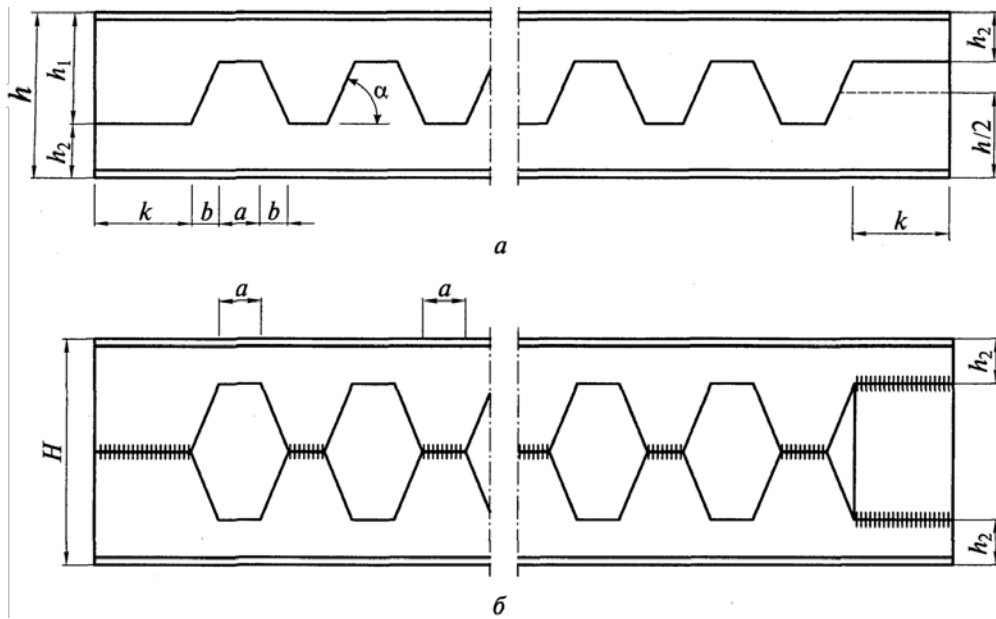


Рис. 8.6. Балка з перфорованою стінкою:

*a* – розріз вихідного двотавра; *б* – зварювання двотавра з отворами в стінці

Дійсна робота перфорованого двотавра на поперечний згин досить складна, оскільки система багаторазово статично невизначна, а жорсткість елементів по довжині змінна. Розрахунок виконується за наближеною теорією, згідно з якою нормальні напруження в місцях розташування отворів є наслідком сумісної дії згинального моменту  $M$  і поперечної сили  $Q$  (рис. 8.7).

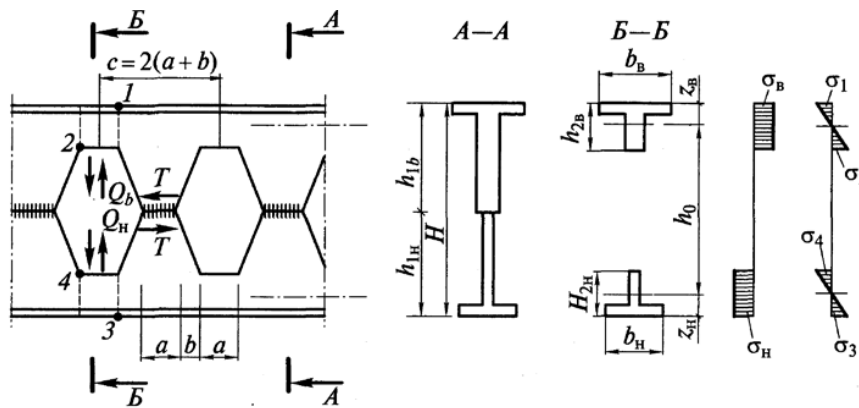


Рис. 8.7. Складові напруження в розрахункових точках перфорованого двотавра

Додаткові нормальні напруження від поперечної сили визначають як у безрозкісних фермах. При цьому приймають, що поперечна сила розподіляється між верхнім і нижнім таврами пропорційно до згинальної жорсткості.

Нормальні напруження необхідно перевіряти в найбільш напружених точках на ділянках розташування отворів. При цьому в кутових точках отворів 2 і 4 унаслідок концентрації напружень міцність перевіряється за тимчасовим опором  $R_{II}$ .

#### 8.4. Балки з гнучкою стінкою

Відомо, якщо в балці двотаврового перерізу, що працює на згин, зменшувати товщину стінки (збільшувати її гнучкість), то частина моменту, яка сприймається поясами, збільшується і сумарна площа перерізу поясів і стінки, знайдена з умови міцності, зменшується. Перешкодою значному збільшенню гнучкості стінки служить втрата місцевої стійкості стінкою і небажання ускладнювати конструкцію балки влаштуванням поздовжніх ребер жорсткості. Проте спостереження за роботою тонкої стінки в балці, що має вертикальні ребра жорсткості, показують, що стінка, втративши стійкість, утворює складки між ребрами, направлені уздовж головних напружень розтягу (закритична робота стінки), і балка продовжує нести діюче на неї навантаження. Балка при цьому як би перетворюється на розкісну ферму, в якій роль розтягнутих розкосів виконують розтягнуті ділянки стінки, а роль стиснутих стійок – ребра жорсткості (рис. 7.1, 8.6).

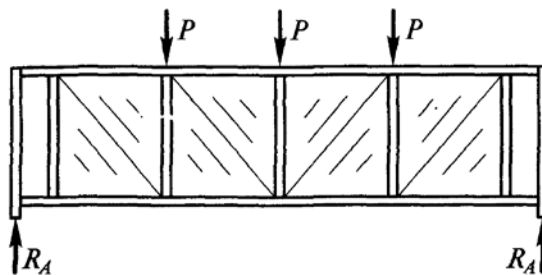


Рис. 8.6. Балка з гнучкою стінкою

Балки, в яких використовується закритична стадія роботи стінки, звуться балками з гнучкою стінкою. Такі балки проектують розрізними і тільки при дії статичного навантаження.

Робота і розрахунок таких балок істотно відрізняється від традиційних балок із стійкою стінкою. У тонкостінних балках ребра жорсткості рекомендується ставити на відстанях  $(1...1.5) \cdot h$  і кожен відсік перевіряти

на дію  $M$  і  $Q$ . При дії на відсік зсуву і згину зовнішній згинний момент, який викликає поздовжні сили в поясах, сприймається поясами і працюючою спільно з ними припоясною частиною стінки. Поперечна сила сприймається, як і при чистому зсуві, стінкою і поясами, викликаючи в стінці розтяг, а в поясах місцевий згин. Тому перевірка несучої здатності поясу ведеться як при позацентровому стиску, а стінки – за зведеними напруженнями від дії розтягу, стиску і дотичних напружень

В балках з гнучкою стінкою зварні з'єднання, в тому числі ті, що прикріплюють проміжні і опорні ребра, виконують двобічними кутовими швами.

### 8.5. Балки з гофрованою стінкою

Своєрідним різновидом тонкостінних балок є балки з гофрованою стінкою. При виготовленні таких балок стінка товщиною 2...8 мм для підвищення її місцевої стійкості гофрується на спеціальному стані. Гофри можуть бути трикутними, хвилястими, трапецеїдальними. До гофрованої стінки спеціальним автоматом приварюються пояси (рис. 5.6, б; 8.7). Перевагами таких балок є їх тонка стінка, відсутність поперечних ребер жорсткості і вигідніша робота поясів в порівнянні з балками з плоскою гнучкою стінкою.

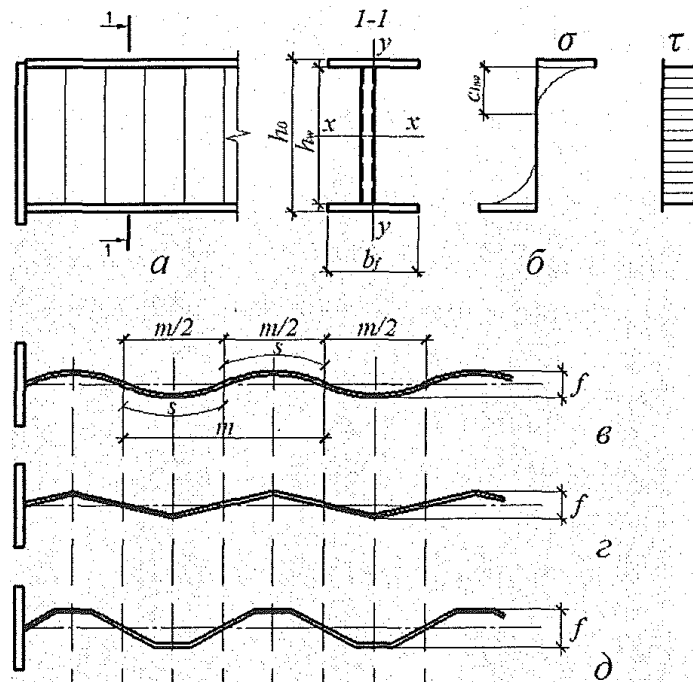


Рис. 8.7. Балка з гофрованою стінкою:

$a$  – загальний вигляд;  $b$  – розподіл нормальних і дотичних напружень;  
 $v, z, d$  – хвилясті (синусоїдальні), трикутні, трапецеїдні гофри

Завдяки високій тонкостінності і роботі стінки без втрати стійкості такі балки економічні за витратами сталі. Прольоти балок можуть досягати 30...40 м (рис. 8.8).



Рис. 8.8. Каркас будівлі із двотаврів з синусоїдальними гофрованими стінками

Також несуча здатність такої балки вища і за рахунок більш сприятливої роботи поясів, які не зазнають місцевого згину в площині балки.

Виробництво гофробалок повністю автоматизоване. Як правило, це лінія з двома роботами, які автоматично сканують і приварюють гофровану стінку із швидкістю приблизно 1 м/хвилину. При цьому розкрій сталевих листів відбувається прямо на лінії за безвідходною технологією.

### **8.6. Попередньо напружені балки**

Попереднє напруження – один з прийомів збільшення ефективності використання матеріалу конструкції. З його допомогою вдається зменшити витрату металу на балку на 10...20 %, а вартість конструкції на 5...12 %, знизити будівельну висоту балки. Ефективність попереднього напруження пояснюється тим, що в конструкції під час її зведення створюється попередні напруження, зворотні по знаку напруженням від навантаження. Під час роботи конструкції ці попередні напруження використовуються в пе-

ршу чергу, і лише після їх вичерпання матеріал починає сприймати основні напруження аж до значень розрахункового опору.

Існує декілька прийомів створення попереднього напруження в балках, і кожен з них впливає на конструктивну форму балки.

Попереднє напруження можна створити згином окремих елементів в межах їх пружної роботи в напрямку, протилежному до їх прогину під навантаженням, з подальшим з'єднанням зігнутих елементів між собою поздовжніми швами (рис. 8.9). Після звільнення конструкції від примусового згину в ній залишаються попередні напруження, зворотні по знаку напруженням від навантаження.

Найчастіше попереднє напруження здійснюється затяжкою, що розміщується поблизу розтягнутого поясу балки. Значне сумарне зусилля розтягу в затяжці від її попереднього натягнення і від дії зовнішнього навантаження роблять раціональним виготовлення її з високоміцних матеріалів – сталевих канатів, пучків дроту і тому подібне. Приклад конструктивного вирішення попереднього напруження однопролітної балки високоміцною затяжкою показаний на рис. 8.10. У цих балках приймають несиметричний переріз із зменшеним нижнім поясом, оскільки напружуюча затяжка частково замінює його роботу. Сам нижній пояс виготовляють з листа або профільного металу – труб, кутиків, швелерів, що покращує його роботу на стиск під час попереднього напруження.

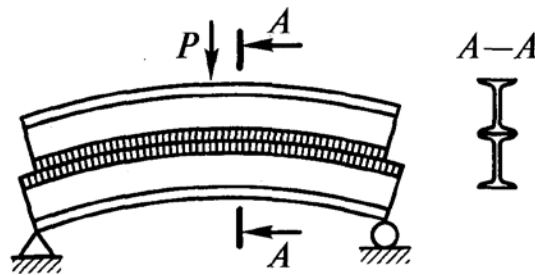


Рис. 8.9. Попереднє напруження згином елементів з їх подальшим зварюванням в зігнутому стані

Затяжки мають анкерні кріплення на кінцях (деталь 1, рис. 8.10) у вигляді колодки з пробкою, стаканів, що заливаються легкоплавким сплавом, або стаканів з клинами. Затяжки розміщують поблизу нижнього поясу, пропускаючи через направляючі пристрої (деталь 2, рис. 8.10), приварені до поясу балки на відстані 1...2 м один від одного. У місці анкерного кріплення затяжки на балку передаються великі зосереджені сили, що викликають значні місцеві напруження в стінці і поясі балки. Це місце підсилюють постановкою додаткових ребер жорсткості і спеціальних упорних пластин, що укріплюють стінку балки.

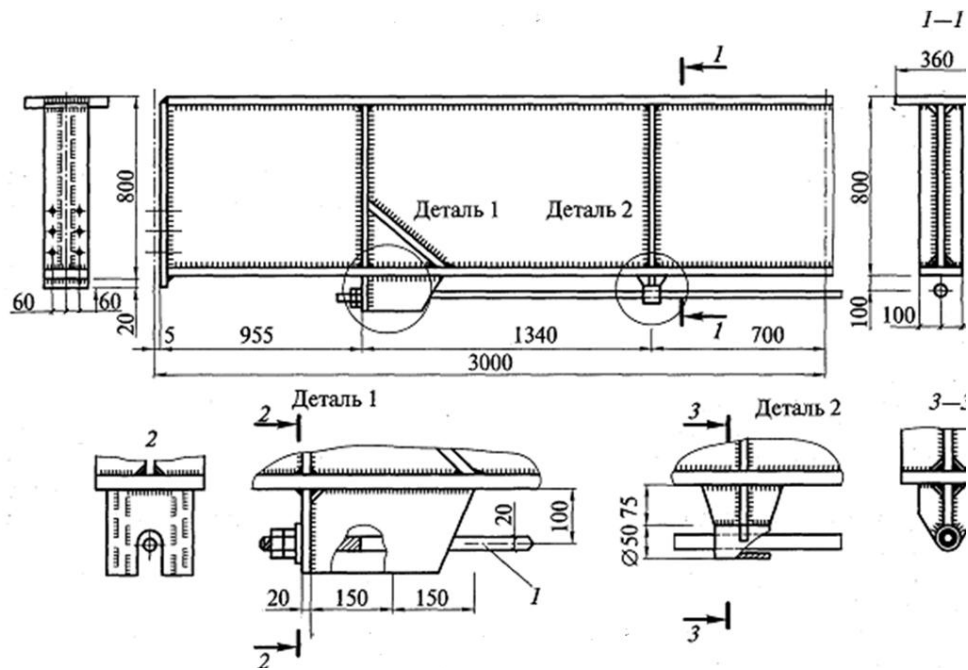


Рис. 8.10. Приклад балки, напруженої високоміцною затяжкою  
*I* – затяжка

Розрахунок балки в найбільш напруженому перерізі, зазвичай в середині прольоту, ведуть в два етапи: перевіряють міцність і стійкість балки під час її попереднього напруження і виконують остаточний розрахунок напруженої балки під навантаженням.

### *Контрольні запитання*

1. Конструктивні особливості утворення двотаврів з перфорованою стінкою?
2. Особливості роботи і розрахунок бісталевих балок?
3. Особливості роботи і конструювання балок з гнучкою стінкою?
4. Особливості роботи і конструювання балок з гофрованою стінкою?
5. Суть попереднього напруження балок?
6. Засоби створення попереднього напруження в балках?
7. Особливості розрахунку попередньо-напружених балок?

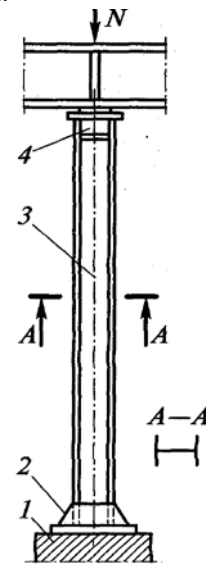
### 9.1. Центральньо-стиснуті колони. Загальна характеристика конструкцій колон

Колони – це вертикальні елементи, які підтримують розташовані вище конструкції і передають навантаження від них на фундаменти. Конструкції колон дуже різноманітні, але при цьому вони мають загальні ознаки – усі вони працюють на стиск або стиск із згином, а їхня довжина в 10...20 разів і більш перевищує розміри поперечних перерізів.

В колонах можна виділити наступні основні частини, які різняться за конструктивним рішенням та функціональним призначенням: стержень, оголовок, база (рис. 9.1). Оголовок служить для обпирання і кріплення вище розташованих конструкцій. База виконує дві функції – розподіляє зусилля, які передаються колоною на фундамент, знижуючи напруження до розрахункового опору фундаменту, і забезпечує прикріплення до нього колони за допомогою анкерних болтів. Стержень – основний конструктивний елемент, який передає зусилля від оголовка до бази.



а



б

Рис. 9.1. Центральньо-стиснута колона:  
 а – обпирання балок на колони зверху; б – колона  
 1 – фундамент; 2 – база; 3 – стержень; 4 – оголовок

Центральньо-стиснуті колони призначені для підтримання елементів робочих площадок, перекриттів, трубопроводів, естакад тощо. Наванта-



женням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них опираються. Далі ці зусилля передаються на фундаменти.

Для забезпечення центрального стиску в колоні конструктивне рішення оголовка повинне забезпечити передачу навантаження або по центру ваги перерізу стержня, або симетрично відносно нього.

За статичною схемою і характером навантаження колони можуть бути одноярусними та багатоярусними.

Стержні колон, в яких діють великі зусилля, виконують з одиночних широкополочних двотаврів або складають їх з декількох прокатних профілів (рис. 9.2). Складені стержні за типом перерізу підрозділяються на суцільні (рис. 9.2, *a*) та наскрізні.

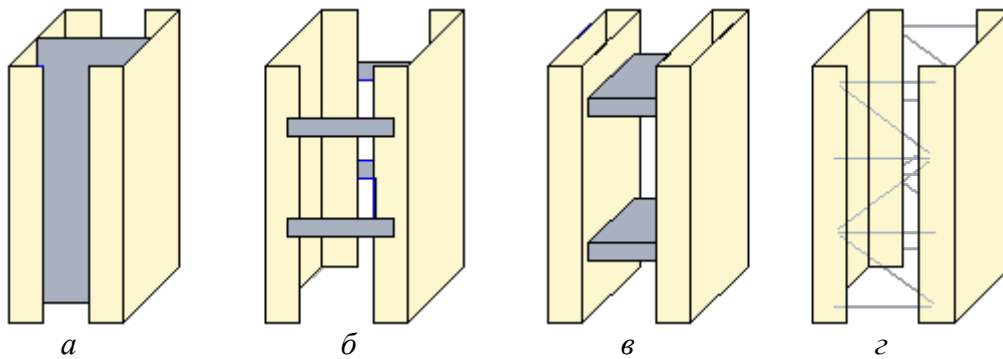


Рис. 9.2. Технічні рішення складених стержнів:

*a* – суцільний стержень; *б...г* – наскрізні стержні; *б* – на планках; *в* – на жорстких вставках; *г* – з решіткою

Наскрізні у свою чергу поділяють на стержні з безрозкісною решіткою (*б*, *в*), решітчасті (*г*) і перфоровані. Гілки (поєса) безрозкісних стержнів поєднують планками з листової сталі (*б*), жорсткими вставками (*в*) або перфорованими листами.

Наскрізні колони за матеріаломісткістю ефективніші за суцільні, в них можна забезпечити принцип рівності стержня, але вони більш трудомісткі. Ефективність їх використання настає при великих довжинах і невеликих навантаженнях.

## 9.2. Суцільні колони

Колони, стержень яких утворений з одного або кількох прокатних профілів або листів, з'єднаних за допомогою зварювання або болтами, називають суцільними. Головні осі перерізу звуться матеріальними і вони обов'язково перетинають складові перерізу.

Типи перерізів суцільних колон підрозділяють на дві групи – відкриті та замкнені (рис. 9.3). Найчастіше колона з відкритим перерізом

проектується у вигляді широкополичного або зварного двотавра, що пояснюється високою технологічністю виготовлення таких колон і простотою утворення вузлів примикання конструкцій, що опираються на колону. При великих навантаженнях для збільшення площі перерізу і забезпечення місцевої стійкості елементів використовують складені перерізи.

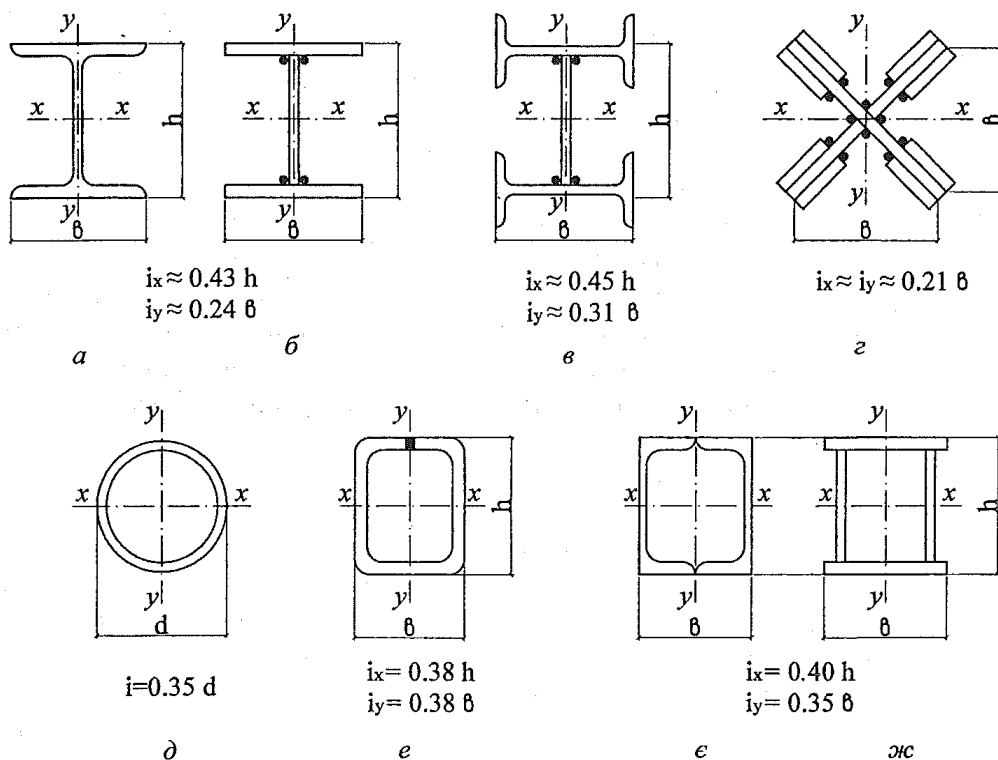


Рис. 9.3. Типи перерізів суцільних колон з приблизними радіусами інерції:  
*a, б, в, г* – відкриті; *д, е, є, ж* – замкнені

Стержні замкненого перерізу виявляються економнішими за витратами сталі порівняно з відкритими у зв'язку з більш раціональним розташуванням матеріалу відносно центра ваги, але з дещо ускладненими вузлами опирання примикаючих до таких колон конструкцій. Додаткових витрат потребує необхідність герметизації внутрішніх порожнин колон для захисту від корозії.

Розрахунок стержня центрально-стиснутої колони на дію центрально прикладеного розрахункового зусилля (перевірку загальної стійкості) виконують за методикою, викладеною в розділі 3.1.

Щоб колона була рівностійкою, гнучкості її відносно осей  $x$  і  $y$  мають бути рівні:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}. \quad (9.1)$$

Двотаврові перерізи при однакових розрахункових довжинах ( $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ ) щоб відповідати вимогам рівності стійкості, повинні мати такі співвідношення розмірів:

$$i_x = i_y, \quad 0.43h = 0.24b, \quad b \approx 2h. \quad (9.2)$$

Але такі перерізи дуже невдалі з погляду конструктивних рішень.

Прокатний двотавр балкового типу при рівних розрахункових довжинах внаслідок незначної ширини його полиць не відповідає вимозі рівності стійкості і тому застосовується рідко. В прокатного широкополичного двотавра колонного типу  $b = h$ , що не задовольняє умові рівності стійкості, але все таки дає переріз сповна придатний для колон.

Досить часто використовують зварні колони, з перерізом із складеного двотавра (рис. 9.3, б). Вони досить економічні за витратою сталі, оскільки мають розвинуті перерізи. Автоматична зварка забезпечує індустріальний спосіб виготовлення таких колон.

### 9.3. Підбір складеного перерізу суцільної колони

Визначивши тип перерізу колони (наприклад зварний двотавр, в якого  $b = h$ , хоч і нерівностійкій, проте досить економічний) обчислюють необхідну площу перерізу за формулою:

$$A_{необх.} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (9.3)$$

Для попереднього знаходження коефіцієнта стійкості  $\varphi$  визначають розрахункові довжини колони  $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x$  і  $l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y$  (де  $l_x, l_y$  – геометрична довжина колони або її ділянок між точками закріплення;  $\mu_x, \mu_y$  – коефіцієнти розрахункової довжини, які визначаються характером закріплення колони у фундаменті відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ; для центрально-стиснутих колон найчастіше використовується шарнірне опирання обох кінців) і задаються гнучкістю  $\lambda$ . Досвід проектування свідчить, що у першому наближенні для суцільних колон довжиною 5...6 м доцільно приймати  $\lambda = 100...70$  при розрахунковому навантаженні  $N = 1500...2500 \text{ кН}$ , або  $\lambda = 70...50$  при  $N = 2500...4000 \text{ кН}$ . Остаточні попередні значення коефіцієнта  $\varphi$  знаходять по формулі (3.10) або у відповідній таблиці норм проектування [3] в залежності від умовної гнучкості  $\bar{\lambda}$  і типу кривої стійкості (табл. 3.1). При значеннях  $\bar{\lambda} < 0.4$  для усіх типів кривої стійкості допускається приймати  $\varphi = 1$ .

За прийнятою гнучкістю знаходять необхідні радіуси інерції перерізу  $i_{x,необх.} = l_{ef,x} / \lambda$  та  $i_{y,необх.} = l_{ef,y} / \lambda$ . Далі визначають габаритні розміри перерізу використовуючи формули для знаходження радіусів інерції (рис. 9.3):  $b = i_{y,необх.} / 0.24$ ,  $h = i_{x,необх.} / 0.43$ . Якщо проектується переріз, в якому  $b = h$ , то при  $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ , досить визначити ширину полиці  $b_f$ .

Встановивши генеральні розміри перерізу ( $b_f, h_w$ ), підбирають товщину полиць і стінки якомога меншими виходячи з необхідної площі колони і умов місцевої стійкості відповідно діючих норм [3].

Можлива товщина стінки визначається:

$$\begin{aligned} \text{якщо } \bar{\lambda} \leq 2, \text{ то } t_w &= \frac{h_{ef} \cdot \sqrt{R_y / E}}{1.30 + 0.15 \cdot \bar{\lambda}^2} \\ \text{якщо } \bar{\lambda} > 2, \text{ то } t_w &= \frac{h_{ef} \cdot \sqrt{R_y / E}}{1.20 + 0.35 \cdot \bar{\lambda}}, \\ \text{але не менш як } t_w &= \frac{h_{ef} \cdot \sqrt{R_y / E}}{2.5}. \end{aligned} \quad (9.4)$$

Потім обчислюють необхідну площу полиці двотавра  $A_f = 0.5 \cdot (A_{необх.} - t_w \cdot h_w)$  та її мінімальну товщину

$$t_f = \sqrt{\frac{A_f \cdot \sqrt{R_y / E}}{(0.36 + 0.10 \cdot \bar{\lambda})}}. \quad (9.5)$$

Отримані розміри стінки і пояса коригують відповідно сортаменту листової сталі, після чого виконують перевірку перерізу по формулі:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (9.6)$$

При цьому коефіцієнт стійкості  $\varphi$  приймають по дійсній найбільшій гнучкості, для обчислення якої знаходять фактичний момент інерції і радіус інерції прийнятого перерізу колони:  $i_x = \sqrt{I_x / A}$  і  $i_y = \sqrt{I_y / A}$ .

Гнучкість центрально-стиснутих колон відносно кожної з головних осей перерізу не повинна перевищувати граничного значення  $\lambda_u$ , встановленого нормами проектування [3]:

$$\lambda_{x(y)} = \frac{l_{ef,x(y)}}{i_{x(y)}} \leq \lambda_u. \quad (9.7)$$

Гранична гнучкість становить:

$$\text{для основних колон} \quad \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha \quad (9.8)$$

$$\text{для допоміжних колон} \quad \lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha, \quad (9.9)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, який приймається не меншим як 0.5, характеризує ступінь використання несучої здатності елемента:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \geq 0.5. \quad (9.10)$$

Методика підбору перерізу центрально-стиснутих стержнів має певний недолік, тому що результат залежить від значення попередньо заданої гнучкості і для отримання ефективного перерізу інколи доводиться робити декілька коригувань.

