

**МІНІСТЕРСТВО НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ УКРАЇНИ**  
**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ**

**Васильченко О.В., Квітковський Ю.В.,**  
**Миргород О.В., Стельмах О.А.**

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ПОВЕДІНКА**  
**В УМОВАХ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ**

**Навчальний посібник**

**Рекомендовано Міністерством освіти і науки, молоді та спорту України**

**Харків**  
**2015**

УДК 614.841.332  
ББК 38.708  
Б 90

Авторський колектив:  
Васильченко О.В. розд. 1–12;  
Квітковський Ю.В. розд. 2–10;  
Миргород О.В. розд. 2;  
Стельмах О.А. розд. 2–10.

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки, молоді та спорту України як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямками підготовки "Цивільний захист" та "Пожежна безпека"*

(Лист Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України від 30.01.2013 № 1/11-869)

**Рецензенти:** доктор архітектури, професор, член-кореспондент Академії архітектури України **В.П. Мироненко**, завідувачий кафедрою дизайну архітектурного середовища Харківського національного університету будівництва та архітектури;  
доктор технічних наук, професор **С.Л. Фомін**, професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури;  
доктор технічних наук, старший науковий співробітник **О.М. Соболев**, начальник кафедри управління та організації діяльності у сфері цивільного захисту Національного університету цивільного захисту України.

**Васильченко О.В.**

**Будівельні** конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій:  
Б 90 Навчальний посібник / О.В. Васильченко, Ю.В. Квітковський, О.В. Миргород, О.А. Стельмах. – Харків: ХНАДУ, 2015. – 488 с.

**ISBN 978-966-303-586-4**

У навчальному посібнику розглянуто особливості поведінки будівельних конструкцій при впливі пожежі, вибухів та сейсмічних коливань. Надано відомості щодо теоретичних основ розрахунку будівельних конструкцій в нормальних умовах та при дії уражальних чинників надзвичайних ситуацій. Наведено методи та приклади розрахунку будівельних конструкцій з різних матеріалів під навантаженням в нормальних умовах та при впливі пожежі, вибухів і сейсмічних коливань.

Навчальний посібник призначено для курсантів, слухачів і студентів навчальних закладів МНС, які навчаються за напрямками "Пожежна безпека" та "Цивільний захист", а також може використовуватися студентами будівельних спеціальностей.

**УДК 614.841.332**  
**ББК 38.708**

**ISBN 978-966-303-586-4**

© Васильченко О.В., Квітковський Ю.В.,  
Миргород О.В., Стельмах О.А. 2015  
© НУЦЗУ, 2015

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	7
<b>ЧАСТИНА ПЕРША</b> .....	9
<b>РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ У ЗВИЧАЙНИХ УМОВАХ</b> .....	9
<b>РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУ- ДІВЛІ ТА СПОРУДИ</b> .....	9
1.1 Будівлі та споруди .....	9
1.2 Відомості про методи розрахунку будівельних конструкцій .....	13
1.3 Навантаження і впливи на будівельні конструкції .....	17
1.3.1 Класифікація навантажень .....	17
1.3.2 Нормативні і розрахункові навантаження .....	21
1.3.3 Нормативні і розрахункові опори навантаженням .....	26
1.3.4 Сполучення навантажень .....	28
1.4 Розрахункові схеми конструкцій .....	30
<b>РОЗДІЛ 2. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ</b> .....	35
2.1 Загальні відомості про залізобетон .....	35
2.2 Основні положення методів розрахунку залізобетонних конструкцій .....	38
2.3 Вплив згинальних навантажень на залізобетонні конструкції .....	41
2.3.1 Стадії напружено-деформованого стану у згинальному залізобетон- ному елементі .....	41
2.3.2 Розрахунок міцності залізобетонних згинальних елементів за нормальними перерізами .....	45
2.4 Вплив стискальних навантажень на залізобетонні конструкції .....	54
2.4.1 Особливості конструювання залізобетонних стиснутих елементів .....	58
2.4.2 Розрахунок міцності залізобетонних стиснутих елементів .....	60
<b>РОЗДІЛ 3. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ</b> .....	69
3.1 Матеріали та елементи металевих конструкцій .....	69
3.1.1 Переваги та недоліки металевих конструкцій .....	69
3.1.2 Галузі застосування і номенклатура металевих конструкцій .....	71
3.1.3 Будівельні сталі .....	73
3.1.4 Маркування будівельних сталей .....	81
3.1.5 Алюмінієві сплави .....	84
3.1.6 Профілі для металевих конструкцій .....	85
3.1.7 З'єднання елементів металевих конструкцій .....	92
3.2 Граничні стани металевих конструкцій .....	100
3.2.1 Нормативні і розрахункові показники міцності будівельної сталі .....	101
3.2.2 Граничні стани і розрахунок розтягнутих елементів .....	102
3.2.3 Граничні стани і розрахунок центрально стиснутих елементів .....	103
3.2.4 Граничні стани і розрахунок елементів, що працюють на вигин .....	105
3.2.5 Граничні стани і розрахунки позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів .....	110
3.2.6 Розрахунок елементів, що працюють на кручення .....	114
3.2.7 Явище втрати місцевої стійкості .....	115
3.2.8 Граничний стан за втомленістю сталі. Розрахунок на витривалість .....	117
3.2.9 Граничні стани та розрахунки з'єднань елементів металевих констру- кцій .....	118
3.3 Сталеві балки .....	119
3.3.1 Типи сталевих балок .....	120
3.3.2 Прокатні сталеві балки .....	122
3.3.3 Складені сталеві балки .....	124

3.3.4	Компонування балкових конструкцій .....	127
3.3.5	Вузли спирання та з'єднання балок .....	138
3.4	Сталеві ферми .....	141
3.4.1	Конструкції покриттів будівель з несучими сталевими фермами .....	144
3.4.2	Розрахунок кроквяних ферм. Визначення навантажень і зусиль в елементах ферм .....	150
3.5	Сталеві колони .....	151
3.5.1	Центрально стиснуті колони .....	154
3.5.2	Особливості проектування наскрізних центрально стиснутих колон .....	158
3.5.3	Позацентрово стиснуті колони .....	166
3.5.4	Бази колон .....	169
3.6	Сталеві споруди .....	172
	<b>РОЗДІЛ 4. ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ.....</b>	<b>176</b>
4.1	Матеріали дерев'яних конструкцій.....	176
4.1.1	Будова деревини .....	176
4.1.2	Властивості деревини як конструкційного матеріалу .....	177
4.2	З'єднання елементів дерев'яних конструкцій.....	182
4.2.1	Лобові врубування та упори .....	183
4.2.2	З'єднання на нагелях та цвяхах .....	185
4.2.3	З'єднання на розтягнутих зв'язках .....	186
4.2.4	З'єднання на клею .....	188
4.3	Види дерев'яних конструкцій.....	191
4.4	Основні положення для розрахунку дерев'яних конструкцій .....	193
4.4.1	Граничні стани дерев'яних конструкцій .....	193
4.4.2	Види навантажень .....	194
4.4.3	Розрахункові характеристики деревини .....	195
4.4.4	Розрахунок центрально розтягнутих елементів .....	198
4.4.5	Розрахунок зігнутих елементів .....	199
4.4.6	Розрахунок центрально стиснутих елементів.....	207
4.4.7	Розрахунок стиснуто-зігнутих елементів.....	216
4.4.8	Розрахунок розтягнуто-зігнутих елементів .....	219
4.5	Дерев'яні покриття будівель.....	220
4.5.1	Загальні відомості про дерев'яні покриття будівель .....	220
4.5.2	Проектування каркаса будівлі .....	222
	<b>РОЗДІЛ 5. КОНСТРУКЦІЇ З ПЛАСТМАС.....</b>	<b>227</b>
5.1	Застосування пластмасових конструкцій у будівництві.....	227
5.2	Основні положення для розрахунку пластмасових конструкцій.....	228
5.2.1	Розрахунок центрально стиснутих пластмасових елементів на стійкість.....	231
5.2.2	Розрахунок згинальних пластмасових елементів на жорсткість .....	233
5.2.3	Розрахунок стискально-згинальних пластмасових елементів .....	234
	<b>ЧАСТИНА ДРУГА.....</b>	<b>236</b>
	<b>ПОВЕДІНКА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ.....</b>	<b>236</b>
	<b>РОЗДІЛ 6. ВПЛИВ ВОГНЮ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.....</b>	<b>236</b>
6.1	Температура в осередку горіння .....	236
6.2	Вогнестійкість будівельних конструкцій. Терміни і визначення .....	239
6.3	Нормування вогнестійкості будівельних конструкцій .....	243
6.4	Загальні положення розрахунку конструкцій на вогнестійкість .....	244
6.5	Особливості впливу вогню на залізобетонні конструкції .....	249
	<b>РОЗДІЛ 7. ТЕПЛОТЕХНІЧНА ЧАСТИНА РОЗРАХУНКУ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ.....</b>	<b>255</b>
7.1	Диференціальне рівняння теплопровідності.....	255

7.1.1	Крайові умови диференціального рівняння теплопровідності .....	258
7.1.2	Крайові умови при розрахунку температурних полів у конструкціях при пожежі .....	260
7.2	Розрахунок температурних полів у конструкціях .....	262
7.2.1	Розподіл температури в напівобмеженому тілі .....	264
7.2.2	Розподіл температури в необмеженій пластині при двосторонньому нагріванні .....	267
7.2.3	Розподіл температури в необмеженій пластині при односторонньому нагріві .....	269
7.2.4	Двовимірні температурні поля .....	276
<b>РОЗДІЛ 8. СТАТИЧНА ЧАСТИНА РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ .....</b>		<b>285</b>
8.1	Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість .....	285
8.1.1	Міцнісні і деформативні характеристики бетону та арматури при впливі температури .....	290
8.1.2	Розрахунок межі вогнестійкості статично визначених залізобетонних згинальних елементів при одnobічному нагріванні .....	290
8.1.3	Розрахунок межі вогнестійкості статично визначених згинальних елементів при двовимірному температурному полі .....	304
8.1.4	Розрахунок межі вогнестійкості статично невизначених конструкцій .....	307
8.1.5	Методика розрахунку вогнестійкості збірно-монолітних залізобетонних нерозрізних конструкцій .....	315
8.1.6	Розрахунок межі вогнестійкості стиснутих залізобетонних елементів .....	318
8.1.7	Конструктивні заходи, що підвищують межу вогнестійкості залізобетонних конструкцій .....	330
<b>РОЗДІЛ 9. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ .....</b>		<b>333</b>
9.1	Поведінка металевих конструкцій в умовах пожежі .....	333
9.2	Методика розрахунку вогнестійкості металевих конструкцій .....	340
9.3	Вогнезахист металевих конструкцій .....	354
9.3.1	Види вогнезахисту металевих конструкцій .....	354
9.3.2	Розрахунок межі вогнестійкості елементів, що захищені вогнезахисними сполуками .....	360
<b>РОЗДІЛ 10. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ .....</b>		<b>364</b>
10.1	Поведінка будівельних конструкцій з деревини в умовах пожежі .....	364
10.2	Фактори, які визначають вогнестійкість дерев'яних конструкцій .....	368
10.3	Методика розрахунку вогнестійкості несучих дерев'яних конструкцій .....	371
10.4	Вогнезахист елементів дерев'яних конструкцій та їх вузлів .....	387
<b>ЧАСТИНА ТРЕТЯ .....</b>		<b>391</b>
<b>РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ОСОБЛИВИХ НАВАНТАЖЕНЬ .....</b>		<b>391</b>
<b>РОЗДІЛ 11. ВПЛИВ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ .....</b>		<b>391</b>
11.1	Загальні поняття про землетруси .....	391
11.2	Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах .....	396
11.3	Міцність будівельних матеріалів за сейсмічних навантажень .....	400
11.4	Системи сейсмозахисту будівель і споруд .....	404
11.4.1	Традиційні методи забезпечення сейсмостійкості .....	405
11.4.2	Спеціальні засоби сейсмозахисту .....	406
11.5	Методи розрахунку будівель на сейсмічні впливи .....	413
<b>РОЗДІЛ 12. ВПЛИВ ВИБУХУ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ .....</b>		<b>426</b>

12.1	Загальні відомості про вибух.....	426
12.2	Поведінка будівельних конструкцій при вибухах.....	433
12.2.1	Особливості вибухозахисту при загрозі зовнішніх вибухів.....	436
12.2.2	Особливості вибухозахисту при загрозі внутрішніх вибухів .....	441
12.3	Розрахунок параметрів вибуху.....	446
12.3.1	Розрахунок параметрів вибуху при підриві заряду конденсованої вибухової речовини.....	449
12.3.2	Розрахунок параметрів ударної хвилі при вибуху газоповітряних сумішей.....	455
12.3.3	Розрахунок площі легкоскридних конструкцій.....	472
	<b>РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА .....</b>	<b>476</b>
	<b>ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК .....</b>	<b>479</b>
	<b>ДОДАТКИ .....</b>	<b>481</b>

## ВСТУП

Конструкції, виконані із залізобетону, дерева, металу, є найбільш широко застосованими в сучасному капітальному будівництві. При їх експлуатації вони зазнають дії уражальних чинників надзвичайних ситуацій при пожежах, землетрусах, вибухах, перенавантаженнях та ін.

Цілком зрозуміло, наприклад, що конструкції, виконані з різних матеріалів, не однаково поводитимуться в умовах високих температур: залізобетонні конструкції внаслідок впливу вогню втрачають несучу здатність, міцність; металеві мають високу теплопровідність, що веде до швидкого прогріву будівельних конструкцій до критичних температур і тим самим – до втрати ними несучої здатності; дерев'яні конструкції можуть поширювати вогонь.

У навчальному посібнику розглянуто особливості поведінки будівельних конструкцій при впливі пожежі, вибухів та сейсмічних коливань; надано відомості щодо теоретичних основ розрахунку будівельних конструкцій в нормальних умовах та при впливі уражальних чинників надзвичайних ситуацій. Наведено методи та приклади розрахунку будівельних конструкцій з різних матеріалів під навантаженням у нормальних умовах та при впливі пожежі, вибухів і сейсмічних коливань.

Метою навчального посібника є надання знань щодо поведінки будівельних конструкцій при впливі на них уражальних чинників надзвичайних ситуацій і формування навичок з їх розрахунку у майбутніх фахівців пожежної справи. У навчальному посібнику приділено увагу питанням роботи будівельних конструкцій з різних матеріалів під навантаженням у звичайних умовах; поведженню та роботі будівельних конструкцій в умовах пожежі; поведженню та роботі будівельних конструкцій в умовах особливих навантажень від вибуху та сейсмічних коливань.

Текст навчального посібника підкріплено великою кількістю ілюстрацій, таблиць, прикладами розрахунків та контрольними питаннями до відповідних розділів, що сприяють більш ефективному засвоєнню матеріалу. Додатки до

основного матеріалу навчального видання дозволяють самостійно проводити розрахунки стійкості будівельних конструкцій у нормальних умовах та в умовах надзвичайних ситуацій.

Усі терміни в тексті при їх першому та другому згадуванні виділено курсивом. А коли термін супроводжується визначенням, то його виділено ще і жирним шрифтом. У тексті також приділено увагу питанням, присвяченим особливостям поводження будівельних конструкцій при надзвичайних ситуаціях, – такі абзаци відокремлено іншим шрифтом.

В кінці навчального посібника подано список літератури, предметний покажчик, в якому приведено перелік основних термінів, а також – додатки.



## ЧАСТИНА ПЕРША.

# РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ У ЗВИЧАЙНИХ УМОВАХ

## РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

### 1.1 Будівлі та споруди

Будь-який будівельний об'єкт, створений над землею або під землею, зветься *спорудою*. Будівельний об'єкт, в якому є приміщення для діяльності людини, зветься *будівлею*.

*Споруди* призначені для виконання технічних завдань. До них відносяться підпірні стіни, канали і тунелі, ємнісні споруди водопостачання і каналізації, фундаменти під технологічне устаткування і теплові агрегати, відкриті кранові естакади, розвантажувальні залізничні естакади, транспортні і пішохідні галереї, етажерки і площадки під технологічне устаткування, бункери і засіки, силоси і силосні корпуси, водонапірні башти, транспортні споруди (мости, тунелі, естакади та ін.).

*Будівлі* за призначенням підрозділяються на *цивільні* (житлові та громадські) і *виробничі*.

*Житлові* – призначені для постійного або тимчасового проживання людей. Це мало- та багатопверхові житлові будинки, готелі, гуртожитки, тимчасове житло та ін. Житлові будівлі проектується на основі «ДБН В.2.2-15-2005. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення».

*Громадські* – призначені для тимчасового перебування людей у зв'язку з виконанням якихось функціональних процесів, які забезпечують життєдіяльність та розвиток суспільства. До них відносяться: заклади управління, проектування та науково-дослідницькі, освіти, культури, охорони здоров'я, спортивні, торгівельні, транспортні, комунального господарства, культові. *Громадські*

будівлі проектуються на основі «ДБН В.2.2-9:2009. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення».

**Промислові** будівлі – такі, де люди перебувають тимчасово у зв'язку з виконанням технологічних процесів з випуску товарної продукції. До них відносяться цехи заводів і фабрик, депо, машинні зали електростанцій, котельні та ін. Їх проектують на основі «СНиП 2.09.02-85\* . Производственные здания и сооружения».

До промислових і цивільних будівель висуваються наступні основні вимоги: *міцність, жорсткість і стійкість* під впливом силових і кліматичних факторів, *довговічність, вогнестійкість*.

**Міцність** – здатність конструкції сприймати силові навантаження і впливи без руйнування. Вона, в основному, визначається міцністю будівельних матеріалів, тобто здатністю чинити опір механічним впливам (статичному та динамічному навантаженню, вібрації, ударам і т.п.), що обов'язково враховується при проектуванні конструкцій.

**Жорсткість** – здатність конструкції сприймати силові навантаження і впливи без зміни форми. Або, іншими словами, – здатність конструкцій здійснювати свої статичні функції з малими заздалегідь заданими величинами *деформації*. *Деформацією* називають зміну форми та розмірів тіла під впливом напружень.

**Стойкість (тривкість)** – здатність конструкції зберігати рівновагу при силових впливах. Вона забезпечується доцільним розміщенням елементів несучих конструкцій у просторі і міцністю їх з'єднання.

**Довговічність** будівель визначається терміном служби без утрати необхідних експлуатаційних якостей протягом заданого терміну служби. Для споруд, з точки зору граничного строку служби, розрізняють три ступені довговічності: перший – 100 років; другий – 50 років; третій – 20 років.

Будівлі, відповідно до «ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва», можуть за станом відповідати одному з 8 ступенів вогнестійкості (І,

II, III, IIIa, IIIб, IV, IVa, V), що визначаються межами вогнестійкості основних конструкцій, межами поширення вогню по цих конструкціях, а також залежать від призначення будівлі, її категорії з вибухопожежної та пожежної небезпеки, висоти (поверховості), площі поверху в межах протипожежного відсіку. Чим вище межа вогнестійкості основних будівельних конструкцій, тим вище ступінь вогнестійкості будівлі. Будівлі I ступеня вогнестійкості будують з найбільш вогнестійких конструкцій, для будівель V ступеня вогнестійкості межі вогнестійкості не нормуються.

При плануванні будівель їх розділяють по горизонталі і вертикалі протипожежними перешкодами на пожежні відсіки, секції й окремі приміщення для обмеження поширення пожежі. До протипожежних перешкод відносяться протипожежні стіни, перегородки, перекриття, зони, тамбур-шлюзи, двері, вікна, люки і клапани. Типи протипожежних перешкод та їх мінімальні межі вогнестійкості визначаються за ДБН В.1.1-7-2002.

Залежно від вимог до довговічності, вогнестійкості й експлуатаційних якостей розрізняють три класи конструкцій будівель за *ступенями відповідальності*.

До **класу I** відносяться основні будівлі об'єктів, що мають особливо важливе народногосподарське і (чи) соціальне значення: атомні електростанції, криті спортивні споруди з трибунами, будівлі театрів, кінотеатрів, цирків, критих ринків, навчальних закладів, дитячих дошкільних закладів, лікарень, родильних будинків, музеїв, державних архівів та ін.

До **класу II** – будівлі об'єктів, що мають важливе народногосподарське і (чи) соціальне значення: об'єкти житло-цивільного призначення, що не ввійшли до класів I та III.

До **класу III** – будівлі об'єктів, що мають обмежене народногосподарське і (чи) соціальне значення: одноповерхові житлові будинки, тимчасові будинки та ін.

Будівлю (або споруду) можна представити як сукупність окремих будівельних конструкцій, кожна з яких виконує відповідну функцію. За цією ознакою

розрізняють **конструктивні елементи (КЕ)** будівлі або споруди. Такими конструктивними елементами є *фундаменти, покриття будівлі (дах), стіни, перекриття, перегородки, сходи, вікна, двері*. У свою чергу конструктивні елементи складаються з *будівельних виробів*, якими є: *колони, стінові панелі, плити, балки, ферми, рами, крокви, сходові марші* та ін. Елементи, які сприймають силові впливи або навантаження, що виникають у будівлі, тобто на які спираються інші елементи, або інженерне обладнання, або якісь вантажі, називають **несучими** конструкціями. **Огороджувальними** називають конструкції, які захищають внутрішні приміщення від впливу зовнішнього середовища чи відокремлюють одне приміщення від іншого. Деякі конструкції можуть бути одночасно **несучими** та **огороджувальними** (наприклад, несучі стіни, перекриття та ін.).

У сучасному будівництві як основні матеріали для будівельних конструкцій використовуються залізобетон, метал (сталь і алюмінієві сплави), дерево і пластмаси.

Для фундаментів на природній основі, для стін підвалів і технічних підпіль використовують збірні залізобетонні і бетонні вироби, а також монолітний залізобетон. Для стін будинків до 9 поверхів можуть застосовуватися цегла, монолітний бетон, блоки з місцевих матеріалів, бетонні і залізобетонні багат шарові панелі, панелі з легких бетонів – керамзитобетону, пемзобетону, перлітобетону, ніздрюватого бетону, газо- і пінобетону, газошлакобетону, піносілікатобетону. Для будинків вище 9 поверхів рекомендуються панельні стіни або каркасні з цегляним заповненням. Перекриття виконуються переважно зі збірних виробів, монолітного і збірно-монолітного залізобетону.

Для покриттів цивільних будівель використовують суміщені покриття або кроквяні конструкції. Кроквяні конструкції виготовляють з деревини, залізобетону або металу.

Для будівель і споруд, які будуються у районах з великою кількістю лісів, поширене використання несучих і огороджувальних дерев'яних конструкцій, переважно клеєних. Як покриття рекомендовано використовувати клеєні, а та-

кож клеєфанерні конструкції з водостійкої фанери.

## 1.2 Відомості про методи розрахунку будівельних конструкцій

Розрахунок будівельних конструкцій повинен забезпечити надійність їх роботи у процесі експлуатації. Мета розрахунку будівельних конструкцій – забезпечити задані умови експлуатації і необхідну міцність за мінімальної витрати матеріалів і мінімальної витрати праці на виготовлення і монтаж.

*Статичний і динамічний* розрахунок полягає у складанні розрахункових схем і визначенні внутрішніх зусиль (згинальних моментів  $M$ , поперечних сил  $Q$ , подовжніх сил  $N$  та ін.) у небезпечних перерізах конструкцій з урахуванням їх жорсткості і стійкості від прикладених навантажень, впливів та їх сполучень.

*Конструктивний розрахунок* полягає у виборі матеріалу, визначенні раціональної форми елемента і розмірів його перерізу, площі перерізу арматури за прийнятими з досвіду проектування ефективною формою і площею перерізу, класу бетону, класу арматури і схеми її розміщення (у залізобетонних конструкціях), розмірів сполучних і закладних деталей у місцях з'єднання елементів.

Методи розрахунку будівельних конструкцій розвивалися шляхом поступового удосконалення у напрямі підвищення точності (наближення розрахункових значень до експериментальних), здатності врахування великого числа факторів і забезпечення максимальної економічності.

**Метод розрахунку конструкцій за допустимими напруженнями** використовувався в СРСР до 1938 р. В основу розрахунку було покладено принцип рівноваги, коли напруження в матеріалі приймаються пружними. Розрахунок за допустимими напруженнями дає можливість тільки вельми приблизно оцінити величину напружень, які виникають у конструкціях у стадії експлуатації. В результаті цього напруження в конструкціях часто визначалися більшими від фактичних, що призводило до великих перевитрат матеріалів.

**Метод розрахунку конструкцій за руйнівними зусиллями** було введено в норми з 1938 р. Цей метод ґрунтується на широких експериментальних дослідженнях, що дало можливість достатньо точно обчислювати фактичну несучу здатність перерізів, тобто руйнівні зусилля. В основу розрахунку за руйнівними зусиллями покладено принцип, що напруження у стиснутій та розтягнутій зонах конструкції досягають межі міцності і стають непружними. Для урахування цього вводять *коефіцієнт запасу міцності перерізу*. Основним недоліком теорії розрахунку за руйнівними зусиллями є те, що загальним коефіцієнтом запасу міцності не можна з достатньою точністю врахувати вплив великого числа факторів на несучу здатність конструкції, вплив особливостей роботи матеріалів і конструкцій.

**Метод розрахунку конструкцій за граничними станами** є подальшим розвитком методу розрахунку за руйнуючими зусиллями. Його було розроблено в СРСР та прийнято у 1955 р. у «Будівельних нормах та правилах для розрахунку усіх будівельних конструкцій».

У розрахунку за граничними станами єдиний коефіцієнт запасу замінюється системою з декількох коефіцієнтів, які враховують умови будування та експлуатації конструкцій, змінність навантажень, міцнісних характеристик матеріалів і умови їх роботи. Тобто у методі розрахунку конструкцій *за граничними станами* безпека роботи конструкції під навантаженням оцінюється не одним синтезуючим коефіцієнтом запасу, а системою розрахункових коефіцієнтів.

Конструкції, запроектовані і розраховані за методом граничних станів, виходять дещо економічнішими, порівняно з іншими методами розрахунку.

***Граничним станом*** зветься такий стан конструкції, при якому вона перестає задовольняти заданим вимогам виготовлення або експлуатації, тобто втрачає здатність чинити опір зовнішнім навантаженням і впливам або одержує неприпустимі переміщення або місцеві пошкодження.

За цим методом передбачено дві групи граничних станів:

- 1) **перша група граничних станів** – за втратою несучої здатності, або повної непридатності до експлуатації;
- 2) **друга група граничних станів** – за непридатністю до нормальної експлуатації.

Призначення розрахунку за граничними станами 1-ї групи – попередити конструкцію: від руйнування – крихкого, в'язкого, втомленого (розрахунок на витривалість), у тому числі, з урахуванням несприятливого впливу навколишнього середовища (хімічної агресії, зміни температури та ін.); від втрати стійкості форми (наприклад, поздовжній вигин) або розташування у просторі (перекидання, ковзання, спливання); від станів, при яких необхідно припинити експлуатацію внаслідок розвитку недопустимих загальних і місцевих необоротних деформацій (через текучість матеріалу, повзучість, надмірне розкриття тріщин).

Призначення розрахунку за граничними станами 2-ї групи – не допустити в конструкції виникнення надмірних переміщень (прогинів, зсувів, кутів повороту, амплітуд коливань), а також утворення надмірного або тривалого розкриття тріщин, які ускладнюють нормальну експлуатацію (при збереженні її несучої здатності).

В усіх випадках слід прагнути до утворення економічних конструкцій, тобто конструкцій з мінімальною витратою матеріалів при забезпеченні їх достатньої надійності.

**За граничними станами 1-ї групи** конструкції перевіряються розрахунком на максимальні (розрахункові) навантаження і впливи, можливі при порушенні нормальної експлуатації. Умова перевірки для 1-ї групи граничних станів записується в загальному вигляді:

$$N \leq \Phi, \quad (1.1)$$

де  $N$  – найбільше можливе зусилля за весь період експлуатації (поздовжня, поперечна сила, момент) у конструктивному елементі, що розглядається, яке виникає в ньому від невивідного сполучення зовнішніх навантажень або інших

впливів, функція експлуатаційного навантаження, коефіцієнта надійності за навантаженням, інших факторів (наприклад, розрахункової схеми, коефіцієнта динамічності);  $\Phi$  – найменша можлива величина несучої здатності елемента за весь період експлуатації (опір; несуча здатність перерізу), функція геометричних характеристик перерізу, міцності матеріалів, коефіцієнтів надійності за матеріалом, коефіцієнтів умов роботи.

**За граничними станами 2-ї групи** конструкції перевіряються розрахунком на експлуатаційні (нормативні) навантаження і впливи, що відповідають нормальній експлуатації конструкцій без урахування екстремальних ситуацій. Перевірка для 2-ї групи граничних станів здійснюється за наступними умовами:

**1) за утворенням тріщин:**

$$\Delta \leq \Delta_{cr} \quad \text{або} \quad \sigma \leq R_{cr}, \quad (1.2)$$

де  $\Delta$  – ширина розкриття тріщин, величини зворотних деформацій, переміщень та ін., які виникають у результаті дії експлуатаційних навантажень (функція навантажень, властивостей матеріалів, параметрів конструкцій);  $[\Delta]$  – відповідна гранична величина, встановлена нормами або задається при проектуванні, гарантує нормальну експлуатацію конструкції;  $\sigma$  – напруження;  $R_{cr}$  – опір елемента утворенню тріщин;

**2) за деформаціями (переміщеннями):**

$$f \leq f_{lim}, \quad (1.3)$$

де  $f$  – прогин (амплітуда коливань) та інші деформації;  $f_{lim}$  – гранично припустимі значення деформації.

*Нормальною експлуатацією* вважають таку, що здійснюється без обмежень технології або побутових умов, передбачених нормами, чинними положеннями і проектною документацією. Наприклад, при нормуванні граничних прогинів конструкцій враховують необхідність забезпечення безперервної роботи кранів, нормальної експлуатації мостів, дотримання естетичних вимог.



Розрахунок за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів або частин проводиться на всіх етапах: виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати ухваленим конструктивним рішенням і кожному із вказаних етапів.

### **1.3 Навантаження і впливи на будівельні конструкції**

У процесі експлуатації будівельні конструкції зазнають різних навантажень і впливів.

Робота конструкції, а отже, і особливості її розрахунку багато в чому залежать від природи, характеру і тривалості впливів. Так, при вибуху слід враховувати вплив швидкості навантаження на властивості матеріалу; при впливі низьких температур – підвищену небезпеку крихкого руйнування; при тривалій дії – повзучість матеріалу.

#### **1.3.1 Класифікація навантажень**

Навантаження та впливи при розрахунку конструкцій приймають відповідно до «ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування».

**I. Залежно від природи виникнення** навантаження та впливи поділяються на *механічні* та *немеханічної* природи, які призводять до зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкцій.

До впливів *немеханічної природи* відносять температурні, впливи агресивного середовища – біологічні, хімічні (корозія), радіаційні та інші. Ці впливи приводять до зміни властивостей матеріалу (зниження ударної в'язкості при радіаційній дії), змінюють параметри роботи елементів (зменшення товщини елементів, підвищення концентрації напруг при корозії) і у результаті вплива-

ють на несучу здатність і довговічність конструкцій. Вони, як правило, враховуються в розрахунку опосередковано. Такі впливи називають *непрямими*.

*Механічні впливи*, що безпосередньо враховуються в розрахунку, розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції (навантаження), або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції.

**II. Залежно від виду прикладення механічних навантажень** до конструкцій їх поділяють на розтягувальні, стискальні, згинальні, зсувні, крутильні та ін. Простіше їх називають: *розтяг*, *стиск*, *вигин*, *зсув*, *кручення* тощо. Навантаженням відповідають деформації з такими ж назвами.

А. ***Розтяг*** – вид деформації, при якому зовнішні сили діють уздовж осі елемента, що проходить крізь центр його маси, та викликають збільшення його довжини у цьому напрямку. У кожному поперечному перерізі елемента виникають тільки поздовжні внутрішні зусилля і, відповідно, нормальні напруження  $\sigma$ , які визначають за формулою:

$$\sigma = \frac{P}{A}, \quad (1.4)$$

де  $P$  – поздовжнє зусилля;  $A$  – площа поперечного перерізу.

Пружна деформація однорідного елемента  $\Delta l$  визначається за законом Гука (R. Hooke, 1635–1703):

$$\Delta l = \frac{P \ell}{E A}, \quad (1.5)$$

де  $\ell$  – довжина елемента, м;  $E$  – модуль поздовжньої пружності матеріалу або модуль Юнга (T. Young, 1773–1829), Па.

Б. ***Стиск*** – вид деформації, при якому зовнішні сили діють уздовж осі елемента, що проходить крізь центр його маси, та викликають зменшення його довжини у цьому напрямку. Нормальні напруження  $\sigma$  та пружну деформацію однорідного елемента  $\Delta l$  при цьому визначають за формулами (1.4, 1.5).

В. **Вигин** – вид деформації, при якому під дією зовнішнього навантаження викривлюється вісь або середина поверхня елемента (балки, плити), та при цьому відсутні різкі зміни поперечних перерізів елемента (рис. 1.1). *Чистий вигин* – при якому зовнішня сила діє перпендикулярно осі елемента, закріпленого з одного боку або на кінцях.

**Згинальний момент** – добуток сили, що діє під кутом до поздовжньої осі елемента, жорстко закріпленого хоча б в одній точці, на плече між точкою фіксації елемента та лінією дії сили.

$$M = P \cdot \ell \quad (1.6)$$

**Згинальний момент** – обертове навантаження відносно точки опори, яке викликає вигин елемента.

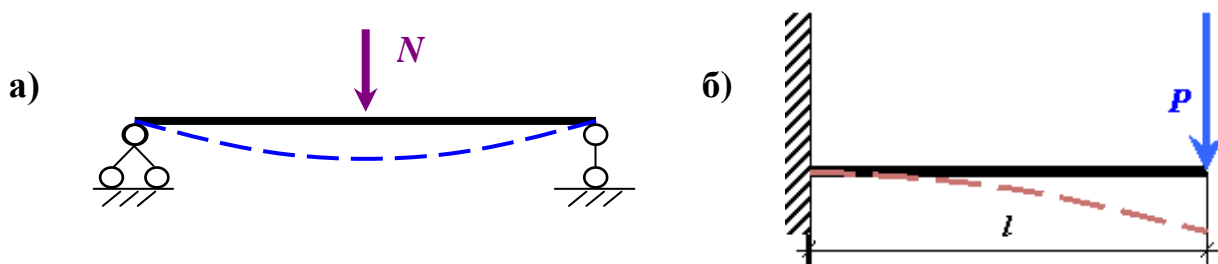


Рисунок 1.1 – Схема утворення вигину:

а) при викривлюванні серединної поверхні елемента; б) консольний вигин

Г. **Кручення** – вид деформації, викликаний прикладенням до тіла пари сил (моменту) в його поперечній площині, при якому зміщення кожної точки тіла є перпендикулярним до її відстані від осі прикладених сил та пропорційним цій відстані. Стрижень, що працює на кручення називають *валом*.

Д. **Зсув** – вид деформації, викликаний опозитними силами, направленими під кутом до осі елемента, при якому величина зміщення кожної точки тіла зростає в напрямку, перпендикулярному напрямку зміщення.

Е. **Зім'яття** – вид місцевої пластичної деформації, що виникає при стисканні твердих тіл у місцях їх контакту. *Зім'яття* матеріалу починається, коли інтенсивність напружень при контакті досягає величини межі його текучості.

**III. Залежно від характеру дії**, під яким розуміють швидкість і частоту прикладення навантажень, навантаження поділяють на *статичні, динамічні і циклічні*.

За *статичних* навантажень швидкість вантаження є рівною нулю або настільки малою, що інерційні сили, викликані цим видом навантажень, в розрахунку можна не враховувати і використовувати методи статички споруд.

За *динамічних* навантажень швидкість вантаження є високою і інерційні сили, викликані цим видом навантажень, необхідно враховувати при розрахунку конструкцій. У цих випадках використовуються методи динаміки споруд. Норми на проектування сталевих конструкцій допускають враховувати вплив динамічного характеру навантажень шляхом множення статичного навантаження на коефіцієнт динамічності, що встановлюється на підставі теоретичних або експериментальних досліджень.

При дії *циклічних* навантажень, що багато разів повторюються, в конструкціях можуть виникнути втомні руйнування. В цьому випадку конструкції необхідно перевірити на витривалість.

**IV. Залежно від причин виникнення** навантаження і впливи поділяються на *основні та епізодичні*. Залежно від змінюваності у часі впливи поділяються на *постійні та змінні (тимчасові)*. Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяються на *тривалі, короткочасні та епізодичні (особливі)*.

***Постійними*** називають навантаження від конструкцій або матеріалів, які діють на споруду постійно та без яких існування споруди за її призначенням є неможливим. До постійних навантажень відносяться: вага частин споруд, у тому числі вага несучих та огорожувальних конструктивних елементів (таких як: стіни, перекриття, дах, колони та ін.); вага та тиск ґрунтів. *Постійні навантаження та впливи* у процесі проектування приймають за емпіричними формулами або відповідно до попередніх розрахунків та за статистичними (норматив-

ними) значеннями об'ємної щільності матеріалів, з яких виготовлені конструкції; кінцеві значення власної ваги визначають на базі розрахунку конструкції.

**Змінні (тимчасові)** навантаження і впливи – такі, що діють на конструкції не постійно за часом. В окремі періоди експлуатації споруди вони можуть бути повністю відсутні, а також змінювати своє місце розташування у споруді.

**Змінні тривалі** навантаження – такі, що діють на конструкцію тривалий час. Вони характеризуються як статичні. До *змінних тривалих* навантажень відносяться: вага тимчасових перегородок, підливок під обладнання; вага стаціонарного обладнання: верстатів, моторів, ємностей, а також вага рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання; навантаження на перекриття від складованих матеріалів; снігові навантаження тощо.

**Змінні короточасні** навантаження – такі, що діють нетривалий час. Вони можуть бути як статичними, так і динамічними. До *змінних короточасних* навантажень відносяться: навантаження від людей, худоби; навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів тощо); вітрові навантаження; температурні кліматичні впливи та ін.

**Епізодичні (особливі)** навантаження – які можуть з'явитися у виняткових випадках. Це, як правило, потужні динамічні або циклічні навантаження. До них належать: сейсмічні впливи; вибухові впливи; аварійні навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу; впливи, обумовлені деформаціями основи, через різке просідання ґрунтів.

Величини цих навантажень приймають за нормативною літературою (ДСТУ, ДБН, СНиП, каталоги, стандарти та ін.) або завданням на проектування. Короточасні навантаження визначають за нормативною літературою. Навантаження від підйомно-транспортного обладнання наведені у стандартах та заводських паспортах.

### **1.3.2 Нормативні і розрахункові навантаження**

Основними факторами, від урахування яких залежить надійність констру-

кцій,  $\epsilon$ : навантаження та впливи; міцнісні, деформативні та інші властивості матеріалів і ґрунтів; умови експлуатації та особливості роботи конструкцій та основ фундаментів.

Всі навантаження в тій або іншій мірі є випадковими, і при математичному описі їх можна бути представити у вигляді випадкових величин (наприклад, власну вагу конструкцій) або випадкових функцій часу (наприклад, вітер). Проте при розрахунку конструкцій за граничними станами приймають детерміновані значення навантажень. Тому для забезпечення необхідного рівня надійності при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів слід приймати максимальні значення навантажень з високим ступенем забезпеченості. При розрахунку за другою групою граничних станів, тобто в умовах нормальної експлуатації, забезпеченість може бути нижче.

Основні положення за розрахунком встановлюють два значення навантажень: *нормативні* і *розрахункові*.

**Нормативними** називають навантаження (постійні та тимчасові), що відповідають умовам нормальної експлуатації. Цим навантаженням відповідають *нормативні зусилля*. При позначенні їх вводять літеру  $n$ , наприклад,  $P^n$  – нормативне навантаження;  $M^n$  – нормативний момент;  $N^n$  – нормативна нормальна сила та ін. *Нормативні* навантаження залежать від матеріалу, розмірів, призначення конструкцій. Їх величину вказують у нормах проектування, обумовлюють у технічному завданні або визначають за проектними значеннями геометричних параметрів устаткування або конструкцій.

При експлуатації будівель і споруд можливе відхилення навантажень у несприятливу (більшу або меншу) сторону від їх нормативних значень як унаслідок природної змінюваності навантажень, так і відступів від умов нормальної експлуатації. Таке відхилення враховується *коефіцієнтом надійності за навантаженням*  $\gamma_f$ . Значення цього коефіцієнта залежить від характеру навантаження і ступеня його змінюваності. Величини коефіцієнтів надійності за навантаженням визначають на підставі статистичної обробки результатів спостережень, експериментальних досліджень або встановлюють на підставі досвіду

проектування.

Добуток нормативного навантаження на коефіцієнт надійності за навантаженням називають *розрахунковим навантаженням*. Тобто при розрахунках конструкцій приймають розрахункові навантаження:

$$P = P^n \gamma_f . \quad (1.7)$$

Розрахункові навантаження поділяють на навантаження, які використовують у розрахунках за першою та другою групами граничних станів.

Зусилля, які відповідають розрахунковим навантаженням, називають *розрахунковими*; наприклад  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  – відповідно, *розрахункові* момент, нормальна сила, поперечна сила. У загальному випадку сумарне розрахункове зусилля виражається через нормативні навантаження

$$N = \sum p_i^n \alpha_i \gamma_{fi} , \quad (1.8)$$

де  $p_i^n$  – нормативне навантаження;  $\alpha_i$  – число впливу для елемента, що розглядається, яке відповідає навантаженню  $p_i$ , тобто зусилля при  $p_i = 1$ ;  $\gamma_{fi}$  – коефіцієнт надійності за навантаженням для  $p_i$ .

Розрахункові навантаження є найбільшими в імовірнісному сенсі навантаженнями і діями за час експлуатації споруди і мають високу забезпеченість. При розрахунках конструкцій на міцність, стійкість форми конструктивних елементів, недопущення виникнення тріщин розрахункові навантаження приймають більшими за нормативні ( $\gamma_f > 1$ ). При розрахунку за деформаціями, розкриттям тріщин розрахункові навантаження приймають за вказівками відповідних норм рівними нормативним ( $\gamma_f = 1$ ). При розрахунку на витривалість та стійкість положення проти перекидання, ковзання розрахункові навантаження приймають меншими за нормативні ( $\gamma_f < 1$ ). Так, для власної ваги несучих конструкцій  $\gamma_f = 1,05 \dots 1,1$ ; при сприятливому впливі власної ваги, наприклад, при розрахунках на перекидання, ковзання, сплиття будівель  $\gamma_f = 0,9$ ; для тепло- та

звукоізоляційних шарів  $\gamma_f = 1,2$ ; для тимчасових навантажень на перекриття  $\gamma_f = 1,2 \dots 1,4$ ; для снігового настилу  $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$ ; для вітрового впливу  $\gamma_f = 1,2 \dots 1,3$ .

Нормативне значення *снігового навантаження*  $S$  встановлюють за даними метеорологічної служби як середньоарифметичне (за період не менше 10 років) ваги снігового настилу на горизонтальній захищеній від вітру ділянці. Територія країн СНД розподілена на шість кліматичних районів, для яких нормативне значення ваги снігового настилу на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної поверхні  $S_0$  приймають від 0,5 кПа для I району і до 2,5 кПа – для VI. Повне нормативне снігове навантаження ураховується як короткочасне, а частина його – як довготривале.

Значення нормативного снігового навантаження:

$$S = S_0 C, \quad (1.9)$$

де  $S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження;  $C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (1.10)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового настилу на горизонтальній поверхні землі до снігового навантаження на покриття;  $C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;  $C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

При розрахунку багатоповерхових будівель висотою більше 40 м, щогл, веж (башт) та ін. ураховується динамічний вплив вітру.

Нормативне *вітрове навантаження*  $w_m$  визначають залежно від швидкісного напору вітру  $w_0$  та за характеристиками будівлі або споруди:

$$w_m = w_0 k c, \quad (1.11)$$

де  $w_0$  – нормативний швидкісний напір вітру на висоті 10 м, який приймається



залежно від району від 0,17 кПа для I району до 0,85 кПа – для VII;

$k$  – поправочний коефіцієнт на зростання швидкісного напору в залежності від висоти та типу місцевості (на відкритій місцевості для висоти 10 м  $k = 1,0$ ; для висоти 20 м –  $k = 1,25$ ; для висоти 350 м і вище –  $k = 2,75$ );

$c$  – аеродинамічний коефіцієнт, який приймається за нормативною літературою залежно від профілю будівельного елемента або елемента та схеми вітрового навантаження. Позитивні значення  $c_w$  відповідають напрямку вітрового тиску до поверхні будівлі, негативні значення – від поверхні будівлі.

Збірні конструкції розраховують також на зусилля, які виникають при транспортуванні, з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,8. При підніманні та монтажі коефіцієнт динамічності приймають рівним 1,5. При цьому коефіцієнт надійності за навантаженням до власної ваги дорівнює 1,0.

Слід підкреслити, що коефіцієнти надійності за навантаженням враховують тільки змінюваність навантаження і можливість перевищення ним нормативних значень. Вони не враховують динамічного характеру навантаження або перспективного зростання навантаження з часом, наприклад, при модернізації виробництва і зміні устаткування. Ці чинники, якщо є потреба, враховують окремо.

Величини *сейсмічних впливів* приймають залежно від бальності району будівництва.

За будь-якого навантаження конструктивний елемент зазнає деформації; при цьому в ньому виникають внутрішні напруження, які впливають на стан елемента. Такий стан називають ***напружено-деформованим***. За поступового збільшення навантаження в конструкціях відмічають 3 характерні стадії напружено-деформованого стану:

1. Стадія *пружних деформацій* при незначних навантаженнях. Пружною називають деформацію, яка повністю зникає після зняття напружень, що її викликали. При цьому форма та розміри тіла повністю відновлюються.
2. Стадія *пластичних деформацій* при значних (нормативних) навантаженнях.

Пластичною називають деформацію, яка не зникає після зняття напружень або припинення дії зовнішніх сил. При цьому форма та розміри тіла повністю не відновлюються. Саме для цієї стадії для визначення можливості нормальної експлуатації конструкцій проводяться розрахунки за граничними станами 2-ї групи задля недопущення виникнення в конструкціях надмірних переміщень (прогинів, зсувів, кутів повороту, амплітуд коливань), а також утворення надмірного або тривалого розкриття тріщин, які ускладнюють нормальну експлуатацію (при зберіганні несучої здатності).

3. Стадія руйнування при максимальних (розрахункових) навантаженнях, коли напруження у конструкції досягають межі міцності її матеріалу. Для цієї стадії проводяться розрахунки за граничними станами 1-ї групи для визначення умов, коли необхідно припинити експлуатацію конструкції для попередження її руйнування.

### 1.3.3 Нормативні і розрахункові опори навантаженням

Основними характеристиками міцності матеріалів при розрахунку будівельних конструкцій є *нормативні опори*  $R_n$ , величини яких встановлюються нормами проектування на базі статистичної обробки результатів випробувань стандартних зразків. При проведенні цих випробувань визначається значення тієї чи іншої міцнісної характеристики, наприклад, межі текучості або тимчасового опору.