Зварні кутові шви, які з'єднують полиці зі стінкою в одне ціле, приймаються непереривними з мінімальними катетами  $k_f$  в залежності від марки сталі і товщини зварюваних елементів [3].

Стінку центрально-стиснутої колони суцільного перерізу при значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w \geq 2.3$ , слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості з кроком від  $2.5 \cdot h_{ef}$  до  $3.0 \cdot h_{ef}$  і на кожному відправному елементі повинно бути не менше як два ребра жорсткості. Розміри ребер визначаються як і для ребер жорсткості балок.

При не забезпечені місцевої стійкості стінки можливе використання поздовжнього двостороннього ребра, що слід враховувати при визначенні геометричних характеристик перерізу. Поздовжнє ребро поділяє стінку на дві пластини.

#### 9.4. Наскрізнi колони

Стержень наскрізної центрально-стиснутої колони найчастіше складається з двох окремих гілок (швелерів або двотаврів), з'єднаних між собою решіткою (рис. 9.4). Головна центральна вісь перерізу, яка не перетинає тіло гілок, називається вільною, а та, що перетинає – матеріальною, як у суцільній колоні.

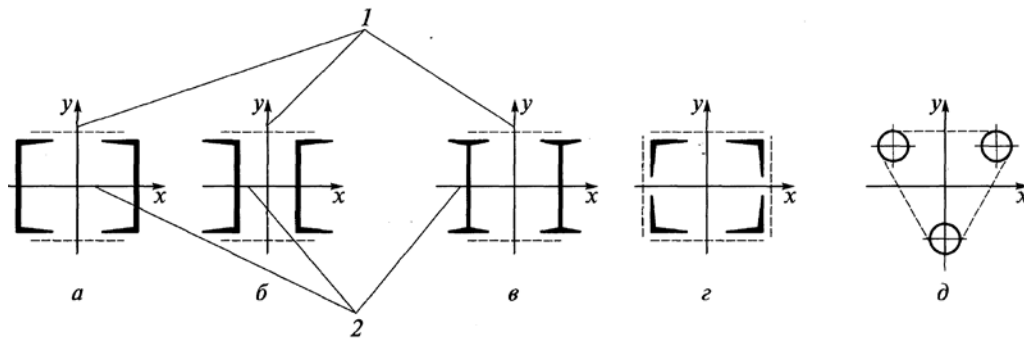


Рис. 9.4. Типи перерізів наскрізних колон:  
*a, б* – з швелерів; *в* – з двотаврів; *г* – з кутиків; *д* – з труб  
*1* – вільна вісь; *2* – матеріальна вісь

Відстань між гілками встановлюється з умови рівності жорсткості стержня. Також, з метою захисту наскрізних колон від корозії необхідно забезпечити вільний зазор між гілками 100...150 мм для можливості наносити захисне покриття на внутрішні поверхні.

Решітка забезпечує сумісну роботу гілок стержня колони і суттєво впливає на стійкість колони в цілому та її гілок. Найчастіше використовується безрозкісна решітка з планок, а також розкісна решітка або розкісна з додатковими стояками (рис. 9.5).

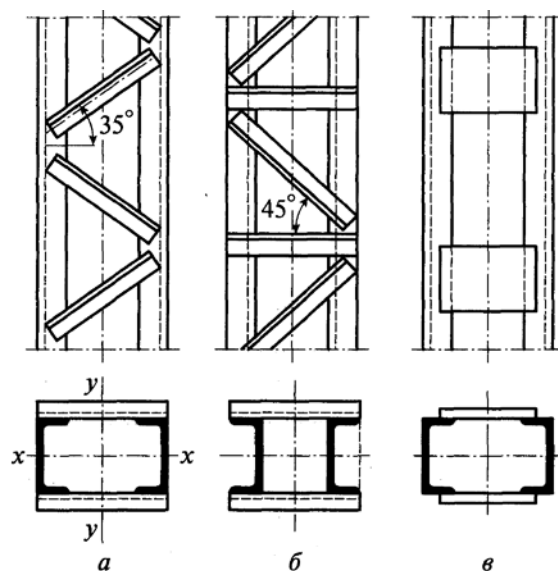


Рис. 9.5. Типи решіток наскрізних колон:  
*a* – розкісна; *б* – розкісна з додатковими стояками;  
*в* – безрозкісна, з планками

Розкісні решітки більш жорсткі, чим безрозкісні, тому що утворюють в площині грані колони ферму, всі елементи якої працюють на осьові зусилля; але вони більш трудомісткі у виготовленні.

Планки створюють в площині грані колони безрозкісну систему з жорсткими вузлами і елементами, що працюють на згин, унаслідок чого безрозкісна решітка виявляється менш жорсткою. Якщо відстань між гілками значна (0.8...1 м і більше), то елементи безрозкісної решітки виходять важкими; в цьому випадку слід віддавати перевагу розкісним решіткам. Безрозкісна решітка має привабливий зовнішній вигляд і є більш простою.

Щоб зберегти незмінність контуру поперечного перерізу наскрізної колони, гілки колон з'єднують поперечними діафрагмами, які встановлюють через 3...4 м по висоті колони, але не менш двох на відправну марку колони (рис. 9.6).

Стержень наскрізної колони розраховують на стійкість за формулою (3.9), а коефіцієнт  $\varphi$  при втраті стійкості відносно матеріальної осі визначають як у суцільній колоні. Відносно вільної осі гнучкість наскрізної колони залежить від типу решітки та її деформативності. Деформативність решіток приводить до збільшення гнучкості наскрізного стержня відносно вільної осі в порівнянні з суцільним.

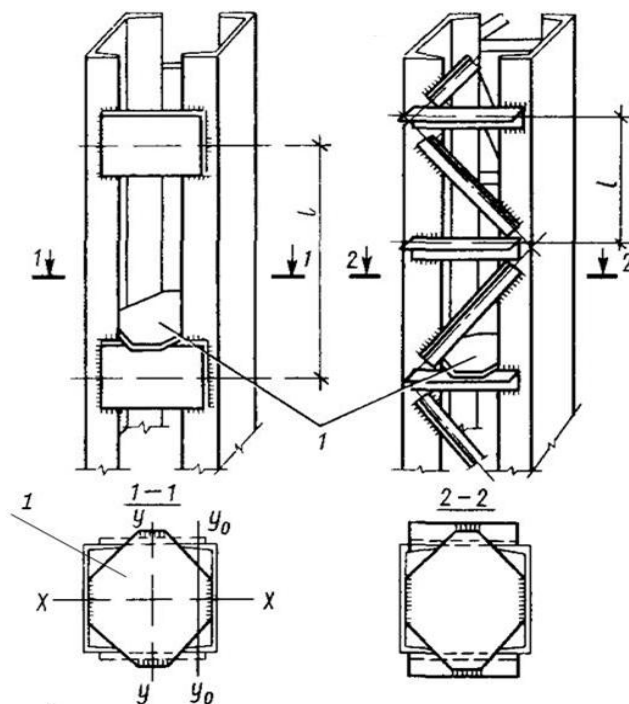


Рис. 9.6. Діафрагми (I) наскрізних колон

Гнучкість наскрізного стержня відносно вільної осі називається зведеною ( $\lambda_{ef}$ ), у загальному випадку її можна записати так:

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda, \quad (9.11)$$

де  $\lambda$  – гнучкість стержня колони відносно вільної осі, що обчислюється як для суцільної колони (без урахування деформативності решітки);  $\mu$  – коефіцієнт зведення довжини складеного стержня, який залежить від типу решітки та її параметрів. При розрахунку наскрізної колони на стійкість відносно вільної осі коефіцієнт стійкості  $\varphi$  необхідно визначати залежно від зведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$ .

Коефіцієнт зведення довжини  $\mu$  обчислюють, визначаючи критичну силу  $N_{cr}$  втрати стійкості складеним стержнем, і він дорівнює:

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{ef}^2}}. \quad (9.12)$$

Його значення залежить від кута зсуву  $\gamma_1$ , отже типу решітки.

Решітки наскрізних колон працюють на поперечну силу, яка виникає від поздовжнього згину стержнів при втраті ними стійкості. Оскільки поперечна сила не обумовлена діючим навантаженням, вона є умовною ( $Q_{fic}$ ). В нормах проектування [3] значення поперечної сили враховує також наявність випадкових ексцентриситетів прикладання сили  $N$  та геометричного скривлення осі і обчислюється за формулою:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (9.13)$$

в якій коефіцієнт стійкості  $\varphi$  приймається за гнучкістю  $\lambda_{ef}$  відносно вільної осі, перпендикулярної до площин розташування решітки.

Умовну поперечну силу приймають постійною по всій довжині стержня і розподіляють порівну між решітками.

## 9.5. Розрахункові схеми стержнів наскрізних колон в залежності від типу з'єднань гілок колон

### *Колони на планках*

В наскрізних колонах з безрозкісною решіткою планки виконують з листів (рис. 9.7) або відрізків швелерів, всі планки мають однакові перерізи і розташовуються на рівних відстанях.

Колони з безрозкісною решіткою являють собою рамну систему з жорсткими вузлами сполучення планок з гілками, всі елементи якої при поздовжньому згині випинаються по  $S$ -подібних кривих (рис. 9.8), на яких посередині планок і між планками осі елементів мають перегин, де їхня кривина дорівнює нулю. В точках перегину діють максимальні перерізувальні сили.

Деформація колони залежить від відношення  $n$  лінійних жорсткостей гілок на ділянці між планками і самих планок:

$$n = \frac{I_{b1} \cdot b_0}{I_s \cdot l_b}, \quad (9.14)$$

де  $I_{b1}$  – момент інерції перерізу гілки відносно власної осі  $I-I$ ;  $I_s = (t_s \cdot d_s^3)/12$  – момент інерції перерізу однієї планки відносно власної осі  $x_1-x_1$ ;  $l_b$  – відстань між осями планок (рис. 9.7).



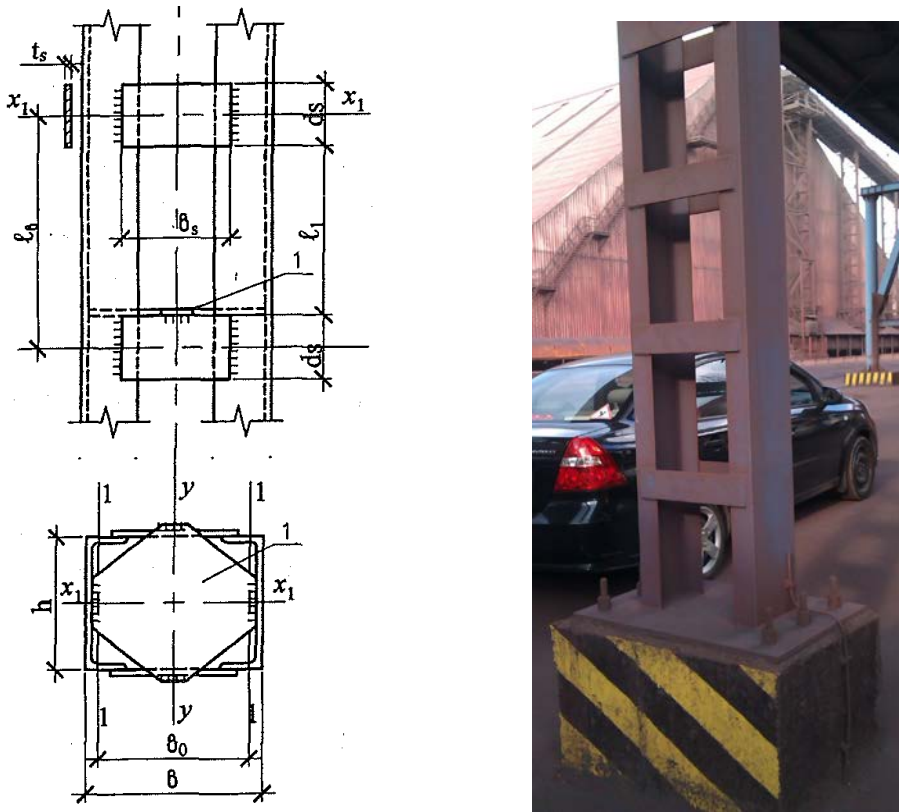


Рис. 9.7. Схема розміщення планок в наскрізній колоні

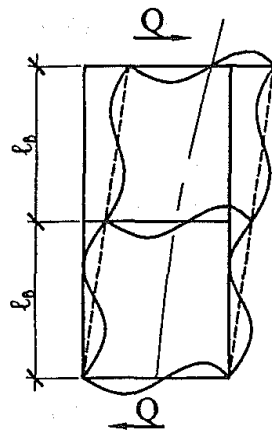


Рис. 9.8. Деформована схема колони з планками

Зведена гнучкість наскрізного стержня при поздовжньому згині визначається за формулою:

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82 \cdot (1+n) \cdot \lambda_{b1}^2}, \quad (9.15)$$

де  $\lambda_y$  – гнучкість стержня колони відносно осі  $y - y$ , що обчислюється як для суцільної колони;  $\lambda_{b1} = l_1 / i_1$  – гнучкість гілки колони відносно власної осі  $I - I$  на ділянці між планками ( $l_1$  – відстань між краями планок;  $i_1$  – радіус інерції гілки відносно власної осі  $I - I$ ).

Для забезпечення надійної роботи колон з безрозкісною решіткою відповідно до норм проектування [3] гнучкість окремих гілок  $\lambda_{b1}$  не повинна перевищувати 40.

Крім перевірки стійкості колони з планками в цілому необхідно також перевірити стійкість гілок на ділянці між планками.

При поздовжньому згині, як було викладено вище, планки і гілки випинаються за  $S$ -подібними кривими. Прикладемо в точках, де кривина дорівнює нулю, умовну поперечну силу  $Q_{fic}$ . У планках від неї виникають зусилля – згинальний момент  $M_1$  і перерізувальна сила  $F$ . Перерізувальна сила знаходиться з умови рівноваги вузла сполучення планки і гілки

$$F = \frac{Q_{fic} \cdot l_b}{2 \cdot b_0}, \text{ а згинальний момент відповідно } M_1 = F \cdot \frac{b_0}{2} = \frac{Q_{fic} \cdot l_b}{4}.$$

Розрахунок планок зводиться до розрахунку зварних кутових швів, які прикріплюють їх до гілок, при сумісній дії зусиль  $M_1$  і  $F$ . Ширину планок  $d_s$  призначають у межах  $(0.5 \dots 0.75) \cdot b$  (рис. 9.7), а довжину  $b_s$  знаходять з умови їх прикріплення – щоб планка находила на кожну гілку не менш як на  $5 \cdot t_s$ . Товщину планок  $t_s$  призначають конструктивно  $6 \dots 12$  мм у межах  $(1/10 \dots 1/15) \cdot b_s$  з тим, щоб виконувалася умова забезпечення їхньої місцевої стійкості  $b_s / t_s \leq 50$ .

### *Колони з розкісною решіткою*

Розкісні решітки (рис. 9.5, а, б) утворюють у площині грані колони ферму, всі елементи якої при поздовжньому згині працюють на осьові зусилля. Такі решітки є більш жорсткішими, ніж безрозкісні, де планки працюють на згин. Елементи розкісної решітки виконуються з рівнополичних кутиків і з допомогою зварювання прикріплюються до гілок колони.

Визначивши кут зсуву  $\gamma_1$  (рис. 9.9) та коефіцієнт зведення довжини  $\mu$  отримаємо вираз для визначення зведеної гнучкості в наскрізних стержнях з розкісною решіткою в двох площинах:

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (9.16)$$

де  $A$  – площа перерізу стержня колони;  $A_{d1}$  – площа перерізу розкосів, які розташовані в площинах перпендикулярно до осей  $I - I$ ;  $\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{b_0^2 \cdot l_b}$  – коефіцієнт, що залежить від геометрії решітки (рис. 9.9).

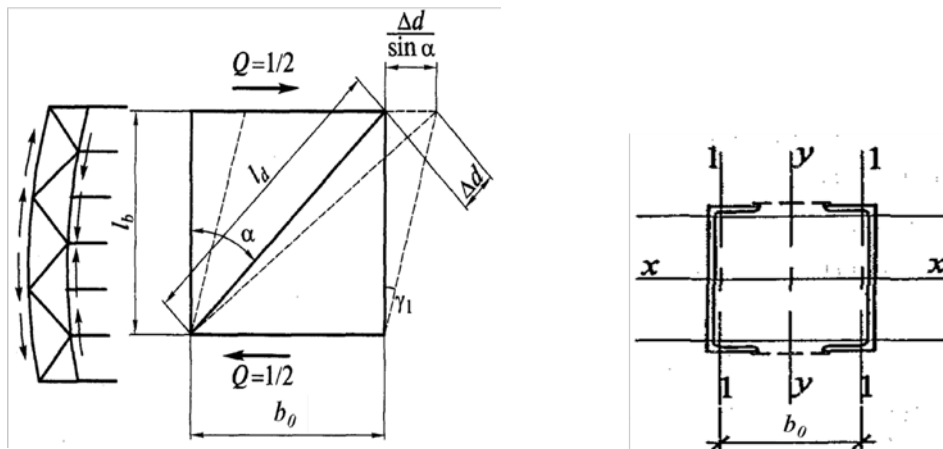


Рис. 9.9. Перекіс розкритої решітки при поздовжньому згині стержня

У наскрізних стержнях з розкритою решіткою гнучкість окремих гілок  $\lambda_b$  між вузлами кріплення розкосів не повинна бути більшою за 80 і не повинна перевищувати значення зведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$  стержня в цілому. У випадку, коли розрахунок таких стержнів виконаний за деформованою схемою методики [3], допускається приймати більші значення гнучкості гілок, проте не більшими за 120.

Розкоси розраховують на зусилля стиску, що виникає в них від умовної поперечної сили  $Q_{fic}$ :

$$N_d = \frac{Q_{fic}}{2 \cdot \sin \beta} = \frac{Q_{fic} \cdot l_d}{2 \cdot b}, \quad (9.17)$$

де  $\beta$  – кут нахилу розкосу до гілки.

Розкоси виконують з рівнополичних кутиків і розраховують на стійкість як центрально-стиснутий стержень.

Зварні кутові шви, що прикріплюють розкоси до гілок, розраховують розподіляючи зусилля  $N_d$  на обушок і на перо кутика.

Приклад 9.1. Підібрати переріз суцільної колони, виконаної з прокатного колонного двотавра, висота стержня колони  $l = 6$  м. У рівнях фундаменту і оголовка колона закріплена шарнірно. Розрахункове поздовжнє зусилля  $N = 1000$  кН. Матеріал конструкції – сталь класу С 255 з розрахунковим опором  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>. Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ .

Переріз колони представлений на рис. 9.10.

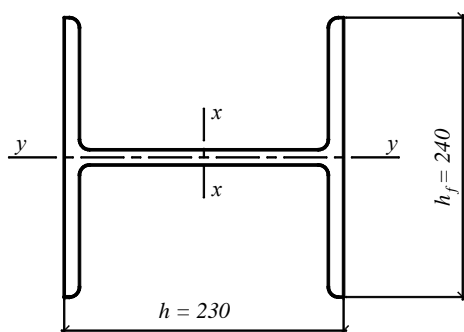


Рис. 9.10. Переріз суцільної колони з прокатного двотавра

Визначаємо розрахункові довжини колони в площинах, перпендикулярних осям  $x$ - $x$  та  $y$ - $y$ :

$$l_{ef, x(y)} = l_x = l_y = \mu \cdot l = 1 \cdot 6 = 6 \text{ м.}$$

Попередньо значенням гнучкості для колони із зусиллям до 2500 кН задаємося в межах  $\lambda = 100 \dots 60$ , приймаємо  $\lambda = 100$ .

Умовну гнучкість колони визначаємо по формулі:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 100 \sqrt{24 / (2.06 \cdot 10^4)} = 3.41.$$

По умовній гнучкості для двотаврового перерізу (тип кривої стійкості "b" [3]) визначаємо коефіцієнт стійкості при центральному стиску  $\varphi = 0.560$ .

Обчислюємо необхідну площу перерізу:

$$A_{необх.} = N / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 1000 / (0.56 \cdot 24 \cdot 1) = 74.4 \text{ см}^2.$$

Знаходимо необхідні радіуси інерції:

$$i_{x,необх.} = i_{y,необх.} = l_x / \lambda = 600 / 100 = 6 \text{ см.}$$

З сортаменту приймаємо колонний двотавр I23 K2: площа перерізу  $A = 75.77 \text{ см}^2$ ; радіуси інерції  $i_x = 10.02 \text{ см}$  та  $i_y = 6.04 \text{ см}$ .

Визначаємо гнучкості:

$$\lambda_x = l_x / i_x = 600 / 10.02 = 59.88; \quad \lambda_y = l_y / i_y = 600 / 6.04 = 99.34.$$

Умовна найбільша гнучкість колони:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 99.34 \sqrt{24 / (2.06 \cdot 10^4)} = 3.39.$$

По умовній гнучкості  $\bar{\lambda}_y$  визначаємо по табл. Ж.1 ДБН В.2.6 – 198:2014 дійсне значення коефіцієнта стійкості  $\varphi = 0.564$ .

Перевіряємо стійкість колони в плоскості найменшої жорсткості (відносно осі у-у):

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1000}{0.564 \cdot 75.77 \cdot 24 \cdot 1} = 0.975 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

В разі невиконання умови стійкості колони коректують розміри перерізу (по сортаменту приймають інший номер прокату) і повторно виконують перевірку.

Гнучкість центрально-стиснутих колон відносно кожної з головних осей перерізу не повинна перевищувати граничного значення  $\lambda_u$ , встановленого нормами проектування (ДБН В.2.6 – 198:2014):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{10.02} = 59.88 \leq \lambda_u = 121.5$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{6.04} = 99.34 \leq \lambda_u = 121.5,$$

де:

$\alpha$  – коефіцієнт, що приймається не менше 0.5, характеризує міру використання несучої здатності елемента:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1000}{0.564 \cdot 75.77 \cdot 24 \cdot 1} = 0.975;$$

$\lambda_u$  – граничне значення гнучкості для основних колон:

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.975 = 121.5.$$

### *Контрольні запитання*

1. Основні частини колон, їх конструктивне рішення та функціональне призначення.
2. Типи перерізів суцільних колон, їх особливості.
3. Визначення потрібної площі перерізу і розподіл її між стінкою та полицями.
4. Вимоги рівностійкості.
5. Перевірка стійкості колони.
6. В залежності від чого приймають коефіцієнт стійкості  $\varphi$ ?
7. Гранична гнучкість колон.
8. Наскрізнi колони. Типи перерізів наскрізних колон.
9. Розрахункові схеми стержнів наскрізних колон в залежності від типу з'єднань гілок колон.
10. Типи решіток наскрізних колон.

ПРОЕКТУВАННЯ НАСКРІЗНОЇ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

10.1. Розрахунок стержня наскрізної колони на планках із розкритою решіткою

Підбір перерізу наскрізної колони, що має дві гілки, починають з розрахунку на стійкість відносно матеріальної осі – визначають необхідну площу перерізу гілки та радіус інерції відносно осі  $x - x$ :

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad i_{x,\text{необх.}} = l_{\text{ef},x} / \lambda. \quad (10.1)$$

Також, як і при підборі перерізу суцільних колон, для попереднього знаходження коефіцієнта стійкості  $\varphi$  треба задатися гнучкістю  $\lambda$ , обчислити умовну гнучкість  $\bar{\lambda}$  та класифікувати переріз стержня за типом кривої стійкості. Для наскрізних колон з розрахунковим навантаженням до 1500 кН довжиною 5...7 м можливо задатися гнучкістю  $\lambda = 90...60$ , для колон з навантаженням 2500...3000 кН можливо прийняти  $\lambda = 60...40$ .

Отримав необхідні площу та радіус інерції по сортаменту підбирають відповідний переріз швелера або двотавра. Після цього знаходять дійсну гнучкість гілки  $\lambda_x = l_{\text{ef},x} / i_x$  ( $i_x$  – радіус інерції профілю за сортаментом), відповідне значення  $\varphi$  і виконують перевірку  $N / (\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ .

Наступним етапом є компоновання перерізу відносно вільної осі  $y - y$ . Воно полягає у визначенні відстані  $b_0$  між власними осями гілок з умови рівності стійкості стержня колони відносно осей  $x - x$  і  $y - y$ :

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

Подальший розрахунок буде залежати від типу решітки. Зведена гнучкість знаходиться за формулами (9.15), (9.16).

В колонах з планками задають гнучкість окремої гілки відносно власної осі  $I - I$  ( $\lambda_{b1} < 40$ ,  $\lambda_{b1} \leq \lambda_x$ ). Визначив з формули (9.15) необхідну гнучкість колони відносно осі  $y - y$  як суцільного стержня  $\lambda_y$ , обчислюють необхідний радіус інерції відносно вільної осі  $i_{y,\text{необх.}} = l_{\text{ef},y} / \lambda_y$  та відстань між гілками  $b_0$ , яка зв'язана відношенням  $b_0 \approx i_y / k$ . Коефіцієнт  $k$  залежить від типу перерізу гілок (рис. 10.1)

Прийнятий розмір  $b_0$  повинен забезпечувати необхідний зазор між полицями гілок ( $\geq 100 \dots 150$  мм). Далі призначають розміри планки, проміжок між планками  $l_1 = \lambda_{b1} \cdot i_1$  і відстань між осями планок  $l_b = l_1 + d_s$ .

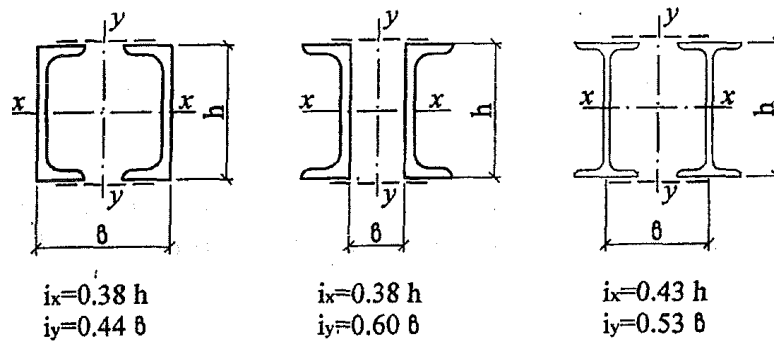


Рис. 10.1. Приблизні радіуси інерції перерізів

Скомпонований переріз перевіряють на стійкість визначивши для цього коефіцієнт  $\varphi$  в залежності від дійсної зведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$ .

В колонах з розкісною решіткою необхідну гнучкість  $\lambda_y$  колони відносно осі  $y - y$  як суцільного стержня визначають з формули (9.16):

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \alpha \cdot \frac{A}{A_{d1}}}. \quad (10.2)$$

При цьому переріз розкосу з кутка підбирають в залежності від необхідної площі за сортаментом у припущенні, що кут нахилу його до гілок  $\beta \approx 45^\circ$ :

$$A_{d1, \text{необх.}} = \frac{Q_{fic}}{2 \cdot \sin \beta \cdot \varphi_d \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (10.3)$$

де коефіцієнт стійкості розкосу  $\varphi_d$  задають у межах  $0.7 \dots 0.9$ ; коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 0.75$  (кутик прикріплюється однією полицею); при обчисленні  $Q_{fic}$  за формулою (9.13) коефіцієнт  $\varphi$  приймають за зведеною гнучкістю  $\lambda_{ef}$ .

Відстань між осями гілок  $b_0$  знаходять як і в колонах з планками визначивши спочатку необхідний радіус інерції.

Отримав значення  $b_0$  уточнюють схему решітки, довжину і переріз розкосу та остаточно перевіряють стійкість колони і стійкість окремих гілок на ділянках між вузлами кріплення розкосів.



## 10.2. Конструювання оголовка центрально-стиснутих колон

Балки або ферми можуть опиратися на центрально-стиснуті колони зверху або збоку. Для сприйняття навантажень у вигляді опорних реакцій примикаючих балок або ферм стержень колони завершується оголовком.

При обпиранні конструкцій зверху (рис. 10.2, 7.10) вузол сполучення є шарнірним. Вертикальна сила, рівна сумі опорних реакцій обпертих на колону балок, через стругані торці балок або опорних фланців ферм передається на опорну плиту  $1$  і далі за допомогою опорних ребер колони  $2$  переходить на стінку колони і рівномірно розподіляється по її перерізу.

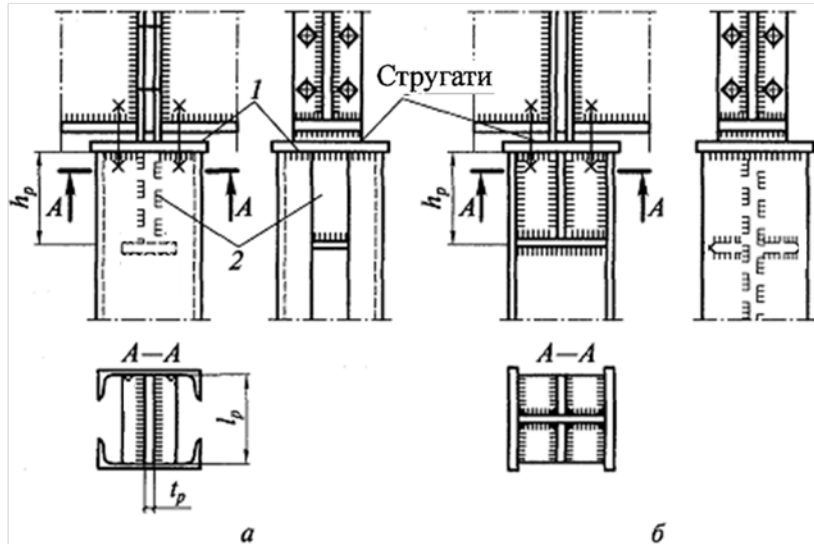


Рис. 10.2. Оголовки колон при обпиранні балок зверху:  
 $a$  – наскрізна колона з гілками з швелерів;  $b$  – суцільна двотаврова колона  
 $1$  – опорна плита;  $2$  – опорне ребро

По розглянутому шляху передачі зусиль повинні бути забезпечені міцність всіх елементів і зварних швів.

Опорну плиту  $1$ , стругану, установлюють на фрезерований торець стержня колони, а зварні шви прикріплення плити призначають конструктивно з мінімальним розміром катета для даної товщини з'єднувальних елементів. Товщину плити призначають конструктивно  $20\text{...}30\text{ мм}$ , а розміри в плані приймають так, щоб плита виходила за контур колони на  $15\text{ мм}$ . Для легких колон можна приймати плиту товщиною  $12\text{...}20\text{ мм}$ .

Довжину опорних ребер  $2$  (висоту оголовка  $h_p$ , рис. 10.2) призначають з умови розміщення зварних швів, що забезпечують передачу розрахункового зусилля  $N$  (реакція примикаючих балок) з ребер на стінку колони, але не більш  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ , де  $k_f$  – висота катета шва. Якщо швів чотири, то довжина опорного ребра визначається так:

$$h_p = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (10.4)$$

Товщину ребра в межах  $t_r = 14 \dots 20 \text{ мм}$ , але не менш  $2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E}$  його ширини  $b_r$ , визначають розрахунком на зминання:

$$\frac{N}{2 \cdot b_r \cdot t_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (10.5)$$

Також на силу  $N$  при тонких стінках необхідно перевірити захист стінки від зрізу її по гранях кріплення опорних ребер:

$$\frac{N}{2 \cdot l_r \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (10.6)$$

Якщо ця умова не виконується, можливо місцеве посилення стінки оголовка шляхом заміни ділянки стінки в межах висоти оголовка більш товстою вставкою.

Опорне ребро балки або фланець ферми повинні обпирається на плиту оголовка всією поверхнею. Можливий при виготовленні або монтажі перекіс фланця з площини балки (ферми) може викликати нерівномірний тиск на опорні ребра 2, у результаті чого вони у свою чергу будуть передавати місцевий тиск на стінку колони з її площини і можуть скривити її. Для виключення цього тиску з передачею його на полки колони низ опорних ребер обрамляють поперечними ребрами, розміри яких і шви їхнього кріплення приймають конструктивно.

На рис. 10.3 показане конструктивне рішення примикання балок до колони збоку через опорний столик. Столик прикріплюють до полиць колони зварними кутовими швами з трьох боків. Опорна реакція балки передається з її опорного ребра на столик. Торець опорного ребра балки і верхня крайка столика пристругуються. Товщину столика приймають на  $20 \dots 30 \text{ мм}$  більше товщини опорного ребра балки.

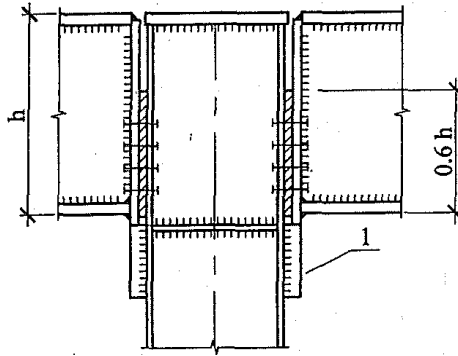


Рис. 10.3. Обпирання балок на колону збоку

Щоб балка не зависала на болтах і щільно спиралася на столик, опорні ребра балок прикріплюють до стержня колони болтами, діаметр яких повинен бути на 3...4 мм менше діаметра отворів.

### **10.3. Конструювання і розрахунок баз центрально-стиснутих колон**

База є опорною частиною колони і служить для передачі і розподілу зусиль з колони на фундамент та забезпечує передбачене розрахунковою схемою сполучення колони з фундаментом (шарнірне або жорстке). При шарнірному сполученні база при дії випадкових моментів повинна мати можливість деякого повороту відносно фундаменту, при жорсткому необхідно забезпечити сполучення бази з фундаментом, що не допускає повороту. В центрально-стиснутих колонах, у стержнях яких діє тільки поздовжня сила, застосовують, як правило, шарнірні бази.

Конструктивне рішення бази залежить від типу і висоти перерізу колони, способу її сполучення з фундаментом, обраного методу монтажу колон.

Існує два способи установки колони на фундамент: з вивіркою колони в процесі монтажу і безвивірковий монтаж. Якщо всі елементи колони, включаючи опорну плиту, виконують на заводі, то на монтажі для вивірення положення колони відносно координатних осей споруди колони встановлюють на сталеві підкладки товщиною 40...60 мм, які розташовуються між низом плити і верхом фундаменту, з подальшою підливкою цементним розчином. Для цього в опорних плитах передбачають отвори діаметром 100 мм із розрахунку один отвір на  $0.5 \text{ м}^2$  площі плити.

При безвивірковому монтажі на фундаменті вивіряється положення тільки опорної плити, яка має стругану верхню поверхню і на ній рисками позначене місце розташування стержня колони, нижній торець якої фрезерують на заводі для щільного примикання до плити.

Тому по конструктивному рішенню (рис. 10.4) бази можуть бути з траверсами або з фрезерованим торцем (у разі безвивіркового монтажу). Траверси – це листові елементи, які прикріплюються безпосередньо до стержня колони і до плити, сприймають навантаження від стержня колони і передають його на опорну плиту.

При шарнірному сполученні колони з фундаментом анкерні (фундаментні) болти ставляться лише для фіксації проектного положення колони і закріплення її в процесі монтажу. Вільність повороту досягається відносно малою жорсткістю головного елемента бази – опорної плити. Болти в цьому випадку прикріплюють безпосередньо опорну плиту і розташовують їх перпендикулярно до площини найбільшої жорсткості перерізу колони. Болти не сприймають розрахункових зусиль, тому їх, як правило, два, а їхні діаметри призначають конструктивно (20...30 мм). Для спро-

щення монтажу діаметри отворів у плиті приймають в 1.5 рази більшими від діаметрів болтів. Отвори розміщують у середині плити або на її краю, а після монтажу перекривають шайбами з листової сталі завтовшки 16...20 мм (рис. 10.5). Після затягування болта гайкою шайби приварюють до опорної плити.

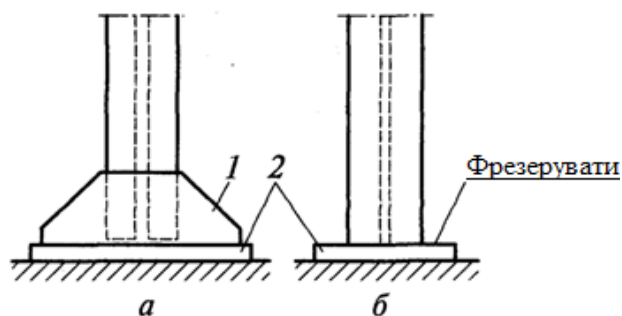


Рис. 10.4. Типи баз колон:  
*a* – з траверсами; *б* – з фрезерованим торцем  
 1 – траверса; 2 – опорна плита

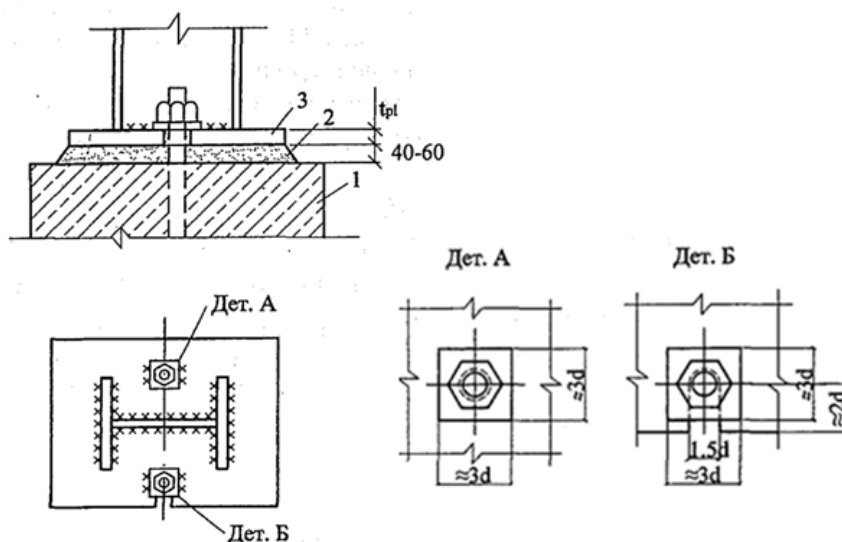


Рис. 10.5. Шарнірне кріплення опорної плити бази колони до фундаменту:  
 1 – фундамент; 2 – підливка цементним розчином; 3 – опорна плита

При жорсткому сполученні колони з фундаментом анкерні болти (рис. 10.6) прикріплюються до стержня колони через виносні консолі (функції яких можуть виконувати траверси) і затягуються з напруженням, близьким до розрахункового опору, що усуває можливість повороту колони (рис. 10.7).



Рис. 10.6. Анкерні болти в монолітному залізобетонному фундаменті

В базах колон поздовжнє зусилля передається зі стержня колони на поверхню плити і за її допомогою розподіляється на поверхні фундаменту, викликаючи зворотний опорний тиск. Опорна плита під дією опорного тиску фундаменту працює на згин як пластина, зацемлена по контуру колони.

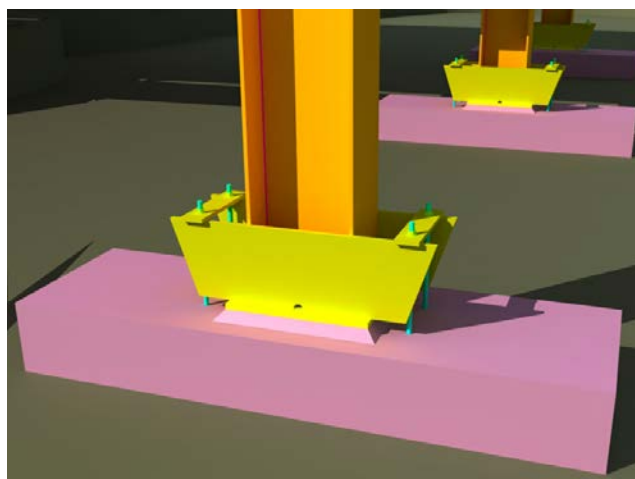


Рис. 10.7. Жорстке сполучення колони з фундаментом

Після вибору типу бази розрахунком установлюють розміри опорної плити в плані та її товщину.

Розміри опорної плити в плані визначають з умови не перевищення опорним тиском  $q = N / A_{пл.}$  розрахункового опору бетону фундаменту місцевому стиску  $R_{b,loc}$ .

Необхідна площа плити становить:

$$A_{пл.,необх.} = N / R_{b,loc} \quad (10.7)$$

Розглянемо базу колони з траверсами (рис. 10.8). Траверси збільшують контур стержня в місці прикріплення до опорної плити, що сприяє рівномірному розподілу напружень під плитою і створенні додаткових опор для плити, що працює на згин. Розмір плити  $B$  призначають з конструктивних міркувань:

$$B = b + 2 \cdot t_{tr} + 2 \cdot c, \quad (10.8)$$

де  $t_{tr}$  – товщина траверси, яку приймають попередньо 8...16 мм; розмір  $c = 20...120$  мм (ширина звису плити) приймають за умовами розміщення зварних швів, що прикріплюють траверсу до плити, та встановлення анкерних болтів.

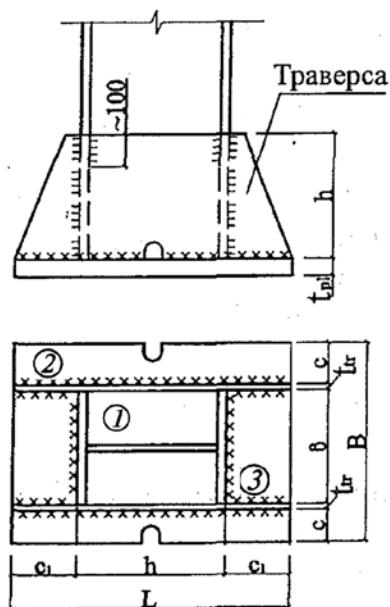


Рис. 10.8. База колони з траверсами

Знаючи  $B$ , знаходять інший розмір плити  $L$ :

$$L = A_{пл.необх.} / B. \quad (10.9)$$

Остаточно призначають розміри  $B \times L$  враховуючи вимоги сортаменту листової сталі, конструктивні міркування щодо розміщення фундаментних болтів і умову забезпечення міцності фундаменту ( $q = N / A_{пл.} = N / (B \cdot L) \leq R_{b,loc}$ ).

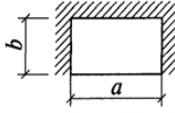
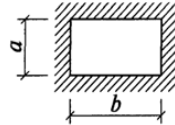
Товщину опорної плити бази визначають з умови її роботи на згин. При цьому плита розглядається як складена з окремих незалежних ділянок (пластинок), які мають різний характер обпирання на краях (рис. 10.8): 1 – обперта на чотири сторони, 2 – консольна, 3 – обперта на три сторони.

Максимальний згинальний момент у кожній ділянці, навантажений опорним тиском фундаменту  $q$ , визначають за формулою:

$$M = \alpha \cdot q \cdot d^2, \quad (10.10)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, який приймають залежно від співвідношення сторін ділянки і характеру її обпирання на елементи бази (табл. 10.1);  $d$  – розрахунковий проліт відповідної ділянки; для консольної ділянки  $d = c$  (рис. 10.8),  $\alpha = 0.5$ .

Табл. 10.1. Коефіцієнт  $\alpha$  для розрахунку на згин плит, що обпираються на три або чотири сторони

Розрахункова схема і розміри ділянки	Значення $\alpha$ при співвідношенні розмірів $b/a$ , рівному									
	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	> 2
1. 	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133
2. 	–	–	–	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125

Товщину опорної плити визначають за максимальним з моментів всіх ділянок. Для цього прирівнюємо момент опору для смужки плити шириною 1 см і товщиною  $t_{nl}$  з потрібним моментом опору за більшим із згинальних моментів на ділянках:

$$\left( W_{nl} = \frac{1 \cdot t_{nl}^2}{6} \right) = \left( W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \Rightarrow t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (10.11)$$

Як правило, товщину плити приймають в межах 20...40 мм. Якщо розрахунковий момент на одній з ділянок значно відрізняється від інших або товщина плити виявляється більшою за 40 мм, то доцільно внести зміни в схему обпирання плити або змінити умови обпирання постановкою додаткових ребер чи діафрагм.

Зусилля з стержня колони передається на траверсу через зварні шви, довжина яких і визначає висоту траверси  $h$ . Якщо траверси прикріплюються до стержня колони чотирма швами, то необхідну висоту траверси знаходять за формулою:

$$h = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}. \quad (10.12)$$

Катет кутового шва приймається не більше 1...1.2 товщини траверси, яка з конструктивних міркувань назначається рівною 10...16 мм. Висота траверси приймається не більше  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$  і не менше за половину габаритного розміру перерізу стержня колони.

### *Контрольні запитання*

1. Компонування і підбір перерізу стержня наскрізної колони відносно матеріальної осі?
2. Перевірка стійкості стержня колони відносно матеріальної осі?
3. Компонування перерізу і визначення відстані між гілками з умови рівності стійкості?
4. Визначення зведеної гнучкості наскрізних колон з розкісною решіткою?
5. Визначення зведеної гнучкості наскрізного стержня колони на планках відносно вільної осі?
6. Розрахунок планок наскрізної колони?
7. Розрахунок розкосів решітки наскрізних колон?
8. Основні елементи і конструювання оголовка колони?
9. Основні елементи бази колони, їх призначення?
10. Розрахунок опорних плит баз колон?
11. Розрахунок траверс бази колони?



### 11.1. Ферми. Загальна характеристика ферм

Фермою називають систему стержнів, з'єднаних між собою у вузлах і утворюючих геометрично незмінну конструкцію.

Якщо зовнішнє навантаження прикладене у вузлах, а осі елементів ферми перетинаються в одній точці (центрі вузла), то жорсткість вузлів несуттєво впливає на роботу конструкції й у більшості випадків їх можна розглядати як шарнірні. Тоді у всіх стержнях ферми діють тільки осьові зусилля – розтяг або стиск. Завдяки цьому метал у фермах використовується більш раціонально, чим у балках, і вони економічніші балок по витраті матеріалу, але більш трудомісткі у виготовленні, оскільки мають більшу кількість деталей. Зі збільшенням прольоту, що перекривається, і зменшенням навантаження ефективність ферм у порівнянні з суцільними балками росте.

Сталеві ферми одержали широке поширення в багатьох областях будівництва: у покриттях і перекриттях промислових і цивільних будинків, мостах, опорах ліній електропередачі, об'єктах зв'язку, телебачення і радіомовлення (вежі, щогли), транспортерних галереях, гідротехнічних затворах, вантажопідйомних кранах і т.п.

Ферми бувають плоскими (усі стержні лежать в одній площині) і просторовими.

Плоскі ферми (рис. 11.1, *а*) можуть сприймати навантаження, прикладені тільки в їхній площині, і мають потребу в закріпленні зі своєї площини в'язами або іншими елементами. Просторові ферми (рис. 11.1, *б*) утворюють жорсткий просторовий брус, здатний сприймати навантаження, що діє в будь-якому напрямку. Кожна грань такого бруса являє собою плоску ферму.

Основними елементами ферм є пояси, що утворюють контур ферми, і решітка, що складається з розкосів і стійок (рис. 11.2).

Відстань між сусідніми вузлами поясів називають панеллю ( $d_e$  – панель верхнього поясу;  $d_n$  – нижнього), відстань між опорами – прольотом ( $L$ ), відстань між осями (або зовнішніми гранями) поясів – висотою ферми ( $h_f$ ).

Пояса ферм працюють в основному на поздовжні зусилля і згинальні моменти (аналогічно поясам суцільних балок); решітка ферм сприймає в основному поперечну силу, виконуючи функцію стінки суцільної балки.

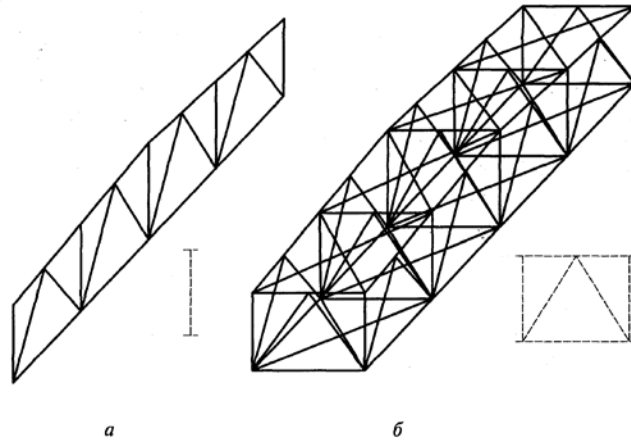


Рис. 11.1. Плоска (а) і просторова (б) ферми

З'єднання елементів у вузлах здійснюють шляхом безпосереднього примикання одних елементів до інших (рис. 11.3, а) або за допомогою вузлових фасонок (рис. 11.3, б).

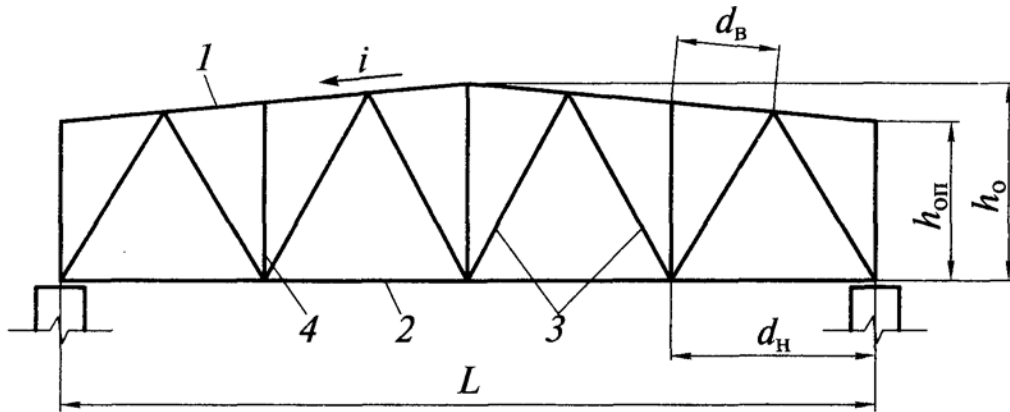


Рис. 11.2. Елементи ферм:

1 – верхній пояс; 2 – нижній пояс; 3 – розкоси; 4 – стійка

Для того, щоб стержні ферм працювали в основному на осьові зусилля, а впливом згинальних моментів можна було зневажити, елементи ферм варто центрувати по осях, що проходять через центри ваги (рис. 11.3).

У залежності від призначення, архітектурних вимог і схеми прикладання навантажень ферми можуть мати найрізноманітнішу конструктивну форму. Їх можна класифікувати по наступних ознаках: статичній схемі, обрисові поясів, системі решітки, способу з'єднання елементів у вузлах, величині зусилля в елементах.

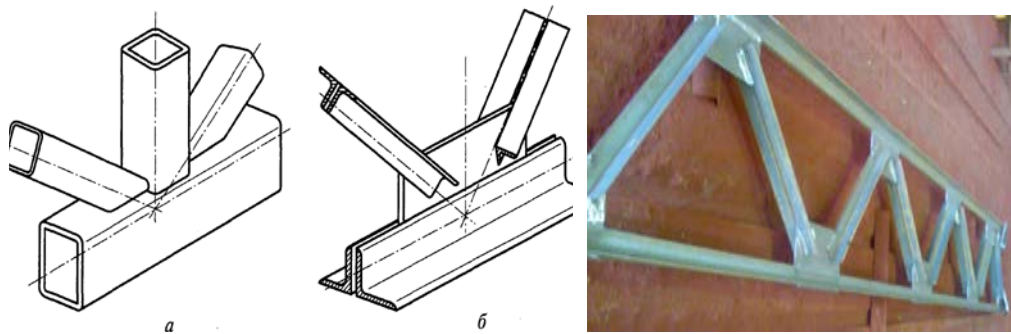


Рис. 11.3. Вузли ферм:

*a* – при безпосередньому примиканні елементів решітки до поясу;  
*б* – при з'єднанні елементів за допомогою фасонки

За статичною схемою ферми бувають: балкові (розрізні, нерозрізні, консольні), аркові, рамні, комбіновані (рис. 11.4).

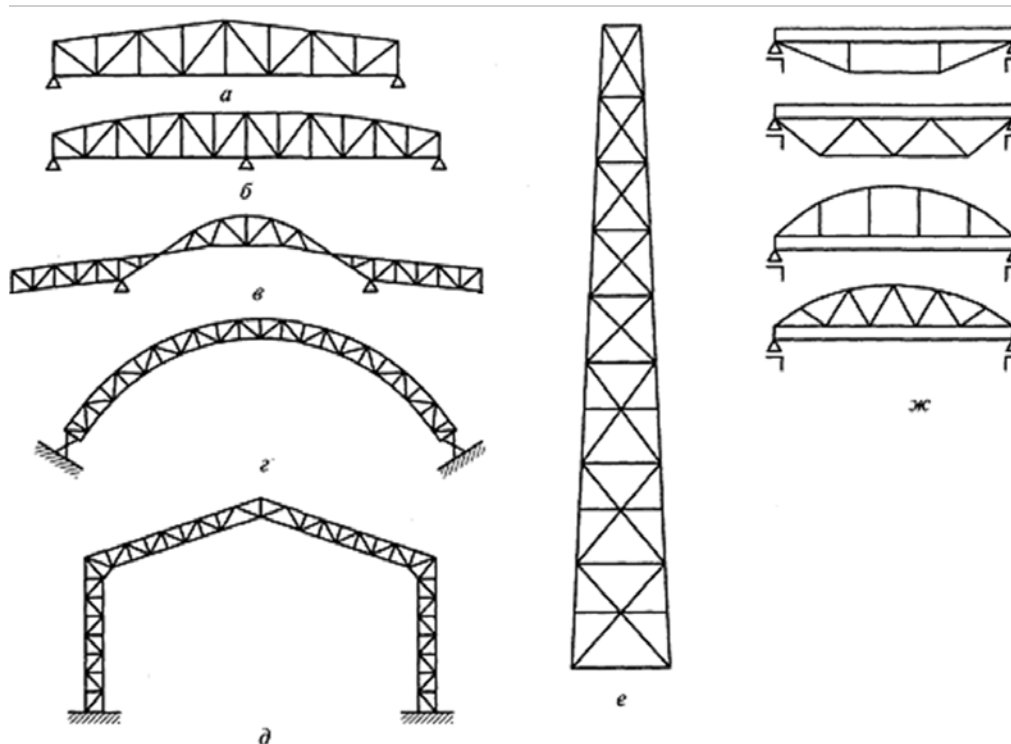


Рис. 11.4. Типи ферм:

*a* – балкова розрізна; *б* – балкова нерозрізна; *в, е* – консольна;  
*г* – аркова; *д* – рамна; *ж* – комбінована

Розрізні балкові ферми найбільше поширені завдяки простоті виготовлення та монтажу. Нерозрізні раціональні при великій власній

вазі, мають велику жорсткість, що дозволяє зменшити висоту конструкції. Консольні можуть використовуватися в поєднанні з розрізними або нерозрізними системами з метою розвантаження основних прольотів; бапти та щогли також є консольними фермами, але розташованими вертикально, а для забезпечення необхідної жорсткості в усіх напрямках вони виконуються просторовими. Аркові та рамні ферми застосовуються при великих прольотах, їхня економічність визначається раціональним розподілом внутрішніх зусиль у системі. Комбіновані являють собою балку, посилену знизу або зверху стержневою системою, що суттєво знижує згинальні моменти, які виникають у балці; такі конструкції прості у виготовленні та використовуються при важких навантаженнях, включаючи рухомі.

Надалі будуть розглянуті балкові системи, що застосовуються в конструкціях будівель, – кроквяні ферми. Їх основні положення компонування, розрахунку, конструювання можуть бути використані при проектуванні решітчастих конструкцій різного призначення.

## 11.2. Класифікація ферм по обрису поясів та схем решіток

Першим етапом проектування конструкцій є їхнє компонування. На цій стадії треба вибрати статичну схему й обрис поясів ферми, призначити систему решітки і визначити генеральні розміри конструкції.

Раціональне конструктивне рішення повинне бути економічним по витраті металу, простим у виготовленні, транспортуванні і монтажі, бути надійним і довговічним. Для конструкцій масового виготовлення необхідно врахувати вимоги по уніфікації і типізації. Ці вимоги часто входять у суперечність між собою, тому необхідно знайти оптимальне рішення, що найкраще задовольняє одночасно комплексові вимоги. Для рішення цієї задачі варто розробити кілька конкурентоздатних варіантів конструкцій і вибрати найбільш раціональний на підставі порівняння їхніх техніко-економічних показників.

Обрис поясів ферм (рис. 11.5) повинен відповідати їх статичній схемі і діючому навантаженню, що визначають епюру згинальних моментів. Для ферм покриттів треба враховувати також матеріал покрівлі і необхідний ухил для забезпечення водовідводу, тип вузлів сполучення з колоною (жорсткий або шарнірний).