Значення межі текучості і тимчасового опору, встановлені в нормах, називають відповідно *нормативним опором за межою текучості*  $R_{yn}$  і *нормативним опором за тимчасовим опором*  $R_{un}$ . Ці значення відповідають мінімальним бракувальним характеристикам, передбаченим державними стандартами і технічними умовами.

Забезпеченість нормативних опорів приймають не менше 0,95, що відповідає кількості випадкових відхилень зі зниженими значеннями механічних

властивостей не більше 5 %. Для металів нормативний опір приймають рівним величині контрольної або бракувальної характеристики за відповідними стандартами. Для кам'яної кладки, яка є з'єднанням двох матеріалів – каменів та розчину, контрольні характеристики не встановлюються стандартами, і тому поняття нормативного опору до кам'яної кладки не застосовується.

Хоча забезпеченість нормативних опорів є високою, існує, хай і невелика, імовірність того, що в конструкцію потрапить матеріал з нижчими міцнісними характеристиками. Міцнісні характеристики матеріалу конструкції також можуть відрізнятись від нормативних внаслідок масштабного фактора, різних умов роботи матеріалу у зразках і конструкції та ін.

Вплив цих чинників на зниження несучої здатності конструкцій враховують *коефіцієнтом надійності за матеріалом*  $\gamma_m$ . Значення  $\gamma_m$ , встановлюють на підставі статистичної обробки результатів заводських випробувань зразків і аналізу умов контролю їх якості (наприклад, для сталі  $\gamma_m = 1,025 \dots 1,150$ ).

Основною розрахунковою характеристикою матеріалу є ***розрахунковий опір R***, що визначається діленням нормативного опору на коефіцієнт надійності за матеріалом:

$$R = R_n / \gamma_m. \quad (1.12)$$

При розрахунку конструкцій з використанням розрахункового опору, визначеного за тимчасовим опором, враховують підвищену небезпеку такого стану шляхом введення *додаткового коефіцієнта надійності*  $\gamma_n = 1,3$ .

Розглянуті нормативні і розрахункові опори відносяться до роботи конструкцій на розтяг, стиск, вигин, тобто при впливі нормальних напруг. У необхідних випадках за інших умов роботи у розрахункові опори вводять *коефіцієнти умов роботи*  $\gamma_{ci}$  як множник у нормативному опорі. Такі коефіцієнти враховують не відображені в розрахунках безпосередньо особливості дії навантаження (вірогідну тривалість впливу та його багаторазову повторюваність, роботу на зріз, кручення та ін.), вплив середовища (вологісні та температурні умови), розміри перерізів конструктивних елементів, способи виготовлення конс-

трукцій та ін. Значення  $\gamma_c$  встановлюються нормативними документами на базі досвіду будівництва, експериментальних і теоретичних досліджень.

У розрахункові опори вводять один або декілька коефіцієнтів умов роботи, які ураховуються незалежно один від одного:

$$R = R_n / \gamma_m \sum \gamma_{ci}. \quad (1.13)$$

### 1.3.4 Сполучення навантажень

На конструкцію, як правило, одночасно діє декілька навантажень. *Сполучення навантажень* формуються як набір розрахункових значень навантажень або відповідних їм зусиль. Вони використовуються для перевірки конструкції у певному граничному стані. В розрахунках конструкцій, згідно ДБН В.1.2-2:2006, використовують сполучення двох типів – *основні* та *аварійні (особливі)*.

**Основні сполучення** складаються з навантажень, які постійно впливають на конструкції споруди, і змінних навантажень, які діють при їх експлуатації. Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають постійні та змінні навантаження з граничними розрахунковими значеннями. Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають постійні та змінні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями. Розрахунок зручно проводити на кожне навантаження окремо, а потім визначати найбільш несприятливе поєднання зусиль.

Основні сполучення конструкції також розраховують на зусилля, які виникають при транспортуванні, підніманні та монтажі з урахуванням *коефіцієнта динамічності* 1,8.

При урахуванні основних сполучень, що включають постійні і змінні навантаження, розрахункові значення тимчасових навантажень та відповідних їм зусиль домножують на *коефіцієнти сполучень*  $\Psi$ , які враховують малу імовір-

ність сумісної одночасної дії декількох короточасних навантажень за їх розрахункових значень.

Якщо в основне поєднання входить одне тимчасове навантаження, його приймають без зниження. При урахуванні основних сполучень, що включають постійні і не менше двох змінних навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень слід множити на *коефіцієнти сполучень*, які дорівнюють:  $\Psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\Psi_2 = 0,90$  для короточасних навантажень. В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короточасних навантажень їх розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення  $\Psi_2$ , який приймається для першого (за ступенем впливу) короточасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.

До *аварійного сполучення*, крім постійних і змінних навантажень, може входити тільки один епізодичний (особливий) вплив.

Для *аварійних сполучень*, що включають постійні та не менш як два змінних навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення  $\Psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\Psi_2 = 0,80$  для короточасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень  $\Psi_3 = 1,00$ .

При урахуванні основних сполучень, що включають постійні навантаження й одне змінне навантаження (тривале чи короточасне), коефіцієнти  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  вводити не слід.

### **Ступінь відповідальності будівель і споруд.**

Ступінь відповідальності будівель і споруд при досягненні конструкціями граничних станів визначається розміром матеріального і соціального збитку. Для визначення ступеня відповідальності і капітальності будівель та споруд, а також значущості наслідків настання граничного стану ураховують *коефіцієнти надійності за призначенням*  $\gamma_n$ . На *коефіцієнт надійності за призначенням* слід ділити граничні значення несучої здатності, розрахункові значення опорів, граничні значення деформацій, розкриття тріщин або помножати на цей коефіцієнт розрахункові значення навантажень, зусиль або інших дій.

Чисельні значення  $\gamma_n$  мають вірогідно-економічне обґрунтування і залежать від класу відповідальності будівель або споруд. Для об'єктів, які мають особливо важливе народногосподарське або соціальне значення (АЕС, телевежі, театри, школи, лікарні та ін.),  $\gamma_n = 1$ ; для об'єктів важливого призначення (промислові сільськогосподарські, житлові та громадські будівлі)  $\gamma_n = 0,95$ . До будівель та споруд обмеженого народногосподарського та соціального значення відносяться склади без процесів сортування та затарювання для зберігання торфу, вугілля, теплиці, огорожі, тимчасові будівлі та споруди з терміном служби більше 5 років; для них  $\gamma_n = 0,9$ . Для тимчасових будівель та споруд із терміном служби до 5 років  $\gamma_n = 0,8$ .

#### 1.4 Розрахункові схеми конструкцій

При розрахунках конструкцій і споруд на міцність та стійкість для спрощення їх замінюють *розрахунковими схемами*. **Розрахункові схеми** – спрощені статичні та кінематичні відображення відповідних конструкцій. Їх класифікують:

##### А. За характером елементів:

- масивні (суцільні);
- пластинчасті (площинні);
- стрижневі.

##### Б. За способом взаємного з'єднання елементів:

- шарнірне з'єднання;
- жорстке з'єднання.

##### В. За характером опорних реакцій:

- розпірні;
- безрозпірні.

##### Г. За кінематичною ознакою:

- рухомі кінематичні ланцюги;

– нерухомі геометрично незмінні системи. *Геометрично незмінна система* – в якій зміна форми можлива тільки внаслідок деформації її складових елементів. Тільки такі системи можуть служити будівельними спорудами. Стан системи визначається за формулою:

$$A = 3 \cdot C - 2 \cdot Ш - 3 \cdot Ж - C_{оп}, \quad (1.14)$$

де  $C$  – кількість стрижнів в системі;  $Ш$  – кількість шарнірних з'єднань стрижнів (простих та складних);  $Ж$  – кількість жорстких з'єднань стрижнів (простих та складних);  $C_{оп}$  – кількість опорних стрижнів.

Система вважається геометрично незмінною, коли  $A \leq 0$ .

Д. За просторовою ознакою:

- площинні – коли осі усіх стрижнів лежать в одній площині;
- просторові – коли осі усіх стрижнів лежать не в одній площині.

В розрахунках стрижневих конструкцій на міцність та стійкість фігурують такі величини як зусилля, деформації та геометричні розміри перерізів. *Задача розрахунку* полягає у тому, щоб визначити зусилля, підібрати відповідні їм безпечні розміри перерізів і визначити деформації.

Коли зусилля складають самостійну групу невідомих, які можна визначити за відомого зовнішнього навантаження незалежно від розмірів перерізів та деформацій конструкції, то їх називають *статично визначеними*. **Статично визначена система** – геометрично незмінна система, в якій реакції зв'язків та внутрішні зусилля в елементах можна визначити, користуючись тільки рівняннями статички. За формулою (1.10) система вважається *статично визначеною*, коли  $A = 0$ .

**Статично невизначена система** – це та, в якій реакції зв'язків та/або внутрішні зусилля в елементах не можна визначити, користуючись тільки рівняннями статички, а потрібні додаткові рівняння, що характеризують деформацію системи.

Кінцевим етапом статичного розрахунку шарнірно-консольної балки є

побудова *епюр* поперечних сил та згинальних моментів. **Епюра** – це особливий вид графіка, в якому вказується розподілення якихось величин (сил, напруг, моментів, деформацій) при навантаженні на об’єкт. Власне, тільки за допомогою *епюр* можливо визначити максимально допустиме навантаження на конструкцію.

Розрахунок та побудова епюр здійснюється виходячи з умов рівноваги для опор:

$$\sum P_x = 0; \quad \sum P_y = 0; \quad \sum M_A = 0; \quad \sum M_B = 0. \quad (1.15)$$

Поперечна сила в перерізі балки чисельно дорівнює алгебраїчній сумі проєкцій усіх зовнішніх сил, що діють по один бік від цього перерізу на вісь, перпендикулярну до осі балки.

Згинальний момент у перерізі балки чисельно дорівнює алгебраїчній сумі моментів усіх зовнішніх сил, що діють по один бік від цього перерізу відносно його центру тяжіння.

Наприклад, на табл. 1.1 наведено опорні реакції, епюри  $Q$  та  $M$  для деяких схем навантаження статично визначених балок із зосередженим навантаженням і рівномірним розосередженим навантаженням.



Таблиця 1.1 – Опорні реакції, епюри  $Q$  та  $M$  для деяких схем навантаження

Схема навантаження; епюри $Q$ та $M$		
Опорні реакції	$V_A = \frac{P}{2}; \quad V_C = \frac{P}{2}$	$V_A = P; \quad V_D = P$
Поперечні сили $Q$	$Q_{AB} = +\frac{P}{2}; \quad Q_{CB} = -\frac{P}{2}$	$Q_{AB} = +P; \quad Q_{CB} = 0; \quad Q_{CD} = -P$
Згинальні моменти $M$	$M_{AB} = \frac{Px}{2}; \quad M_{CB} = \frac{P(l-x)}{2}$	$M_{AB} = Px; \quad M_{CB} = \frac{Pl}{3}$
Максимальний момент $M_{max}$	$M_{max} = +\frac{Pl}{4}; \quad x_0 = \frac{l}{2}$	$M_{max} = \frac{Pl}{3}; \quad x_0 = \frac{l}{3} \dots \frac{2l}{3}$
Схема навантаження; епюри $Q$ та $M$		
Опорні реакції	$V_A = \frac{3P}{2}; \quad V_E = \frac{3P}{2}$	$V_A = \frac{ql}{2}; \quad V_B = \frac{ql}{2}$
Поперечні сили $Q$	$Q_{AB} = +\frac{3P}{2}; \quad Q_{BC} = +\frac{P}{2}; \quad Q_{DC} = -\frac{P}{2};$ $Q_{ED} = -\frac{3P}{2}$	$Q_x = \frac{q(l-2x)}{2}$
Згинальні моменти $M$	$M_{AB} = \frac{3Px}{2}; \quad M_{BC} = \frac{P(l+2x)}{4}$	$M_x = \frac{qx(l-x)}{2}$
Максимальний момент $M_{max}$	$M_{max} = +\frac{Pl}{2}; \quad x_0 = \frac{l}{2}$	$M_{max} = \frac{Pl^2}{8}; \quad x_0 = \frac{l}{2}$

### Питання для самоконтролю

1. Що таке міцність, жорсткість, стійкість?
2. Що таке довговічність будівель?
3. Охарактеризуйте класи конструкцій будівель за ступенями відповідальності.
4. Що таке несучі та огорожувальні конструкції?
5. Охарактеризуйте метод розрахунку конструкцій за граничними станами.
6. Охарактеризуйте навантаження за видом їх прикладення.

7. Чим відрізняються стиск та вигин?
8. Що таке згинальний момент?
9. Охарактеризуйте навантаження та впливи залежно від змінюваності у часі та тривалості неперервної дії.
10. У чому полягає різниця між нормативними та розрахунковими навантаженнями?
11. Що таке сполучення навантажень?
12. Що таке розрахункова схема конструкції?
13. У чому полягає різниця між статично визначеними і статично невизначеними системами?
14. Що таке епюра?

## РОЗДІЛ 2. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

### 2.1 Загальні відомості про залізобетон

**Залізобетон** – композитний будівельний матеріал, в якому бетон і сталева арматура поєднані у монолітне ціле і спільно працюють у конструкції. *Залізобетон* застосовують при виготовленні таких будівельних конструкцій як балки, плити перекриття, фундаментні плити, колони, елементи каркаса, ферми покриття, зовнішні та внутрішні стіни, стінові панелі, сходові марші та площадки, перемички, балконні та карнизні плити, водовідвідні лотки та ін. Широке застосування залізобетону в сучасному будівництві обумовлено його довговічністю, високою опірністю статичним і динамічним (у т.ч. сейсмічним) навантаженням, вогнестійкістю, стійкістю проти атмосферних впливів, малими експлуатаційними витратами на утримування будівель і споруд.

Залізобетонні конструкції поділяють на *монолітні*, *збірні* та *збірно-монолітні*. Збірні залізобетонні конструкції монтують на будівельному майданчику з окремих елементів, виготовлених на заводах. Монолітні залізобетонні конструкції виготовляють безпосередньо на місці будівництва.

Виготовлення залізобетонної конструкції у загальному випадку включає наступні операції:

- виготовлення та встановлення *опалубки*. **Опалубка** – коробчаста конструкція, яка використовується для формоутворення бетонного чи залізобетонного виробу згідно проекту. Виробляють опалубку з дерев'яних або сталевих щитів;
- виготовлення *арматурного каркаса* та встановлення його в опалубку;
- виготовлення *бетонної суміші*, її укладка в опалубку та ущільнення, встановлення *закладних деталей*;
- твердіння бетонної суміші згідно з технологічним процесом;
- розбирання опалубки та отримання залізобетонного (чи бетонного) виробу.

При виробництві залізобетонних конструкцій застосовують усі основні види бетону: важкий, легкий, ніздрюватий та бетон на пористих заповнювачах.

**Бетон** – штучний кам'яний матеріал, який одержують у результаті твердіння раціонально складеної суміші з в'язучого, води, крупного і дрібного заповнювача та необхідних домішок. Бетон має високий опір до стискальних навантажень, але низьку міцність при розтягу: у 10...20 разів менше границі міцності на стиск (межі міцності бетонів різних марок вказані у додатках 17, 18).

Сталь має високу міцність і при розтягувальних, і при стискальних навантаженнях. Її міцність значно перевищує міцність бетону. Але її питома вартість сталі є значно вищою за питому вартість бетону. У залізобетоні сталь використовують у вигляді *арматури*, яка буває гнучкою (складається зі стрижнів малого перерізу або проволочи) та жорсткою (з прокатних профілів чи ресек).

З огляду на те, що міцність бетону при розтягуванні менше, ніж при стиску, він призначений для сприйняття стискальних зусиль, а сталь, володіючи високим опором при розтягуванні, використовується у вигляді *арматури* для сприйняття розтягувальних зусиль. Якщо *сталеву арматуру* розташувати в бетоні так, щоб вона сприймала розтягувальні зусилля, а бетон – стискальні, то достоїнства обох матеріалів будуть доповнювати одне одного і при цьому вартість виробу буде відносно невеликою. Отже, *сталева арматура* в залізобетонних конструкціях призначена для сприйняття розтягувальних зусиль, що виникають у конструкціях при дії зовнішнього навантаження, а бетон – для сприйняття стискальних зусиль.

Залежно від призначення розрізняють такі види *арматури*:

- *робоча* – що сприймає у згинальних елементах (наприклад, у плитах, балках) розтягувальні зусилля, а у стиснутих елементах (наприклад, у колонах) – щей стискальні зусилля;
- *конструктивна* (розподілювальна) – що забезпечує цілісність конструкції, сприймає місцеві та додаткові зусилля (в тому числі й від ударних навантажень, температурних та усадкових напружень) і забезпечує сумісну роботу стрижнів робочої арматури. *Конструктивна* поперечна арматура (хомути) забезпечує незмінне положення робочої арматури та сприймає частину розтягувальних зусиль у балках і колонах. Отже конструктивна арматура

об'єднує робочу арматуру в каркас (просторовий каркас або сітку);

– *монтажна* – призначена для з'єднання залізобетонних елементів між собою – закладні деталі та арматурні випуски (петлі), а також для забезпечення підняття конструкцій до місця монтажу (монтажні петлі).

В усіх місцях перерізу стрижні арматурного каркаса зварюють або зв'язують дротом діаметром 0,8...1,0 мм.

Також у залізобетонних конструкціях використовують *закладні деталі*, які розташовуються на поверхні залізобетонних конструкцій і служать для приєднання (приварювання) до них інших конструкцій. *Закладні деталі* – це сталеві зварні конструкції, які виготовляють звичайно у вигляді сталевих пластин з привареними до них анкерними стрижнями. Ці стрижні замуруються при бетонуванні в тіло бетонного або залізобетонного елемента або приварюються до робочої арматури при виготовленні арматурного каркаса. При твердінні бетону забезпечується повна надійність з'єднання закладної деталі з залізобетонним елементом.

Сумісна робота бетону і сталевих арматури в залізобетоні забезпечується тим, що:

- а) між бетоном і сталлю виникають значні сили зчеплення, які перешкоджають ковзанню арматури в бетоні. Для покращення зчеплення з бетоном використовують арматурні стрижні періодичного профілю;
- б) коефіцієнти лінійного теплового розширення сталі і бетону в діапазоні експлуатаційних температур незначною мірою відрізняються між собою, тому зусилля, що виникають при зміні температури, які намагаються зсунути арматуру відносно бетону, є значно меншими, ніж сили зчеплення, завдяки чому монолітність залізобетону не порушується;
- в) робоча арматура повинна об'єднуватися в єдиний каркас;
- г) для забезпечення надійності зчеплення арматури з бетоном бетон повинен надійно охоплювати з усіх боків сталеву арматуру, одночасно захищаючи її від корозії, механічних пошкоджень та високої температури. *Захисний шар бетону*, що покриває арматуру, становить 10...30 см (рис. 2.1) і дає можли-

вість зберігати її довгий час у доброму стані. Захисний прошарок бетону призначається відповідно до "СНиП 2.03.01-84. Бетонні і залізобетонні конструкції" пп. 5.4–5.10 і становить:

для плит:  $\delta \leq 100$  мм,  $a_e = 10$  мм;

$\delta > 100$  мм,  $a_e = 15$  мм;

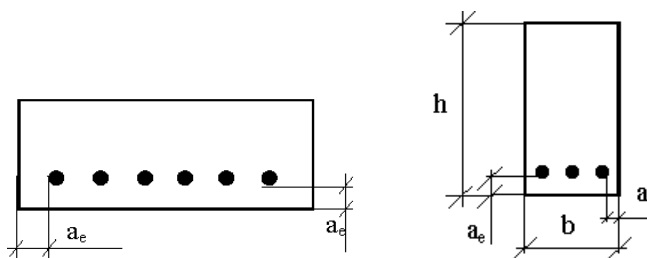


Рисунок 2.1 – Товщини захисного шару бетону залізобетонних конструкцій

для балок і колон висотою:  $h > 250$  мм,  $a_e \geq 20$  мм;

$a_e \geq d_{max}$ ;

з торців:  $L \leq 9$  м.  $a_e = 10$  мм;

$L \leq 15$  м.  $a_e = 15$  мм;

$L > 15$  м.  $a_e = 20$  мм.

Розмір захисного шару бетону необхідно контролювати відповідно до ГОСТ 22904-78 приладом ИЗС-2 (вимірювач захисного прошарку).

## 2.2 Основні положення методів розрахунку залізобетонних конструкцій

Розрахунок залізобетонних конструкцій ведуть за граничними станами I і II груп.

**Розрахунок за граничними станами II групи** базується на наступних припущеннях:

1) розрахунок ведеться, виходячи із зусиль, що діють на конструкцію під час її експлуатації. У формулах використовують розрахункові зусилля і моменти

та допустимі напруги в бетоні та сталевій арматурі;

2) напруги  $\sigma$  приймають пружними, прямо пропорційними деформаціям  $\varepsilon$  відповідно до закону Гука (див. (1.4), (1.5)):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} ; \quad (2.1)$$

3) нормальні напруги при вигині є прямо пропорційними відстані до нейтральної осі;

4) модулі пружності для бетону  $E_b$  і сталі  $E_s$  вважають незмінними;

5) на бетон передаються тільки стискальні навантаження, а усі розтягувальні зусилля сприймає арматура.

При сумісній роботі бетону і арматури їх деформації у місцях зчеплення мають бути однаковими, тому:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} ; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \quad \sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = n \sigma_b . \quad (2.1a)$$

Для розрахунків залізобетонний переріз приводять до фіктивного однорідного перерізу з узагальненим модулем пружності. Приведену площу перерізу можна визначити як

$$A_{np} = A_b + nA_s . \quad (2.2)$$

Статичний момент та момент інерції приведенного перерізу мають подібний вигляд:

$$S_{np} = S_b + nS_s ; \quad (2.3)$$

$$I_{np} = I_b + nI_s . \quad (2.4)$$

Положення центру тяжіння або нейтральної осі визначається формулою

$$x = \frac{S_{np}}{A_{np}} , \quad (2.5)$$

і звідси визначається напруга в бетоні та сталевій арматурі:

$$\text{а) при вигині: } \sigma_b = \frac{Mx}{I_{np}} \leq \sigma_b^-; \quad \sigma_s = \frac{Mx_s}{I_{np}} n \leq \sigma_s^-; \quad (2.6)$$

$$\text{б) при осьовому стиску чи розтягу } \sigma_b = \frac{N}{A_{np}} \leq \sigma_b^-; \quad (2.7)$$

де  $x$  – відстань від нейтральної осі до крайньої стиснутої грані бетону;  $x_s$  – відстань від нейтральної осі до арматури;  $M$  – згинальний момент;  $N$  – нормальне зусилля;  $I_{np}$  – приведений момент інерції відносно нейтральної осі;  $[\sigma]$  – допустиме напруження бетону і сталі.

Для забезпечення достатньої надійності споруд під час експлуатації при розрахунках і проектуванні їх конструкцій задають коефіцієнти запасу  $k$

$$k = \frac{R}{\sigma_b^-}, \quad (2.8)$$

де  $R$  – межа міцності матеріалу.

Необхідність використання коефіцієнта запасу обумовлена також тим, що якість застосованих у конструкції матеріалів може відрізнятися від якості матеріалів, прийнятих при розрахунку.

**Розрахунок за граничними станами І групи** базується на наступних припущеннях:

- 1) розрахунок елементів проводиться, виходячи з умов сумісної роботи бетону і сталі у стадії руйнування;
- 2) при розрахунках враховують не тільки пружні, але й пластичні деформації. Тому приведений переріз, оснований на постійному відношенні модулів пружності сталі та бетону, в розрахунках не використовується;
- 3) закон Гука в розрахунках не застосовується;
- 4) вплив бетону в розтягнутій зоні не враховують.

Величини допустимих зусиль чи моментів не повинні перевищувати зна-



чень:

а) при вигині:  $M \leq \frac{M_p}{k}$  ;

б) при осьовому стиску чи розтягу:  $N \leq \frac{N_p}{k}$  .