Обрис поясів ферм значною мірою визначає їх економічність. Теоретично найбільш економічною по витраті сталі є ферма, обкреслена по епюрі моментів. Так, обрис веж, що є консольними системами, відповідно до епюри моментів варто приймати перемінної висоти з розширенням до опори; для навісів доцільно взяти консольну трикутну ферму; для конструкцій покриттів, особливо великих прольотів, – полігональну, сегментну або трапецоїдну ферму.

Для опалювального виробничого будинку з малоухильною покрівлею найбільш раціональні ферми з паралельними поясами або трапецоїдні. Таке рішення дозволяє виконати як жорстке, так і шарнірне сполучення з колонами. Для неопалюваних будинків з покрівлею з азбестоцементних листів, черепиці, сталевого профільованого настилу необхідний значний похил покрівлі (до 20%), що викликає необхідність застосування трикутних або односхилих ферм.

Трикутні кроквяні ферми мають крутий нахил верхніх поясів, що ускладнює конструювання опорного вузла, призводить до значних довжин стержнів решітки, особливо в середній частині, а великий об'єм міжфермового простору збільшує експлуатаційні витрати. Трикутні, полігональні та сегментні ферми встановлюють зверху на оголовок колони, що відповідає шарнірному обпиранню на опору. Інші ферми, що мають значну висоту на опорах, можуть бути закріплені як зверху, так і збоку, що дає змогу підвищувати поперечну жорсткість будівлі і утворювати жорсткі рамні вузли.

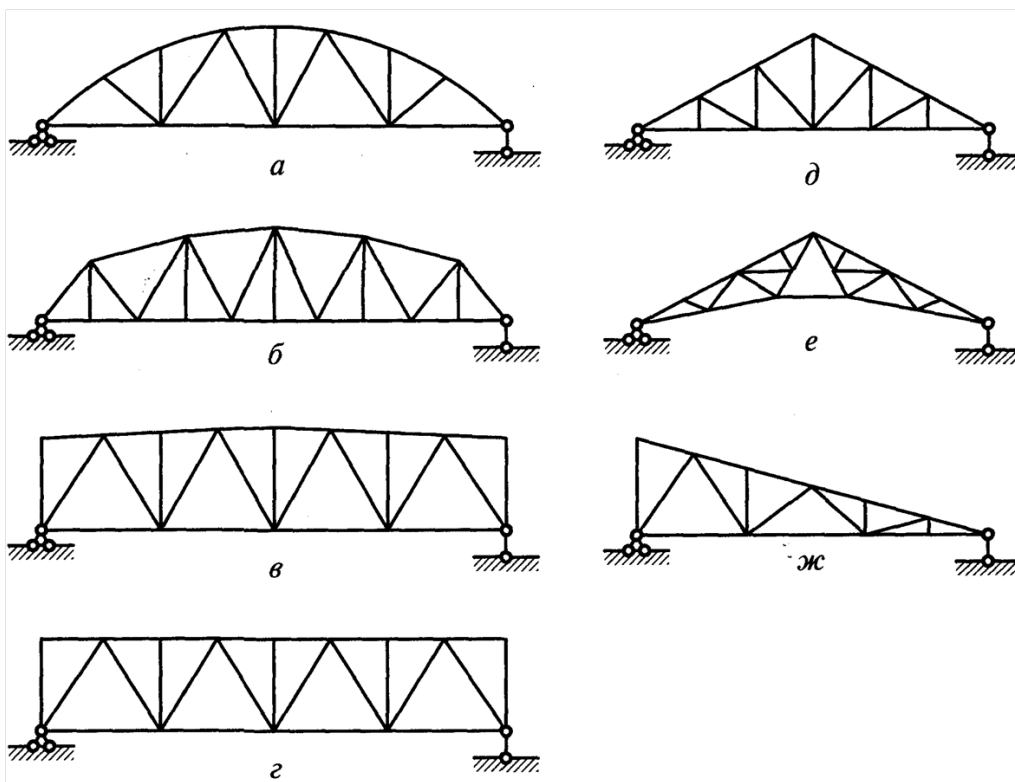


Рис. 11.5. Схеми обрисів поясів ферм:  
*a* – сегментна; *б* – полігональна; *в* – трапецоїдна;  
*г* – з паралельними поясами; *д*, *е*, *ж* – трикутна

Сегментні та полігональні ферми за своєю формою найбільшою мірою відповідають обрисам епюр згинальних моментів. Проте в сегментних фермах криволінійний обрис поясу різко підвищує трудомісткість виготовлення. Тому такі ферми застосовуються у край рідко. Більш прийнятним є полігональний обрис, але для легких ферм він нераціональний, оскільки ускладнення вузлів не окупається незначною економією сталі.

Ферми трапецоїдні хоча і не зовсім відповідають епюрі моментів, мають конструктивні переваги, перш за все за рахунок спрощення вузлів. Крім того, застосування таких ферм в покритті дозволяє влаштувати жорсткий опорний вузол, що підвищує жорсткість будівлі.

Ферми з паралельними поясами по своєму обрису далекі від епюри моментів і неекономічні по витраті сталі. Але однакові довжини елементів поясів та решітки, повторюваність деталей, можливість уніфікації схем сприяють індустріалізації їх виготовлення. Тому останнім часом вони набули найбільшого поширення, саме для цих схем розроблено типові рішення, які розрізняються за навантаженнями, прольотами та типами перерізів елементів.

Решітка ферм працює на поперечну силу і повинна відповідати схемі прикладання навантажень, щоб уникнути виникнення місцевого згину в стержнях поясів. Схема решітки повинна вирішуватися таким чином, щоб довжина кожного стержня була мінімально можливою, тому що від їхньої довжини значною мірою залежить вага ферми. Кути нахилу стержнів решітки до поясів повинні знаходитися в межах  $40...50^\circ$  (кути нахилу стержнів впливають на їхню роботу і на габарити вузлових фасонів). Оптимальний кут нахилу розкосів у трикутній решітці –  $45^\circ$ .

Трикутна система решітки (рис. 11.6, а) має найменшу сумарну довжину елементів і найменшу кількість вузлів, але довжини панелей поясів при цьому є найбільшими, що не раціонально, особливо для стиснутих стержнів. Розрізняють ферми з висхідними і низхідними опорними розкосами. Якщо опорний розкіс (перший від опори розкіс, який безпосередньо сприймає опорну реакцію балкової ферми) спрямований від нижнього опорного вузла ферми до верхнього пояса, то його називають висхідним і він працює на стиск, а якщо навпаки, тобто є низхідним з обпиранням ферми на опору в рівні верхнього пояса, то працює на розтяг. Опорні розкоси кроквяних ферм виконуються, як правило, висхідними, що дозволяє організувати жорстке приєднання ферм до колон.

У фермах, що підтримують прогони покрівлі або балки настилу, до трикутної решітки часто додаються допоміжні стояки, а інколи і підвіски (якщо навантаження прикладене до нижнього пояса), що дозволяє зменшувати, коли це необхідно, відстані між вузлами ферми (рис. 11.6, б). Додаткові стояки хоча і дещо збільшують масу ферми (їхні перерізи невеликі, бо вони сприймають тільки місцеві навантаження) порівняно з трикут-

ною решіткою, але внаслідок зменшення розрахункової довжини стиснутого поясу зменшується поперечний переріз поясу і, відповідно, загальні витрати сталі.

У розкідній системі решітки (рис. 11.6, *в, г*) усі розкоси мають зусилля одного знака, а стійки – іншого. Так, у фермах з паралельними поясами при висхідному розкосі стійки розтягнуті, а розкоси стиснуті; при низхідному – навпаки. Очевидно, при проектуванні ферм треба прагнути, щоб найбільш довгі елементи були розтягнуті, а стиск сприймався короткими елементами. Розкідна система решітки більш металоемка і трудомістка в порівнянні з трикутною, тому що кількість вузлів та загальна довжина елементів решітки більше. Застосування розкідної решітки доцільно при малій висоті ферм і великих вузлових навантаженнях.

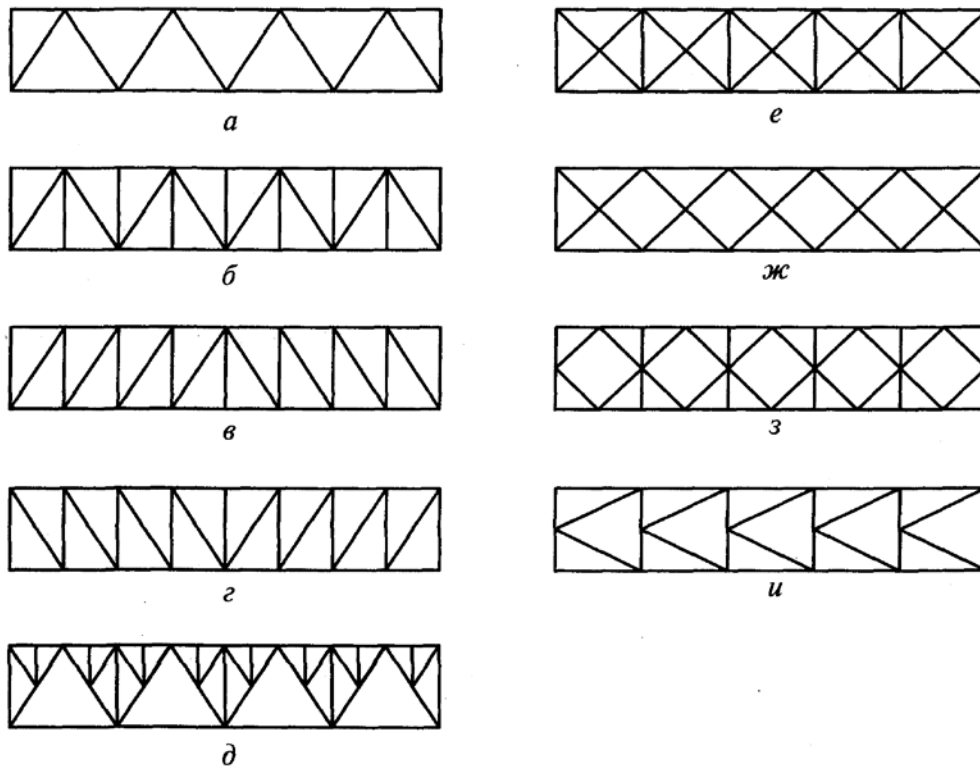


Рис. 11.6. Системи решіток:

- a* – трикутна; *б* – трикутна з додатковими стояками і підвісками;  
*в, г* – розкідна; *д* – шпренгельна; *e* – хрестова; *ж* – перехрестна;  
*з* – ромбічна; *и* – напіврозкідна

Шпренгельна решітка застосовуються в разі необхідності зменшення довжин панелей у фермах значної висоти, для запобігання місцевому згинув при позавузловому прикладанні зосереджених навантажень до верхнього пояса, а також для зменшення розрахункової довжини пояса. Вона

більш трудомістка, чим трикутна з додатковими стояками, але в результаті виключення роботи пояса на згин і зменшення його розрахункової довжини може забезпечити зниження витрати сталі.

Хрестова решітка (рис. 11.6, *е*) застосовується у фермах, елементи яких сприймають знакозмінні зусилля від навантажень, що діють з різних боків, наприклад у в'язових фермах покриттів, мостах, висотних будівлях, у просторових фермах башт та щогл. При цьому вважають, що від прикладеного з одного з боків навантаження працюють тільки розтягнуті стержні, а стиснуті виключаються з роботи.

Ромбічні і напіврозкісні решітки (рис. 11.6, *з, и*) завдяки двом системам розкосів володіють великою жорсткістю. Ці системи застосовуються в мостах, баштах, щоглах, в'язах для зменшення розрахункової довжини стержнів і особливо раціональні при роботі конструкцій на великі поперечні сили.

Розміри панелей ферми погоджуються з кроком несучих елементів покрівлі під час вибору схеми решітки для того, щоб навантаження були прикладені у вузлах. Несучими елементами покрівлі можуть бути ребра залізобетонних плит або прогони, відстані між яким (довжина панелей) дорівнюють, як правило, 1.5 або 3 м. Оптимальний кут нахилу розкосів до поясів визначається за умови найменших витрат матеріалу решітки та залежить від її типу: при трикутній становить  $45^\circ$ , а розкісній  $35^\circ$  (при малих кутах вузлова фасонка, до якої кріпляться розкоси у вузлах ферм, виявляється занадто витягнутою в ширину, а при великих – занадто високою).

У випадках обпирання прогонів та плит покриття між вузлами пояс ферми працює ще й на згин, що необхідно враховувати при розрахунках та конструюванні.

### 11.3. Генеральні розміри ферм

Генеральними розмірами ферм є розрахунковий проліт (довжина ферми) –  $L$  і висота ферми –  $h$ . Проліт кроквяної ферми залежить від технологічного процесу, компоновання споруди і способу сполучення ферми з колонами. Розмір прольоту  $L$  при обпиранні ферм зверху на опори визначається як відстань між осями опорних частин ферми. Якщо ферма обпирається збоку на колони, то її розрахунковий проліт беруть таким, як відстань між внутрішніми гранями колон.

Висоту ферми визначають: умова мінімальної ваги ферми, вимоги жорсткості і транспортабельності. Висота відправної марки ферми (елементів заводського виготовлення, що являють собою частини конструкції, з яких на будівельному майданчику вона складається до проектних розмірів) не повинна перевищувати висоти монтажного габариту залізничної платформи – 3.85 м між крайніми точками виступаючих елементів (з цих



же міркувань лімітуються й довжини відправних марок – не більш як 18 м).

У ферм трапецоїдних і з паралельними поясами оптимальна висота, отримана з умови мінімальної ваги ферми, залежить від співвідношення маси поясів і решітки. Зі збільшенням висоти ферми вага поясів зменшується, тому що знижуються значення зусиль в поясах ( $N_n = M/h$ , де  $M$  – балковий згинальний момент у відповідному перерізі), а вага решітки зростає, тому що збільшується довжина її елементів. Оптимальну висоту цих ферм можна визначити по формулах:

при розкісній решітці

$$h_{opt} = \frac{L}{n} \cdot \sqrt{\frac{(0.7 \cdot n + 1)}{3}} \quad (11.1)$$

при трикутній решітці

$$h_{opt} = \frac{L}{n} \sqrt{0.7 \cdot n + 1} \quad (11.2)$$

при трикутній решітці з додатковими стійками

$$h_{opt} = \frac{L}{n} \sqrt{\frac{(0.7 \cdot n + 1)}{2}}, \quad (11.3)$$

де  $n$  – число панелей верхнього пояса.

Як правило, для ферм трапецоїдних і з паралельними поясами висота приймається від 1/10 до 1/8 розрахункового прольоту ( $L$ ), що трохи менше її оптимального значення. Це викликано вимогою уніфікації, умовами транспортування і зменшенням об'єму будинку. Жорсткість ферм цієї висоти звичайно вище необхідної нормами. Тому перевірка жорсткості виконується тільки при впливі на ферми рухомого навантаження.

У трапецоїдних фермах висота на опорі приймається від 1/15 до 1/10 прольоту.

Висота типових ферм з паралельними поясами (в уніфікованих схемах прольотами 18, 24, 30 і 36 м), прийнята по зовнішніх гранях елементів, складає 3150 мм (рис. 11.7). В цих фермах також прийняті єдині розміри панелей, що дорівнюють 3000 мм. При проектуванні будівель з прольотами 18 та 24 м висота ферм із парних кутиків може бути зменшена до 2250 мм.

Уніфіковані ферми мають трикутну решітку з додатковими стояками (рис. 11.7). Ферми прольотами 18 м виконують з горизонтальними нижніми поясами, верхні мають похил 1.5 %. При прольотах 24, 30 та 36 м ферми проектують з паралельними поясами, похил обох поясів становить 1.5 %. Для зручності транспортування ферми виготовляють у вигляді окремих відправних марок довжиною 12, 15 або 18 м з подальшим об'єднанням їх у монтажних стиках.

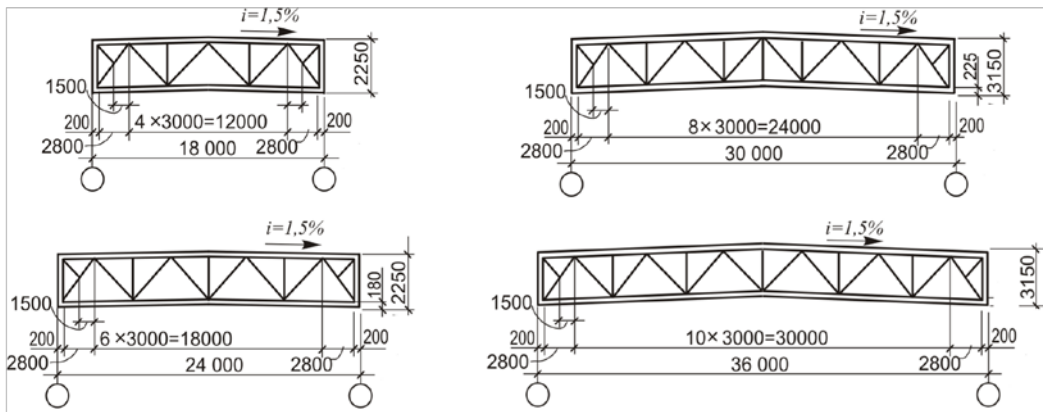


Рис. 11.7. Схеми типових ферм з паралельними поясами

Прогини ферм, що виникають від навантаження, погіршують роботу підвісного підйомно-транспортного устаткування і зовнішній вигляд конструкцій. Для зменшення прогинів ферми виготовляють зі зворотним вигином – будівельним підйомом. При дії постійних та тривалих навантажень прогини компенсуються за рахунок будівельного підйому, і ферма набуває проектного положення. Для ферм з паралельними поясами будівельний підйом  $f$  улаштовують незалежно від прольоту, приймаючи його таким, що дорівнює прогину від сумарного експлуатаційного навантаження плюс  $1/200$  прольоту. Будівельний підйом реалізується при збиранні ферм з окремих відправних марок, улаштовуючи з'єднання поясів у монтажних стиках (рис. 11.8).

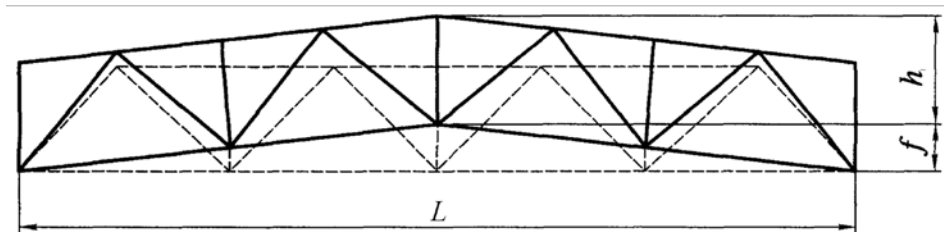


Рис. 11.8 Улаштування будівельного підйому

#### 11.4. В'язи ферм

Плоска ферма має значну жорсткість у вертикальній площині і недостатню для забезпечення геометричної незмінюваності у перпендикулярному напрямку (поза площиною ферми). Щоб надати системі покриття стійкості, необхідно прикріпити усі ферми до достатньо жорсткої геометрично незмінюваної конструкції. Для цього в покриттях улаштовують жорсткі просторові блоки (рис. 11.9, а). Вони складаються з двох суміжних ферм ( $I$ ), які об'єднуються двома горизонтальними площинами в'язів

(3), розміщених по обом поясам ферм і не менш ніж двома (у торцях блока) вертикальними площинами в'язів (2).

Решту ферм закріплюють до них розпірками та розтяжками або використовують для цього поздовжні елементи покрівлі (прогони, ребра залізобетонних плит), які одночасно зі своїми основними функціями відіграють роль в'язей при умові їхнього прикріплення до вузлів в'язевої системи. Розпірки розміщуються в рівні верхніх поясів та між опорами ферм у рівні їхніх нижніх поясів, а розтяжками вважаються елементи в'язей, розташовані по прольоту в рівні нижніх поясів кроквяних ферм.

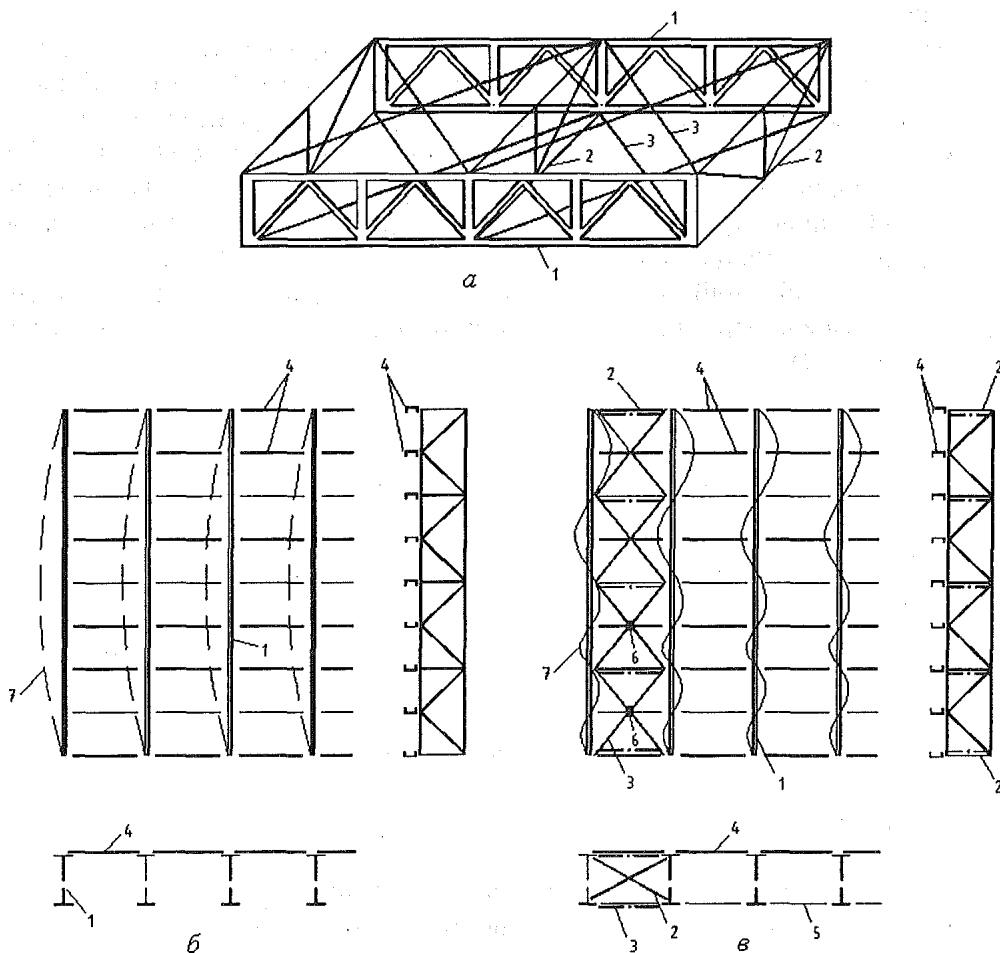


Рис. 11.9. Забезпечення стійкості кроквяних ферм за допомогою в'язів: *а* – схема просторового блоку; *б* – схема покриття при відсутності в'язів; *в* – схема покриття при наявності в'язевого блока; 1 – ферми; 2 – вертикальні в'язі; 3 – горизонтальні в'язі; 4 – прогони; 5 – розтяжки в рівні нижніх поясів; 6 – вузол кріплення прогонів до горизонтальних в'язей в рівні верхніх поясів; 7 – осі поясів при втраті стійкості з площини ферми

Якщо ферми зв'язані між собою тільки прогонами, то вони не складають незмінюваної системи і тому мають розрахункову довжину з площини ферми, яка дорівнює всьому прольоту (рис. 11.9, б). У такому разі ферми легко можуть втратити стійкість.

Тому розміщення в'язей і прогонів впливає на визначення розрахункових довжин поясів ферм. Стійкість верхніх поясів ферм забезпечується тільки тими прогонами, які приєднані до вузлів (нерухомих точок) в'язевої системи. Такими точками можуть вважатися вузли вертикальних в'язей жорсткого блока, а також точки перетину елементів горизонтальних в'язей між собою (рис. 11.9, в).

### 11.5. Типи перерізів елементів ферм

Найбільш поширені перерізи елементів ферм показані на рис. 11.10.

По витраті сталі для стиснутих стержнів ферм найбільш ефективним є тонкостінний трубчастий переріз. У фермах із труб забезпечується рівностійкість стержнів за рахунок рівності радіусів інерції ( $i_x = i_y = 0.353 \cdot D$ ). Зі всіх профілів труба володіє найбільш сприятливим для стиснутих елементів розподілом матеріалу відносно центру ваги і при рівній з іншими профілями площі перерізу має найбільший радіус інерції, однаковий на всіх напрямках, що дозволяє отримати стержень найменшої гнучкості. Застосування у фермах дає економію сталі до 20...25 % і не зважаючи на вищу вартість трубчастих профілів, такі ферми раціональні.

Такими ж особливостями відрізняються й ферми, спроектовані із замкнених гнutoзварних профілів (прямокутних для поясів та квадратних для решітки). Загальним недоліком труб та замкнених профілів є необхідність герметизації внутрішніх порожнин для запобігання утворенню осередків корозії.

Таврові перерізи, скомпоновані з двох прокатних кутиків, зручні в конструктивному відношенні, забезпечують просте приєднання до фасонки у вузлах. Стиснуті елементи ферм слід проектувати за умовою рівностійкості, тому, якщо розрахункова довжина пояса в площині та за площиною ферми однакова застосовують нерівнополичні кутики, суміщені більшими полицями (забезпечується рівність радіусів інерції перерізу  $i_x$  та  $i_y$ ). Якщо розрахункова довжина за площиною вдвічі більша ніж в площині, то нерівнополичні кутики слід суміщувати малими полицями (для такого перерізу  $2i_x \approx i_y$ ). Тавровий переріз з двох рівнополичних кутиків характеризується відношенням радіусів інерції  $i_x / i_y \approx 0.8$ , таке ж відношення розрахункових довжин відповідає стиснутим елементам решітки. В практиці такий тип перерізу також широко застосовується і для поясів у зв'язку з обмеженістю випуску нерівнополичних кутиків. Хрестовий переріз з двох рівнополичних кутиків використовують для стояків, особливо в монтажних вузлах та в площині розміщення вертикальних в'язей.

Істотним недоліком таврового перерізу з двох кутиків є наявність щілини між кутиками, що затрудняє фарбування і сприяє корозії. Тому в поясах таких ферм частіше використовують широкополичні таври.

Прокатні широкополичні двотаври застосовують у поясах, що працюють на місцевий згин (навантаження прикладене поза вузлами). Для утворення безфасонкових вузлів приєднання елементів решітки до горизонтальних поверхонь поясів розкоси та стояки проектують із замкнених гнutoзварних профілів.

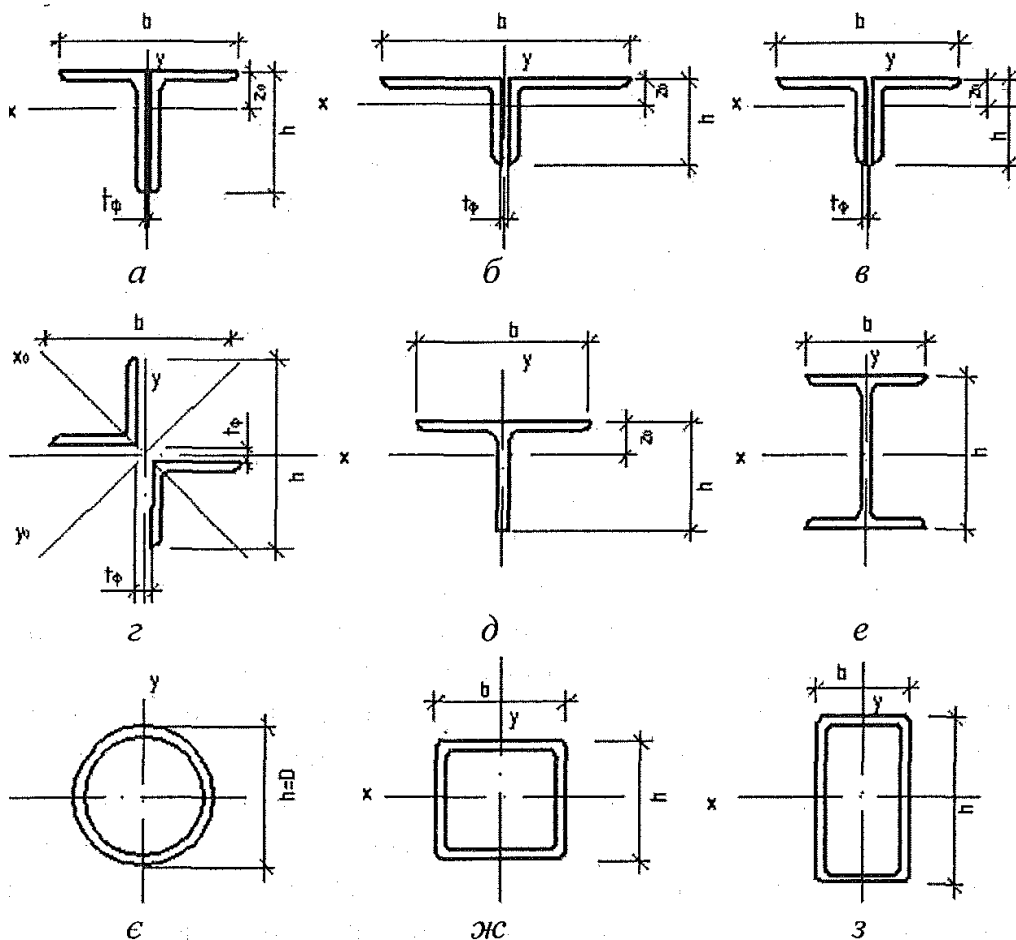


Рис. 11.10. Типи перерізів елементів ферм:

*a* – з нерівнополичних кутиків, суміщених більшими полицями; *б* – з нерівнополичних кутиків, суміщених меншими полицями; *в* – з рівнополичних кутиків; *г* – хрестовий переріз з кутиків; *д* – з тавра; *е* – з двотавра; *є* – з труби; *ж* – з гнutoзварного квадратного профілю; *з* – з гнutoзварного прямокутного профілю

У кожному конкретному випадку вибір типа перерізу елементів ферм визначається умовами роботи конструкції (міра агресивності середовища, характер і місце дії навантажень і так далі), можливістю виготовлення, наявністю сортаменту, економічними міркуваннями.