де  $M_p$  та  $N_p$  – руйнівальні момент та нормальна сила;  $k$  – коефіцієнт запасу міцності.

У *статично визначених* конструкціях зусилля до моменту руйнування збільшуються пропорційно навантаженню. у *статично невизначених* конструкціях при досягненні в окремих перерізах арматурою межі текучості ця пропорційність порушується. У таких перерізах утворюються пластичні шарніри, внаслідок чого перерозподіляються зусилля та моменти між елементами конструкції.

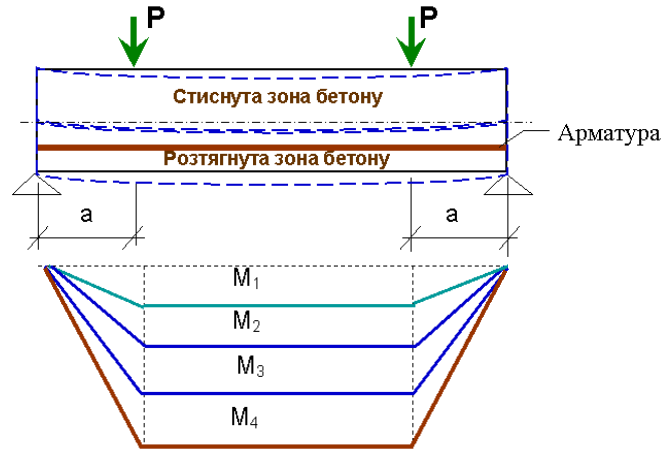
## **2.3 Вплив згинальних навантажень на залізобетонні конструкції**

*Згинальними* називають елементи, які зазнають впливу одного згинального моменту або згинального моменту з поперечною силою. Нормальні перерізи згинальних елементів є симетричними відносно площини вигину і характеризуються наявністю в них одночасно стиснутої та розтягнутої зон (див. рис. 2.2). До згинальних елементів відносяться плити, балки міжповерхових і горищних перекриттів та покриттів, підвісні панелі зовнішніх стін (ненесучі), фундаментні, обв'язувальні та підкранові балки, консолі.

### **2.3.1 Стадії напружено-деформованого стану у згинальному залізобетонному елементі**

У згинальному залізобетонному елементі при збільшенні навантаження

значна відмінність між властивостями бетону та металу обумовлює не тільки кількісні, але і якісні зміни напруженого стану. При поступовому збільшенні навантаження в залізобетонному згинальному елементі відмічають наступні особливості у *стадіях напружено-деформованого стану* (рис. 2.2).



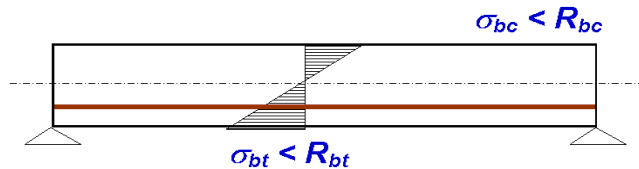
**Рисунок 2.2 – Схема навантажень та епюр згинальних моментів згинального залізобетонного елемента**

### СТАДІЯ 1

Навантаження і напруження в бетоні й арматурі є малими ( $M_1$ ). При цьому деформації у стиснутій та розтягнутій зонах є *пружними*. Розтягувальні зусилля сприймаються арматурою та бетоном сумісно.

Епюра напружень є прямолінійною (рис. 2.3).

На кінцевому етапі напруження бетону в розтягнутій зоні досягають межі міцності  $R_{bt}$ .



**Рисунок 2.3 – Схема напружень залізобетонного елемента на 1-ій стадії напружено-деформованого стану**

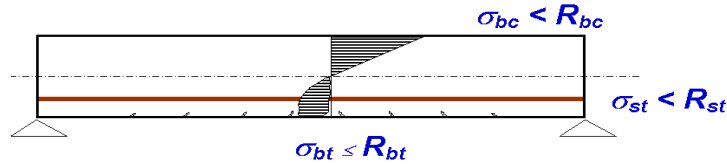
### СТАДІЯ 2

Зі збільшенням навантаження ( $M_2$ ):

- у стиснутій зоні бетону деформації залишаються пружними;

– в розтягнутій зоні бетону розвиваються непружні (*пластичні*) деформації.

Епюра напруг у стиснутій зоні бетону є прямолінійною. Епюра напружень в розтягнутій зоні бетону є криволінійною (рис. 2.4).



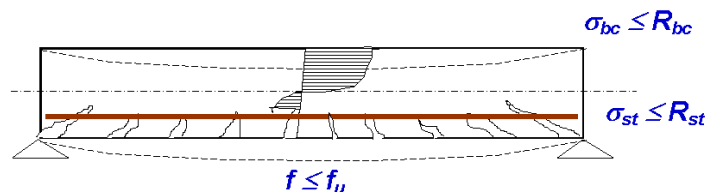
**Рисунок 2.4 – Схема напружень залізобетонного елемента на 2-ій стадії напружено-деформованого стану**

При подальшому збільшенні навантаження в бетоні в розтягнутій зоні з'являються *мікротріщини*. На цій стадії виконують розрахунки за утворенням тріщин. Зберігається сумісність роботи бетону та арматури.

## СТАДІЯ 2 (ПРОМІЖНА)

При подальшому збільшенні навантажень ( $M_3$ ) деформації у розтягнутій зоні бетону досягають межі і на розтягнутій грані з'являються помітні тріщини (рис. 2.5). Ці тріщини зі збільшенням навантажень все більше розкриваються і збільшуються за висотою перерізу. Бетон розтягнутої зони поступово виключається з роботи. Тобто сумісність роботи бетону та арматури поступово втрачається. Розтягувальні зусилля в місцях, де утворилися тріщини, сприймаються арматурою та ділянками бетону над тріщинами, а на ділянках між тріщинами – арматурою та бетоном сумісно.

У стиснутій зоні бетону виникають пластичні деформації, але напруження бетону є меншими за межу міцності на стиск.



**Рисунок 2.5 – Схема напружень залізобетонного елемента на 2-ій (проміжній) стадії напружено-деформованого стану**

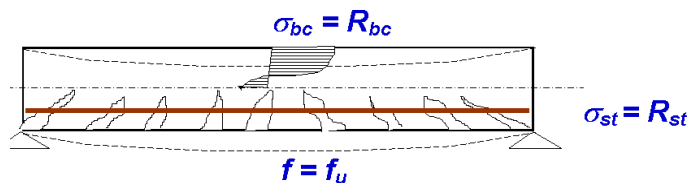
На кінцевому етапі цієї стадії тріщини розповсюджуються до нейтральної осі, розтягувальні зусилля сприймаються тільки арматурою і напруження в розтягнутій арматурі наближаються до межі міцності  $R_{st}$ . Деформації з пружно-пластичної стадії поступово перетікають у пластичну. На цій стадії виконуються розрахунки за 2-ю групою граничних станів, тобто визначається розмір розкриття тріщин і розмір прогину.

### СТАДІЯ 3 (РУЙНАЦІЇ)

При екстремальному збільшенні навантажень ( $M_4$ ), завдяки подальшому розкриттю та збільшенню довжини тріщин, товщина стиснутої зони бетону зменшується.

Руйнування залізобетонного елемента на цій стадії можна описати таким чином:

- епюра стискальних напружень сильно викривлюється (рис. 2.6);



**Рисунок 2.6 – Схема напружень залізобетонного елемента на 3-ій стадії напружено-деформованого стану**

- напруження у стиснутій зоні бетону досягають межі міцності на стиск:

$$\sigma_{bc} = R_{bc};$$

- напруження в розтягнутій арматурі досягають межі міцності:  $\sigma_{st} = R_{st}$ .

Руйнування елемента при значному навантаженні може відбуватися за двома характерними випадками.

За першим випадком руйнування, що відбувається в нормально армованих елементах, має *пластичний характер*. Воно починається з боку розтягнутої арматури. Напруження в арматурі досягають межі текучості  $\sigma_{st} = R_{st}$ , що стає

причиною наступного досягнення межі міцності на стиск бетону стиснутої зони, його руйнування та руйнування елемента в цілому. Руйнування відбувається поступово.

За другим випадком, коли застосовано занадто тверду сталь (наприклад, високоміцний дрiт) або надлишкову кількість арматури, відбувається *крихке руйнування*. В елементі, який армовано в розтягнутій зоні високоміцним дротом, одночасно з розривом арматури виникає роздроблення бетону стиснутої зони. А в переармованому елементі руйнування починається з боку стиснутої зони. Напруження у стиснутій зоні бетону досягають межі міцності при напруженнях в арматурі  $\sigma_s$ , менших за межу текучості  $\sigma_y$  (переармований переріз). Таке руйнування завжди відбувається раптово.

На 3-й стадії виконуються розрахунки за 1-ою групою граничних станів, тобто визначається несуча здатність всіх елементів, що вигинаються.

### **2.3.2 Розрахунок міцності залізобетонних згинальних елементів за нормальними перерізами**

Розрахунок міцності за нормальними перерізами обумовлений можливим зломом елементів у цих перерізах під дією зовнішнього згинального моменту  $M$  (рис. 2.7).

Мета розрахунку зводиться до визначення розмірів поперечного перерізу елемента і площі поперечного перерізу розтягнутих робочих арматур, що гарантують надійну роботу залізобетонних конструкцій протягом заданого терміну служби споруд.

Міцність нормальних перерізів елементів розраховують на зусилля, отримані з розрахунку залізобетонних конструкцій на вплив зовнішніх статичних (або динамічних) навантажень.

Визначення напружень у нормальних перерізах елементів є статично

невизначеним завданням, тому що шуканих є чотири величини ( $A_b, R_b, A_s, R_s$ ), а застосувати можна тільки два рівняння статички:  $\Sigma M = 0$  та  $\Sigma N_x = 0$  як умови рівноваги (тут  $A_b$  – площа нормального перерізу залізобетонного елемента;  $R_b$  – межа міцності бетону;  $A_s$  – сумарна площа перерізу сталевий арматури;  $R_s$  – межа міцності сталі;  $\Sigma M$  – сума моментів;  $\Sigma N_x$  – сума проєкцій сил на горизонтальну вісь). Невизначеність завдання в загальному вигляді ускладнюється нелінійністю деформування бетону та арматури. Тому розрахунок нормальних перерізів елементів за міцністю виконують із припущення, що задано три із чотирьох невідомих –  $A_b, R_b$  та  $R_s$ , або  $A_s, R_b$  та  $R_b$ . У першому випадку розрахунком визначають площу робочих арматур, а у другому – розміри перерізу елемента. Виконують також розрахунок міцності перерізу прямокутного елемента при відомих його характеристиках:  $b$  (ширина),  $h$  (висота),  $R_b, R_s$  та  $A_s$ . Розміри поперечного перерізу  $b \times h$ , клас бетону і розрахунковий опір арматур приймають за аналогією з розмірами існуючих конструкцій.

Згинальні елементи можна армувати одиночною (тільки в розтягнутій зоні, див. рис. 2.7) або подвійною (у розтягнутій і стиснутій зонах) арматурою. Сумарна площа перерізу подовжньої робочий арматури повинна бути не менше 0,05 % від площі бетону в робочому перерізі.

В цілях економії дефіцитної сталі подвійну арматуру застосовують тільки в тих випадках, коли бетон стиснутої зони не може повністю сприйняти стискальних зусиль, а висота перерізу елемента обмежена з архітектурних або інших міркувань; коли можуть діяти згинальні моменти різних знаків. У загальному випадку згинальні елементи симетричної форми відносно площини вигину можуть бути армовані напруженою й ненапруженою арматурами, розташованими в розтягнутій і стиснутій зонах розрахункового перерізу.

Розрахунок згинальних елементів базується на умовах міцності та рівноваги:

**а) умова міцності:** 
$$M \leq M_{cer},$$

де  $M$  – момент зовнішніх сил;  $M_{cer}$  – гранична несуча здатність згинального елемента при  $\sigma_b = R_b$ ;  $\sigma_s = R_s$ ;

б) умова рівноваги:

$$\sum M_i = 0 \quad \text{та} \quad \sum N_i^x = 0,$$

де  $N^x$  – проекція діючої сили на горизонтальну вісь.

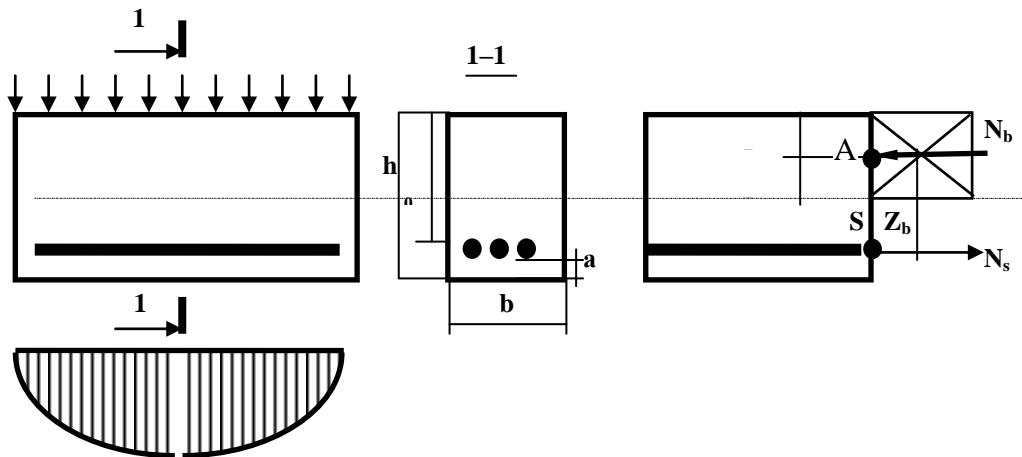


Рисунок 2.7 – Схеми навантажень залізобетонного згинального елемента з одинарною арматурою

Міцність нормального перерізу елемента вважають забезпеченою, якщо зовнішній момент  $M$  не перевищує несучої здатності матеріалу перерізу елемента. А рівновагу елемента вважають забезпеченою, якщо відносно якоїсь осі урівноважуються усі зовнішні моменти  $M_i$  і також урівноважуються проекції усіх сил  $N_i^x$  на обрану вісь.

При розрахунках залізобетонних згинальних елементів вплив бетону в розтягнутій зоні не враховується. Вважають, що бетон сприймає тільки стискальні навантаження, а сталева арматура – тільки розтягувальні. Тому у розрахункові формули вводять не всю висоту перерізу  $h$ , а так звану *корисну*, або *робочу*,  $h_0$ , рівну відстані від центру тяжіння розтягнутої арматури до найбільш стиснутого (крайнього) волокна перерізу елемента. Наприклад, у згинальному елементі з одинарною арматурою *корисна* висота дорівнює відстані від осі арматури до найближчої стиснутої грані.

$$h_0 = h - a, \quad (2.9)$$

де  $a = a_b + d/2$ ;  $a_b$  – товщина захисного шару бетону;  $d$  – діаметр робочих арматур при укладанні їх в один ряд.

Розташування нейтральної осі в залізобетоні залежить від умов армування та марок бетону і сталі. Відстань від нейтральної осі до стиснутої грані перерізу можна визначити як  $x = \nu h_0$ .

Зусилля, що сприймаються стиснутою зоною бетону при руйнуванні, дорівнюють

$$N_b = wR_b A_b = wR_b b x, \quad (2.10)$$

де  $A_b$  – площа стиснутої зони бетону;  $x$  – висота стиснутої зони бетону;  $w$  – коефіцієнт заповнення, що характеризує вид епюри напруг.

Зусилля, що сприймаються розтягнутою арматурою при руйнуванні, дорівнюють

$$N_s = \sigma_s^T A_s, \quad (2.11)$$

де  $\sigma_s^T$  – межа текучості сталі;  $A_s$  – площа перерізу арматури.

За умовами рівноваги проєкцій діючих сил на горизонтальну вісь:

$$N_s = N_b = \sigma_s^T A_s = wR_b A_b. \quad (2.12)$$

А для прямокутного перерізу

$$\sigma_s^T A_s = wR_b b \nu h_0. \quad (2.13)$$

Плече внутрішньої пари сил

$$z = h_0 - \alpha x = h_0 - \alpha \nu h_0 = h_0 (1 - \alpha \nu), \quad (2.14)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що залежить від форми епюри напруг в стиснутій зоні бетону і форми перерізу згинального елемента.

За умовами рівноваги моментів:



$$M = N_b z = w R_b A_b z = w R_b A_b h_0 (1 - \alpha v), \quad (2.15)$$

$$M = N_s z = \sigma_s^T A_s z. \quad (2.16)$$

При прямокутному перерізі згинального залізобетонного елемента

$$A_b = bx = bv h_0, \quad (2.17)$$

$$N_s = N_b = \sigma_s^T A_s = w R_b v b h_0; \quad (2.18)$$

звідки 
$$v = \frac{A_s \sigma_s^T}{w b h_0 R_b}, \quad (2.19)$$

$$M = w b v R_b h_0^2 (1 - \alpha v). \quad (2.20)$$

За припущення, що бетон є пружним, його еюра у стиснутій зоні є трикутною та  $w = 0,5$ . За припущення, що бетон є пластичним, його еюра у стиснутій зоні є прямокутною та  $w = 1$ . Для практичних розрахунків вважають, що на межі міцності еюра стиснутої зони наближається до прямокутника, і тому приймають  $w = 1$ .

Також при прямокутному перерізі згинального залізобетонного елемента  $z = h_0 - 0,5x$ . Відтоді з умови міцності можна записати:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5 x) = \sigma_s^T A_s (h_0 - 0,5 x), \quad (2.21)$$

$$\sigma_s^T A_s = R_b b x. \quad (2.22)$$

Оскільки  $x = v h_0$ , рівняння (2.21) і (2.22) можна записати як

$$\begin{cases} M = R_b b h_0^2 \left[ 1 - 0,5v \right] \\ R_s A_s = R_b b h_0 v \end{cases}. \quad (2.23)$$

Якщо визначити коефіцієнт відносної висоти стиснутої зони  $\alpha_m$  як

$$\alpha_m = v \left[ 1 - 0,5v \right], \quad (2.24)$$

то систему (2.23) можна переписати у вигляді:

$$\begin{cases} M = R_b b h_0^2 \alpha_m \\ R_s A_s = R_b b h_0 \nu \end{cases} \quad (2.25)$$

За рівняннями (2.24) і (2.25), визначивши максимальний згинальний момент і задавши вихідні дані ( $\sigma_s^T$ ,  $R_b$ ,  $b$ ,  $h_0$ ) можна відшукати  $\nu$ ,  $\alpha_m$  та  $A_s$ . За певних умов можна замінити  $\sigma_s^T$  на  $R_s$ .

### Приклад 2-А

Розрахувати збірну багатопустотну залізобетонну плиту перекриття каркасної будівлі (рис. 2.8) за таких умов:

- проліт колон  $\ell = 9$  м;    крок колон  $\ell_1 = 6$  м;
- щільність бетону  $\rho_b = 2500$  кг/м<sup>3</sup>;    межа міцності бетону  $R_b = 11,5$  МПа;
- межа міцності сталеві арматури  $R_s = 365$  МПа.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття підлоги  $0,35$  кН/м<sup>2</sup>;
- утеплювач – шар керамзиту ( $\rho = 800$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,1$  м);
- цементний розчин ( $\rho = 1300$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,1$  м);
- гідроізоляція – один шар руберойду ( $\rho = 1300$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,003$  м);
- цементна стяжка ( $\rho = 1300$  кг/м<sup>3</sup>;  $h = 0,1$  м).

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне)  $\nu = 5,18$  кН/м<sup>2</sup>.

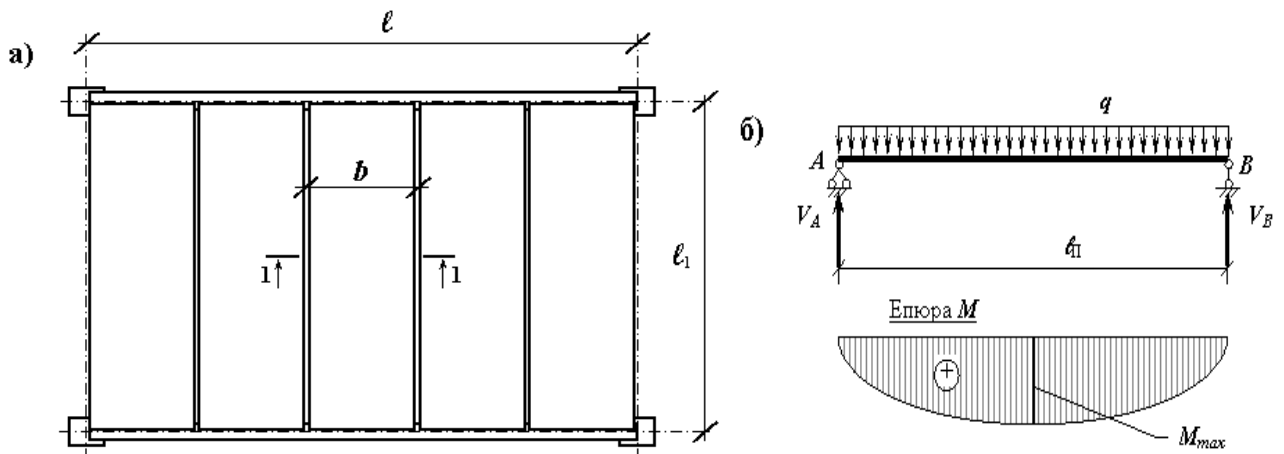
1. Визначення геометричних розмірів плити.

Довжина плити  $\ell_{ПЛ}$  дорівнює кроку колон  $\ell_1$ . Ширина плити  $b_{ПЛ}$ , коли її не задано заздалегідь, приймається як  $1/5$  від прольоту:

$$b_{ПЛ} = \frac{\ell}{5} = \frac{9}{5} = 1,8 \text{ м} . \quad (2-А.1)$$

При довжині плити 6 м та менше її товщина приймається  $h_{ПЛ} = 0,22$  м, а при довжині плити більше 6 м товщина плити приймається  $h_{пл} = 0,3$  м.

Таким чином:  $\ell_{ПЛ} = 6$  м;  $b_{ПЛ} = 1,8$  м;  $h_{ПЛ} = 0,22$  м.



**Рисунок 2.8 – Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми збірної багатопустотної залізобетонної плити перекриття каркасної будівлі**

2. Визначення об’ємних показників плити.

Загальний об’єм плити:

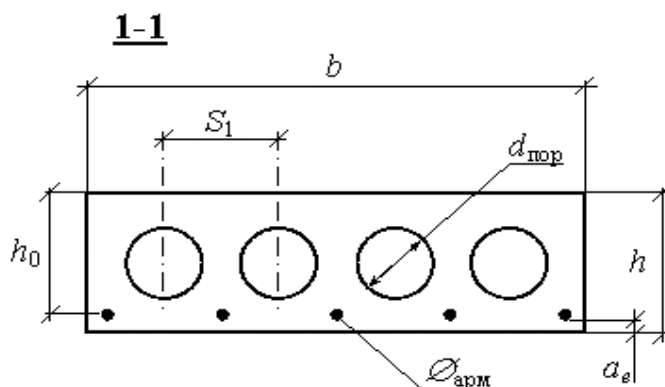
$$V_{\text{ПЛА}} = h_{\text{ПЛА}} \cdot b_{\text{ПЛА}} \cdot \ell_{\text{ПЛА}} = 0,22 \cdot 1,8 \cdot 6 = 2,38 \text{ м}^3. \quad (2-A.2)$$

Кількість порожнин у плиті  $n_{\text{пор}}$  за результатами розрахунку округляється до найближчого меншого цілого значення.

$$n_{\text{пор}} = \frac{b_{\text{ПЛА}}}{S_1} = \frac{1,8}{0,189} = 9,52 \approx 9 \text{ порожнин}, \quad (2-A.3)$$

де  $S_1$  – відстань між порожнинами (рис. 2.9); за товщини плити  $h=220$  мм  $S_1=189$  мм; за товщини плити  $h=300$  мм  $S_1=219$  мм.

Приймається  $n_{\text{пор}} = 9$ .



**Рисунок 2.9 – До вибору коефіцієнта  $S_1$  та діаметра порожнини**

Об’єм порожнин у плиті :

$$V_{nop} = \frac{\pi \cdot d_{nop}^2}{4} \cdot \ell_{\text{ПЛА}} \cdot n_{nop} = \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 6 \cdot 9 = 1,07 \text{ м}^3. \quad (2-A.4)$$

де  $d_{nop}$  – діаметр порожнин (див. рис. 2.9); за товщини плити  $h=220$  мм  $d_{nop}=159$  мм; за товщини плити  $h=300$  мм  $d_{nop}=189$  мм.

Фактичний об'єм бетону у плиті з урахуванням наявності порожнин:

$$V_b = V_{\text{ПЛА}} - V_{nop} = 2,38 - 1,07 = 1,31 \text{ м}^3. \quad (2-A.5)$$

### 3. Визначення нормативних навантажень.

Маса плити:

$$m_{\text{ПЛА}} = V_b \cdot \rho_b = 1,31 \cdot 25 = 32,75 \text{ кН}. \quad (2-A.6)$$

Нормативне постійне навантаження від плити  $g_{\text{пл}}^H$ :

$$g_{\text{ПЛА}}^n = \frac{m_{\text{ПЛА}}}{b_{\text{ПЛА}} \cdot \ell_{\text{ПЛА}}} = \frac{32,75}{1,8 \cdot 6} = 3,03 \text{ кН/м}^2. \quad (2-A.7)$$

### 4. Визначення навантажень, що діють на плиту, та збір їх у табл. 2.1.

Нормативні постійні навантаження від елементів підлоги  $g_i^H$  визначаються множенням заданої щільності матеріалу елемента підлоги  $\rho_i$  на задану товщину шару  $h_i$ .

$$g_i^n = \rho_i h_i. \quad (2-A.8)$$

Розрахункові навантаження від елементів підлоги отримують послідовним множенням відповідних нормативних навантажень на коефіцієнти  $\gamma_f$  та  $\gamma_n$ :

$$g_i^p = g_i^n \gamma_f \gamma_n. \quad (2-A.9)$$

Таким же чином отримують розрахункові значення від тимчасових нормативних навантажень  $v_i^H$ .

Їх значення і сумарні навантаження наведені у таблиці 2.2.

### 5. Визначення розрахункової довжини плити (рис. 2.10).

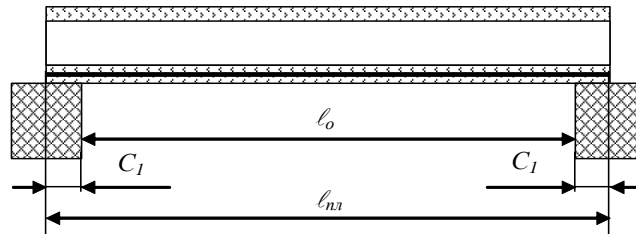
Розрахункова довжина плити визначається за формулою:

$$\ell_o = \ell_{nl} - 2 \cdot C_1 = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м}, \quad (2-A.10)$$

де  $\ell_{nl}$  – фактична довжина плити (рис. 2.10);  $C_1$  – нормативна глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не менше  $C_1=0,12$  м.

**Таблиця 2.1 – Відомість навантажень на збірну багатопустотну плиту**

	Види навантажень	Нормативні, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункові, кН/м <sup>2</sup>
1.	Постійні, $g_i$				
1.1	Теплоізоляція – керамзит $\rho = 800 \text{ кг/м}^3, h = 0,1 \text{ м}$	0,51	1,3	0,95	0,61
1.2	Цементний розчин $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3, h = 0,1 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.3	Гідроізоляція – один шар руберойду	0,05	1,3	0,95	0,06
1.4	Цементний розчин $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3, h = 0,1 \text{ м}$	1,3	1,1	0,95	1,36
1.5	Збірна залізобетонна багатопустотна плита	3,03	1,1	0,95	3,17
Усього постійних $\Sigma g_i$		6,19			6,56
2.	Тимчасові, $\Sigma v_i$	5,18	1,1	0,95	5,41
Разом постійних та тимчасових, $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$		11,37			11,97



**Рисунок 2.10 – До визначення розрахункової довжини плити**

6. Визначення максимального згинального моменту, що виникає у плиті від розрахункових навантажень:

$$M_{\max}^p = \frac{(\Sigma g_i + \Sigma v_i) \cdot b_{\text{ПЛ}} \cdot \ell_o^2}{8} = \frac{11,97 \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 89,35 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (2-A.11)$$

де  $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$  – сумарне розрахункове навантаження від постійних та тимчасових навантажень.

7. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону  $\alpha_m$ , який показує, яку частину складає розрахований момент  $M_{\max}$  від моменту, здатного створити руйнівні напруження у стиснутій зоні бетону:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_{\text{ПЛ}} \cdot h_o^2} = \frac{89350}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195^2} = 0,113, \quad (2-A.12)$$

де  $h_o$  – корисна товщина плити,  $h_o = h_{\text{ПЛ}} - a_e - \frac{d_s}{2}$  м.

У багатопустотних плитах приймають: при  $h_{\text{нл}}=0,22$  м;  $h_o=0,195$  м;

при  $h_{\text{нл}}=0,3$  м;  $h_o=0,275$  м.

8. Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113} = 0,12. \quad (2-A.13)$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити:

$$(\xi = 0,039) \leq (\xi_{\max} = 0,2).$$

Умова задовольняється, отже, стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

9. Визначення мінімально необхідної сумарної площі арматури,  $A_s$ :

$$A_s = \frac{R_b \cdot b_{\text{пл}} \cdot h_o \cdot \xi}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,195 \cdot 0,12}{365 \cdot 10^6} = 0,0013 \text{ м}^2 = 13 \text{ см}^2. \quad (2-A.14)$$

Кількість робочих арматурних стрижнів  $n_{cm}$  приймається на 1 більше, ніж кількість порожнин:

$$n_{cm} = n_{пор} + 1 = 9 + 1 = 10. \quad (2-A.15)$$

За сортаментом арматури (додаток 16) для армування залізобетонної багатопустотної плити обирають 10 стрижнів класу А-III діаметром  $\varnothing 14$  загальним перерізом  $A_s = 15,39 \text{ см}^2$  (10  $\varnothing 14$  А-III).

Таким же чином, виключивши вплив порожнин, можна розрахувати арматуру суцільної залізобетонної плити або ригеля.

## 2.4 Вплив стискальних навантажень на залізобетонні конструкції

В будівництві є багато прикладів, коли будівельні елементи працюють на стиск. Частіше за все це колони, стояки, опори, які витримують вагу вище розташованих конструкцій.

Залежно від місця прикладення до елемента стискальних навантажень розрізняють *центральне стискання та позацентрове стискання* (рис. 2.11).

**Центрально стиснутими** називають елементи, в яких подовжні стискальні сили прикладені у точці центру симетрії та діють у напрямку подовжньої осі симетрії елемента.

**Позацентрово стиснутими** називають елементи, у яких розрахункові подовжні стискальні сили  $N_i$  за прикладенням не співпадають з точкою центру симетрії і діють з початковим ексцентриситетом  $e_o$  відносно осі симетрії елемента або у яких одночасно діють осьова подовжня стискальна сила  $N$  та згинальний момент  $M$ . Це колони, перегородки і стіни будівель, елементи ферм і арок. Колони багатоповерхових будівель розглядають як позацентрово стиснуті елементи.

**Ексцентриситетом** називають відстань від осі симетрії елемента до точки прикладення стискальних навантажень.

Завдяки ексцентриситету в позацентрово стиснутих конструкціях виникає згинальний момент

$$M = N_i \cdot e_{oN}. \quad (2.26)$$

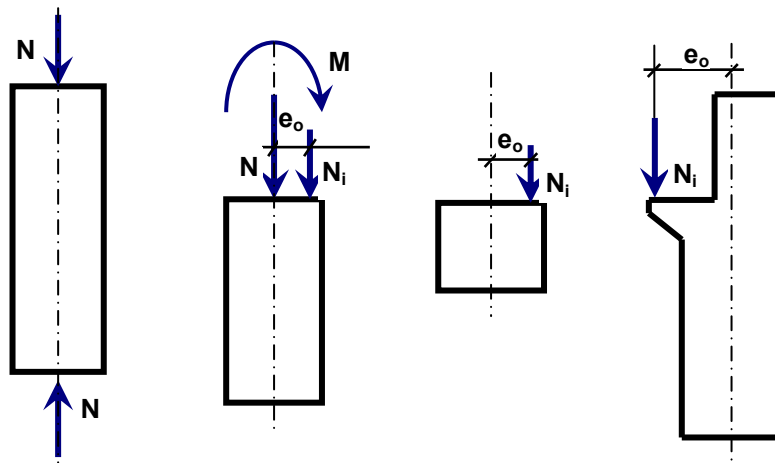


Рисунок 2.11 – Схема утворення центрально стискальних та позацентрово стискальних навантажень

Сукупність осової подовжньої стискальної сили  $N$  і згинального моменту  $M$  можна замінити силою  $N_i$ , що також діє з початковим ексцентриситетом  $e_o = e_{oN}$ , який приймають за даними статичного розрахунку конструкції:

$$e_{0N} = \frac{M}{N},$$

де  $M$  – згинальний момент;  $N$  – подовжня сила.

*Малим* називають *ексцентриситет*, коли точка прикладення стискальних навантажень лежить у межах перерізу ствола колони. Він є характерним для безконсольних одностійкових колон, а також для двостійкових колон.

*Великим* називають *ексцентриситет*, коли точка прикладення стискальних навантажень лежить поза межами перерізу ствола колони. Він є характерним для консольних одностійкових колон.

Ексцентриситет відіграє роль плеча згинального моменту. Вигин стиснутого стрижня називають *поздовжнім*. Він відбувається внаслідок втрати стійкості стрижня при досягненні ним *критичних напружень* (рис. 2.12).

*Поперечним* називають вигин, при якому навантаження спрямоване перпендикулярно поздовжній осі симетрії елемента.

*Відносний ексцентриситет* для колон дорівнює:

$$m = \frac{M_{\max}}{N} \frac{A}{W}, \quad (2.27)$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу;  $W$  – момент опору перерізу.

Розрахунковий ексцентриситет знаходять за таблицею залежно від відносного ексцентриситету  $m$ .

*Випадковий ексцентриситет*  $e_a$  обумовлений випадковими горизонтальними силами, початковими нормативними деформаціями елемента, нормативними похибками монтажу, нормативними похибками при виготовленні елемента, неоднорідністю розташування заповнювача бетону по перерізу елемента, нормативними похибками розташування подовжньої робочої арматури і допусками розмірів боків перерізу елемента.



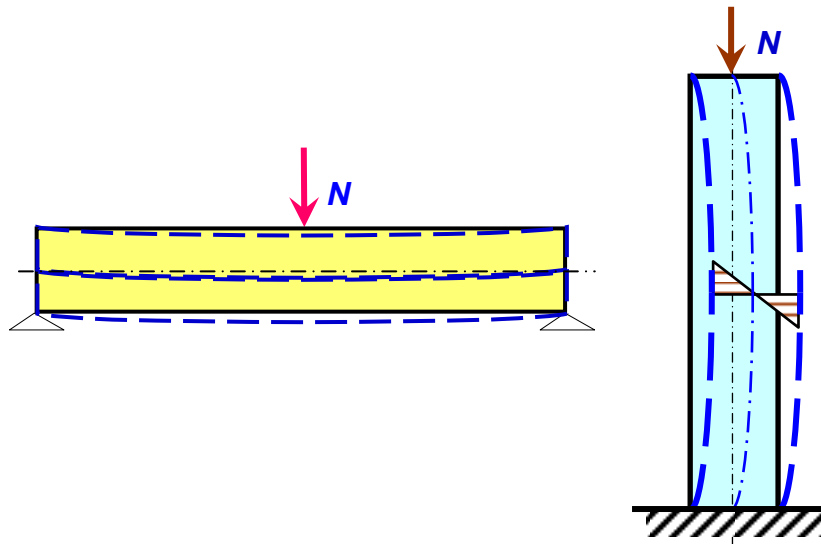


Рисунок 2.12 – Схема утворення поперечного та поздовжнього вигину

Ексцентриситет  $e_o$  у будь-якому випадку при розрахунках колон приймають не меншим за випадковим ексцентриситет  $e_a$ , тому що при будівництві не можна ізолювати колони від дії зовнішніх чинників та забезпечити їх центральне стискання.

Для залізобетонних колон розрахункову величину *випадкового ексцентриситету*  $e_a$  приймають не меншою:

$$\frac{1}{600} \text{ – довжини елемента або довжини частини елемента}$$

(між точками закріплення);

$$\frac{1}{30} \text{ – ширини перерізу елемента.}$$

Таким чином, теоретично центрально стиснуті елементи розраховують як позацентрово стиснуті з випадковими ексцентриситетами, тобто  $e_o = e_a$ .

Позацентрово стиснуті елементи виготовляють з бетону не нижче класу В15, а важко навантажені – не нижче В25.

### 2.4.1 Особливості конструювання залізобетонних стиснутих елементів

При проектуванні одно- та багатоповерхових промислових і цивільних будівель в основному використовуються типові колони.

**Колона** – вертикальна стрижнева несуча конструкція (опора), яка сприймає навантаження від перекриттів та покриттів і передає їх на фундамент.

За призначенням колони поділяють на:

- *безкранові (безконсольні)* – призначені для будівель без мостових кранів;
- *кранові (консольні)* – призначені для будівель з мостовими кранами.

За конструктивним рішенням колони бувають:

- *одностійкові (одноопорні)*;
- *двостійкові (двохопорні)*.

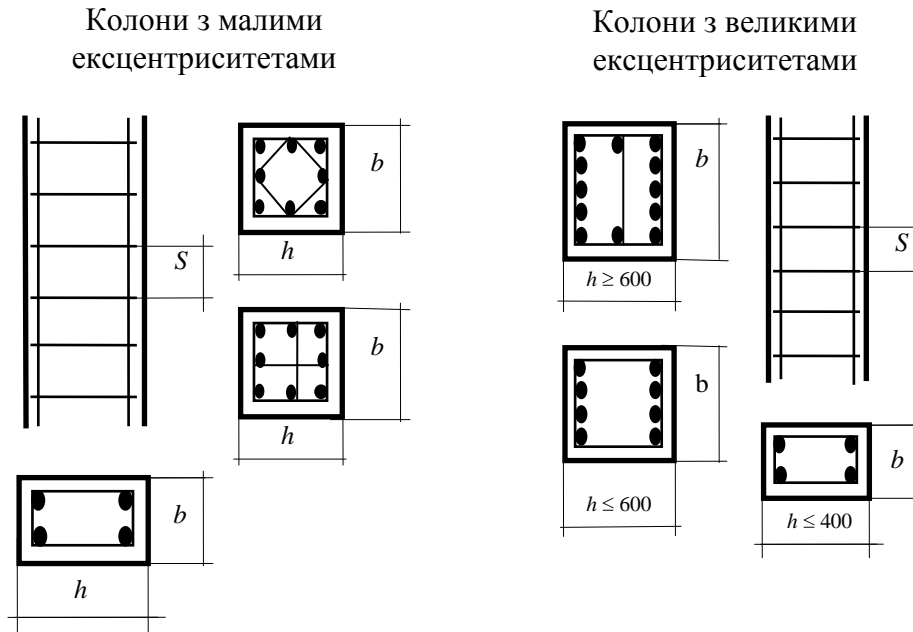
Поперечний переріз типових залізобетонних колон буває квадратним, прямокутним (інколи – круглим або багатограним). Колони квадратного і прямокутного перерізів є найбільш технологічними при виготовленні. При цьому колони перерізом менше 300×300 не виготовляють.

Чим більшою є довжина елемента, тим важче забезпечити його осьовий стиск.

При стиску опір дії зовнішньої сили  $N$  чинять бетон і несуча сталева арматура, несуча здатність яких до моменту руйнації елемента використовується повністю.

Арматуру у з/б колоні складають *поздовжні* та *поперечні* стрижні, поєднані в єдиний каркас, та *побічна арматура*.

**Подовжня робоча арматура** служить для збільшення несучої здатності елемента (рис. 2.13). Вона сприймає розтягувальні навантаження при поздовжньому вигині. А також вона служить для зменшення впливу випадкових ексцентриситетів, неоднорідності і повзучості бетону, для сприйняття зусиль при транспортуванні і монтажі елемента.



**Рисунок 2.13 – Схеми розташування подовжньої та поперечної арматури у залізобетонних колонах**

**Поперечна арматура** забезпечує жорсткість колони. Вона запобігає місцевій втраті стійкості на відрізку між поперечними стрижнями, не дає "випучуватися" поздовжній арматурі. Для поперечної арматури необхідно дотримуватися таких співвідношень:

$S \leq 15d$  – у в'язаних каркасах;

$S \leq 20d$  – у зварювальних каркасах (див. рис. 2.13).

При цьому необхідно:  $S \leq 400$  мм;  $b \geq 300$  мм. Розміри перерізу приймаються кратними 50 мм.

**Побічна арматура** у вигляді спіралей, кілець або зварних сіток перешкоджає поперечному розширенню бетону, підвищуючи його міцність при поздовжньому стисканні, підсилює кінцеві ділянки колони, запобігаючи їх зминанню та розтріскуванню при навантаженні.

## 2.4.2 Розрахунок міцності залізобетонних стиснутих елементів

При стискальних навантаженнях конструктивний елемент зазнає деформації; при цьому в ньому виникають внутрішні напруження, які впливають на стан елемента. Таким чином утворюється напружено-деформований стан стиснутого елемента.

Основні розрахункові формули базуються на допущенні, що несуча здатність залізобетонної колони дорівнює сумі несучих здатностей бетону і арматури. Зусилля, яке може сприйняти арматура, залежить від напруження в ній у момент руйнування колони. А напруження в арматурі під час руйнування визначаються деформацією бетону в цей момент, оскільки, завдяки зчепленню, деформації сталі та бетону є однаковими.

З цього випливає, що зусилля, яке сприймається арматурою при руйнуванні колони, дорівнює межі текучості сталі, помноженій на площу перерізу арматури

$$N_p = A_b R_b + A_s R_s . \quad (2.28)$$

Коефіцієнт запасу міцності визначається за формулою

$$k = \frac{A_b R_b + A_s R_s}{N} . \quad (2.29)$$

Коли розрахований коефіцієнт запасу міцності дорівнює чи є більшим за нормативний, то переріз можна вважати достатньо надійним.

Відношення  $\chi = \frac{A_s}{A_b}$  називають *коефіцієнтом армування*.

Використовуючи його, допустиме навантаження на колону можна визначити за формулою

$$N = \frac{A_b (R_b + \chi R_s)}{k} . \quad (2.30)$$

Звідси можна визначити площу бетонного перерізу колони як

$$A_b = \frac{Nk}{R_b + \chi R_s} \quad (2.31)$$

і, також, визначити загальну площу перерізу сталеві арматури

$$A_s = \chi A_b . \quad (2.32)$$

Коли бетонний переріз колони задано і треба визначити лише необхідний переріз арматури, то його можна отримати з (2.29)

$$A_s = \frac{Nk - A_b R_b}{R_s} . \quad (2.33)$$

Аналіз рівнянь (2.31) та (2.33) показує, що для несучої здатності колони більш значущою є марка бетону, ніж марка сталі.

Коли висота колони є значно більшою за її поперечні розміри, руйнування може статися від втрати стійкості (*поздовжнього вигину*). При цьому втрата стійкості відбувається раніше, ніж напруження в бетоні від нормальної сили досягнуть межі міцності: колона вигинається, далі з'являються тріщини, і бетон руйнується.

Руйнування настає при збільшенні стискальної сили вище *критичного* значення.

*Критичною силою* і відповідним критичним напруженням елементу вважають характеристики нестійкого стану елементу – *стану байдужої рівноваги*.

Тому умовою стійкості можна вважати

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_{кр} . \quad (2.34)$$

Здатність стиснутого елемента вигинатися під дією стискальних навантажень характеризує параметр  $\lambda$  – *гнучкість* стрижня, який має особливе значення. Цей параметр, головним чином, впливає на величину *критичного напруження*, тобто – на здатність стрижня чинити опір втраті стійкості.

Гнучкість є функцією геометричних характеристик стиснутого елемента:

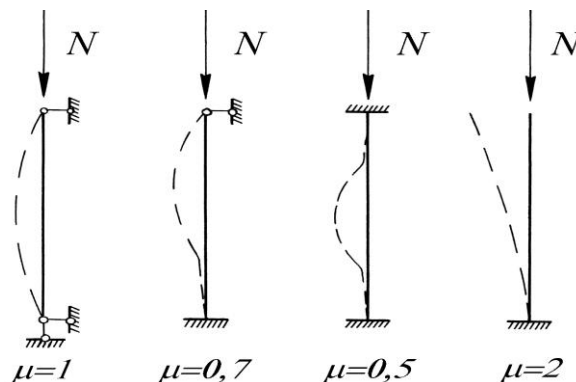
$$\lambda = \frac{\ell_0}{i_{\min}}, \quad (2.35)$$

де  $i_{\min}$  – мінімальний радіус інерції перерізу (втрата стійкості відбувається у площі найменшої жорсткості);  $\ell_0$  – розрахункова довжина стрижня

$$\ell_0 = \mu \ell, \quad (2.36)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт гнучкості – зведення геометричної довжини  $\ell$  до розрахункової; він залежить від умов закріплення кінців стрижня (рис. 2.14).

Критичні напруження залежать також від показників опору матеріалу пружним і пластичним деформаціям ( $E$ ,  $T$ ), а також від початкових недосконалостей (при виготовленні і монтажі) та інших факторів, які можуть знизити стійкість стиснутого елемента.



**Рисунок 2.14 – Коефіцієнти до визначення розрахункової довжини центрально стиснутих елементів**

До практики розрахунку, щоб уникнути визначення кожного разу  $\sigma_{кр}$ , введено коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$ :

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y}. \quad (2.37)$$

Для стиснутих залізобетонних колон вплив поздовжнього вигину враховується зменшенням значення руйнівного навантаження. Це реалізується

домноженням величини руйнівного навантаження, розрахованим за формулою (2.28) на коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$

$$N = \varphi \frac{A_b R_b + A_s R_s}{k} . \quad (2.38)$$

Тоді площа бетонного перерізу колони визначатиметься як

$$A_b = \frac{Nk}{\varphi(R_b + \chi R_s)} . \quad (2.39)$$

Вплив поздовжнього вигину при розрахунку центрально стиснутих колон допускається не враховувати, коли  $\lambda \leq 50$ .

### **ПРИКЛАД 2-Б**

Розрахувати центрально стиснуту збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху 5-поверхової каркасної будівлі за таких умов:

- проліт колон  $\ell = 9$  м;    крок колон  $a = 6$  м;    висота поверху  $H = 5$  м;
- щільність бетону класу В20  $\rho_b = 2500$  кг/м<sup>3</sup>;    межа міцності бетону  $R_b = 11,5$  МПа;
- межа міцності сталевих арматур класу А-3  $R_s = 365$  МПа.

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття  $g_1 = 0,4$  кН/м<sup>2</sup>;
- залізобетонна монолітна плита настилу  $g_2 = 2,8$  кН/м<sup>2</sup>;
- сталеві головні балки: двотавр № 30;
- сталеві балки настилу: кількість у прольоті  $n_{bn} = 5$ ; двотавр № 18;
- залізобетонні плити перекриття  $g_3 = 4,8$  кН/м<sup>2</sup>;
- залізобетонні ригелі перерізом  $b_p \times h_p = 0,36 \times 0,9$  м;
- залізобетонні колони перерізом  $0,3 \times 0,3$  м, армовані 8 поздовжніми стрижнями;

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне)  $v = 4,2$  кН/м<sup>2</sup>.