### 11.6. Розрахунок ферм

Для визначення розрахункових зусиль в стержнях ферм виконують статичний розрахунок припускаючи наявність шарнірів у вузлах, а також, що осі усіх стержнів прямолінійні, розміщені в одній площині та перетинаються в центрах ваги вузлів (рис. 11.11). Припущення про шарнірно-стержньову систему допустиме для ферм з кутиків і таврів, а також з труб, двотаврів та замкнених профілів при відношенні висоти поясного елемента до довжини панелі ( $h/d$ ) менш як  $1/10$ . При більших відношеннях  $h/d$  зусилля знаходять з урахуванням жорсткості вузлів, як у статично невизначеній системі, з урахуванням згинальних моментів, що виникають у вузлах.

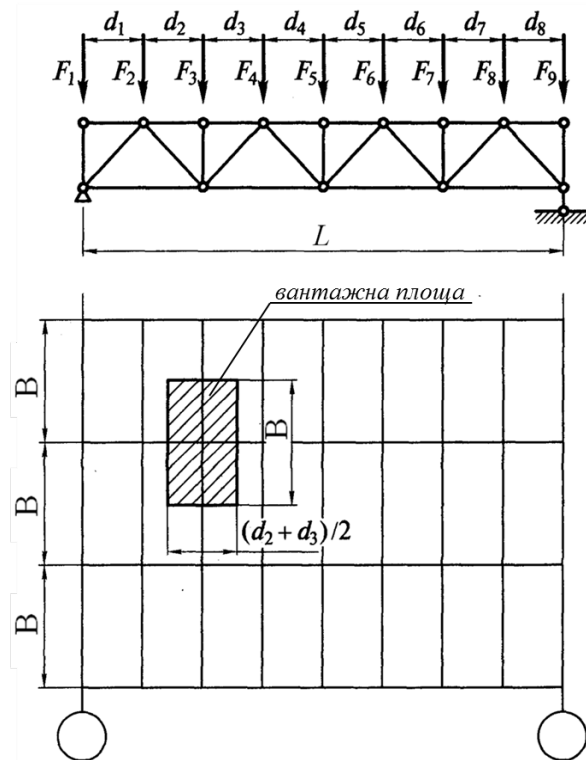


Рис. 11.11. Розрахункова схема ферми

Основною причиною руйнування ферм є втрата стійкості стиснутими елементами. Втрата стійкості суттєво залежить від геометричних і фізичних недосконалостей стержнів: початкові викривлення стержнів,

пов'язані з виготовленням чи недбалим транспортуванням, неточне центрування елементів, порушення при монтажі та експлуатації конструкції. Ці недосконалості частіше виявляються в більш гнучких стержнях решітки і згідно з нормами [3] вплив таких недоліків враховують введенням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c = 0.8$  (для стиснутих елементів решітки, крім опорних, при гнучкості  $\lambda \geq 60$ ).

Ферми розраховують на дію постійних (власна вага конструкцій покриття та покрівлі) і тимчасових (від снігу та вітру, підвісного підйомно-транспортного обладнання) навантажень. Ці навантаження, як правило, передаються на ферму у вигляді зосереджених сил, прикладених у вузлах. Розрахунок виконується окремо від кожного навантаження для того, щоб при встановленні розрахункових зусиль можна було знаходити не вигідні їхні комбінації.

Зосереджені сили прикладаються до ферми в тих вузлах, де опираються несучі елементи покрівлі (прогони чи ребра залізобетонних плит) і залежать від вантажної площі, з якою вони збираються (рис. 11.11). Розрахункове вузлове навантаження визначається за формулою:

$$F_i = \left( g_\phi + \frac{g_{\text{покрівля}}}{\cos \alpha} \right) \cdot B \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2}, \quad (11.4)$$

де  $g_\phi$  та  $g_{\text{покрівля}}$  – розрахункове поверхнєве навантаження від власної ваги конструкції покриття (ферми і в'язей) та покрівлі;  $\alpha$  – кут нахилу верхнього пояса до горизонту;  $B$  – крок ферм;  $d_{i-1}$  та  $d_i$  – довжина примикаючих до вузла панелей.

Аналогічно визначається вузлове навантаження від снігу та від вітру. Тиск вітру враховується тільки на вертикальну поверхню, а також на поверхні з кутом нахилу до горизонту більш як  $30^\circ$ , що буває в трикутних кроквяних фермах, вежах, щоглах, естакадах.

### 11.7. Визначення зусиль в елементах ферм

Статичний розрахунок ферм виконується відомими методами будівельної механіки або з допомогою програмних комплексів. Зручний метод визначення зусиль в стержнях ферм – графічний, побудовою діаграми Максвела – Кремони, який розглянемо більш детально.

При симетричних кроквяних фермах без ліхтарів і рівномірному сніговому навантаженні можна побудувати діаграму зусиль до осі симетрії ферми від одиничних сил, прикладених до вузлів ферми. Фактичні зусилля потім визначають множенням значення зусилля від одиничного навантаження на значення діючого вузлового навантаження.

Вичерчуємо в масштабі геометричну схему ферми (рис. 11.12). Проставляємо у вузлах навантаження, указуючи їхній напрямок і значення. Визначаємо опорні реакції. Позначаємо поля між силами і між стержнями

– цифрами, а вузли ферми – буквами. Задаємося масштабом сил і будемо силовий багатокутник, обходячи ферму по годинній стрілці і позначаючи початок сили цифрою, проставленою на схемі ферми ліворуч від сили, а кінець сили – цифрою, проставленою праворуч від розглянутої сили. При правильній побудові багатокутник сил обов'язково замкнеться, тобто ми повернемося у вихідну точку побудови багатокутника.

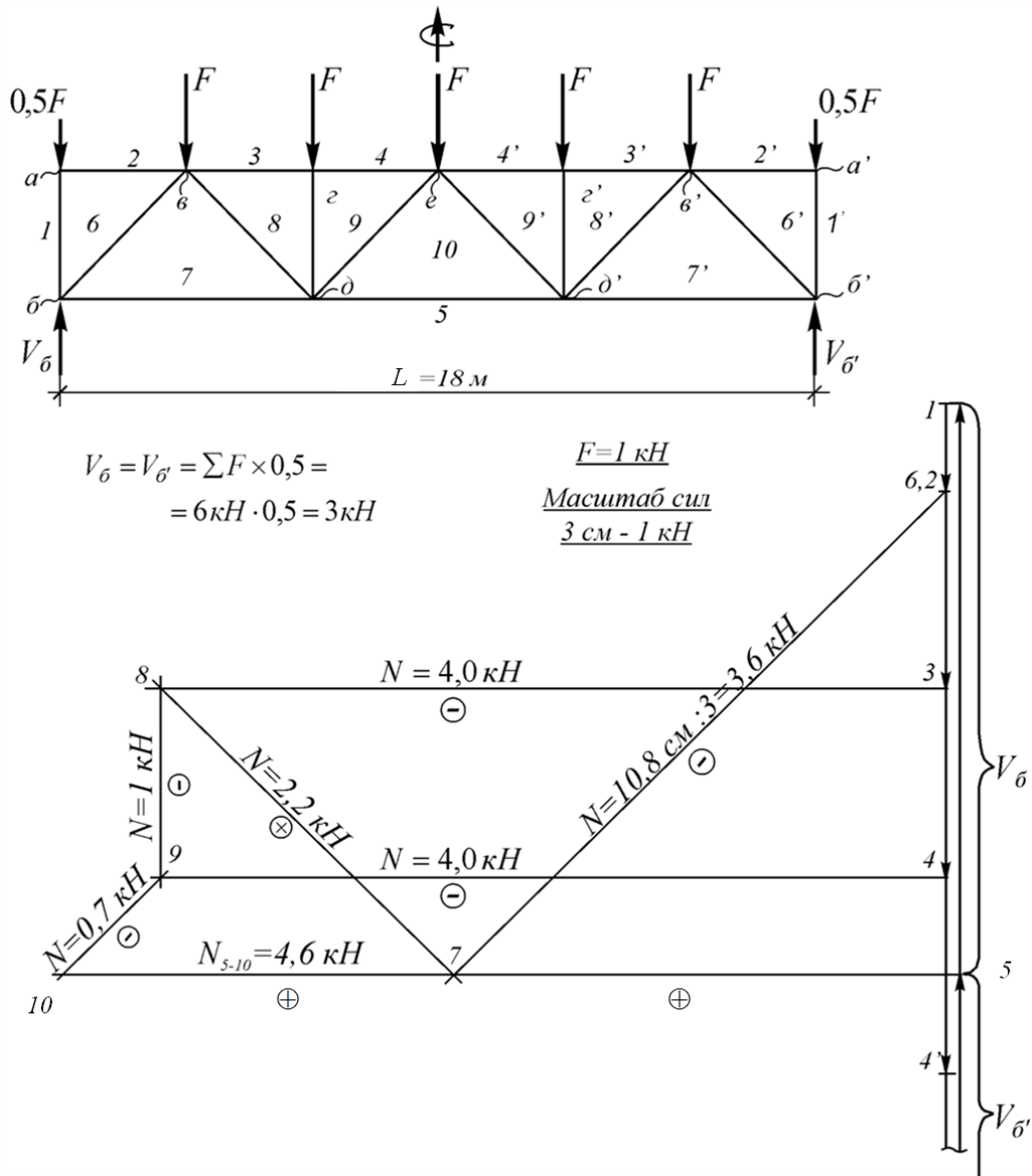


Рис. 11.12. Приклад побудови діаграми зусиль

Побудову діаграми необхідно починати з вузла, у якому діє не більш двох невідомих зусиль. У даному випадку (див. рис. 11.12) це вузол “а”.



На багатокутнику сил із точки 2 проводимо лінію паралельну стержневі 2–6 (на схемі ферми). З точки 1 на багатокутнику сил проводимо пряму паралельну стержневі 1–6. Точки 2 і 6 на багатокутнику сил збіглися. Отже, зусилля в елементі 2–6 дорівнює нулеві, а в стержні 1–6 зусилля дорівнює величині вузлового навантаження, тобто  $0.5 \cdot F$ .

Далі переходимо до вузла “б”, тому що в ньому залишилося тільки два невідомі зусилля: у стержнях 6–7 і 7–5. Для цього з точки 6 на багатокутнику сил проводимо пряму паралельну стержневі 6–7, а з точки 5 проводимо пряму паралельну стержневі 7–5. Перетинання цих прямих дає точку 7 на діаграмі, а відрізки 6–7 і 7–5 є зусилля відповідно в опорному розкосі і нижньому поясі.

Наступний вузол для визначення зусиль – “в”, у якому тільки два невідомі зусилля: стержні 3–8 і 8–7. З точки 7 на діаграмі проводимо пряму паралельну стержневі 8–7 (на схемі ферми), а з точки 3 пряму паралельну стержневі 3–8. Точка 8 перетинання цих прямих і визначить зусилля у відповідних стержнях: 8–7 і 3–8. Далі аналогічно переходимо до вузлів “г”, “д”, “е” (рис. 11.12).

Величини зусиль у стержнях ферми визначаємо по діаграмі відповідно до прийнятого масштабу сил. Наприклад, у стержні 6–7, заміримо довжину на діаграмі – 10.8 см, при масштабі сил [3 см – 1 кН], значення зусилля буде  $N_{6-7} = 10.8:3 = 3.6$  кН.

Для визначення знака зусилля в будь-якому стержні необхідно прочитати цей стержень по годинній стрілці щодо кожного з двох вузлів, до яких він підходить. При цьому стержень читається по порядку обходу: індекс поля, з якого починаємо обхід, потім індекс поля, де закінчується обхід. Рухаючи на діаграмі по напрямку, заданому найменуванням стержня, визначаємо: наближаємося до розглянутого вузла – стержень стиснутий (–), віддаляємося від вузла – стержень розтягнутий (+).

### 11.8. Розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів ферм

При втраті стійкості в площині ферми стиснутий стержень випинається, повертається навколо центрів відповідних вузлів і унаслідок жорсткості фасонки заставляє повертатися і згинатися в площині ферми інші стержні, що примикають до цих вузлів (рис. 11.13). Примикаючі стержні чинять опір згину і повороту вузла і цим перешкоджають вільному згину стержня, що втрачає стійкість. Таким чином, чим більше розтягнутих стержнів примикає до стиснутого стержня, тим вище ступінь защемлення елемента та менша його розрахункова довжина. Чисельно ця умова (ступінь защемленості) виражається відношенням  $\tau$ , що обчислюється за формулою:

$$\tau = \frac{i}{\sum i_p}, \quad (11.5)$$

де  $i = I/l$  – лінійний момент інерції розглядуваного стержня в площині ферми;  $\sum i_p$  – сума лінійних моментів інерції розтягнутих стержнів, які примикають до розглядуваного елемента з обох боків.

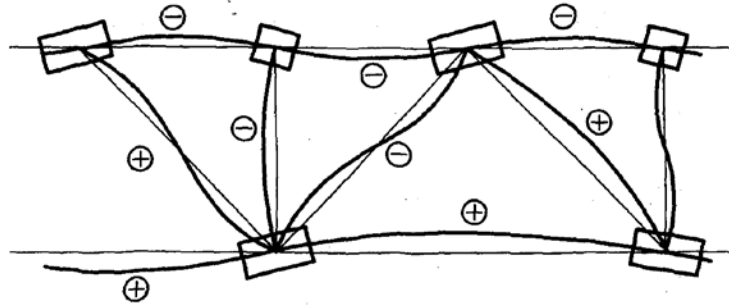


Рис. 11.13. Схема деформації стержнів при втраті стійкості стиснутого стержня

Значення  $\tau$  враховуються при встановленні коефіцієнта зведення розрахункової довжини  $\mu$ , за допомогою якого здійснюється перехід від геометричної довжини  $l$  (відстань між центрами суміжних вузлів) до розрахункової:  $l_{ef} = \mu \cdot l$ . Зі збільшенням розмірів перерізів розтягнутих стержнів та їхньої кількості збільшується ступінь защемлення (тобто відношення  $\tau$  зменшується) та знижується коефіцієнт  $\mu$ .

Для стиснутого стержня поясу ступінь защемлення у вузлах незначна, тому що з кожної сторони до нього примикає тільки по одному розтягнутому розкосі із перерізом, значно меншим, чим переріз пояса. У такому ж стані знаходиться стиснутий опорний розкіс, до нижнього вузла якого примикає розтягнутий елемент. Тому для цих елементів коефіцієнт  $\mu$  дорівнює одиниці, тобто їхня розрахункова довжина в площині ферми збігається з геометричною.

До проміжних стиснутих розкосів решітки в нижніх вузлах примикають потужні розтягнуті пояси та розтягнутий розкіс, а до верхніх – розтягнутий розкіс. У цьому разі відношення  $\tau$  досягає найменшого значення ( $\tau = 0.5$ ), що відповідає значенню  $\mu = 0.77$ . З урахуванням деякого запасу для стиснутих розкосів та стояків з парних кутиків, крім опорних, діючі норми [3] встановлюють розрахункову довжину в площині ферми  $l_{ef,x} = 0.8 \cdot l$ .

З площини ферми пояси розкріплені в'язями, в тому числі й несучими елементами покрівлі, які перешкоджають зміщенню конструкції в

цьому напрямку. Розрахункова довжина поясів у цьому разі ( $l_{ef,y}$ ) визначається відстанями між вузлами в'язей.

Розрахункова довжина стержнів решітки (розкосів та стояків) при випинанні їх з площини ферми приймається рівною геометричній довжині  $l_{ef,y} = l$ , тому що фасонки досить гнучкі з площини ферми і можуть розглядатися як листові шарніри.

Крім стиснутих розрахункові довжини встановлюють і для розтягнутих стержнів ( коефіцієнт  $\mu$  в цьому випадку завжди дорівнює одиниці), хоча їхня несуча здатність не залежить від довжини. Але для запобігання провисання під власною вагою, коливання від динамічних впливів, викривлення при транспортуванні та монтажі норми проектування [3] обмежують гнучкість розтягнутих елементів ферм: гранична гнучкість  $\lambda_u$  при статичних навантаженнях дорівнює 400 для всіх стержнів, а при динамічних – 250 для поясів та опорних розкосів, 350 – для інших елементів ферм. У конструкціях, що не підлягають динамічним впливам, гнучкість розтягнутих елементів слід перевіряти лише у вертикальних площинах.

Граничні гнучкості  $\lambda_u$  стиснутих стержнів визначають в залежності від рівня використання несучої здатності, що характеризується коефіцієнтом  $\alpha$  (формула 9.10). Для стиснутих поясів, опорних розкосів та стояків, що передають опорні реакції, гранична гнучкість змінюється в межах від 120 до 150 і дорівнює  $\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha$ , для інших елементів решітки змінюється в межах від 150 до 180 і дорівнює  $\lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha$ .

### 11.9. Підбір перерізів стержнів ферм

При підборі перерізів стержнів ферм повинні бути забезпечені вимоги міцності, стійкості і граничної гнучкості. Розрахунок виконують починаючи з поясів ферми відповідно до напруженого стану стержнів та з урахуванням коефіцієнтів умов роботи  $\gamma_c$ .

#### *Підбір перерізу стиснутого елемента*

**a)** Визначають орієнтовні необхідні площу перерізу та радіуси інерції стержня:

$$A_{необх.} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \text{ см}^2; \quad i_{x,необх.} = l_{ef,x} / \lambda; \quad i_{y,необх.} = l_{ef,y} / \lambda, \text{ см}; \quad (11.6)$$

де:  $N$  – розрахункове зусилля в розглянутому елементі,  $\kappa H$ ;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі,  $\kappa H/\text{см}^2$ ;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи рівний 1.0 (для стиснутих елементів решітки при їхніх фактичних гнучкостях  $\lambda \geq 60$  дорівнює 0.8 [3]);

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих елементів, визначається в залежності від умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E}$  і типу кривої стійкості за

попередньо призначеною гнучкістю  $\lambda$ , яка має бути меншою, ніж гранична: для поясів та опорних розкосів  $\lambda = 80 \dots 100$ , для елементів решітки  $\lambda = 100 \dots 120$ ; необхідні радіуси інерції перерізу знаходять виходячи з попередньо прийнятих значень  $\lambda$ ;

$l_{ef,x}$ ,  $l_{ef,y}$  – розрахункові довжини елементів в площині та за площиною ферми.

**б)** Виходячи із знайдених значень площі та радіусів інерції за відповідним сортаментом прокатних профілів визначають номер профілю і виписують фактичні значення площі, радіусів інерції.

**в)** Визначають фактичну гнучкість

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x; \quad \lambda_y = l_{ef,y} / i_y. \quad (11.7)$$

За дійсним значенням більшої гнучкості визначають величину умовної гнучкості і фактичного коефіцієнта стійкості  $\varphi$ .

**г)** Перевіряють стійкість стиснутого елемента

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (11.8)$$

Якщо умова не виконується, приймають більший профіль і розрахунков повторюють, починаючи з пункту «б». Доцільно, збільшуючи переріз, приймати профілі з меншими товщинами.

**д)** Гнучкості стиснутих елементів з остаточно підібраними перерізами порівнюють з граничними значеннями  $\lambda_u$ :

– для стиснутих поясів і опорних розкосів

$$\lambda_{x(y)} \leq \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha \quad (11.9)$$

– для інших стиснутих елементів решітки

$$\lambda_{x(y)} \leq \lambda_u = 210 - 60\alpha, \quad (11.10)$$

де  $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \geq 0.5$  – коефіцієнт, який характеризує ступінь використання несучої здатності елемента.

Не слід перевіряти граничні гнучкості  $\lambda_u$  при  $\lambda_{x(y)} \leq 120$ .

Якщо фактична гнучкість стержня перевищує граничну приймають профіль з більшим радіусом інерції. Виконують перевірку з пункту «б».

### *Підбір перерізу розтягнутого елемента*

**а)** Визначають необхідну площу перерізу розтягнутого стержня:

$$A_{необх.} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (11.11)$$

**б)** Виходячи із знайденого значення площі за відповідним сортаментом прокатних профілів визначають номер профілю і виписують фактичні значення геометричних характеристик.

в) Виконують перевірку міцності:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 . \quad (11.12)$$

з) Порівнюють гнучкості розтягнутих елементів із граничними значеннями  $\lambda_u$ . Гнучкості розтягнутих елементів при статичних навантаженнях перевіряють тільки у вертикальній площині ферми  $\lambda_{ef,x} \leq \lambda_u = 400$ .

Для таврових перерізів, скомпонованих з двох кутиків, значення радіуса інерції  $i_x$  береться, як для одного кутика. Значення  $i_y$  необхідно взяти, як для перерізу з двох кутиків, що розташовані на відстані товщини фасонки  $t_\phi$  (рис. 11.3, б; 11.10, а, б, в), визначивши по сортаменту або за формулою:

$$i_y = \sqrt{i_{кутика}^2 + (z_0 + 0.5 \cdot t_\phi)^2} , \quad (11.13)$$

де  $i_{кутика}$  – радіус інерції перерізу одного кутика відносно власної осі, що паралельна до осі  $y - y$ ;  $z_0$  – відстань від центра ваги перерізу кутика до обухка;  $t_\phi$  – товщина вузлової фасонки.

Товщину фасонки приймають однаковою для усієї ферми і вибирають за найбільшим зусиллям в елементах решітки, що діє, як правило, в опорному розкосі (табл. 11.1).

Таблиця 11.1. Рекомендовані товщини вузлових фасонок

Максимальне зусилля в стержнях решітки, кН	до 150	160 ... 250	260 ... 400	410 ... 600	610 ... 1000	1010 ... 1400	1410 ... 1800	понад 1800
Товщина фасонки $t_\phi$ , мм	6	8	10	12	14	16	18	20

При виборі профілів слід намагатися використовувати тонші з них, у яких площа перерізу менша, а радіус інерції більший.

За умови забезпечення необхідної жорсткості стержня при транспортуванні та монтажі висота його перерізу не має бути меншою ніж 50 мм, а для зручності накладання зварних швів та запобігання перепаленню елементів мінімальна товщина прокатних профілів дорівнює 5 мм, а для труб – 3 мм (пояси, опорні розкоси) та 2.5 мм (інші елементи).

Для забезпечення технологічності конструкції необхідно уніфікувати перерізи, приймаючи кількість типорозмірів у межах 5...6 для ферм прольотом до 30 м та 7...8 при прольотах 36 м. Ферми прольотами до 30 м виконують з поясами постійного перерізу по довжині (переріз підбирають за максимальним зусиллям у поясі), а при прольотах 36 м змінюють переріз поясів один раз. Переріз пояса змінюють за рахунок його ширини,

зберігаючи товщину однаковою, що зручно при конструктивному оформленні стику. Зміну перерізу виконують у вузлах зі значною різницею зусиль у поясі, а вузол стику виносять в панель з меншим зусиллям на відстань не менш як 500 мм від центра вузла. Стиснуті опорні розкоси проектують з тих самих, або близьких, профілів, що й стиснуті пояси. Проміжні розкоси, стиснуті та розтягнуті, мають 1...2 типорозміри, а стояки виконують однаковими.

### 11.10. Конструювання і розрахунок вузлів ферм

Після підбору перерізів елементів ферм їх розміщують відносно геометричних осей наскрізної конструкції, розраховують тип з'єднання стержнів у вузлах, вибирають розміри вузлових фасонок, а також деталей для сполучення ферми з суміжними конструкціями на опорах. Конструювання починають з креслення осей усіх елементів ферми, при цьому осі мають перетинатися в центрі кожного вузла (рис. 11.14). Далі, для забезпечення відповідності конструктивної схеми розрахунковій, осі, що проходять через центр ваги профілів, мають збігатися з геометричними осями ферми. Відстані від осі профілю до його граней для кутиків беруть із сортаментів (розмір  $z_0$ ) з округленням до значень, кратних 5 мм (рис. 11.14).

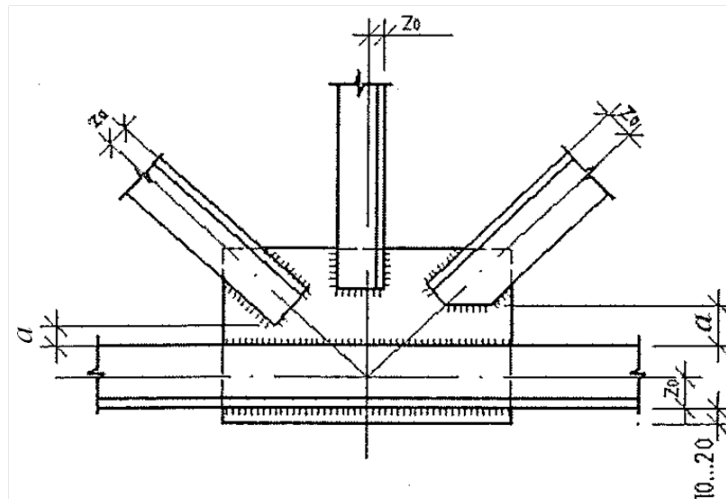


Рис. 11.14. Центрування стержнів у вузлах

Розділ ферми на відправні марки, для зручності транспортування заводських виробів, викликає необхідність об'єднання цих елементів перед монтажем. Монтажні вузли верхніх і нижніх поясів проектують в одному перерізі, використовуючи для з'єднання високоміцні болти або зварювання за умови забезпечення рівномірності з'єднання з елементами, що стикаються.

Ферми з елементами з парних кутиків проектують з вузловими фасонками, які розміщують між поясними кутиками. Обрис фасонки визначається схемою вузла та довжиною швів. Форма фасонки має бути простою для зручності виготовлення та скорочення відходів сталі при цьому. Торці стержнів решітки обрізують перпендикулярно до їхніх осей, а в кутиках шириною полиць більш як 90 мм допускають косі різи (рис. 11.14). Для зниження концентрації зварювальних напружень торці кутиків решітки не доводять до кромки поясів на відстань  $a = 6 \cdot t_{\phi} - 20$  мм, але не більш як 80 мм. Таких же відстаней потрібно дотримуватись і між сусідніми елементами решітки у вузлі.

Елементи решітки приварюють до фасонки двома фланговими кутовими швами з виведенням їх на торці на 20 мм (рис. 11.15). Зусилля в елементі розподіляють по обушку та перу обернено пропорційно їх відстаням до осі елемента (формула 4.10). Кутові шви розраховують на міцність при умовному зрізі по металу шва і металу границі сплавлення (при відношенні  $(\beta_f \cdot R_{wf}) / (0.45 \cdot \beta_z \cdot R_{uz}) \leq 1$  розрахунок виконують у площині наплавленого металу, в іншому випадку – у площині металу межі сплавлення). Рекомендується задатися розмірами катетів швів і розрахувати їхню довжину по обушку  $l_w^{ob}$  та перу  $l_w^n$  кутика:

$$l_w^{ob} = \frac{\alpha \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^{ob} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} \quad (11.14)$$

$$l_w^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (11.15)$$

де:  $\alpha$  – коефіцієнт, що визначає частку зусилля, яка сприймається швом по обушку,  $\alpha = (b - z_0) / b$  (для рівнополичних кутиків  $\alpha = 0.7$ );  $b$  – ширина полиці кутика;  $z_0$  – відстань від обушка до центра ваги кутика;  $n$  – кількість швів по обушку (по перу),  $n = 2$  – для парних кутиків (рис. 11.15).