Конструкції покриття розташовані тільки на покрівлі, залізобетонне монолітне перекриття – на 4-му поверсі, сталеві балкові клітки (головні балки та балки настилу) – на 4-му і 5-му поверхах, залізобетонні плити перекриття та ригелі – на 1-му, 2-му, 3-му поверхах. Технологічне навантаження діє на 1–4-му поверхах.

Для розв'язання задачі треба підібрати поздовжню робочу арматуру, а також поперечну арматуру, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр, а також діаметр поперечних стрижнів і відстань між ними.

### Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.
3. Визначення гнучкості колони та коефіцієнта поздовжнього вигину.
4. Визначення необхідної площі поздовжньої арматури, виходячи з умов міцності, підбір її сортаменту.
5. Підбір діаметра поперечних стрижнів та відстаней між ними.

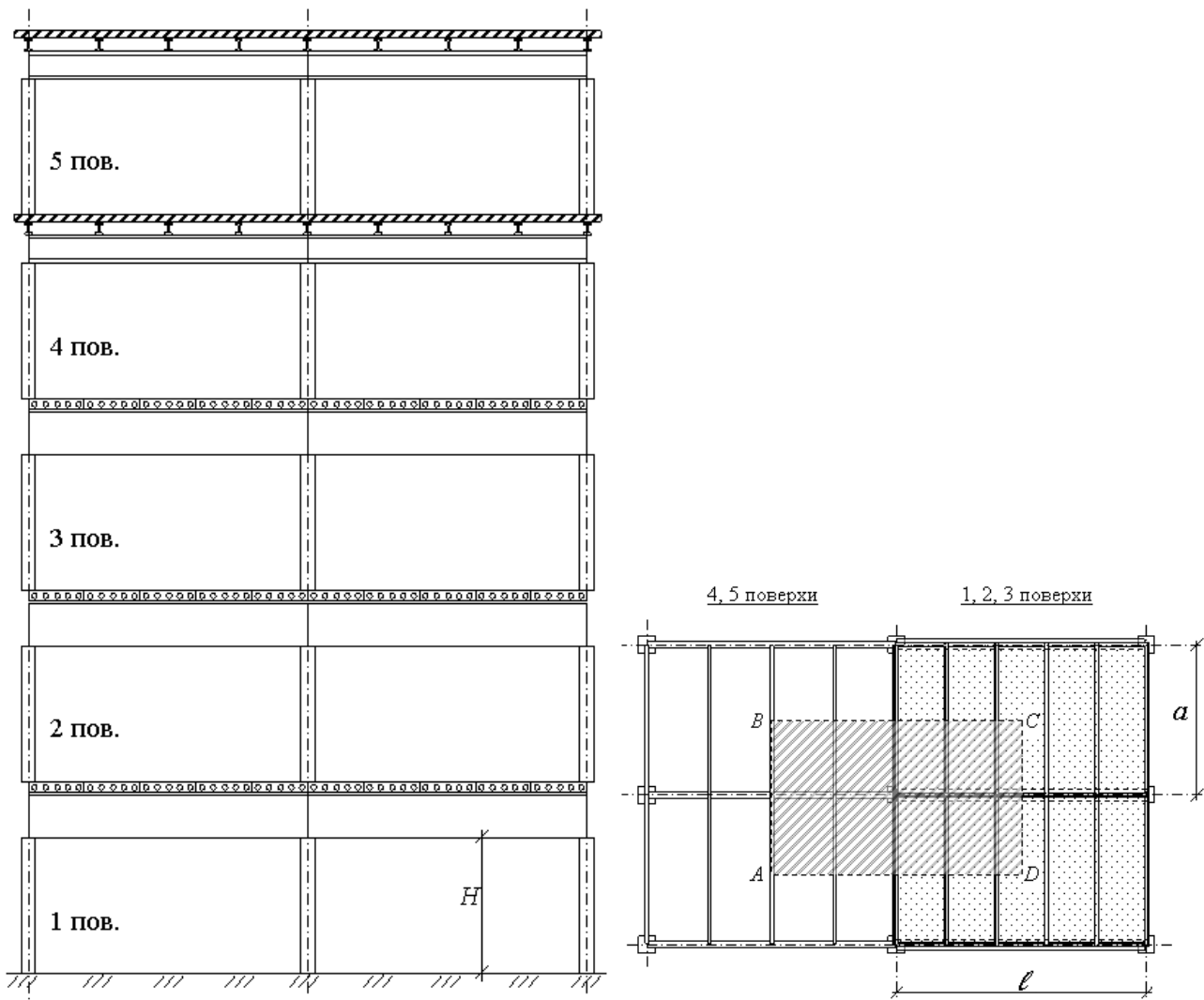
Колони каркасних будівель – складова частина каркаса. Звичайно їх розраховують як позацентрово стиснуті елементи на вплив стискальних поздовжніх сил і згинальних моментів, з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але у випадку, коли будівля має несучі кам'яні стіни, незначну гнучкість колон ( $\lambda \leq 20$ ) і приблизно рівномірне симетричне їх навантаження примикаючими ригелями, можна розраховувати колони спрощено – на дію тільки поздовжньої центральної стискальної сили.

Конструктивну схему залізобетонної колони показано на рис. 2.15. Розрахункова схема колони може бути представлена у вигляді центрально стиснутої стійки із защемленням внизу на рівні верхнього обрізу фундаменту і шарніром на рівні верху перекриття над першим поверхом (рис. 2.15).

Для підрахунку навантаження, яке припадає на одну окремо взятую колону, визначається ***вантажна площа*** – умовна площа, в межах горизонтальної проекції якої враховуються усі навантаження від конструкцій та матеріалів, які діють на розраховуваний елемент. Межі *вантажної площі* елемента, що розраховується, визначають таким чином, щоб вони розташовувалися на однаковій відстані від місць обпирання цього елемента та сусідніх подібних елементів. Таким чином, вантажна площа для окремо взятої колони середнього ряду першого поверху 5-поверхової каркасної будівлі буде у плані являти собою прямокутник навколо розташованої в центрі колони з розмірами прольоту та кроку колон (див. рис. 2.15).

Навантаження на колону від елементів та матеріалів, обмежених границями *вантажної площі ABCD* (див. рис. 2.15), розраховуються відповідно до умов задачі.





**Рисунок 2.15 – Конструктивна та розрахункова схеми залізобетонної колони каркасної будівлі**

Границі вантажної площі обмежують половини сталевих головних балок (та залізобетонних ригелів), які з двох боків обпираються на колону. Тому вважають, що у межах вантажної площі колони на кожному поверсі сприймають навантаження від однієї сталевої головної балки (залізобетонного ригеля). Балки настилу з кожного боку вантажної площі належать одночасно двом сусіднім вантажним площам, тому для розрахунку навантаження на головні балки приймають чотири сталевих балки настилу.

Умовою міцності для розв'язання задачі є

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_s A_s), \quad (2-Б.1)$$

де  $N$  – сумарне розрахункове навантаження;  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину;  $A_b$  – переріз колони;  $A_s$  – сумарний переріз сталеві арматури.

**Таблиця 2.2 – Постійні та тимчасові навантаження, діючі на колону**

№ з/п	Вид навантаження	Нормативні навантаження			$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункові навантаження, кН
		Питомі, кН/м <sup>2</sup>	З кількості поверхів	З вантажної площі, кН			
	<b>Постійні <math>g_i</math>:</b>						
1.	Від покриття	0,4	1	$0,4 \cdot 54 = 21,6$	1,3	0,95	26,70
2	Залізобетонні багатопустотні плити	4,8	3	$4,8 \cdot 54 \cdot 3 = 777,6$	1,1	0,95	812,6
3	Залізобетонні ригелі $b_p \cdot h_p \cdot \ell_p \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	–	3	$0,36 \cdot 0,9 \cdot 9 \cdot 25 \cdot 3 = 219,0$	1,1	0,95	228,8
4	Залізобетонна монолітна плита настилу	2,8	1	$2,8 \cdot 54 = 151,2$	1,1	0,95	158,0
5	Сталеві балки настилу: двотавр № 18 $q_{18} \cdot 0,01 \cdot \ell_{об} \cdot (n_{об} - 1) \cdot n_{пов}$	–	2	$0,184 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 2 = 8,8$	1,1	0,95	9,2
6	Сталева головна балка: двотавр № 30 $q_{30} \cdot 0,01 \cdot \ell_{об} \cdot n_{об} \cdot n_{пов}$	–	2	$0,365 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 2 = 6,6$	1,1	0,95	6,9
7	Залізобетонні колони $H \cdot b_k^2 \cdot \rho_b \cdot n_{пов}$	–	5	$5,0 \cdot 0,3^2 \cdot 25 \cdot 5 = 56,25$	1,1	0,95	58,8
	Усього постійних: $\Sigma g_i$						1301,0
	<b>Тимчасові <math>v_i</math>:</b>						
8	Технологічне навантаження на 4-х поверхах, $\Sigma v_i$	4,2	4	$4,2 \cdot 54 = 907,2$	1,2	0,95	1034,2
	Разом постійні та тимчасові, $(\Sigma g_i + \Sigma v_i)$						<b>2335,2</b>

Навантаження, що діють на колону у межах вантажної площі, визначені та зібрано у табл. 2.2.

В даній задачі за умовою защемлення колони внизу і шарнірного закріплення зверху коефіцієнт гнучкості  $\mu = 0,7$  (див. рис. 2.14), і тоді з відношення

$$\frac{\ell_0}{b_k} = \frac{\mu H}{b} = \frac{0,7 \cdot 5}{0,3} \approx 12 \quad (2-Б.2)$$

за додатком 9 можна розрахувати коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,96$ .

Розрахунок здійснюється за руйнівними навантаженнями, коли

$$N = \varphi (R_b A_b + R_s A_s), \quad (2-Б.3)$$

де  $N = \Sigma g_i + \Sigma v_i$ .

З формули (2-Б.3) визначають потрібну сумарну площу робочої арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{N - \varphi R_b A_b}{\varphi R_s} = \frac{2335,2 - 0,96 \cdot 11,5 \cdot 0,09}{0,96 \cdot 365} = 0,0038 \text{ м}^2 = 38 \text{ см}^2. \quad (2-Б.4)$$

За сортаментом арматури (додаток 16) для армування залізобетонної колони обирають 8 стрижнів поздовжньої робочої арматури класу А-III діаметром  $\varnothing 25$  загальним перерізом  $A_s = 39,27 \text{ см}^2$  ( 8  $\varnothing 25$  А-III ).

Поперечна арматура (хомути) колони (див. рис. 2.13) призначається конструктивно діаметром  $1/3-1/4$  від діаметра поздовжньої робочої арматури  $d_s$  з кроком не більше  $20d_s$  і не більше 400 мм. Приймається

$$\varnothing_{\text{попер}} = \frac{\varnothing_{\text{пр}}}{3} = \frac{25}{3} \approx 8 \text{ мм.}$$

Крок стрижнів поперечної арматури  $s=20 \cdot 25=500$  мм, але приймається  $s=400$  мм.

### Питання для самоконтролю

1. Для чого призначена арматура у залізобетоні? Яким чином досягається сумісність роботи бетону та арматури?
2. Розкрийте призначення захисного шару бетону та наведіть його товщину для різних конструкцій.
3. Дайте характеристику стадій напружено-деформованого стану залізобетонної конструкції.
4. Дайте визначення поняття «центральне стискання».
5. Дайте визначення поняття «позацентрове стискання».
6. Що таке ексцентриситет? Наведіть та охарактеризуйте його різновиди. Як він впливає на гнучкість стиснутого елемента?
7. Наведіть основні схеми закріплення вертикальних конструкцій.
8. Дайте визначення поняття «розрахункова довжина вертикальної конструкції».
9. Що таке гнучкість залізобетонних елементів? Поясніть вплив гнучкості на розрахункову довжину елемента.
10. Що таке стиснуті залізобетонні елементи, надайте їх класифікацію.
11. Від чого залежить напружено-деформований стан позацентрово стиснутого елемента?

12. Для чого призначена поздовжня та поперечна арматура в залізобетонній колоні?
13. Розкрийте функції поздовжнього армування у залізобетонній колоні.
14. Розкрийте функції поперечного армування у залізобетонній колоні.

## РОЗДІЛ 3. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

### 3.1 Матеріали та елементи металевих конструкцій

#### 3.1.1 Переваги та недоліки металевих конструкцій

З великої кількості відомих металів та металевих сплавів для будівельних конструкцій використовують лише сталь і алюмінієві сплави.

**Перевагами** цих матеріалів, у порівнянні з іншими будівельними матеріалами, є:

**1. Достатньо точна відповідність головним розрахунковим передумовам** теорії споруд про пружну та пружно-пластичну роботу матеріалу (однорідність, ізотропність, суцільність). Сталь і алюмінієві сплави мають властивості і структуру, які наближають їх до такого ідеального матеріалу.

Це дає упевненість, що результати розрахунку металевих конструкцій відповідають умовам їх дійсної роботи (розподіл напружень і деформацій), і що це, у свою чергу, дає змогу забезпечити високу вірогідність надійності об'єктів будівництва.

**2. Найбільша питома міцність.** Це характеристика будівельного матеріалу, яка визначається відношенням:

$$r = \frac{R}{\rho} \quad (\text{м}),$$

де  $R$  – показник міцності матеріалу;  $\rho$  – щільність матеріалу.

У фізичному розумінні, **питома міцність** – це висота умовного стовпа, в опорному перерізі якого напруження від власної ваги дорівнює межі міцності його матеріалу  $R$ . Зрозуміло, що чим вище цей стовп, тим ефективнішим є матеріал за міцністю.

Наприклад, питома міцність головних будівельних матеріалів:

– залізобетон	300...400 м;
– деревина	2000...3000 м;
– сталь	3000...7000 м;

– алюмінієві сплави 7300 м.

Завдяки високій міцності матеріалу, конструкції з металів виконуються тонкостінними, більш легкими, ніж конструкції з інших будівельних матеріалів.

Звідси економічна доцільність застосування металевих конструкцій, особливо для великопрольотних споруд, тому що за рахунок зниження власної ваги знижується навантаження на нижче розташовані конструкції, спрощується транспортування і монтаж.

**3. Конструктивні переваги.** Металеві конструкції виготовляють з готових стандартних первинних елементів – листів та профілів – прокатних, гнутих або пресованих.

З'єднання елементів металевих конструкцій – зварні і болтові – є простими та технологічними.

Зазначені конструктивні переваги дають можливість швидко і зручно робити складання металевих конструкцій у процесі виготовлення і монтажу.

Якщо треба, металеві конструкції можна розбирати для заміни та підсилення елементів і частин споруд.

**4. Водогазонепроникність.** Це дозволяє використовувати метали для виготовлення листових обшивок споруд, що призначені для збереження рідин і газів, а також для захисту від шкідливих випромінювань.

**5. Можливість використання матеріалу металевих конструкцій, які вже відпрацювали свій термін.**

**Головними недоліками** металевих конструкцій є:

**1. Недостатня вогнестійкість.** При нагріванні вище 200 °С модуль пружності сталі знижується і має місце явище повзучості, а при *критичних температурах* 500...600 °С сталь практично втрачає міцність. Для алюмінієвих сплавів такими критичними температурами відповідно є 150 °С та 300 °С. Тому треба металеві конструкції будівель, небезпечних в пожежному відношенні, захищати вогнестійким облицюванням.

**2. Схильність до корозії.** Схильність сталі до корозії пов'язана з її хіміч-

ним складом і впливом навколишнього, особливо агресивного, середовища.

Підвищення корозійної стійкості сталі досягається додаванням легуючих елементів та періодичним покриттям захисними плівками (лаки, фарби).

**3. Дефіцитність та високу вартість** сталі, і особливо алюмінієвих сплавів, слід також віднести до недоліків металевих конструкцій.

Ще один суттєвий недолік алюмінієвих сплавів, який вже було зазначено у попередньому розділі, – це слабка опірність пружним деформаціям (модуль пружності є втричі меншим, ніж у сталі), що веде до великих, в порівнянні зі сталевими, прогинів балок і ферм, а також до збільшення небезпеки втрати стійкості.

Тому, незважаючи на такі вагомні переваги як:

- найбільша питома міцність;
  - висока стійкість проти корозії;
  - зниження крихкості (а не підвищення, як у сталі) в умовах низьких температур;
  - більш економічний спосіб виготовлення первинних елементів (пресування алюмінієвих профілів є простішим та дешевшим ніж прокатка сталевих),
- алюмінієві сплави рідко застосовуються для виготовлення несучих металевих конструкцій.

Усі ці недоліки обумовлюють застосування металевих конструкцій у переважній більшості випадків у промисловому будівництві та для зведення спеціальних споруд.

### **3.1.2 Галузі застосування і номенклатура металевих конструкцій**

Практично будь-яка інженерна споруда може бути виконана з металевих конструкцій.

Галузі використання металевих конструкцій визначаються можливістю найбільш ефективно використати їх головні переваги, які були перелічені у по-

передньому параграфі, а також економічними міркуваннями.

З урахуванням означеного, металеві конструкції раціонально застосовувати для споруд, які мають прольоти більше 24 м, висоту більше 20 м.

Найбільш поширеними з них є такі:

- металеві каркаси промислових будівель і естакад, обладнані мостовими кранами вантажопідймальністю понад 1000 кН;
- великопрольотні мости і споруди громадського та промислового призначення (павільйони, спортивні арени, ангари, випробувальні корпуси та ін.);
- висотні споруди (вежі та щогли), які забезпечують експлуатацію будов радіозв'язку, телебачення, блискавкозахисту; до них також слід віднести опори ліній електропередач, димові труби, надшахтні копри, каркаси висотних споруд;
- листові конструкції, що являють собою, головним чином, ємності для зберігання рідин, газів та сипких матеріалів; це також металева ізоляція спеціальних споруд для захисту від агресивного середовища, високих температур і електромагнітних випромінювань;
- конструкції рухомих споруд для обслуговування технологічних процесів і монтажних робіт;
- конструкції вантажопідймальних кранів, будівельних машин;
- збірно-розбірні конструкції, в тому числі легкі металеві конструкції комплексного постачання, які виготовляються на потокових лініях спеціалізованих заводів; за рахунок зниження ваги, комплектності, зручності виготовлення і монтажу вони мають такі великі переваги, що ефективно застосовуються в будівлях, *проліт (прогін)* яких може бути менше 24 м.

Металеві конструкції як окремі елементи (балки, ферми, зв'язки) використовують також у сполученні з конструкціями з інших будівельних матеріалів, і особливо – при відбудові та підсиленні.

Відносно застосування у будівництві алюмінієвих сплавів можна сказати, що це, головним чином, конструкції вітрин, вітражів, віконних плетінь, архітектурних деталей, при виготовленні яких найбільш повно використовуються мо-



жливості одержання складних профілів, а при експлуатації – їх висока стійкість проти корозії.

### 3.1.3 Будівельні сталі

*Сталі* – сплави заліза з вуглецем, в яких вміст вуглецю менше 1,7 % (середня щільність  $\rho_c = 7850 \text{ кг/м}^3$ ).

Якість будівельної сталі визначається механічними і технологічними властивостями:

- опірністю статичним і динамічним діям;
- пластичністю;
- опірністю крихкому руйнуванню;
- опірністю руйнуванню від утомленості;
- зварювальністю;
- стійкістю проти корозії.

Вказані вище показники якості сталі, у свою чергу, залежать від хімічного складу, технології виплавки і прокатки, термічної обробки.

**Класифікація будівельних сталей** пропонується відповідно до ознак щодо їх отримання, обробки і використання.

**1. За способом виплавки** сталі поділяються на мартенівську, конверторну (бесемерівську і томасівську) та електросталь.

До 1960 р. сталь для будівельних конструкцій було рекомендовано виплавити тільки в мартенівських печах. Далі якість конверторної сталі вдалося значно поліпшити шляхом зменшення шкідливих домішок, що було досягнуто безперервною продувкою кисню. Якість такої киснево-конверторної сталі практично не відрізняється від мартенівської, і тому, починаючи з 1971 року, в нормах постачання сталевого прокату спосіб виготовлення сталі не вказується.

Найбільш якісну будівельну сталь одержують в електropечах. Така сталь

відрізняється мінімальним вмістом шкідливих домішок, насамперед сірки і фосфору.

**2. За ступенем розкислення** сталі поділяють на киплячі, напівспокійні і спокійні.

При виплавці сталі окислення вуглецю відбувається з утворенням газоподібних продуктів, які зумовлюють кипіння металевої ванни. Якщо не проводити розкислення, то кипіння продовжується і після випуску сталі до виливниць, де вона охолоджується. Таку сталь звать *киплячою*. Для неї є характерною неоднорідність хімічного складу (ліквація), особливо наявність надлишків вуглецю, сірки, фосфору, що веде до неоднорідності структури і механічних властивостей.

Для поліпшення якості сталі її розкислюють, додаючи в ківш після виплавлення енергійні розкислювачі: кремній, марганець, алюміній і деякі інші. При цьому окислення вуглецю припиняється, і сталь перестає кипіти, стає *спокійною*.

Спокійна сталь є дорожчою за киплячу приблизно на 10...12 %, але її якість є значно кращою.

Компромiсним рішенням є виробництво *напівспокійної* сталі, для одержання якої вживається менша кількість розкислювачів, що дає можливість знизити вартість при достатньо добрій якості.

**3. За хімічним складом.** Залежно від вимог до якості сталі та її призначення використовують будівельні сталі з різним хімічним складом. За кожною плавкою сталі металургійні заводи дають відомості про хімічний склад у спеціальному документі, який називається *сертифікатом*. Вміст хімічних елементів у сталевому сплаві нормується в межах, встановлених державним стандартом.

Сталь являє собою твердий розчин вуглецю із залізом. Вуглець справляє найбільш сильний вплив на властивості сталі. Збільшення вмісту вуглецю підвищує міцність сталі, але знижує пластичність і погіршує зварювальність.

Для будівельних конструкцій застосовують *низьковуглецеві* сталі, для яких вміст вуглецю обмежується 0,22 %.

Крім вуглецю, в таких сталях треба обмежувати вміст шкідливих домішок, які погіршують механічні властивості, зварювальність, сприяють старінню сталі та її крихкому руйнуванню. Це сірка (до 0,055 %), фосфор (до 0,045 %), кисень, азот, водень та інші гази (загальна кількість до 0,15 %).

Низьковуглецеві сталі містять також деякі корисні добавки, які додаються під час розкислення. Це, перш за все, марганець (до 0,64 %) і кремній (до 0,3 %). Крім ефекту "заспокоєння" сталі, вони підвищують її міцність.

Підвищення міцності і поліпшення інших механічних властивостей сталі шляхом зміни її хімічного складу, внаслідок додавання спеціальних добавок, називається *легуванням*. Сталь буде легованою, якщо в її складі наявні легуючі елементи: марганець (Г), кремній (С), нікель (Н), мідь (Д), алюміній (Ю), хром (Х), молібден (М), титан (Т), вольфрам (В), в тому чи іншому співвідношенні, або вміст марганцю чи кремнію перевищує 1 %.

Будівельні сталі звичайно поставляють з невеликим вмістом легуючих добавок (в сумі 2...3 %) і низьким вмістом вуглецю (до 0,15 %). Це так звані низьколеговані сталі. Вони є дуже добрими для зварювальних металоконструкцій.

Таким чином, залежно від хімічного складу, в будівництві використовують два види сталей: низьковуглецеві звичайної міцності і низьколеговані, які мають більш високі показники міцності.

**4. За умовами поставки.** Металопрокат для виготовлення будівельних конструкцій (сталевий лист і профільна сталь), як правило, використовується в тому стані, в якому він відпускається металургійними заводами. Тому працездатність конструкцій залежить від стану поставки.

Якщо металопрокат поставляють *безпосередньо після гарячої прокатки* (що робиться у більшості випадків), то він рідко володіє оптимальним комплексом властивостей.

Можлива також поставка сталі *в термічно обробленому стані*.

Існують два види термообробки: *нормалізація і термічне поліпшення*.

Нормалізація складається з нагрівання прокату до 900...950 °С і подаль-

шого охолодження на відкритому повітрі. Цей процес веде до здрібнення структури сталі, робить її більш однорідною, підвищує пластичні властивості.

Термічне поліпшення включає гартування та відпускання. *Гартування* – це нагрівання прокату до температури 890...950 °С з наступним швидким охолодженням, звичайно у воді або водяним душем.

Суть процесу відпускання полягає в тому, що загартовану сталь нагрівають до температури 550...700 °С, витримують її при цій температурі певний час, потім повільно охолоджують.

Унаслідок термообробки звичайна низьковуглецева сталь перетворюється у сталь підвищеної або високої міцності без зміни хімічного складу, а за рахунок перебудови структури в потрібному напрямку (зокрема здрібнення зерна) підвищується опір сталі пластичним деформаціям.

**5. За механічними властивостями** сталі поділяють на три групи:

- звичайної міцності (*низьковуглецеві* сталі);
- підвищеної міцності (*низьколеговані* сталі);
- високої міцності (*леговані і термооброблені* сталі).

Механічні властивості визначають здатність сталі чинити опір зовнішнім діям: статичним, динамічним та знакозмінним.

Показники для оцінки механічних властивостей нормуються. Як і хімічний склад, їх наводять у сертифікатах, які супроводжують кожну партію металу.

Значення цих показників визначаються за результатами випробувань стандартних зразків. Такі експерименти повинні враховувати всі можливі силові дії: розтяг, стиск, згін, зріз, удар або сполучення різних дій. Якщо обмежитися однією з головних дій на елементи будівельних конструкцій – одноосьовим розтягом, то можна дати оцінку опірності сталі статичним навантаженням і показникам пружності та пластичності.

Нагадаємо відому діаграму роботи сталевого зразка на розтягання; вона будується в осях  $\sigma$ – $\varepsilon$  (рис. 3.1, а).

$$\sigma = \frac{P}{A}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 100\% , \quad (3.1)$$

де  $\sigma$  – напруження розтягання;  $P$  – сила розтягу;  $A$  – початкова площа перерізу зразка;  $\varepsilon$  – відносне подовження;  $\Delta l$  – абсолютне подовження;  $l_0$  – початкова довжина зразка.

Відносне подовження залежить також від розмірів зразка (рис. 3.1, б), тому останні мають бути стандартними.

На рисунку 3.1, а показано порівняльні діаграми випробування зразків зі сталей звичайної і високої міцності.

При розтягуванні зразка з низьковуглецевої сталі (графік 1) є невелика стадія пружної роботи – пряма частина графіка, яка відповідає закону Гука:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (3.2)$$

Враховуючи, що модуль пружності  $E = \operatorname{tg} \alpha = 2,06 \cdot 10^5$  МПа має достатньо велике значення, пружні деформації сталевих елементів є малими.

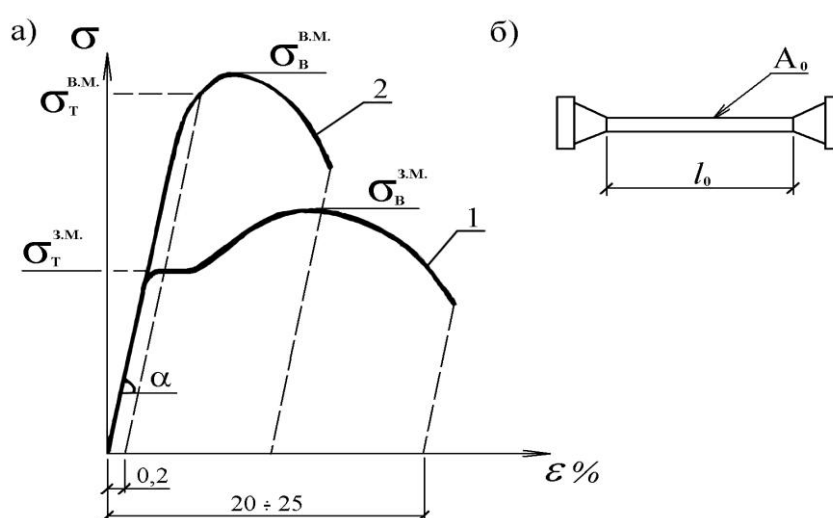
Найбільше напруження, при якому починається відхилення від лінійної залежності між  $\sigma$  та  $\varepsilon$ , має назву – *межа пропорційності*  $\sigma_n$ . Трохи вище цієї точки графіка знаходиться *межа пружної роботи* сталі  $\sigma_y$ , що відповідає максимальній деформації (приблизно  $\varepsilon = 0,20$  %), яка повинна зникнути після розвантаження.

При завантаженні зразка з низьковуглецевої сталі вище межі пропорційності модуль пружності зменшується (початок криволінійної частини діаграми) і при напруженні  $\sigma_T$  стає рівним нулю. Далі зразок подовжується без приросту навантаження, матеріал "тече". Напруження  $\sigma_T$  називається *межею текучості*, а горизонтальна частина діаграми – *площадкою текучості*. У низьковуглецевих сталей вона відповідає відносним подовженням  $\varepsilon = 0,2 \dots 0,25$  %.

Для сталей високої міцності (графік 2) перехід до пластичної стадії роботи відбувається поступово, тому напруження межі пружності і текучості прак-

тично збігаються. *Межею текучості* таких сталей умовно вважається напруження, при якому відносне подовження  $\varepsilon = 0,2 \%$ .

При подальшому підвищенні навантаження сталь знову може виявляти опір деформаціям, стає знову пружно-пластичною (стадія самозміцнення). При цьому залежність між напруженнями та деформаціями підлягає криволінійному закону з більш великим зростанням деформацій. Далі при зростанні навантаження утворюється місцеве звуження ("шийка"), і при  $\varepsilon = 20 \dots 25 \%$  відбувається розрив.



**Рисунок 3.1 – Випробування зразків на розтяг**  
**а) діаграми роботи сталі звичайної (1) та високої (2) міцності;**  
**б) стандартний зразок**

Найвища точка на діаграмі відповідає максимальному умовному напруженню у процесі руйнування; *умовному*, тому що воно стосується до початкового перерізу зразка (вимірювати переріз, що безперервно змінюється при деформуванні зразка, достатньо складно). Це напруження  $\sigma_e$  має назву *тимчасового опору (межа міцності)*.

Повне залишкове подовження, заміряне після руйнування, є мірою пластичності сталі.

Таким чином, найбільш важливими показниками механічних властивостей сталей є характеристики міцності:

$\sigma_T$  – *межа текучості*, яка відповідає початку розвитку великих залишкових деформацій;

$\sigma_B$  – *тимчасовий опір*, який визначає граничну міцність сталевго елемента;

$\varepsilon$  – *відносне подовження* зразка (характеристика пластичності).

Ці показники, так само, як і хімічний склад, наведені в сертифікатах, які супроводжують кожен партію сталі, що поставляється.

Відзначимо, що значення цих показників мають змінюватися при коливаннях температури відносно нормальної (20 °C), в умовах якої їх встановлено. При підвищенні температури показники міцності залишаються сталими (до 200 °C) і навіть дещо зростають (при температурі до 300 °C). Але після цього при 500 °C всі характеристики міцності і модуль пружності значно знижуються, а при 600 °C практично настає повна втрата несучої здатності сталі.

При мінусових температурах межа текучості і тимчасовий опір істотно зростають і зближуються між собою, значно зменшуючи стадію пластичної роботи сталі і, як наслідок, зростає небезпека крихкого руйнування.

Перехід матеріалу сталевго конструкції у крихкий стан є надзвичайно небезпечним, бо при цьому руйнування виникає миттєво, без уявних ознак наближення аварії.

Негативна температура – тільки одна з причин крихкого руйнування; велике значення також мають: якість сталі (хімічний склад і структура), наявність концентраторів напружень (отвори, надрізи, залишкові напруження в зоні зварювальних швів тощо), характер прикладання навантажень.

Дія удару відрізняється швидкістю; в металі не встигають пройти процеси внутрішньої перебудови і розвитку пластичних деформацій. Тому руйнування від того навантаження має виражений крихкий характер.

Для оцінки здатності сталі до опірності крихкому руйнуванню при динамічних діях використовують показник, який має назву "*ударна в'язкість*".

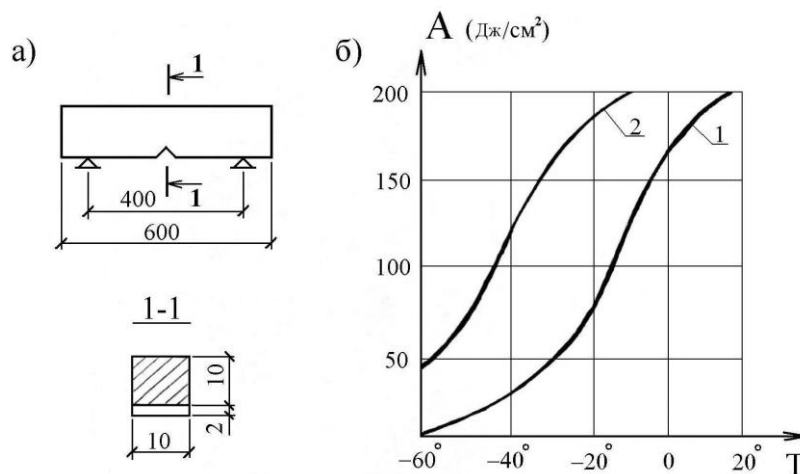
Чисельно значення *ударної в'язкості* дорівнює питомій роботі, яка витрачається на руйнування спеціального зразка (рис. 3.2, а) згинаючим ударом на

маятниковому копрі. Зразок має надріз, що веде до концентрації напружень у перерізі прикладання удару з піковим значенням біля кореня надрізу. Це дає можливість оцінити чутливість сталі до концентрації напружень.

Схильність до переходу у крихкий стан залежить від структури, однорідності сталі. Тому за величиною ударної в'язкості і, візуально, за характером розлому можна дати оцінку цим якостям.

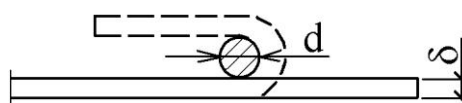
Ударна в'язкість суттєво знижується при пониженні температури. Графіки на рис. 3.2, б показують, як впливає на цей процес якість сталі. Крива 1 побудована для киплячої, а крива 2 – для напівспокійної сталі.

**Опір сталі розшаруванню** визначається випробуванням на згин у холодному стані (рис. 3.3). Для цього зразки повинні згинатися на  $180^\circ$  навколо правки круглого перерізу. Такий експеримент виявляє стан поверхні, наявність розшарувань (коли є тріщини) і дає можливість оцінити пластичність сталі.



**Рисунок 3.2 – Випробування сталі на ударну в'язкість**

а) стандартний зразок; б) графік залежності ударної в'язкості від якості сталі



$$d = (1,5 \div 2,0) \delta$$



### Рисунок 3.3 – Випробування сталі (листовий прокат) на згинання

#### 3.1.4 Маркування будівельних сталей

Сталі, які виготовляються металургійною промисловістю, поділяють на стандартні сорти. Їх називають **марками** сталі.

Для будівельних металевих конструкцій треба застосовувати метал пластичний, з високою ударною в'язкістю, з високою межею текучості та достатньо малою вартістю. Крім того, важливою умовою є можливість сталі зварюватися без тріщин та крихкості у зоні зварювання. Таким характеристикам відповідають низьковуглецеві конструкційні сталі звичайної якості та низьколеговані сталі, з яких виготовляють прокатні профілі, покрівельні листи, арматуру, балки та ін.

**Вуглецеві сталі звичайної якості**, до яких відносяться і будівельні сталі, маркуються літерами "Ст." і цифрами від 0 до 7, які позначають номер марки і приблизно вказують на середній вміст вуглецю у десятих долях відсотка (наприклад: Ст. 3, Ст. 5). Для цих сталей найбільш важливим є додержання механічних властивостей, і тому відповідно до них проводиться маркування. Зі зростанням номера зростає вміст вуглецю і, відповідно, твердість та міцність, але зменшується пластичність.

Сталь звичайної якості, залежно від постачання, поділяється на три групи: «А», «Б» і «В». Сталі групи «А» постачаються (та приймаються) за механічними властивостями: границями текучості, міцності та відносним подовженням. Сталі групи «Б» постачаються за хімічним складом: зі зростанням номера в них підвищується вміст вуглецю (С) з 0,07 до 0,63 % та мангану (Mn) з 0,35 до 0,85 %. Дотримання хімічного складу забезпечує відповідність механічних властивостей. Сталі групи «В» постачають за хімічним складом і механічними властивостями. До особливостей маркування сталей групи «Б» і «В» належить вказівка щодо способу отримання сталі. *Мартенівська* сталь позначається літерою «М», а *конверторна бесемерівська* –

літерою «Б»; марка *спокійної* сталі має у кінці позначку «сп», *полукиплячої* – «пк», *киплячої* – «к» (наприклад: МСт.3, БСт.5сп, МСт.4к).

Найбільш поширеною в будівельних металоконструкціях є низьковуглецева сталь марки Ст.3, яка має достатньо високу межу текучості  $\sigma_T = 23 \dots 24 \text{ кН/см}^2$ , є пластичною, добре зварюється, надійно працює при різних силових впливах. Завдяки своїй універсальності вона найбільше, у порівнянні з іншими марками сталі, задовольняє усім вимогам та є основним матеріалом для виконання несучих металевих і залізобетонних конструкцій (балки, рами, ферми, арматура, листові конструкції резервуарів).

Сталь Ст.0 має знижену межу текучості та здовження і тому використовується зараз дуже рідко – тільки для невідповідальних нерозрахункових конструкцій.

Сталі Ст.1 і Ст.2 – високопластичні. З них виготовляють заклепки, трубопроводи, резервуари тощо.

Сталі Ст.4 і Ст.5 є досить розповсюдженими. З них виготовляють металеві несучі конструкції, болти, ресори і арматуру. Зі сталі Ст.4 також виробляють прокатні труби, а сталь Ст.5 використовується для виготовлення відповідальних поковок та кранових реєк прямокутного профілю.

**Низьколеговані сталі** мають більшу міцність (табл. 3.1) та корозійну стійкість, порівняно з Ст.3 і Ст.5, зберігаючи високу пластичність і зварюваність, але вони є й більш дорогими. Їх застосовують для зменшення ваги конструкцій. Найбільш розповсюдженими з них є: сталі 10Г2С, 10ХСНД, 14Г2, 15ГС, 16Г2АФ, 17ГС, 17ГСБ, 20ГС, 20ХГ2Ц, 23Х2Г2Т, 25Г2С, 30ЧГ2С, 35ГС, 45С. За досвідом будівельних робіт використання низьколегованої сталі стає економічно доцільним, коли це дозволяє зменшити вагу конструкцій, порівняно із застосуванням сталі Ст.3, на 15...20 %. Крім того, низьколеговані сталі призначені для дуже відповідальних конструкцій, де за технічними умовами інші матеріали не припустимі (великопрольотні ферми мостів, громадських та промислових будівель або інші важкі металеві вироби).

В основу маркування низьколегованих сталей покладено їх хімічний

склад. У державному стандарті прийнято таку систему позначень: перші дві цифри вказують середній вміст вуглецю у сотих частках відсотка, а літерами позначені умовні назви легуючих елементів, які введено в кількості від 0,3 % до 1,0 %. Якщо після якої-небудь літери є цифра, то вона показує приблизний відсоток вмісту елемента, який перевищує 1 %.

Наприклад, марка: 10ХСНД – це сталь із середнім вмістом вуглецю 0,1 %, легована хромом, кремнієм, міддю в кількостях більше 0,3 % і менше за 1 %.

Сталь 14Г2 містить 0,14 % вуглецю і до 2 % марганцю.

**Таблиця 3.1 – Механічні характеристики при розтягненні деяких будівельних сталей**

Марка сталі	Границя текучості, кг/см <sup>2</sup>	Границя міцності, кг/см <sup>2</sup>
Ст.3	2100	2600
Ст.4	2100	2700
Ст.5	2300	3200
15ГС	2800	3100
10Г2С	2900	3200
10ХСНД	3400	3500

З 1989 року постачання сталі для будівництва проводиться згідно з державним стандартом (ГОСТ 27772-88), яким уніфікуються вимоги до контролю, хімічного складу і механічних властивостей сталей різних марок. У цьому документі започатковані нові позначення сталей, які, згідно з міжнародною практикою, відображають рівень гарантованої межі текучості: наприклад, позначення С235 вказує, що сталь такого класу об'єднує сталі різних марок, які мають гарантовану межу текучості 235 МПа при найменшій товщині прокату.

Для будівельних конструкцій залишено 13 видів сталі: С235, С245, С255, С275, С285 (низьковуглецеві звичайної міцності), С345, С345К, С375, С390, С390К, С440, С590, С590К (низьколеговані сталі). Літера "К" означає певну модифікацію хімічного складу.

Останнім часом в Україні позначився підхід до системи використання сталей не за марочним складом, а за набором службових якостей, що може привести до ще більшої уніфікації класів сталі.

При виборі сталі для будівельних конструкцій необхідно керуватися дер-

жавними будівельними нормами, які враховують призначення споруд і район будівництва.

### 3.1.5 Алюмінієві сплави

Алюмінієві сплави широко застосовуються в будівництві завдяки відносно невеликій вартості, багатим можливостям регулювання властивостей і технологічності.

**1. Ливарні алюмінієві сплави.** До них відносяться *силуміни* – сплави алюмінію з кремнієм – до 14% Si, які містять підвищену кількість легуючих добавок. Маркуються алюмінієві сплави звичайно літерами «АЛ» і цифрою, що позначає номер. Стан поставки позначається літерами: відпалена – М, загартована та зістарена – Т, те ж саме при штучному старінні – Т1, нагартована – Н. Приклад: маркування силумінів: АЛ1, АЛ3М, АЛ5П.

*Силуміни* використовують для фасонного лиття. Вони мають понижену температуру плавлення, рідкотекучість, малу усадку при затвердінні і добру здатність до обробки ріжучим інструментом.

**2. Алюмінієві сплави, що деформуються.** Представники таких сплавів – *дюралюміні* – сплави алюмінію з міддю (до 5,5%), магнієм, марганцем і кремнієм (до 0,8 %); позначаються Д1, Д16. Після термообробки вони набувають високої міцності (до позначки додається літера "Т": Д1Т, Д16Т).

*Дюралюміні* мають високу міцність, піддаються пластичній деформації і термообробці. Вони обробляються прокаткою, пресуванням, штампуванням, волочінням і можуть застосовуватися для клепаних несучих конструкцій (найчастіше застосовуються Д1Т і Д16Т). З них виробляють профілі, листи, стрічки, прутки, дріт.

**3. Сплави, що зварюються,** систем Al-Zn-Mg (позначаються: В92, В95 та інш.) Al-Mn та Al-Mg (позначаються літерами «АМц» «АМг», наприклад: АМц, АМг, АМг-6).

АМг-6, В92Т застосовуються для зварних несучих конструкцій – ферм, рам, арок, колон. Для суміщених конструкцій, таких як покрівельні панелі, використовують сплав АМг-6, а для ненавантажених або малонавантажених елементів будівель (обшивка стінових і покрівельних панелей, арматура) – сплави АМг та АМц.

До поширення використання алюмінієвих сплавів у будівництві спонукають такі їх **переваги**:

- мала щільність;
- висока питома міцність;
- відносно висока корозійна стійкість;
- висока технологічність;
- відсутність іскроутворення при ударі;
- морозостійкість.

Завдяки цьому трудомісткість виготовлення з них виробів є значно меншою в порівнянні зі сталлю.

Але ці сплави мають і серйозні **недоліки**, які обмежують їх застосування:

- невеликий модуль пружності (в 3 рази менший, ніж у сталі);
- великий коефіцієнт температурного розширення (в 2–3 рази більший, ніж у сталі), що викликає потребу у збільшенні кількості температурних швів;
- понижена вогнестійкість через зниження міцності при нагріванні.

### **3.1.6 Профілі для металевих конструкцій**

Первинні елементи для виготовлення металевих конструкцій – це прокатні вироби металургійних заводів (стрижні, канати), які мають різні перерізи – *профілі*. Прийнято такі елементи розрізняти за видом перерізу і звати **профілями**.

Багаторічний досвід застосування різних профілів дозволяє виділити найбільш конструктивно зручні і економічні профілі, придатні для різних типів

споруд у різних умовах будівництва.

### **Класифікація профілів**

**1. За умовами застосування** усі профілі поділяються на дві групи:

- профілі загального призначення;
- профілі спеціального призначення.

*Профілі загального призначення* широко використовуються в будівництві для різноманітних конструкцій і різноманітних силових дій: при розтягу, стиску, згині, позацентровому навантаженні. До цієї групи входять: двотаврові балки, швелери, кутники; тонкостінні профілі зетового, С-подібного перерізу; труби круглі, квадратні, прямокутні; кругла, квадратна сталь; листово-універсальна, штабова, рифлена сталь; сталеві канати.

До *профілів спеціального призначення*, які використовуються в будівельних металевих спорудах, слід віднести профілі, форма і розміри яких визначають функціональним призначенням і особливостями конструкцій, де їх застосовуються. До цієї групи входять: гофровані профілі (профільовані настили) для покриттів і стін будівель; профілі для віконних та ліхтаревих переплетінь, двотаврові балки для шляхів підвісного транспорту, кранові рейки.

**2. За технологією виготовлення.** Більшість профілів, в тому числі і листову сталь, виготовляють способом гарячої прокатки. Цей вид металопрокату (за винятком труб) є найдешевшим.

Гнуті, в тому числі гофровані, профілі відкритого типу виготовляються методом безперервного профілювання у холодному стані з листової рулонної заготівлі на профілезгинальних станах з подальшим зварюванням замикаючого шва струмом високої частоти.

До цього виду профілів відносяться електрозварні труби круглого перерізу. Такі труби, завдяки більш продуктивному способу виготовлення, є дешевшими за гарячекатані.

Електрозварні труби для більшої стабільності механічних властивостей піддають термічній обробці.

Зварені двотаврові профілі виготовляються з трьох штабів універсальної або листової сталі на потоковій лінії заводу металевих конструкцій.

### **Сортаменти профілів**

Каталоги головних профілів із зазначенням їх форми, розмірів, геометричних характеристик, лінійної щільності, умов постачання називають *сортаментами*.

Сортаменти складають, як правило, в порядку зростання головних розмірів профілів і оформлюють у виді державних стандартів.

Форма профілів сортаменту повинна відповідати ряду вимог: простота і технологічність виготовлення, універсальність і зручність під час компоновки конструкцій, раціональне розподілення матеріалу по перерізу.

### **I. Профілі для сталевих конструкцій.**

**А. Сталь листова** за класифікацією поділяється на три види:

1. *Сталь товстолистова* (ГОСТ 19903-74 зі змінами) має товщину 4...16 мм, ширину 500...2400 мм, довжину листів – від 4,0 до 8,0 м. Товстолистову сталь застосовують, головним чином, у листових конструкціях та в окремих елементах стрижневих конструкцій із суцільною стінкою.