Розрахункові довжини зварних швів округляються у більшу сторону до 1 см і повинні бути не менші за  $4 \cdot k_f$  і не менші ніж 40 мм. При визначенні катетів зварних швів варто уникати їхньої великої різноманітності.

Фасонку випускають за обушки поясних кутиків на 10...15 мм, проте в місцях обпирання на верхній пояс несучих елементів покрівлі фасонку не доводять до кромки обушків на 10...15 мм і в цьому місці не приварюють (рис. 11.16). Прогони кріплять до поясів ферм короткими кутиками.

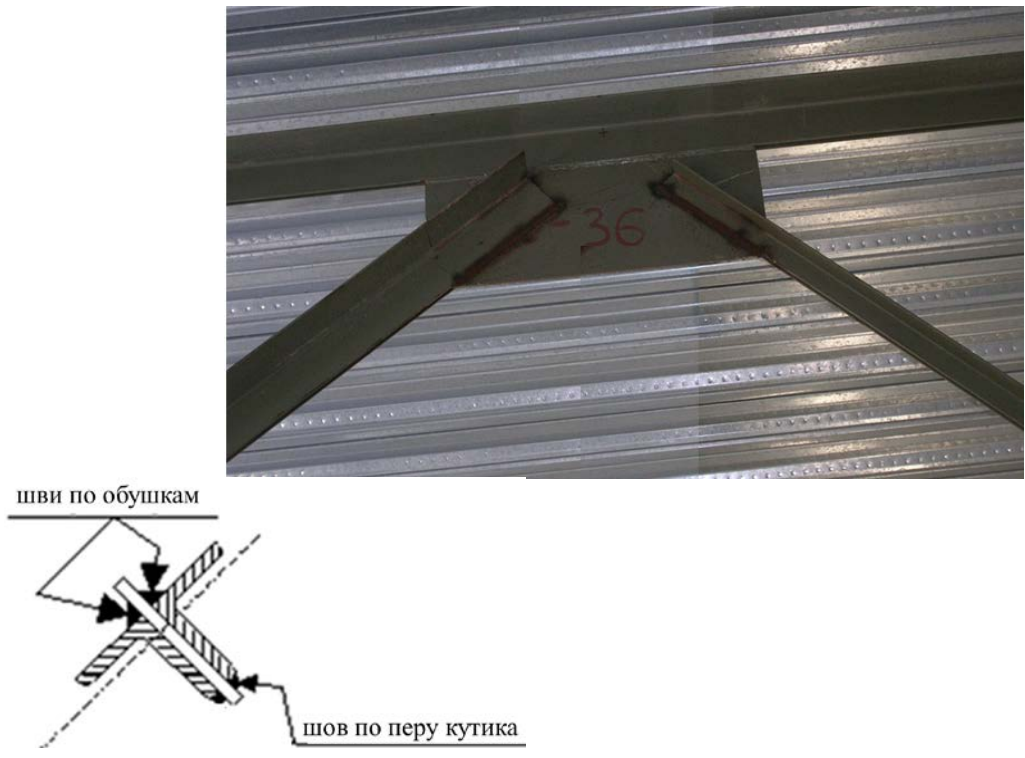


Рис. 11.15. Вузол ферми з фасонкою

У місцях обпирання ребер залізобетонних плит покриття при товщині поясних кутиків 10 мм або менше (при кроці ферм 6 м) та 14 мм або менше (при кроці ферм 12 м) необхідно посилити пояс накладками. Накладка має товщину 12 мм та приварюється до пояса поздовжніми швами.

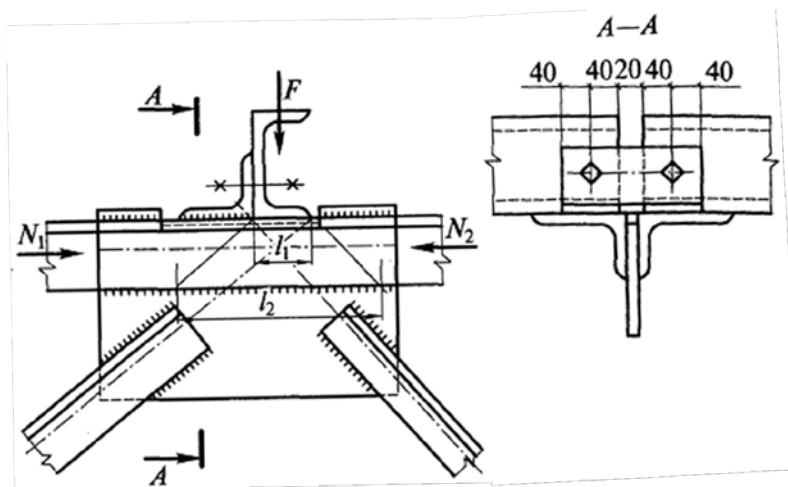


Рис. 11.16. Обпирання прогонів на верхній пояс ферми



Стик поясів необхідно перекривати накладками з листової сталі (рис. 11.17) або кутиків. Поясні кутики стикують із зазором не менш як 50 мм, а переріз накладок та кутові шви, що їх кріплять, розраховують на зусилля, яке діє в панелі, де розміщується стик. Площа перерізу стикових елементів повинна бути не меншою площі перерізу елементів, які стикуються.

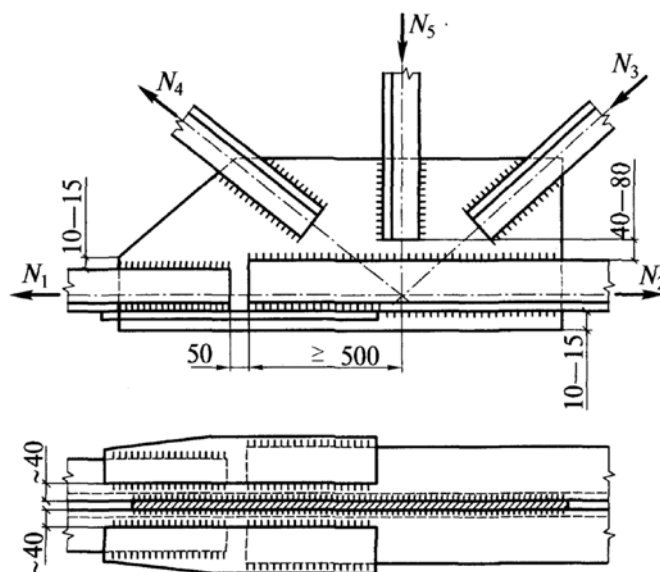


Рис. 11.17. Заводський стик поясу зі зміною перерізу

Монтажні вузли ферм виконують зазвичай з розрізною фасонкою (рис. 11.18).

В кожній відправній марці ферми кінці стержнів, що примикають до вузла, закріплені на напівфасонці (рис. 11.18). Стик поясів перекривають горизонтальними накладками, а об'єднання напівфасонок забезпечують вертикальними накладками, які можуть мати ребра для кріплення в'язей по покриттю. Для виконання монтажного зварювання обидві відправні марки попередньо з'єднують болтами.

Ферми обпираються на колони збоку або зверху. В обох випадках ферми кріплять у рівнях верхнього та нижнього поясів до внутрішніх граней сталевих колон або стояка двотаврового перерізу, який спеціально встановлюють на опору.

Вертикальна опорна реакція передається в рівні нижнього пояса через опорний фланець на плиту оголовка колони (рис. 11.19) або на опорний столик, приварений до грані колони (при обпиранні збоку). Для чіткості передачі зусилля фланець виступає нижче вузлових фасонок на 10...20 мм.

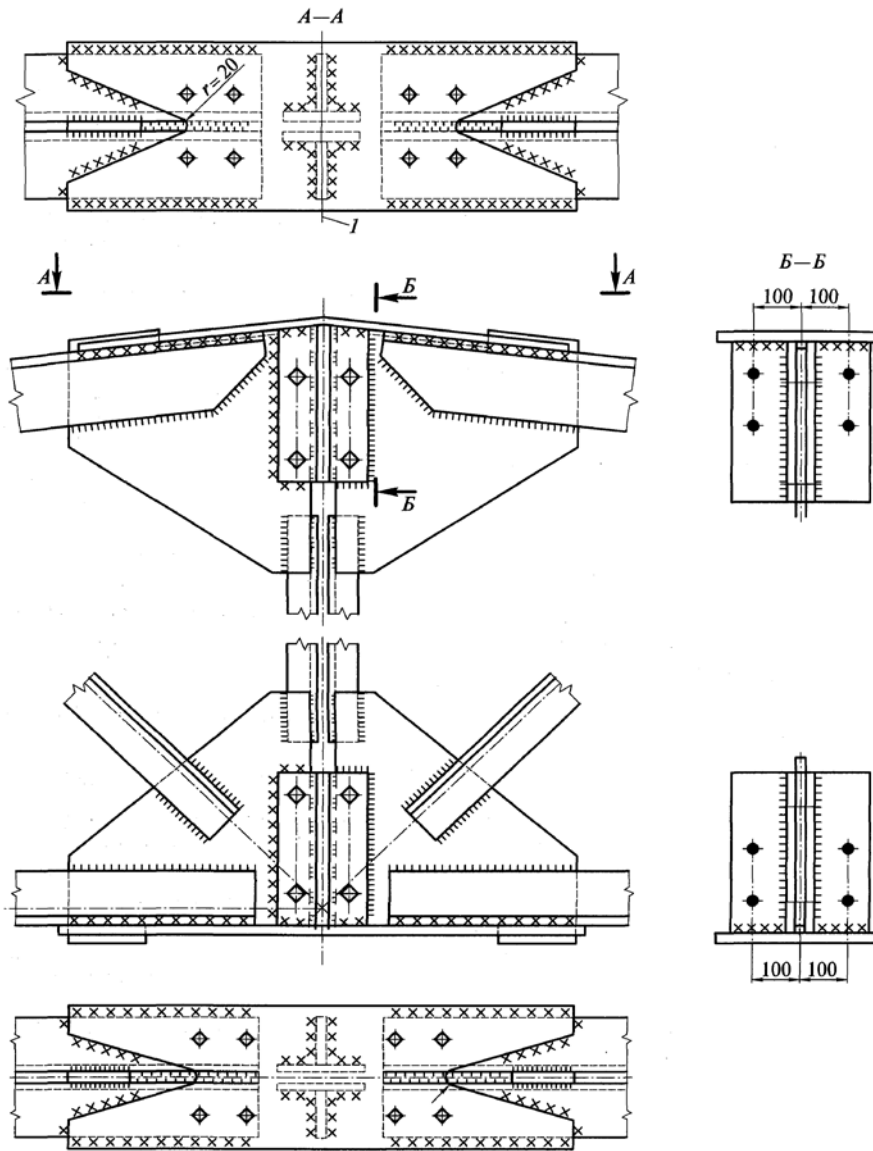


Рис. 11.18. Монтажный узел фермы з різною фасонкою:  
*I* – лінія згину стикової накладки

Опорный фланец розраховують на зминання, а прийняті розміри його поперечного перерізу мають відповідати конструктивним вимогам та забезпечувати місцеву стійкість. Зварні кутові шви, що кріплять фланець до вузлової фасонки, працюють на зріз під впливом опорної реакції ферми, а їхня довжина визначає довжину опорного фланця, яка узгоджується з розміром опорної фасонки. Фланець конструктивно фіксують болтами до грані надопорного стояка (рис. 11.19) чи колони. Розміри верхньої фасонки, привареної до грані стояка, призначають конструктивно – ширина

та довжина фасонки мають забезпечити розміщення монтажних болтів в овальних отворах та необхідний напусток фасонки верхнього поясу, товщину її беруть не меншою від товщини вузлової фасонки ферми.



Рис. 11.19. Обпирання ферми на сталеву колону

При вільному обпиранні на залізобетонні колони або стіни опорні вузли ферм складаються з опорної плити, стояка та фасонки (рис. 11.20).

Площу опорної плити визначають залежно від розрахункового опору стиску матеріалу опори, а товщину – за умовою роботи плити на згин від опорного тиску. Цей розрахунок аналогічний визначенню розмірів опорної плити бази центрально-стиснутої колони. Пливу фіксують на опорі анкерними болтами, для чого в ній влаштовують отвори діаметром у 2...3 рази більшим ніж діаметр болта (це необхідно для зручності кріплення ферми у разі незбіжності осей отворів з осями закладених в опору болтів). Анкерні отвори перекривають прямокутними шайбами, які приварюють до опорної плити. Для зручності зварки і монтажу відстань між нижнім поясом і опорною плитою приймають не менш, як 150 мм.

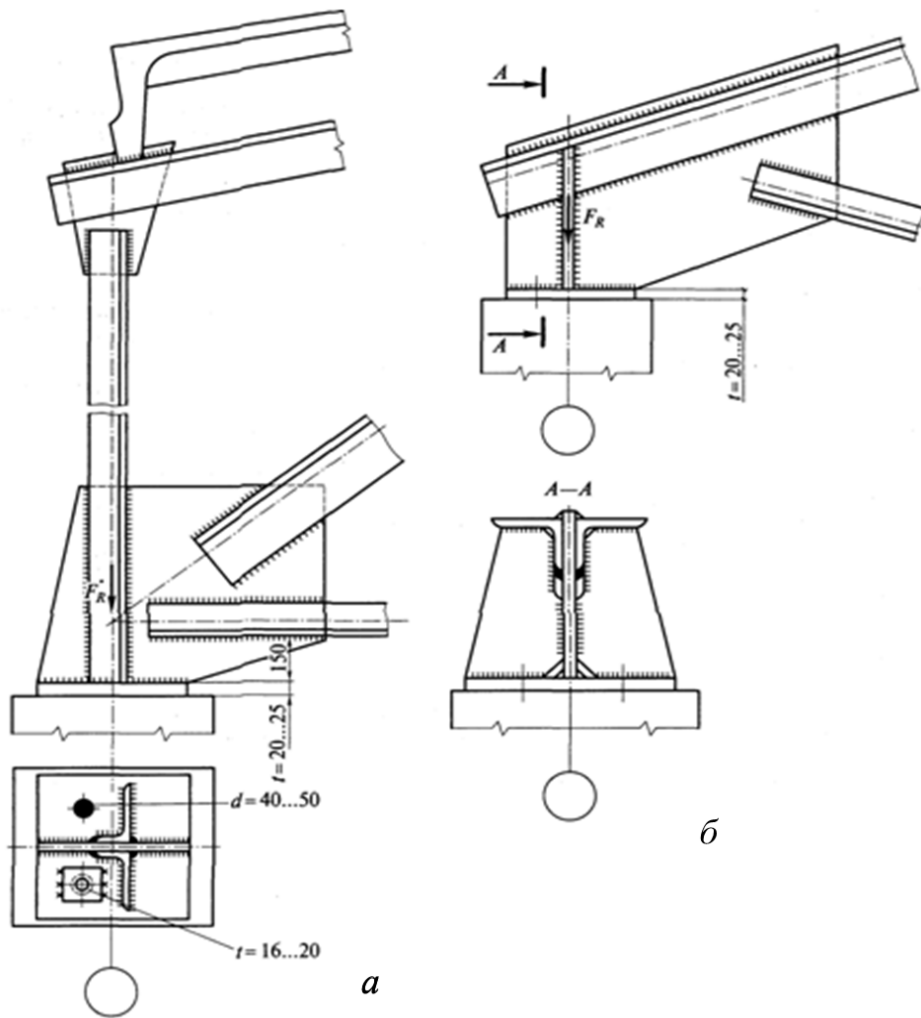


Рис. 11.20. Обпирання ферми на залізобетонну колону:  
 а – в рівні нижнього пояса; б – в рівні верхнього пояса

### 11.11. Визначення кількості з'єднувальних прокладок

Для забезпечення сумісної роботи двох кутиків, що утворюють тавровий переріз, їх з'єднують між собою об'єднуючими листовими планками – прокладками (рис. 11.21, 11.22).

Прокладки розміщують по довжині стержня на відстанях, що не повинні перевищувати  $40 \cdot i_{кутика}$  – для стиснутих і  $80 \cdot i_{кутика}$  – для розтягнутих елементів ( $i_{кутика}$  – радіус інерції одного кутика відносно власної осі, що паралельна до площини прокладки). Незалежно від довжини стержня в стиснутих елементах передбачають не менш як дві, а в розтягнутих – хоча б одну прокладку. Прокладки встановлюють в елементі на рівних відстанях. Розміри прокладок приймають: товщина прокладок  $t_n$  приймається

однаковою з товщиною вузлових фасонів  $t_{\phi}$  або товщиною стінки тавра в безфасонковому вузлі; ширина прокладки  $b_n = (0.5...0.7) \cdot b$ , але не менш як 50 мм; довжина – на 10...15 мм більша, ніж ширина полиці кутика, в кожен бік,  $l_n = b + 20...30$  мм (де  $b$  – ширина полиці кутика).



Рис. 11.21. Об'єднуючі листові планки (прокладки) в нижньому поясі підкрівляної ферми

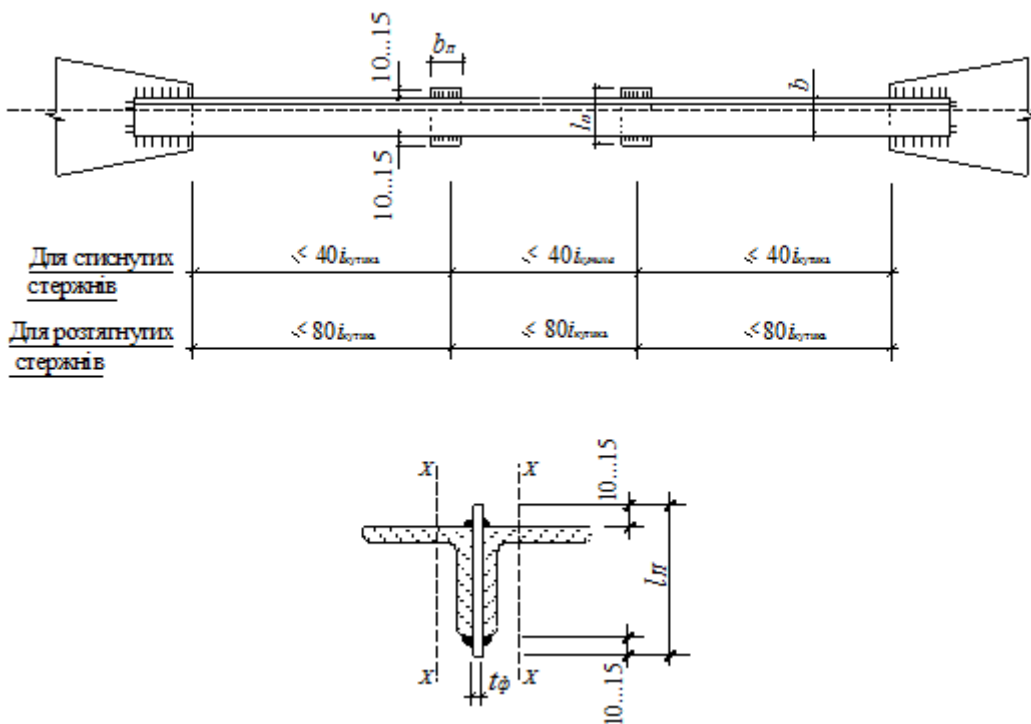


Рис. 11.22 Розміщення прокладок по довжині стержня ферми

Приклад 11.1. Підібрати переріз верхнього поясу кроквяної ферми з тавру. Розрахункове осьове зусилля в поясі  $N = - 1030.1$  кН. Розрахункові довжини  $l_{ef,x} = 300$  см,  $l_{ef,y} = 600$  см. Матеріал конструкції – сталь класу С 255 з розрахунковим опором  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>. Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ .

Визначаємо орієнтовну необхідну площу перерізу та радіуси інерції (формула 11.6):

$$A_{необх.} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1030.1}{0.490 \cdot 24 \cdot 1} = 87.59 \text{ см}^2,$$

$$i_{x,необх.} = l_{ef,x} / \lambda = 300 / 100 = 3 \text{ см},$$

$$i_{y,необх.} = l_{ef,y} / \lambda = 600 / 100 = 6 \text{ см},$$

тут коефіцієнт стійкості  $\varphi = 0.490$  прийнято (табл. Ж.1, [3]) за попередньо призначеною гнучкістю  $\lambda = 100$  в залежності від умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 100 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.41$  і типу кривої стійкості «с» (табл. 8.1, [3]).

По знайденим значенням площі та радіусів інерції за сортаментом прокатних профілів приймаємо: тавр №25ШТ2,  $A = 87.81$  см<sup>2</sup>,  $i_x = 7.0$  см,  $i_y = 6.71$  см.

Визначаємо фактичну гнучкість:

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 300 / 7.0 = 42.86,$$

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 600 / 6.71 = 89.42.$$

За дійсним значенням більшої гнучкості визначаємо величину фактичного коефіцієнта стійкості  $\varphi = 0.553$  в залежності від умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 89.42 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.05$  і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість стиснутого верхнього пояса (формула 11.8):

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1030.1}{0.553 \cdot 87.81 \cdot 24 \cdot 1} = 0.88 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

### Контрольні запитання

1. Як класифікуються ферми по обрису поясів?
2. Як класифікуються ферми по схемі решіток, їх особливості?
3. На який вид зусиль працюють пояси ферм?
4. На який вид зусиль працює решітка ферм?
5. Коли у поясах ферм немає згинальних моментів?
6. У чому необхідність прикладати зовнішнє навантаження у вузлах ферм?
7. Яким вимогам повинні відповідати ферми для прийняття оптимального рішення?
8. Яке конструктивне рішення зменшує прогин ферм?
9. Типи перерізів елементів ферм?
10. Як забезпечується стійкість елементів ферм з їх площин?
11. Призначення вертикальних в'язів між фермами?
12. Граничні гнучкості елементів ферм?
13. У якій площині слід перевіряти гнучкість розтягнутих елементів ферм?
14. Як визначити знак зусиль з діаграми зусиль Максвела-Кремони?
15. Розрахункові довжини елементів ферм у їх площинах?
16. Розрахункові довжини елементів ферм з площини ферми?
17. У якому випадку коефіцієнт умови роботи для стиснутих елементів решітки дорівнює 0.8?
18. Підбір перерізу стиснутих елементів ферми?
19. По якій гнучкості ( $\lambda_x$  чи  $\lambda_y$ ) визначають величину коефіцієнта стійкості  $\varphi$ ?
20. Перевірка стійкості стиснутого елемента ферми?
21. Підбір перерізу розтягнутого елемента ферми?
22. Яку перевірку виконують для розтягнутого елемента ферми?
23. Як визначають товщину фасонки ферм?
24. Для яких прольотів ферм і як змінюють переріз поясів ферм?
25. Як виконують центрування стержнів ферм у вузлах?
26. Як визначається обрис фасонки?
27. В якому разі приймають катети кутових швів і розраховують довжину та навпаки?
28. Як визначають кількість з'єднувальних прокладок для елементів ферм із двох кутиків?

## ЛЕГКІ МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

---

### 12.1. Номенклатура і область використання легких металевих конструкцій

Легкі металеві конструкції одноповерхових і малоповерхових будівель промислового і цивільного призначення широко застосовуються як засіб підвищення індустріалізації будівництва.

До легких металевих конструкцій відносять несучі та огорожувальні конструкції, виконані переважно з ефективних профілів (трубчастих, тонкостінних, гнутих, перфорованих, змінної жорсткості), високоміцних сталей і алюмінієвих сплавів, легких теплоізоляційних матеріалів, з сучасними монтажними з'єднаннями на високоміцних болтах, самонарізних гвинтах, фланцевих з'єднаннях.

Зменшення витрат сталі в легких металевих конструкціях не приводить до пропорційного зменшення вартості, оскільки зв'язано з підвищенням трудомісткості і вартості виготовлення на 1 *m* конструкції. Гнуті і перфоровані профілі дорожче прокатних і сплошностінчатих, високоміцні сталі і ефективні утеплювачі дорожче звичайних. Щоб легкі конструкції могли конкурувати із звичайними, вони повинні відрізнятися високою індустріальністю. Тому основними передумовами розробки легких металевих конструкцій є: серійне виготовлення на автоматизованих лініях, максимальна заводська готовність, монтаж крупними блоками. Такі конструкції поставляються на будівельну площадку комплектно і забезпечують швидкісний монтаж.

У світовій практиці легкі металеві конструкції складають до 50 % загального об'єму будівництва споруд промислового і суспільного призначення.

З легких металевих конструкцій в основному зводяться будівлі комплектного постачання (ЛМК КП). Будівлі з ЛМК КП можуть мати висоту до 18 м, прольоти 18, 24 і 30 м, постійні навантаження на покриття в межах 50...140 *кг/м<sup>2</sup>*, сумарна витрата металу на несучі і огорожувальні конструкції, знаходиться в межах 50...100 *кг/м<sup>2</sup>*. У будівлях з ЛМК КП можуть застосовуватися підвісні крани вантажопідйомністю до 5 *t* і мостові опорні крани вантажопідйомністю до 50 *t*. Будівлі з ЛМК КП теплі, вони поставляються спільно з огорожувальними конструкціями покриття і стін, включаючи будівлі (модулі) різного призначення.

Будівлі з ЛМК КП поставляються по індивідуальним проектам, а також як будівлі (модулі) заданих габаритів, з певних типів конструкцій. Будівлі (модулі) багатоцільового призначення поставляються як



промисловий виріб спільно з інженерним устаткуванням, що забезпечує електроосвітлення, опалювання і вентиляцію будівлі.

Будівлі (модулі) можуть бути і цільового призначення – спортивно-оздоровчі, виставкові і ринкові павільйони, станції техобслуговування та ін.

## **12.2. Будівлі багатоцільового призначення**

### **12.2.1. Будівлі з конструкцій типу «Молодечно»**

Система несучих металоконструкцій будівель типу «Молодечно» (рис. 12.1) включає елементи покриття, колони, фахверк, зв'язки, підкранові балки, підвісні путі, сходи і площадки. Несучі конструкції взаємозв'язані з огорожувальними.

Конструкції розроблені для вживання в опалювальних одноповерхових виробничих будівлях. Будівлі можуть бути як однопролітними, так і багатопролітними, безліхтарними і з зенітними ліхтарями, без перепадів висот і з перепадом, з прольотами 18, 24 і 30 м, при висоті будівлі не більше 18 м, кроком колон 12 м по середніх рядах і 6 м або 12 м по крайніх рядах. Будівлі можуть бути безкрановими, з мостовими кранами груп режимів роботи 6К, вантажопідйомністю до 50 т, а також з підвісними кранами вантажопідйомністю до 5 т.

Металоконструкції покриття призначені для безпрогонного вирішення кровлі з безпосереднім обпиранням профільованого настилу на верхні пояси кроквяних ферм. Настил, закріплений до верхніх поясів кроквяних ферм, передає вертикальне навантаження з кровлі на кроквяні ферми, розв'язує верхні пояси з плоскості і виконує роль горизонтальних зв'язків покриття, забезпечуючи просторову жорсткість будівлі в цілому.

Кроквяні ферми запроектовані із замкнутих гнутозварних профілів з паралельними поясами з ухилом 1.5 %, трикутною решіткою з низхідними опорними розкосами. Висота ферм по зовнішніх гранях поясів 2000 мм, відстань між вузлами по верхньому поясу 3000 мм. Ферми прольотом 18 і 24 м виконуються з двох відправних марок, ферми прольотом 30 м – з трьох марок. Монтажні вузли кроквяних ферм здійснені на фланцях з болтами нормальної точності. Зниження витрат сталі в порівнянні з традиційними кутиковими рішеннями на 15 % досягається за рахунок застосування ефективного замкнутого тонкостінного коробчастого профілю, безфасоночного кріплення решітки до поясів, використанням безпрогонного рішення.

Підкроквяні ферми з паралельними поясами мають проліт 12 м, висота ферм по зовнішніх гранях поясів складає 1700 мм. Пояси ферм виконані з широкополочних двотаврів. Всі заводські з'єднання елементів кроквяних, підкроквяних ферм і оголовків колон зварні.

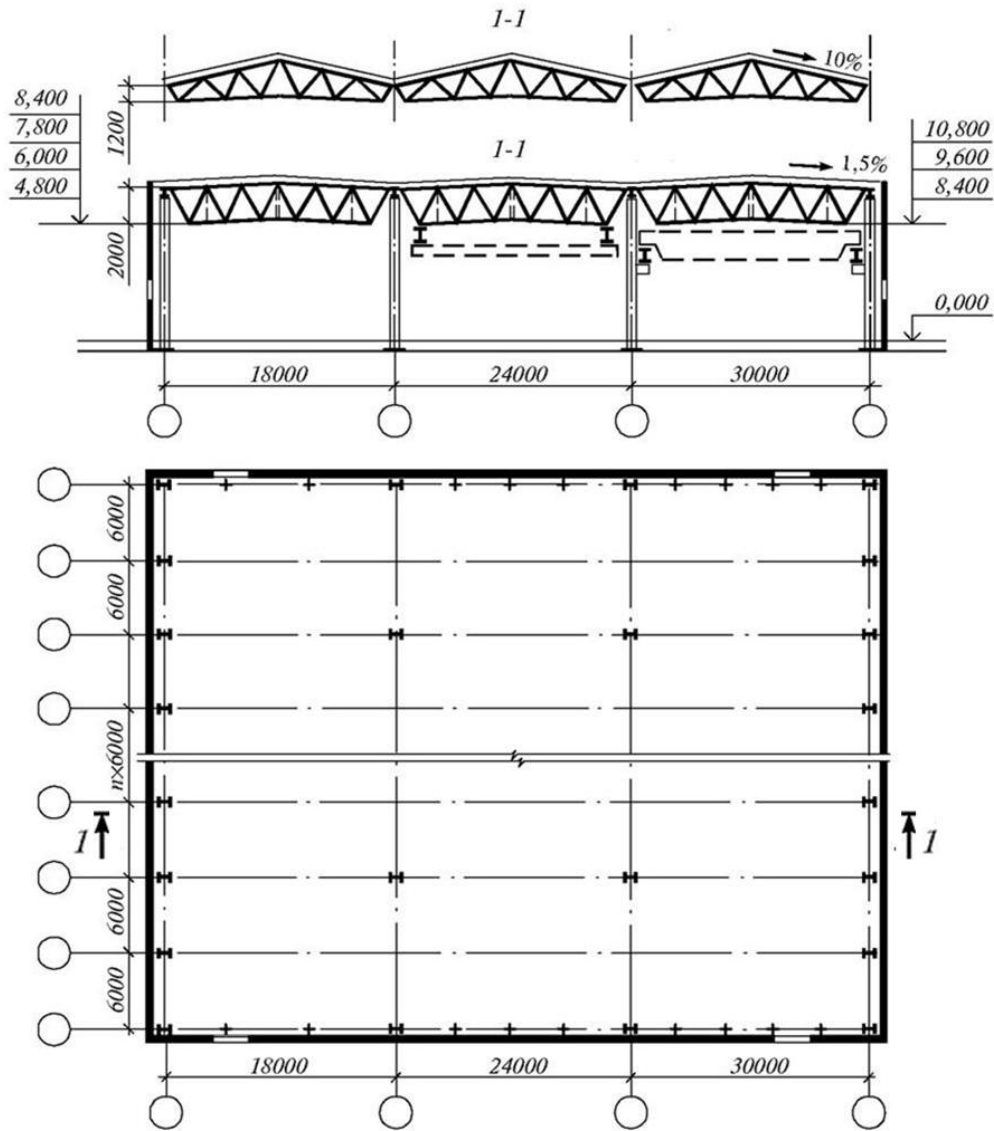


Рис. 12.1. Каркас будівлі з конструкції типу «Молодечно»

Колони виконуються сплошностінчати з широкополочних прокатних двотаврів. Крок колон для крайніх рядів – 6, для середніх 12 м. Колони складаються з власне колон і надколонників, що входять до складу покриття. Колони безкранових будівель складаються з трьох деталей – верхньої і нижньої плит і двотаврового стержня. Колони кранових будівель висотою до низу ферми 9.6 м розроблено аналогічно безкрановим з додаванням консолі (для опирання підкранових балок) з прокатного двотавра, привареного кутовими швами до стержня колони. Колони будівель висотою до низу ферми 10.8 м виконано

одноступінчатими. Підкранова і надкранова частини колон приварені встик до полиць горизонтально розташованого двотавра, утворюючого кранові консолі. Для забезпечення точності установки анкерних болтів і вивірки їх в горизонтальному і вертикальному напрямках анкерні болти рекомендується встановлювати у вигляді уніфікованих жорстких блоків. При монтажі колони встановлюються на заздалегідь вивірені нижні гайки і шайби. Остаточне закріплення колон виконують верхніми гайками і шайбами. Для вертикальних зв'язків передбачаються фасонки, які приварюються до колони на монтажі для скорочення кількості марок колон. Зв'язки запроектовані з гнutoзварних профілів, кріплення їх передбачено на зварці і болтах. У кранових будівлях для запобігання скручуванню колони в зв'язкових панелях передбачені горизонтальні зв'язки.

Стійки торцевого фахверку запроектовані ступінчатими, вони складаються з двох марок, сполучених між собою шарнірно в рівні низу кроквяних ферм. Нижня марка прийнята двотаврового перерізу, верхня – коробчастого. Відмітка низу опорної плити бази - 0.150. У рівні верхнього і нижнього поясів кроквяних ферм ступінчасті стійки кріпляться до конструкцій покриття за допомогою планок, що забезпечують податливість у вертикальному напрямі і передають горизонтальні реакції на конструкції покриття (листовий шарнір). Розпірки по стійках запроектовані з гнutoзварних профілів прямокутного перерізу, сплюснутих по кінцях.

### **12.2.2. Будівлі з конструкцій типу «Кисловодськ»**

Такі будівлі (рис. 12.2) розроблені для просторових решітчастих конструкцій секції покриттів двох видів: секції  $30 \times 30 \times 2.12$  м і  $27 \times 27 \times 2.12$  м з сіткою колон  $18 \times 18$  м під розрахункові навантаження 3 і  $3.5 \text{ кН/м}^2$ .

Просторові решітчасті конструкції покриття з труб призначені для одно- і багатопролітних опалювальних одноповерхових будівель без перепаду висот із zenітними ліхтарями; висота будівлі прийнята: 4.8; 6 і 7.2 м.

Конструкції допускають установку підвісних кранів вантажопідійомністю не більше 2 т (1 кран на секцію).

Стержньова решітчаста просторова конструкція має ортогональну сітку поясів, створюючи ячейку  $3 \times 3$  м з висотою між осями поясів 2.12 м. Вузли верхнього і нижнього поясів сполучені розкосами. У середній частині секції і по чотирьом крайнім сторонам є розрідження верхнього і нижнього поясів і решітки.

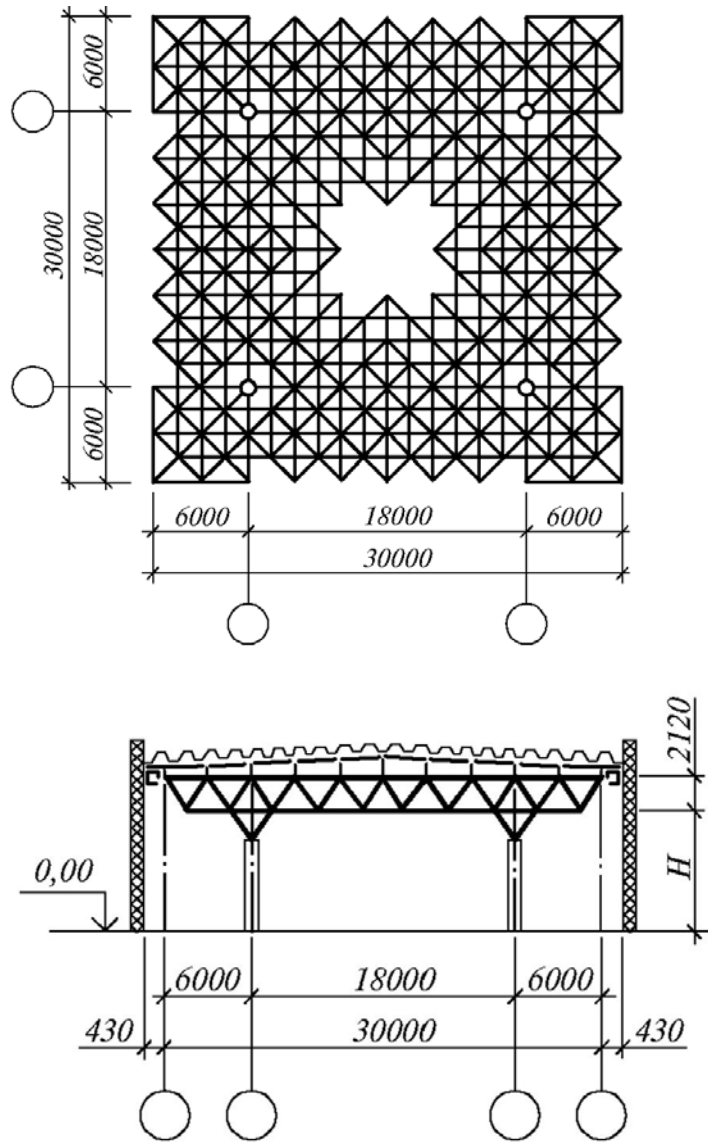


Рис. 12.2. Каркас будівель з конструкцій типу «Кисловодськ»

Всі елементи стержньової системи мають однакову номінальну довжину і складаються з електрозварних і гарячекатаних труб з привареними до торців шайбами. У отвори шайб пропущені стержні високоміцних болтів із закріпленими на них муфтами з шестигранника. Для з'єднання стержнів між собою використовується вузловий конектор (рис. 12.3) у вигляді сталевого багатогранника з різьбовими отворами.

Для стержнів покриття застосовуються труби 60×3; 76×3; 102×4; 114×4.5 та 127×5.5.



Рис. 12.3. З'єднання стержнів в конструкції покриття за допомогою вузлового конектора

Стержньовий структурний блок покриття спирається на колони шарнірно за допомогою капітелей у формі чотиригранної піраміди з трубчастих елементів (рис. 12.4).

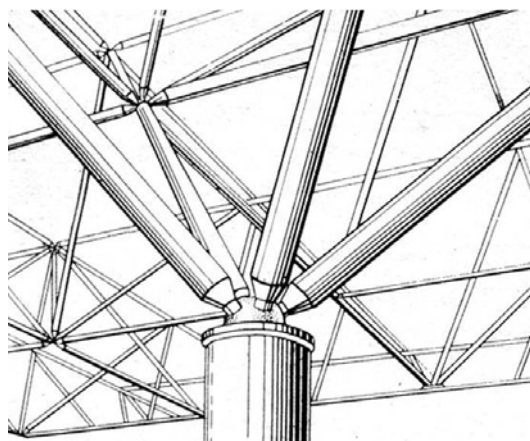


Рис. 12.4. Обпирання стержньової системи покриття на колони

### 12.2.3. Будівлі з конструкцій типу «Алма-Ата»

Конструкції типу «Алма-Ата» є рамними каркасами з двотаврів з тонкими гофрованими стінками для одноповерхових будівель багатоцільового призначення. Вони призначені для вживання в одноповерхових одно- і двопролітних опалювальних будівлях прольотами 18 м. Каркас однопролітної будівлі представлений на рис. 12.5. Розміри будівлі в плані 18×48 м. Висота рам 6600 мм; крок колон – 6.0 м. Будівля може бути безкрановою або мати один підвісний кран

вантажопідійомністю 3.2 т. Будівля має поперечні рами з жорсткими вузловими з'єднаннями колон з ригелем і фундаментами.

Колони каркаса виконані з широкополочних двотаврів, а ригелі – із зварних двотаврів з тонкою поперечно гофрованою стінкою перерізом 720×3 мм. В цілях зниження металоємності і навантажень на фундаменти передбачено регулювання згинних моментів в рамі. У торцях будівлі роль поперечних рам виконують колони торцевого фахверка, двотаврові балки прольотом 6 м і вертикальні зв'язки.

Конструкції покриття розроблені під м'яку кровлю з ухилом 1.5 % з мінераловатним утеплювачем, укладеним по профільованому настилу, який розташований на прогонах із гарячекатаних швелерів, крок прогонів 3 м.

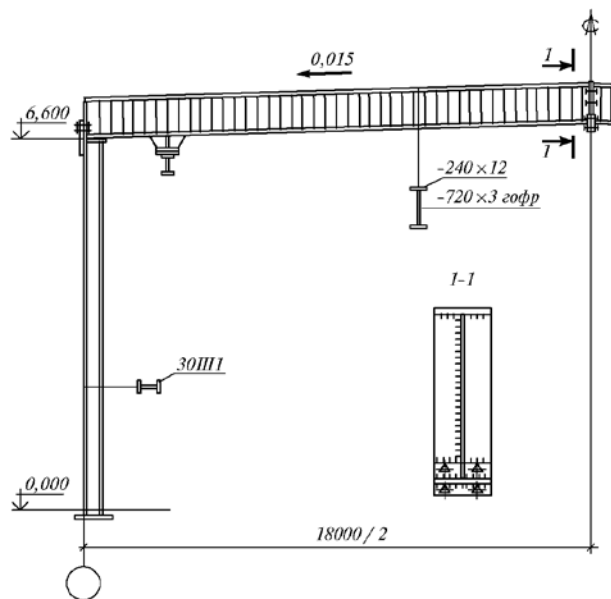


Рис. 12.5. Поперечна рама каркаса однопролітної будівлі типа «Алма-Ата»

Просторова жорсткість каркаса забезпечується диском профільованого настилу, а під час монтажу поперечними зв'язками по верхніх поясах ригелів у торців будівлі, виконаними з гнutoзварних замкнутих профілів.

Вертикальні зв'язки по колонах запроектовані з одиночних кутиків і встановлені в одній панелі по довжині будівлі. Сейсмостійкість будівель в поздовжньому напрямі забезпечується установкою в хрестові зв'язки по колонах спеціальних енергопоглинаючих елементів зсувного типа, що працюють в стадії пружнопластичності при землетрусах розрахункової інтенсивності.

Розрахункова схема несучих конструкцій каркаса – однопролітна рама з жорсткими вузловими з'єднаннями колон з ригелем і фундаментами

в процесі експлуатації і з шарнірними з'єднаннями ригеля з колонами в початковій стадії монтажу, коли виконується регулювання згинних моментів в елементах рами.

#### **12.2.4. Будівлі з арочних конструкцій із застосуванням гнутих профілів**

У практиці будівництва гнуті профілі застосовують в арочних покриттях двох типів: каркасних з різними видами кровлі і безкаркасних, поєднуючих функції несучого і огорожувального покриття.

*Каркасні будівлі.* Розроблені сталеві конструкції неопалювальних будівель багатоцільового призначення (рис. 12.6) прольотом від 9 до 30 м з каркасом з арок складеного двотаврового перерізу з об'ємно-формованою стінкою. Стінка арок виконується з оцинкованої (алюмініюваної) сталі товщиною 1 мм, пояси – з листової сталі завтовшки 5 мм. По арках встановлюються холодногнуті прогони зетообразного перерізу з оцинкованої (алюмініюваної) сталі товщиною 1 мм. По прогонах укладається кровля з криволінійних профільованих листів настилу з висотою гофрів 20 мм. Матеріал кровлі – атмосферостійка сталь завтовшки 0.6 мм.



Рис. 12.6. Конструкція покриття з каркасом із арок

Обшивка торців і воріт – також з об'ємно-формованої атмосферостійкої листової сталі завтовшки 0.6 мм. Фахверк торцевих стін і монтажні зв'язки виконують з холодногнутих профілів і уніфікованих штампованих елементів із сталі завтовшки 2...3 мм.

Всі основні конструктивні елементи будівлі уніфіковані. Арки прольотом 9 м мають стрілочастий контур, арки прольотом 12 м сегментний, прольотом 12 і 18 м – круговий, прольотом 21...30 м – овальний, отриманий в результаті сполучення декількох кругових секцій

різних радіусів. Арки прольотом 15 і 18 м мають висоту перерізу 360 мм, арки прольотом 24, 27 і 30 м мають висоту перерізу 560 мм.

Стійкість нижніх поясів арок і будівлі в цілому забезпечується системою підкосних зв'язків. Прольоти настилу і крок прогонів прийняті з умови рівності як опорних моментів, так і реактивного опорного тиску від настилу. Погонне навантаження на прогони однакове на всій площі покриття. Вирівнювання розрахункового моменту для настилу і прогонів досягається їх нерозрізністю, забезпеченою за допомогою нахльсту в монтажних стиках. З цією ж метою прогони мають консольні зв'язи після крайніх арок.

Крок арок приймається різним від 3 до 6 м залежно від снігового навантаження, що дозволяє виконувати арки з однакових профілів. Регулювання кроку арок, прогонів і несучої здатності настилу залежно від основного поєднання навантажень дає можливість знизити металоємність на 15...30% і одночасно уніфікувати всі основні елементи будівлі (арки, прогони, зв'язки, настил кровлі) та поставляти їх комплектно.

*Безкаркасні будівлі.* В НДІпроектстальконструкція розроблена і випробувана швидкомонтуєма збірно-розбірна будівля прольотом від 12 до 21 м з безкаркасним арочним покриттям і торцевими стінами з хвилястих оцинкованих листів (рис. 12.7). Монтаж напівциліндричних зводів виконують з довгомірних гнутих профілів арочного контуру на проліт. Такі профілі завдовжки до 28 м виготовляють безпосередньо на будівельній площадці за допомогою пересувного профілегинного агрегату на базі трейлера з причепом. На цьому агрегаті спочатку прокатують прямолінійні гофровані профілі шириною 300 і висотою 114 мм, а потім їх згинають по дузі кола необхідного радіусу для утворення цілісних арочних елементів на проліт. Матеріал профілів – оцинкована рулонна сталь завтовшки 0.8...1.0 мм з межею текучості 230...360 МПа і відносним видовженням 20...22 %. Продуктивність гинного стану – до 18 м готового профілю в хвилину.

Після облаштування покриття виконують полистовий монтаж торцевих стін, одна з яких глуха, а в іншій передбачені розпашні ворота. Глуха стіна посилена каркасом із стійок і ригелів фахверка, виконаних з одиночних швелерів.





*а*



*б*

Рис. 12.7. Безкаркасне покриття арочного типу:  
*а* – загальний вигляд; *б* – монтаж зігнутого елемента арочного покриття

Монтаж покриття виконують укрупненими блоками за допомогою автокрана. У кожному блоці 5...6 арочних елементів з'єднують на землі поздовжніми краями без метизів за допомогою фальцегинної машинки з електричним приводом. Встановлені в проектне положення блоки сполучають один з одним уздовж країв за допомогою такої ж машинки.

У холодних покриттях арочні елементи розташовують в один шар, в теплих покриттях – в два шари із зазорами близько 100 мм між ними, причому на внутрішній ряд профілів напильюють шар пінополіуретану. Торцеві стіни виконують з прямолінійних профілів ночноподібного перерізу, сполучених фальцевими стилями такої ж конструкції, як в покритті. Витрата сталі на 1 м<sup>2</sup> будівлі з одношаровими огорожувальними конструкціями складає від 21 до 26 кг, для будівель з тришаровим покриттям – від 35 до 45 кг.

Досвід показав, що в умовах, коли необхідно швидко змонтувати інвентарну будівлю багатоцільового призначення (торгівельний павільйон, склад і тому подібне) найбільш ефективні безкаркасні арочні конструкції, вживання яких дозволяє скоротити терміни, трудомісткість і вартість зведення будівель.

### 12.2.5. Будівлі з рамними конструкціями з двотаврів змінної жорсткості

Рамні конструкції з двотаврів змінної жорсткості (рис. 12.8) призначені для застосування в одноповерхових однопролітних будівлях суспільного і виробничого призначення прольотами 18 і 24 м. Висота рамних конструкцій до низу ригеля 6...8.4 м, крок рам 6 м. Ухил двоскатного ригеля рами 1:10, розрахований під кровлю полистової збірки з профільованих листів і напівжорстких мінераловатних плит.



Рис. 12.8. Рамна конструкція з елементами змінної жорсткості

Елементи змінного двотаврового перерізу в ригелі і стійках виготовляються з прокатних двотаврів з паралельними гранями полиць шляхом їх поздовжнього розпуску по похилій лінії на таври змінної висоти (рис. 12.9).

В розрахунковій схемі рами прийнято шарнірне обпирання на фундаменти і жорсткі вузли в карнизах і коньку. Монтажні вузли рами розташовуються в карнизних і коньковому вузлах і виконані на фланцях завтовшки 25 мм із застосуванням високоміцних болтів.

Робота ригеля рами на поперечний згин забезпечується розкріплюванням верхнього поясу ригеля з плоскості прогонами з кроком 3 м, стійкість стійок з плоскості рами – розпірками, розташованими на відмітці 4.2 м.

Каркас будівлі з рамними конструкціями складається з поперечних рам, розрізних прогонів, вертикальних зв'язків і розпірок по стійках рам, стійок і балок торцевих фахверків.

Жорсткість каркаса в поперечному напрямі забезпечується роботою рам, в поздовжньому напрямі – вертикальними хрестовими зв'язками і розпірками по кожному ряду стійок рам. Функції горизонтальних зв'язків по покриттю для районів з сейсмічністю до 7 балів виконують діафрагми

жорсткості, що утворюються прогонами і профільованим настилом, які розташовуються по торцях будівлі і в осях розташування вертикальних зв'язків каркаса. Кріплення профнастилу до прогонів в зонах діафрагм жорсткості здійснюється самонарізними болтами або дюбелями в кожній хвилі, а листів профнастилу між собою – комбінованими заклепками з кроком для сейсмічності до 7 балів – 500 мм. Для районів з сейсмічністю 8 і 9 балів встановлюються хрестові горизонтальні зв'язки по покриттю в торцях будівлі і в осях розташування вертикальних зв'язків каркаса.

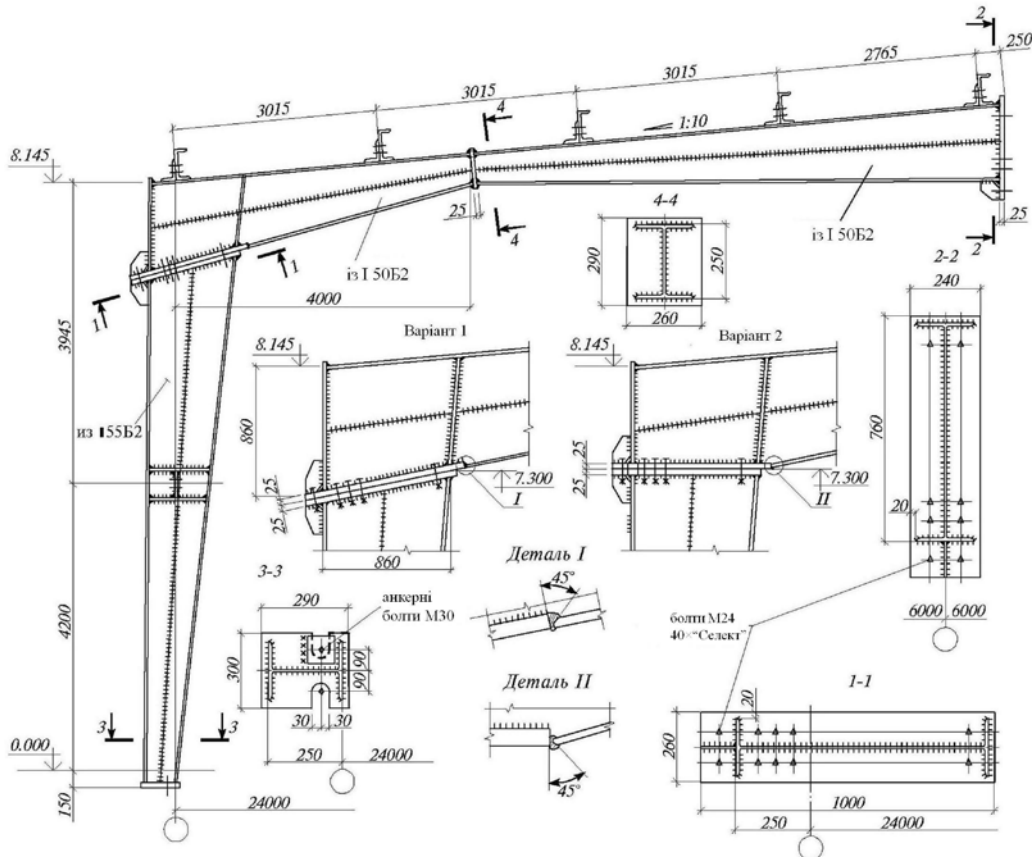


Рис. 12.9. Елементи змінної жорсткості рамної конструкції прольотом 24 м

У торцях будівлі рами не передбачені, їх замінюють кутові і рядові стійки фахверка, жорстко приєднанні до фундаменту і зв'язані по верху балками, на які спираються прогони (несучий фахверк).

Рамні конструкції з елементами змінної жорсткості знайшли широке застосування в будівлях фізкультурно-оздоровчих комплексів, у виробничих спорудах з підвісним крановим устаткуванням вантажопідйомністю 3.2 т або з мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т на вбудованих естакадах.

### *Контрольні запитання*

1. Які основні передумови використання легких металевих конструкцій?
2. Які будівлі зводяться з легких металевих конструкцій?
3. Що забезпечує стійкість верхніх поясів кроквяних ферм з їх площини у разі безпрогонного вирішення кровлі?
4. Типи ефективних перерізів легких кроквяних ферм?
5. З якою метою колони використовують з широкополочних двотаврів?
6. Конструктивна схема будівлі з конструкцій типа «Молодечно»?
7. Особливості будівель з конструкцій типа «Кисловодськ»?
8. З'єднання стержнів у вузлах в конструкціях типа «Кисловодськ»?
9. Конструктивна схема каркаса однопролітної будівлі типа «Алма-Ата»?
10. Як забезпечується сейсмостійкість будівель типа «Алма-Ата» у поздовжньому напрямку?
11. Конструктивні особливості будівель з арочних каркасних конструкцій?
12. За рахунок чого досягається однакове погонне навантаження на всій площі покриття з арочних конструкцій?
13. Конструктивні особливості арочних безкаркасних будівель?
14. Конструктивні особливості рамних будівель з конструкціями із двотаврів змінної жорсткості?

## Додаток 1. Матеріали та з'єднання, коефіцієнти умов роботи

Таблиця Д.1.1. Нормативні і розрахункові опори сталі  
за ГОСТ 27772 [3]

Сталь	Товщина прокату, мм	Нормативний опір, Н/мм <sup>2</sup> , прокату				Розрахунковий опір, Н/мм <sup>2</sup> , прокату			
		Листового		Фасонного		Листового		Фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	—	—	210	350	—	—
	понад 100	195	360	—	—	190	350	—	—
С245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	—	—	235	370	—	—	230	360
С255	від 2 до 3,9	255	380	—	—	250	370	—	—
	від 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	285	390	—	—	280	380	—	—
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	—	—	280	440	—	—
	понад 60 до 80	275	440	—	—	270	430	—	—
	понад 80 до 100	265	430	—	—	260	420	—	—
С345К	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С355	понад 80 до 50	355	450	—	—	340	430	—	—
С375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	від 4 до 50	390	540	—	—	380	530	—	—
С390К	від 4 до 30	390	540	—	—	380	530	—	—
С440	від 4 до 30	440	590	—	—	430	575	—	—
	понад 30 до 50	410	570	—	—	400	555	—	—
С590	від 8 до 50	590	700	—	—	540	630	—	—
С590К	від 16 до 40	540	635	—	—	515	605	—	—

Таблиця Д.1.2. Нормативні та розрахункові опори металу кутових швів [3]

Зварні матеріали		Метал кутового шва	
Тип електрода за ГОСТ 9467-75	Порошковий дріт за ГОСТ 26271-84, марка	Нормативний опір $R_{wun}, Н/мм^2$	Розрахунковий опір $R_{wf}, Н/мм^2$
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

Таблиця Д.1.3. Розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу і розтягу,  $Н/мм^2$  [3]

Клас міцності болтів	$R_{bs}$	$R_{bt}$
5.6	210	225
6.6	250	290
8.8	320	435
10.9	400	540
12.9	420	600
40X «селект»	405	550

Таблиця Д.1.4. Розрахункові опори на зріз і розтяг,  $Н/мм^2$ , високоміцних болтів за ГОСТ 22356 із сталі марки 40X «селект» [3]

Номинальний діаметр різьби, мм	$R_{bs}$	$R_{bt}$	$R_{bh}$
16, 20, (22), 24, (27)	405	550	770
30	350	475	665
36	280	375	525
42	—	—	455
48	—	—	420

Розміри, наведені в дужках, застосовувати не рекомендується.

Таблиця Д.1.5. Площі перерізів болтів,  $см^2$ , за ГОСТ 1759.4 [3]

$d$ , 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

Розміри, наведені в дужках, не рекомендується застосовувати в конструкціях, окрім опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ).

Таблиця Д.1.6. Коефіцієнти умов роботи  $\gamma_c$  [3]

Елементи конструкцій	$\gamma_c$
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
4 Стиснуті основні елементи (крім опорних), ґратки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0.80
5. Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0.90
6. Елементи конструкцій зі сталі з межею текучості до $440 Н/мм^2$ , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань)	1.10
7. Стиснуті елементи решітки просторових ґратчастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополічних кутиків за рис. 1.9.3, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічних кутиків – більшою полицею): а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які влаштовані вздовж кутика: – розкоси за рис. 1.9.3, а – розпірки за рис. 1.9.3, б, в, е – розкоси за рис. 1.9.3, в, г, д, е б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0.90 0.90 0.80 0.75
8. Стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у поз.7 цієї таблиці, а також елементів плоских ферм з одиночних кутиків	0.75
9. Опорні плити, виконані зі сталі з межею текучості до $390 Н/мм^2$ , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм: а) до 40 включно б) понад 40 до 60 включно в) понад 60 до 80 включно	1.20 1.15 1.10
У не обумовлених випадках у розрахункових формулах слід приймати $\gamma_c = 1.0$ .	

## Додаток 2. Навантаження та впливи

Таблиця Д.2.1. Характеристичні значення атмосферних навантажень для деяких міст України [4]

Місто будівництва	Вітрове навантаження $W_0$ (Па)	Снігове навантаження $S_0$ (Па)
Київ	370	1550
Вінниця	470	1360
Луцьк	480	1240
Дніпропетровськ	470	1340
Донецьк	500	1500
Маріуполь	600	1380
Житомир	460	1460
Ужгород	370	1340
Запоріжжя	460	1110
Івано-Франківськ	500	1410
Сімферополь	460	920
Кіровоград	410	1230
Луганськ	460	1350
Львів	520	1310
Миколаїв	470	870
Одеса	460	880
Полтава	470	1450
Рівне	520	1320
Суми	420	1670
Тернопіль	520	1390
Харків	430	1600
Херсон	480	760
Хмельницький	500	1340
Черкаси	420	1520
Чернівці	500	1320
Чернігів	410	1720



Таблиця Д.2.2. Характеристичні навантаження від власної ваги конструкцій

Навантаження	Характеристичне навантаження $\kappa H/m^2$	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням $\gamma_m$
1	2	3
<b>Огороджувальні та несучі конструкції покрівлі</b>		
Гравійний захист рулонної покрівлі завтовшки 15...25 мм	0.3...0.4	1.3
Гідроізоляційний килим з 3...4 шарів руберойду	0.15...0.2	1.3
Асфальтова або цементна стяжка $t = 20$ мм	0.4	1.3
Утеплювач товщиною $t$ і густиною $\gamma$ :		1.2...1.3
а) пінобетон $\gamma = 6 \kappa H/m^3$		1.3
б) мінераловатні плити $\gamma = 1...3 \kappa H/m^3$		1.3
в) пінопласт $\gamma = 0.5 \kappa H/m^3$		1.2
Пароізоляція з одного шару руберойду або пергаменту	0.05	1.3
Шар мастикової покрівлі	0.1	1.3
Збірні залізобетонні плити з важкого бетону (з заливанням швів) розмірами:		
3×6 м	1.6	1.1
3×12 м	1.8	1.1
Сталевий профільований настил ( $t=0.8...1$ мм)	0.12...0.16	1.05
Тришарові панелі з утеплювачем з мінераловатних плит завтовшки:		
— 50 мм	0.3	1.2
— 80 мм	0.4	1.2
Хвилясті азбестоцементні листи	0.2	1.1
Металочерепиця	0.04	1.05
Сталеві прогони:		
— суцільні прольотом 6 м	0.05...0.08	1.05
— суцільні прольотом 12 м	0.10...0.15	1.05
— наскрізні прольотом 12 м	0.07...0.12	1.05
Власна вага несучих сталевих конструкцій:		
— кроквяних ферм	0.1...0.4	1.05
— підкроквяних ферм	0.05...0.10	1.05
— в'язей по покриттю	0.04...0.06	1.05
<b>Колони</b>		
У безкранових будівлях	0.09...0.12	1.05
У будівлях з підвісними кранами вантажопідйомністю до 10 т	0.12...0.15	1.05
У будівлях з мостовими опорними кранами вантажопідйомністю до 50 т	0.25...0.35	1.05

### Додаток 3. Коефіцієнти для розрахунку елементів

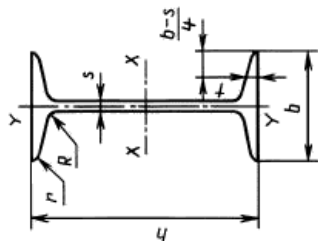
Таблиця Д.3.1. Коефіцієнти стійкості при центральному стиску [3]

Умовна гнучкі- сть $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти $\varphi$ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкі- сть $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти $\varphi$ для типів кривих стійкості		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
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  $\varphi$  збільшені в 1000 разів.

### Додаток 4. Соргамент прокатної сталі

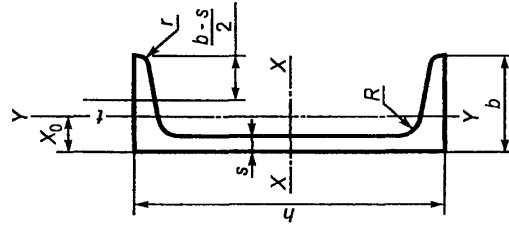
Таблиця Д.4.1. Двогаври сталеві гарячекагані за ГОСТ 8239-89



Номер двогавра	Розміри						Маса 1 м, кг	Довідкові величини для осей													
	h	b	s	t	R			X-X			Y-Y										
					не більше			$I_{Xc}$ , $см^4$	$W_{Xc}$ , $см^3$	$i_{Xc}$ , $см$	$S_{Xc}$ , $см^3$	$I_{Yc}$ , $см^4$	$W_{Yc}$ , $см^3$	$i_{Yc}$ , $см$							
			мм																		
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22						
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38						
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55						
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70						
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88						
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07						
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27						
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37						
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54						
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69						
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79						
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89						
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03						
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09						
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23						
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39						
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54						

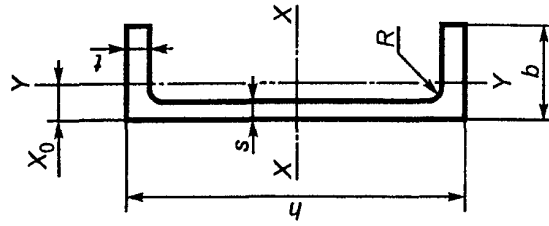
Таблиця Д.4.2. Швелери сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней полиць за ДСТУ 3436-96

Номер швелера серії У	h	b	s	t	R	r	не більше	Площа перерізу, $см^2$	Маса 1 м, кг	Довідкові величини для осей								$X_0$ см
										X-X				Y-Y				
										$I_{x3}$ $см^4$	$W_{x3}$ $см^3$	$i_{x3}$ см	$S_{x3}$ $см^3$	$I_{y3}$ $см^4$	$W_{y3}$ $см^3$	$i_{y3}$ см	$S_{y3}$ $см^3$	
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16		
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24		
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31		
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44		
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54		
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67		
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80		
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00		
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94		
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13		
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07		
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21		
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42		
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47		
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52		
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59		
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68		
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75		

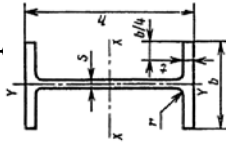


Таблиця Д.4.3. Швелери сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць за ДСТУ 3436-96

Номер швелера серії П	h	b	s	t	R	r	Площа перерізу, $см^2$	Маса 1 м, кг	Довідкові величини для осей						$X_0$ , см	
									X-X			Y-Y				
									$I_x$ , $см^4$	$W_{x_0}$ , $см^3$	$i_{x_0}$ , см	$S_{x_0}$ , $см^3$	$I_y$ , $см^4$	$W_{y_0}$ , $см^3$		$i_{y_0}$ , см
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05



Таблиця Д.4.4. Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями границями полиць за ГОСТ 26020-83



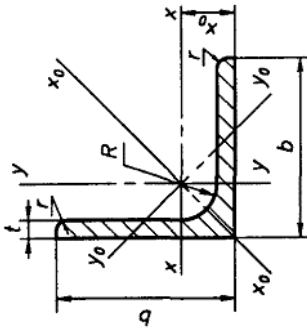
Номер профілю	h	b	s	t	r	Площа перерізу, $см^2$	Маса 1 м, кг	Довідкові величини для осей						
								Х-Х			У-У			
								$I_x, см^4$	$I_y, см^4$	$I_{xy}, см^4$	$I_x, см^4$	$I_y, см^4$	$I_{xy}, см^4$	
Нормальні двотаври (Б)														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5,0	7,4		20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
18Б2	180	91	5,3	8,0		23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6,0	10,0		39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10,0		55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52

45Б1	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13,0		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
50Б1	492	200	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14,0		102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,0	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2	547	220	10,0	15,5		124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2	597	230	11,0	17,5		147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1	691	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,60	144,2	145912	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17,0	26	203,20	159,5	199500	5044	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
80Б2	798	280	14,0	20,5		226,60	177,9	232200	5820	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
90Б1	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	304400	6817	3964,0	35,09	8365,0	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22,0		272,40	213,8	349200	7760	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2	998	320	17,0	25,0		328,90	258,2	516400	10350	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18,0	29,0		364,00	285,7	587700	11680	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,60	314,5	655400	12940	7470,0	40,45	17830,0	1114,3	6,67
Широкоплічні двигаври (Ш)														
20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0		87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35О1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0		116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0		141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18

50Ш1	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5		225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Д14	603	320	20,0	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0		251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	261,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонні двогаври (К)														
20К1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9,0	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	300	300	10,0	15,5		122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11,0	17,5		160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40К1	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40К2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16,0	24,5		257,80	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11



Таблиця Д.4.5. Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні за ДСТУ 2251-93



Номер кутика	b	t	R	r	Площа пере-різу, $СМ^2$	Довідкові величини для осей						Маса				
						x - x			x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>			y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>			I <sub>xy</sub> , $СМ^4$	x <sub>0</sub> , $СМ$
						I <sub>x0</sub> , $СМ^4$	W <sub>x0</sub> , $СМ^3$	i <sub>x0</sub> , $СМ$	I <sub>x0,max</sub> , $СМ^4$	i <sub>x0,max</sub> , $СМ$	I <sub>y0,min</sub> , $СМ^4$	W <sub>y0</sub> , $СМ^3$	i <sub>y0,min</sub> , $СМ$			
2	20	3	3,5	1,2	1,13	0,28	0,59	0,63	0,75	0,17	0,20	0,39	0,23	0,60	0,89	
		4	3,5	1,2	1,46	0,50	0,58	0,78	0,73	0,22	0,24	0,38	0,28	0,64	1,15	
2,5	25	3	3,5	1,2	1,43	0,81	0,75	1,29	0,95	0,34	0,33	0,49	0,47	0,73	1,12	
		4	3,5	1,2	1,86	1,03	0,74	1,62	0,93	0,44	0,41	0,48	0,59	0,76	1,46	
2,8	28	3	4,0	1,3	1,62	1,16	0,85	1,84	1,07	0,48	0,42	0,55	0,68	0,80	1,27	
3	30	3	4,0	1,3	1,74	1,45	0,91	2,30	1,15	0,60	0,53	0,59	0,85	0,85	1,36	
		4	4,0	1,3	2,27	1,84	0,90	2,92	1,13	0,77	0,61	0,58	1,08	0,89	1,78	
3,2	32	3	4,5	1,5	1,86	1,77	0,97	2,80	1,23	0,74	0,59	0,63	1,03	0,89	1,46	
		4	4,5	1,5	2,43	2,26	1,00	3,58	1,21	0,94	0,71	0,62	1,32	0,94	1,91	
3,5	35	3	4,5	1,5	2,04	2,35	1,07	3,72	1,35	0,97	0,71	0,69	1,37	0,97	1,60	
		4	4,5	1,5	2,67	3,01	1,21	4,76	1,33	1,25	0,88	0,68	1,75	1,01	2,10	
		5	4,5	1,5	3,28	3,61	1,47	5,71	1,32	1,52	1,02	0,68	2,10	1,05	2,58	
4	40	3	5,0	1,7	2,35	3,55	1,22	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	2,08	1,09	1,85	
		4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	7,26	1,53	1,90	1,19	0,78	2,68	1,13	2,42	
		5	5,0	1,7	3,79	5,53	1,95	8,75	1,52	2,30	1,39	0,78	3,22	1,17	2,98	

Номер кутика	b	t	R	r	Площа пере-різу, $см^2$	Довідкові величини для осей												Маса I М, кг
						x - x				x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>				y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>				
						$I_{x_0,4}$ см <sup>4</sup>	$W_{x_0,3}$ см <sup>3</sup>	$i_{x_0}$ см	$I_{x_0,max}$ см <sup>4</sup>	$i_{x_0,max}$ см	$I_{y_0,min}$ см <sup>4</sup>	$W_{y_0,3}$ см <sup>3</sup>	$i_{y_0,min}$ см	$I_{x_0,4}$ см <sup>4</sup>	$I_{x_0,4}$ см <sup>4</sup>	$x_0$ см		
4,5	45	3	5,0	1,7	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3,00	1,21	2,08		
		4	5,0	1,7	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73		
		5	5,0	1,7	4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,30	3,37		
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	4,16	1,33	2,32		
		4	5,5	1,8	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,80	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05		
		5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	3,77		
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47		
5,6	56	4	6,0	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44		
		5	6,0	2,0	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	9,41	1,57	4,25		
6,3	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	11,00	1,69	3,90		
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81		
		6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	5,72		
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17,00	1,88	4,87		
		5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38		
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,10	1,94	6,39		
		7	8,0	2,7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,20	1,99	7,39		
		8	8,0	2,7	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,20	2,02	8,37		
7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,10	2,02	5,80		
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89		
		7	9,0	3,0	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,20	2,10	7,96		
		8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	35,00	2,15	9,02		
		9	9,0	3,0	12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,60	2,18	10,07		
8	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	30,90	2,17	6,78		
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36		
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51		
		8	9,0	3,0	12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43,00	2,27	9,65		
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33		

Номер кутика	Довідкові величини для осей											Маса $I_{M, K2}$					
	$b$	$t$	$R$	$r$	Площа пере- різу, $CM^2$	$x - x$			$x_0 - x_0$				$y_0 - y_0$			$I_{xy},$ $CM^4$	$x_0,$ $CM$
						$I_x,$ $CM^4$	$W_x,$ $CM^3$	$i_x,$ $CM$	$I_{x0,max},$ $CM^4$	$i_{x0,max},$ $CM$	$I_{y0,min},$ $CM^4$		$W_{y0},$ $CM^3$	$i_{y0,min},$ $CM$			
															$I_x,$ $CM^4$		
10	100	7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64	
		8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93	
		9	10,0	3,3	15,60	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	68,00	2,55	12,20	
		6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,40	2,68	10,06	
		7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79	
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25	
		10	12,0	4,0	19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110,00	2,83	15,10	
		12	12,0	4,0	22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	122,00	2,91	17,90	
		14	12,0	4,0	26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138,00	2,99	20,63	
		16	12,0	4,0	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152,00	3,06	23,30	
11	110	7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89	
		8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50	
12,5	125	8	14,0	4,6	19,69	294,36	32,20	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172,00	3,36	15,46	
		9	14,0	4,6	22,00	327,48	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30	
		10	14,0	4,6	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211,00	3,45	19,10	
		12	14,0	4,6	28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248,00	3,53	22,68	
		14	14,0	4,6	33,37	481,76	54,17	3,80	763,90	4,78	199,62	39,10	2,45	282,00	3,61	26,20	
		16	14,0	4,6	37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,10	2,44	315,00	3,68	29,65	
14	140	9	14,0	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,76	19,41	
		10	14,0	4,6	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45	
		12	14,0	4,6	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354,00	3,90	25,50	
16	160	10	16,0	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67	
		11	16,0	5,3	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	27,02	
		12	16,0	5,3	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	29,35	
		14	16,0	5,3	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	34,20	
		16	16,0	5,3	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	38,52	

Номер кутика	b	t	R	r	Площа пере- різу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей												Маса I, М, кг		
						x - x				x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>				y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>					I <sub>xy</sub> , см <sup>4</sup>	x <sub>0</sub> , см
						I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>x0,max</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x0,max</sub> , см	I <sub>y0,min</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y0</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y0,min</sub> , см	I <sub>y0,max</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y0</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>xy</sub> , см <sup>4</sup>	x <sub>0</sub> , см			
																			I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>
		18	16,0	5,3	54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771,00	4,63	43,01				
		20	16,0	5,3	60,40	1418,85	125,60	4,85	2248,26	6,10	589,43	90,02	3,12	830,00	4,70	47,41				
18	180	11	16,0	5,3	38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	30,47				
		12	16,0	5,3	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	33,12				
20	200	12	18,0	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	36,97				
		13	18,0	6,0	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156,00	5,42	39,92				
		14	18,0	6,0	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	42,80				
		16	18,0	6,0	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	48,65				
		20	18,0	6,0	76,54	2871,47	200,37	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	60,08				
		25	18,0	6,0	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028,00	5,89	74,02				
		30	18,0	6,0	111,54	4019,60	288,57	6,00	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332,00	6,07	87,56				
22	220	14	21,0	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	1655,00	5,91	47,40				
		16	21,0	7,0	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869,00	6,02	53,83				
25	250	16	24,0	8,0	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775,00	6,75	61,55				
		18	24,0	8,0	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089,00	6,83	68,86				
		20	24,0	8,0	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395,00	6,91	76,11				
		22	24,0	8,0	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,30	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691,00	7,00	83,31				
		25	24,0	8,0	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119,00	7,11	93,97				
		28	24,0	8,0	133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,98	4,90	4527,00	7,23	104,50				
		30	24,0	8,0	141,96	8176,82	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788,00	7,31	111,44				
		35	24,0	8,0	163,71	9281,05	530,11	7,53	14682,73	9,47	3879,37	366,13	4,87	5401,68	7,53	128,51				

Таблиця Д.4.6. Сталь листово прокатна  
(вибірка із сортментів за ГОСТ 19903-74\*, ГОСТ 82-70\*, ГОСТ 19904-90)

Товщина, мм	Ширина, мм
Сталь гарячекатана листово за ГОСТ 19903-74*	
4; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 25	500; 600; 650; 700; 750; 780; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800
28; 32; 36; 40; 50; 60; 80	1250; 1400; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800
Сталь широкоштабова універсальна за ГОСТ 82-70*	
6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 320; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 460; 480; 500; 520; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050
Сталь холоднокатана листово за ГОСТ 19904-90	
0.35; 0.40; 0.45; 0.50; 0.55; 0.60; 0.65; 0.70; 0.75; 0.80; 0.90; 1.00; 1.10; 1.20; 1.30; 1.40; 1.50; 1.60; 1.70; 1.80; 2.00; 2.20; 2.50; 2.80; 3.00; 3.20; 3.50; 3.80; 3.90; 4.00; 4.20; 4.50; 4.80; 5.00	500; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2110; 2200; 2300; 2350

## Додаток 5. Індокси у буквених позначеннях

- $R_y$  – розрахунковий опір сталі за границею текучості (*yield stress*);
- $R_{yf}$  – розрахунковий опір сталі за границею текучості (*yield stress*) для полиці (*flange*);
- $R_{yw}$  – розрахунковий опір сталі за границею текучості (*yield stress*) для стінки (*web*);
- $R_{yn}$  – нормативний (*nominal*) опір сталі за границею текучості (*yield stress*);
- $R_u$  – розрахунковий опір сталі за границею міцності (*ultimate strength*);
- $R_{un}$  – нормативний (*nominal*) опір сталі за границею міцності (*ultimate strength*);
- $R_s$  – розрахунковий опір зсуву (*shear*);
- $R_p$  – розрахунковий опір зминанню (*pressure*) торцевої поверхні;
- $R_{bh}$  – розрахунковий опір розтягу високоміцних (*high strength*) болтів (*bolt*);
- $R_{bp}$  – розрахунковий опір зминанню (*pressure*) одноболтового (*bolt*) з'єднання;
- $R_{bt}$  – розрахунковий опір розтягу (*tension*) одноболтового (*bolt*) з'єднання;
- $R_{bn}$  – нормативний (*nominal*) опір матеріалу болта (*bolt*) за границею міцності (*ultimate strength*);
- $R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових зварних (*welding*) швів умовному зрізу по металу шва (*filled weld*);
- $R_{wz}$  – розрахунковий опір кутових зварних (*welding*) швів умовному зрізу по металу межі сплавлення (*zone*);
- $R_{wu}$  – розрахунковий опір стикових зварних (*welding*) з'єднань за границею міцності (*ultimate strength*);
- $R_{wun}$  – нормативний (*nominal*) опір стикових зварних (*welding*) з'єднань за границею міцності (*ultimate strength*);
- $R_{ws}$  – розрахунковий опір стикових зварних (*welding*) з'єднань зсуву (*shear*);
- $R_{wy}$  – розрахунковий опір стикових зварних (*welding*) з'єднань за границею текучості (*yield stress*);
- $A$  – площа (*area*) перерізу бруто;
- $A_n$  – площа (*area*) перерізу нетто (*net*);
- $A_f$  – площа (*area*) перерізу полиці (*flange*);
- $A_w$  – площа (*area*) перерізу стінки (*web*);
- $A_{bn}$  – площа (*area*) перерізу болта (*bolt*) нетто (*net*);
- $A_d$  – площа (*area*) перерізу розкошу (*diagonal*);
- $E$  – модуль пружності (*elasticity*);
- $G$  – модуль зсуву;

$F$  – сила (*force*);  
 $I$  – момент інерції (*inertia*) перерізу бруто;  
 $I_b$  – момент інерції (*inertia*) перерізу гілки (*branch*);  
 $I_x; I_y$  – момент інерції (*inertia*) перерізу бруто відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $I_{xn}; I_{yn}$  – момент інерції (*inertia*) перерізу нетто (*net*) відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $M$  – згинальний момент (*moment*);  
 $M_x; M_y$  – згинальні моменти (*moment*) відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $N$  – поздовжня сила;  
 $N_b$  – поздовжня сила в гілці (*branch*) наскрізної колони;  
 $Q$  – поперечна (перерізувальна) сила;  
 $Q_{fic}$  – умовна (*fictitious*) поперечна сила для з'єднувальних елементів;  
 $Q_s$  – поперечна сила на одну площину планок (*slab*) наскрізної колони;  
 $S$  – статичний момент частини перерізу, що зсувається, бруто відносно нейтральної осі;  
 $W_x; W_y$  – моменти опору перерізу бруто відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $W_{xn}; W_{yn}$  – моменти опору перерізу нетто (*net*) відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $b_f$  – ширина полиці (*flange*);  
 $d$  – діаметр (*diameter*) болта;  
 $e$  – ексцентриситет (*eccentricity*) сили;  
 $f$  – прогин;  
 $f_u$  – граничний (*ultimate*) прогин;  
 $h$  – висота;  
 $h_{ef}$  – розрахункова (*effective* – ефективна) висота стінки;  
 $h_w$  – висота стінки (*web*);  
 $i$  – радіус інерції перерізу;  
 $i_{min}$  – найменший радіус інерції перерізу;  
 $i_x; i_y$  – радіуси інерції перерізу відносно осей  $x - x$  та  $y - y$ ;  
 $k_f$  – катет кутового зварного шва (*filled weld*);  
 $l$  – довжина, проліт;  
 $l_{ef}$  – розрахункова (*effective* – ефективна) довжина;  
 $l_w$  – довжина зварного шва (*welding*);  
 $l_x; l_y$  – розрахункові довжини елемента у площинах, перпендикулярних до осей  $x - x$  та  $y - y$  відповідно;  
 $t$  – товщина (*thickness*);  
 $t_f$  – товщина (*thickness*) полиці (*flange*);  
 $t_w$  – товщина (*thickness*) стінки (*web*);

$\alpha$  – коефіцієнт використання несучої здатності елемента;  
 $\beta_f$  і  $\beta_z$  – коефіцієнти переходу від катета кутового зварного шва  $k_f$  до ширини відповідної площини руйнування при розрахунках по металу шва (*filled weld*) та по металу межі сплавлення (*zone*) відповідно;  
 $\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи болтового (*bolt*) з'єднання;  
 $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи (*condition*);  
 $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності (*safety factor*) за граничним (*march*) навантаженням;  
 $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності (*safety factor*) за експлуатаційним (*exploitative*) навантаженням;  
 $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю;  
 $\gamma_m$  – коефіцієнт надійності за матеріалом (*material*);  
 $\eta$  – коефіцієнт впливу форми перерізу;  
 $\lambda$  – гнучкість;  
 $\lambda_u$  – гранична (*ultimate*) гнучкість;  
 $\bar{\lambda}$  – умовна гнучкість;  
 $\lambda_w$  – гнучкість стінки (*web*);  
 $\bar{\lambda}_w$  – умовна гнучкість стінки (*web*);  
 $\bar{\lambda}_{uw}$  – гранична (*ultimate*) умовна гнучкість стінки (*web*);  
 $\bar{\lambda}_b$  – умовна гнучкість стиснутого пояса балки (*beam*);  
 $\bar{\lambda}_{ub}$  – гранична (*ultimate*) умовна гнучкість стиснутого пояса балки (*beam*);  
 $\lambda_x; \lambda_y$  – розрахункові гнучкості елемента у площинах, перпендикулярних до осей  $x - x$  та  $y - y$  відповідно;  
 $\rho$  – ядро перерізу;  
 $\sigma$  – нормальне напруження;  
 $\sigma_{loc}$  – місцеве напруження;  
 $\sigma_x; \sigma_y$  – нормальні напруження, паралельні до осей  $x - x$  та  $y - y$  відповідно;  
 $\tau$  – дотичне напруження;  
 $\varphi; \varphi_x; \varphi_y$  – коефіцієнт стійкості при центральному стиску;  
 $\varphi_b$  – коефіцієнт стійкості при згині (*beam* – балка);  
 $\varphi_e$  – коефіцієнт стійкості при позацентровому (*eccentricity* – ексцентриситет) стиску;  
 $\psi$  – коефіцієнт сполучень навантажень.



## ЛІТЕРАТУРА

1. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лаврінченко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. «Металеві конструкції», 2-е видання. / К.: «Сталь», 2010. – 869 с.
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. «Металеві конструкції», 2-е видання. / Львів: «Світ», 2002. – 312 с.
3. ДБН В.2.6 – 198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» / Мінрегіон України – К.: «Укрархбудінформ», 2014. – 199 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» / Мінбудархітектури України – К.: «Сталь», 2006. – 59 с.
5. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. «Прогини і переміщення. Вимоги проектування» / Мінбудархітектури України – К.: «Сталь», 2006. – 10 с.
6. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» / Мінрегіонбуд України – К.: «Сталь», 2009. – 37 с.
7. ДСТУ-Н Б EN 1993 Еврокод 3. Проектування сталевих конструкцій / Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського – К.: 2014.
8. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатьева В.С. «Металлические конструкции» / М.: «Академия», 2011. – 688 с.
9. Пермяков В.О, Белов І.Д. «Металеві конструкції. Ферми» / К.: КНУБА, 2006. – 170 с.
10. Ліхтарников Я.М., Ладигенський Д.В., Кликов В.М. «Расчет стальных конструкций» / К.: «Будівельник», 1984. – 368 с.
11. Нілов О.О., Пермяков В.О., Прицкер О.Я. «Стальные конструкции производственных зданий»: Довідник / К.: «Будівельник», 1986. – 272 с.
12. Жербін М.М., Ясиєвич В.Є., Михайленко В.Є. та ін. «Развитие строительной науки и техники в Украинской ССР»: в 3-х томах. Т.3. «Строительная наука и техника в Украинской ССР в 1943...1987 гг.» / Під редакцією Жербіна М.М. / К.: «Наукова думка», 1990. – 352 с.
13. Шимановський В.М., Гарф Є.Ф., Пермяков В.О. та ін. «Сварные строительные конструкции»: в 3-х томах. Т.2. Типы конструкций. / Під редакцією Лобанова Л.М. / К.: ІЕС ім. Є.О. Патона, 1997. – 680 с.
14. Купченко Ю.В. «Учет влияния начальных искривлений сжатых стальных стержней при расчете на устойчивость»: Збірник наукових праць «Современные строительные конструкции из металла и древесины», №18 / О.: ОДАБА, 2014. – с. 96...100.

Навчальне видання

**Ю. В. Купченко  
П. М. Сінгаївський**

## **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**

**Навчальний посібник**

Підписано до друку 04.06.2018 р.  
Формат 60×84/16 Папір офсетний Гарнітура Times  
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. 13,25.  
Наклад 300 прим. Зам. №18-68Е

Видавець і виготовлювач:  
**Одеська державна академія будівництва та архітектури**  
**Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.**  
Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.  
тел.: (048) 729-85-34, e-mail: [rio@ogasa.org.ua](mailto:rio@ogasa.org.ua)

---

Надруковано в авторській редакції з готового оригінал-макету  
в редакційно-видавничому відділі ОДАБА