2. *Тонколистову сталь* виготовляють за допомогою холодної і гарячої прокатки. Холоднокатана сталь (ГОСТ 19904-74 зі змінами) має товщину від 0,2 до 4,0 мм, довжину листа до 3,5 м. Гарячекатану сталь (ГОСТ 19903-74) виготовляють товщиною від 0,5 до 4,0 мм, шириною 600...1400 мм, довжиною 1,2...4,0 м. Така сталь застосовується у будівництві для покрівель, а також для виготовлення штампованих і гнутих профілів.

3. *Сталь універсальна широкоштабова* (ГОСТ 8200-70) прокатується на станах з чотирма валками (два горизонтальних і два вертикальних), тому кромки листів одержують рівними (рис. 3.4, а). Така сталь має межі розмірів: товщина 6,0...60,0 мм, ширина листів 200...1000 мм, довжина 6,0...12,0 м.

Завдяки рівним кромкам листів (не потрібні додаткові різання і обробка

кромки), ця сталь широко застосовується в будівництві, особливо для зварених конструкцій – балок і колон.

### Б. Сталь профільна

1. *Кутикові профілі* (рис. 3.4, б) прокатують двох типів: рівнобокі кутики (ГОСТ 8599-86) і нерівнобокі (ГОСТ 8510-83 зі змінами). Кутики мають розміри полицок: ширина – від 20 до 250 мм, товщина – від 3 до 30 мм. Довжина кутиків, залежно від умов прокатки і транспортування, для малих профілів – 6...9 м, для великих – 9...12 м.

Кутики відносяться до профілів масового застосування. Їх використовують для різних конструкцій ґратчастого типу (ферм, в'язів, опор) і як допоміжні деталі для вузлових з'єднань головних елементів конструкцій під прямим кутом.

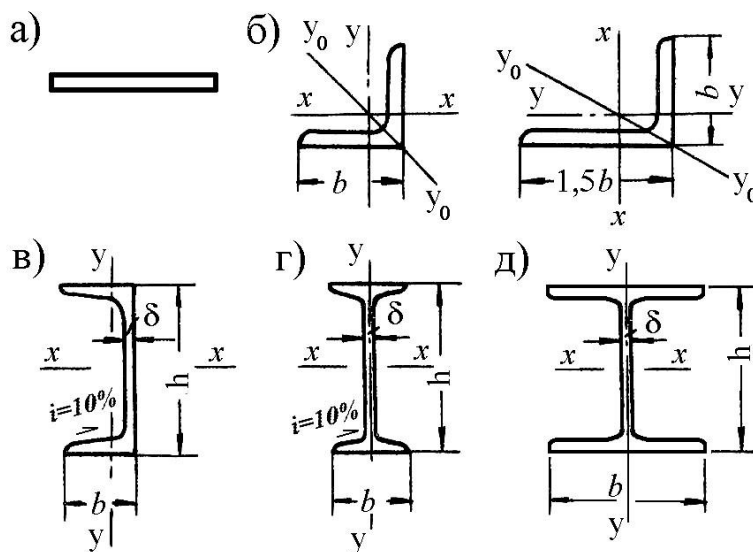


Рисунок 3.4 – Сталеві прокатні профілі

2. *Швелери* (рис. 3.4, в) виготовляють за ГОСТ 8240-89. Сортамент включає швелери від № 5 до № 40. Номер швелера відповідає його висоті в сантиметрах. Швелери катають з ухилом внутрішніх граней полицок, а також з паралельними гранями полицок. Останні мають переваги в конструктивному відношенні для болтових з'єднань (не треба робити скісні шайби). Довжина прокатних швелерів – 4...13 м.



Швелери непогано працюють на згин, тому використовуються для легких балок і прогонів. Крім того, швелери добре компонуються у складені перерізи (наприклад, у скрізних колонах).

3. *Двотаври з ухилом внутрішніх граней* за ГОСТ 8239-89 (рис. 3.4, г) – позначають номером, що відповідає їх висоті в сантиметрах. До сортаменту входять профілі від № 10 до № 60. Прокатна довжина двотаврів – від 4 до 13 м.

Двотаврові профілі є найбільш раціональними для згинальних елементів, тому найширше застосовуються для балок.

4. *Широкополицеві двотаври* (рис. 3.4, д) і *таври* з паралельними гранями полицок (ГОСТ 26020-83). Сортамент двотаврів містить профілі трьох типів: нормальні (Б), широкополицеві (Ш) і колонні (К). Такі двотаври прокатують на спеціальному універсальному стані.

Висота двотаврів Б та Ш досягає 1000 мм, двотаврів К – 400 мм; останні профілі мають співвідношення висоти профілю до ширини полицок близько 1:1, що робить їх рівностійкими.

Широкополицеві двотаври, завдяки конструктивним і геометричним перевагам, можливо застосовувати як самостійні елементи – балки і колони.

5. *Тонкостінні профілі*. До таких профілів відносять тонкостінні двотаври (ТУ 14-2-205-76) і швелери (ТУ 14-2-204-76), які прокатують на безперервному стані, де є можливим одержання профілів з особливо тонкими стінками і полицками. Такі профілі на 15...20 % є легшими за відповідні звичайні прокатні профілі. Сортамент тонкостінних профілів є обмеженим і складається з дев'яти профілерозмірів висотою від 120 до 300 мм.

Раціональна галузь застосування тонкостінних двотаврів і швелерів – прогони, балки площадок і легких перекриттів.

6. *Зварні двотаври* також відносяться до профілів загального призначення і застосовуються для різних конструкцій промислових будівель і мостових конструкцій. Зварні двотаври виготовляються відповідно до технічних умов на заводі металевих конструкцій. Двотаври виготовляють із трьох штабів листової і універсальної сталі з висотою стінки від 620 мм до 1990 мм. Сортаменти звар-

них двотаврів містять сім груп: одна – для колон, дві – для підкранових балок, решта – для інших балочних конструкцій.

Зварні двотаври поставляють довжиною 6 м і 12 м.

7. *Холодногнуті профілі* загального призначення (рис. 3.5). Заводи чорної металургії виготовляють гнуті профілі на профілезгинальних станах з листової і штабової сталі товщиною від 2 до 8 мм.

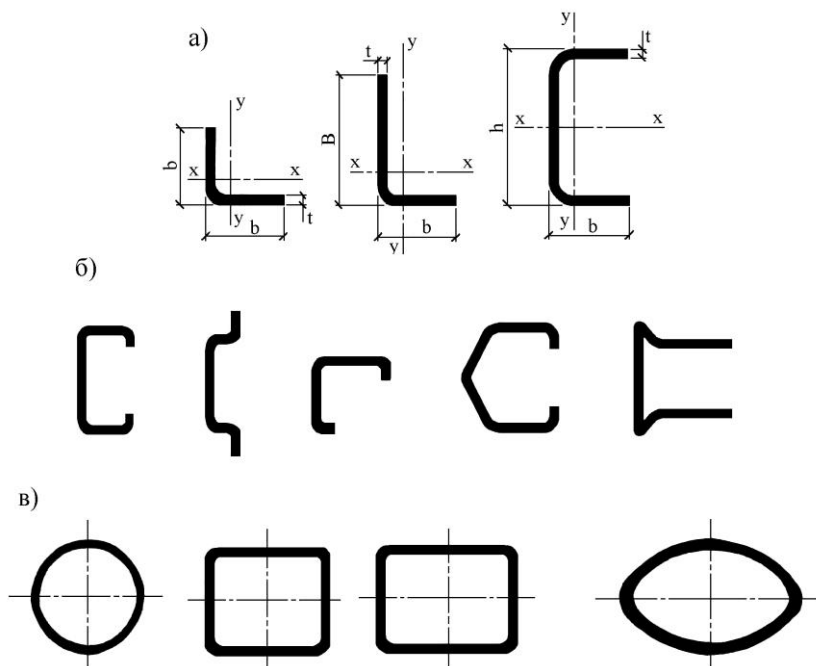


Рисунок 3.5 – Сталеві холодногнуті (а, б) та гнутозварні (в) профілі

Технологія виготовлення гнутих профілів забезпечує можливість створення тонкостінних профілів, які мають раціональну форму, з розвиненими розмірами перерізу, з відігнаними кромками полицок (для надання їм стійкості), внаслідок чого такі елементи є більш жорсткими і економічними, ніж гарячекатані такої ж висоти.

Застосування гнутих профілів у легких конструкціях промислового і цивільного будівництва дає економію металу близько 10 %. Цей економічний ефект збільшується для конструкцій з низьколегованих сталей (через збільшення жорсткості профілів).

Згідно із сортаментами виготовляють такі типи холодногнутих профілів

загального призначення:

- кутики рівнополицеві (ГОСТ 19771-74) і нерівнополицеві (ГОСТ 19772-74);
- рівнополицеві швелери (ГОСТ 8278-75). Швелери і кутики застосовуються у випадках, коли потрібні співвідношення розмірів цих профілів не можна одержати в гарячекатаних профілях;
- замкнуті гнutoзварні профілі квадратного і прямокутного перерізів (ГОСТ 12336-66). Найбільше ребро квадратного профілю – 160 мм, прямокутного – 180 мм. Такі труби успішно застосовують для елементів безфасонкових ферм, прогонів, в'язів.

Ряд гнутих профілів різної форми (зетова, С-подібна та інші) виготовляють згідно з державними стандартами і технічними умовами та за індивідуальним замовленням для будівельних конструкцій.

Профілі спеціального призначення також мають свої сортаменти з необхідними для проектування і виготовлення характеристиками.

## **II. Профілі для конструкцій з алюмінієвих сплавів**

Алюмінієві сплави використовують в будівництві у вигляді різноманітних фасонних профілів або листів. Листи зі сплавів прокатуються товщиною до 10 мм. Фасонні профілі отримують пресуванням або згинанням. Пресування профілів здійснюється в гарячому стані на гідравлічних пресах. Якщо протискувати злитки через матриці різних типів, можна одержати профілі різних перерізів (рис. 3.6). Для підвищення стійкості і збільшення площі перерізів профілі виготовляють з бульбами на кінцях полицок. На сучасному пресовому обладнанні можна виготовляти профілі з максимальним розміром перерізу до 300 мм. Форма профілів з алюмінієвих сплавів може бути замкнутою (труби).

Головні види профілів об'єднано в сортаменти за ГОСТ 8617-75, а сортаменти труб – окремо (ГОСТ 1875-73).

Гнуті профілі виготовляють з листів і стрічок товщиною до 4 мм. Згинання здійснюється у холодному стані.

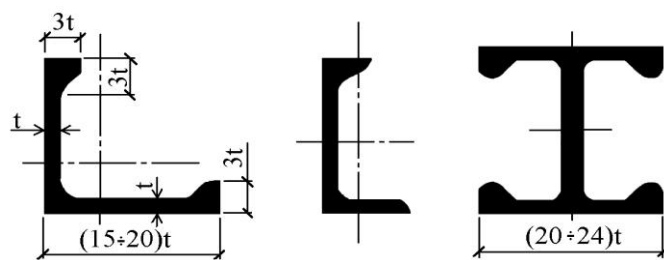


Рисунок 3.6 – Профільні елементи з алюмінієвих сплавів

### 3.1.7 З'єднання елементів металевих конструкцій

Всі з'єднання будівельних металевих конструкцій за призначенням можна розділити на дві групи:

- *заводські*, які застосовуються для виготовлення металевих конструкцій в заводських умовах;
- *монтажні*, які потрібні при будіванні споруд, складанні конструктивного комплексу (наприклад, каркаса будівлі) з окремих елементів.

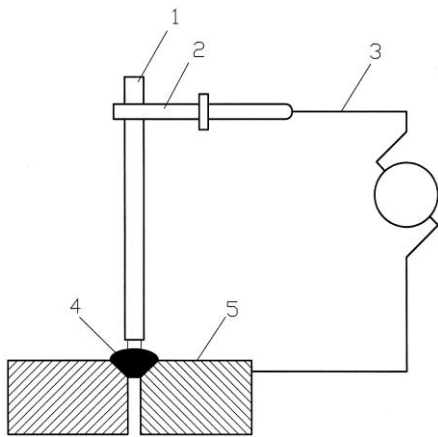
До заводських з'єднань відносять *зварні, клеєзварні та заклепкові*.

До монтажних – *зварні, болтові та клеєболтові з'єднання*.

Така класифікація є умовною, тому що на монтажі також виконують значний обсяг зварювальних робіт, а деякі типи конструкцій, наприклад, листові, виконуються тільки на зварюванні.

#### I. Зварні з'єднання

При виробництві металевих конструкцій застосовують переважно електродугове зварювання. Процес такого з'єднання ґрунтується на явищі виникнення електродуги між електродом (сталевим стрижнем або дротом), до якого подається струм, і елементами, які зварюються (рис. 3.7). Дуга плавить метал стиків цих елементів і електрода, утворюється зварний шов, і елементи з'єднуються між собою. Шов формується у результаті виконання ряду послідовних операцій: збудження та підтримання дугового розряду, маніпуляції електродом з метою надання шву необхідної форми, пересування дуги уздовж окра-



йок стику, припинення процесу.

Залежно від ступеня механізації цих операцій виділяють *ручне, напівавтоматичне та автоматичне* зварювання.

**Рисунок 3.7 – Схема дугового зварювання**

**1 – електрод; 2 – держак; 3 – електричний провід; 4 – наплавлений метал; 5 – з'єднувальні деталі**

**А. Ручне зварювання** (всі операції, внаслідок яких формується шов, виконуються вручну) є дуже поширеним і застосовується найбільш часто завдяки своїй універсальності (виконується в будь-якому незручному просторовому положенні), простоті, мобільності, технологічності, гнучкості. Особливо часто використовують ручне зварювання під час монтажу металевих конструкцій.

Зварники працюють високоякісними стрижневими електродами з обмазкою для захисту розплавленого металу від потрапляння кисню і азоту, для стійкого горіння тощо. Електроди маркують, згідно зі стандартом (ГОСТ 94676), літерою Е: Е42, Е42А, Е46, Е46А тощо, де цифра вказує мінімальний тимчасовий опір розриву (в кгс/мм<sup>2</sup>) металу шва. Якщо після цифри є літера А, це вказує на забезпечення високої пластичності.

Все ж таки ручне зварювання – це повільний і трудомісткий вид зварювальних робіт; якість з'єднань залежить насамперед від кваліфікації зварника та обладнання, яке він використовує.

При масовому виготовленні металевих конструкцій (на заводах), з метою підвищення продуктивності і якості, технологічний процес зварювання механізується (механізована подача зварювальних матеріалів) і автоматизується (усі операції виконуються автоматично).

**Б. Автоматичне зварювання під флюсом.** Зварювання виконується автоматом при безперервному розмотуванні бухти електродного дроту. У процесі зварювання електродний дріт і розплавлений метал захищають шаром сипучої речовини – флюсом. Флюс потрібен для: ізоляції зварювальної ванни від атмо-

сферної дії, стабілізації дугового розряду, легування металу ванни та формування поверхні шва.

Зварювальна дуга розплавляє дрiт, метал елементiв, що стикуються, i частку флюсу. Пiсля усунення дуги йде охолодження та кристалiзацiя металу i утворюється шов, покритий кiркою шлаку, яка пiсля охолодження легко вiддiляється.

**В. Автоматичне зварювання в середовищi захисного газу.** До зварювальної головки через гнучкi шланги автоматично подають електродний дрiт i вуглекислий газ. Вуглекислий газ витiсняє повітря iз зони горіння дуги i захищає розплавлений метал вiд кисню i азоту.

Механiзоване та автоматичне зварювання забезпечує високу якiсть швiв, завдяки надiйному захисту розплавленого металу, повiльному охолодженню шва, його значнiй щiльностi та хiмiчнiй чистотi.

Велика сила струму при автоматичному зварюваннi дозволяє зробити глибокий провар та пiдвищити швидкiсть зварювання.

Однак цi способи мають недолiки. Зварювання пiд флюсом може бути використане, в основному, при нижньому положеннi швiв, а зварювання у вуглекислому газi є незручним i неефективним в монтажних умовах (газ може бути вiднесений вiтром).

Останнiм часом успiшно застосовується напiвавтоматичне зварювання "порошковим дротом", який складається з металевої оболонки та осереддя iз запресованого порошку. Останнiй має компоненти, якi створюють газовий або шлаковий захист розплавленого металу вiд повітря або зв'язують азот i кисень з повітря у сполуки, що не призводить до погiршення механiчних властивостей металу шва.

iншi види зварювання сталевих конструкцiй (контактне, газове тощо) застосовують в будiвельних спорудах рiдко.

Для з'єднань конструкцiй з алюмiнiєвих сплавiв використовують автоматичне i напiвавтоматичне електродугове зварювання в середовищi iнертного газу – аргону, який стабiлізує горіння дуги i захищає зварювальну ванну вiд кис-

ню і азоту з навколишнього середовища.

### **Типи зварних з'єднань і швів**

**Зварні з'єднання** за конструкцією можуть бути:

1. *Встик* – елементи, які зварюються, треба з'єднати гранями (кромками, торцями) таким чином, що один з них стає продовженням другого;
2. *Внапусток* – один елемент накладається на другий і приварюється по окремих гранях або по всьому контуру;
3. *Комбіноване* – елементи зварюються встик, але, з метою підсилення, приварюють накладки внапусток.

**Зварні шви** за конструкцією поділяють на *стикові* і *кутові*. Якщо зусилля діє вздовж кутового шва, він зветься *фланговим*, якщо впоперек, то *лобовим*.

Стикові шви, як правило, розміщують перпендикулярно до діючих зусиль, але інколи (задля збільшення довжини шва) роблять скісні шви.

### **Характеристика зварних з'єднань і швів**

З'єднання встик є найбільш раціональним коли зварюють листи металу. Можливе його застосування і при з'єднанні двотаврових балок та інших профільних елементів.

При з'єднанні металевих елементів встик потрібен добрий провар стику і створення умов, які забезпечують свободу усадки при охолодженні швів. Задля цього необхідно в листах товщиною 10 мм робити односторонню або двосторонню обробку кромки (скоси), що дає змогу глибше вводити електрод, забезпечуючи провар; залишати між елементами, які стикуються, зазор; підварювати корінь шва (коли це необхідно).

З'єднання внапусток не вимагають великої точності при підготовці крайок та складанні, але є недоцільними при експлуатації в агресивних середовищах, бо потребують спеціальних заходів щодо захисту від корозії. На відміну від стикових, у кутових швах напруження розподіляються нерівномірно, що підвищує небезпеку їх крихкого руйнування, особливо при змінних та динаміч-

них навантаженнях.

Стикові шви є оптимальними за витратами матеріалу та умовами роботи під навантаженням. Вони добре забезпечують непроникність і є зручними для перевірки їх якості фізичними методами контролю. При статичному навантаженні стикові з'єднання забезпечують рівномірність з основним металом.

Початок і кінець будь-якого шва мають недовари та кратер, тому ці ділянки, невеликі за довжиною (приблизно по 5 мм), вважаються дефектними. Враховуючи цю обставину, при визначенні розрахункової довжини зварювального шва його фізичний розмір умовно зменшують на 10 мм.

## **II. Болтові і заклепкові з'єднання**

Болтові і заклепкові з'єднання здійснюють шляхом установки і фіксації металевих стрижнів (болтів і заклепок) у суміщені отвори у з'єднувальних елементах.

Простота влаштування і надійність роботи *болтових* з'єднань сприяють їх широкому використанню в конструкціях будівельних споруд, особливо при виконанні монтажних операцій.

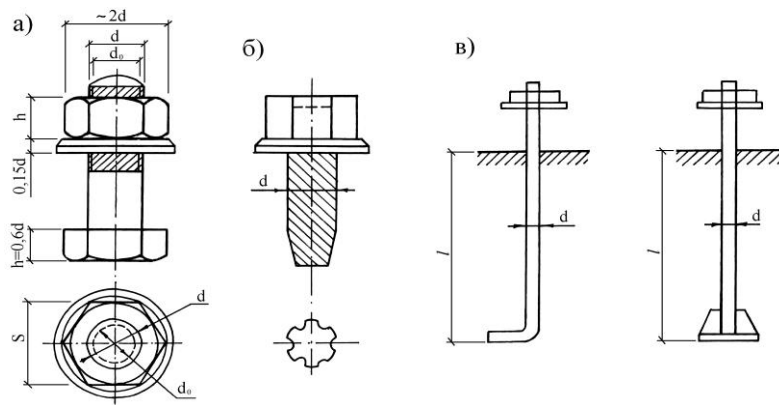
За призначенням болти для будівельних конструкцій поділяють на:

- *болти* для з'єднання елементів металевих конструкцій (рис. 3.8, а);
- *самонарізні болти*, які призначені, насамперед, для кріплення сталюого профільного настилу (в покрівлях) (рис. 3.8, б);
- *фундаментні анкерні болти*, за допомогою яких здійснюється закріплення опорних частин сталевих колон до фундаментів (рис. 3.8, в).

**А. Болти для з'єднання елементів металевих конструкцій** поділяють на болти *грубої, нормальної та підвищеної* точності (відповідно класи точності С, В і А), а також *високоміцні* болти.

З'єднання на болтах *грубої і нормальної* точності є простими та дешевими, але мають підвищену деформативність при роботі на зсув. Тому їх доцільно застосовувати лише при статичних навантаженнях, коли податливість з'єднань не впливає істотно на роботу конструкції в цілому.





**Рисунок 3.8 – Види болтів для будівельних конструкцій**

Болти *підвищеної точності* виготовляють з вуглецевої і низьколегованої сталі. Діаметр отвору для таких болтів приймають однаковим з діаметрами болтів. Таке з'єднання є щільним, малодеформативним, добре сприймає зсувні сили. Але складність виготовлення і висока його вартість обмежує застосування з'єднань підвищеної точності.

*Високоміцні* болти виготовляють із легуваних сталей 40Х, 30Х3МФ, 30Х2НМФА з термічною обробкою. Натягання болтів здійснюється затягуванням гайок спеціальними тарувальними ключами, за допомогою яких контролюють силу натягання. Для збільшення сил тертя поверхні елементів у зоні стику повинні очищатися від бруду, мастил, іржі. Високоміцні болти забезпечують надійне недеформоване з'єднання, яке добре працює при будь-яких силових діях.

**Б. Самонарізні болти** виготовляють з термічно зміцненої сталі Ст10кп. Вони мають нарізку спеціального профілю за всією довжиною стрижня (рис. 3.8, б), яка повинна нарізати різьбу при закручуванні болта в попередньо зроблені отвори з'єднувальних елементів.

Такі болти застосовують для кріплення огорожувальних конструкцій: тонких обшивок панелей покриття та стін, покрівельного профільного настилу тощо. Перевага таких з'єднань у тому, що для їх виконання достатньо мати доступ до конструкції з одного боку.

**В. Фундаментні анкерні болти** виготовляють зі сталей марок ВСт3кп2,

09Г2С, 10Г2С1. Конструкція таких болтів показана на рис. 3.8, в. Їх замоноличують або встановлюють у заздалегідь зроблені отвори у фундаментах.

**Г. Заклепкові з'єднання**, які в минулому були основним видом з'єднань металевих конструкцій, в сучасних спорудах майже не застосовують через незручність технологічного процесу клепки і перевитрати металу, порівняно зі зваренням. Але такі з'єднання ще використовують при виготовленні конструкцій із важкозварювальних сплавів; вони також часто зустрічаються в забудованих раніше спорудах, які в цей час належать до реконструкції.

Заклепки виготовляють зі спеціальної вуглецевої або низьколегованої сталі, яка має підвищені пластичні властивості.

Отвори для установки заклепок утворюють таким же чином, як для болтів.

Установка і клепання можливі у холодному або гарячому стані.

При холодному клепанні (в заводських умовах) "замикаюча" головка утворюється пластичним деформуванням ("осаджуванням") матеріалу заклепки клепальною скобою. Стрижень заклепки при осаджуванні розширюється і щільно заповнює отвір у металі (рис. 3.9).

Гаряче клепання полягає в тому, що заклепки нагрівають до температури 700...900 °С і осаджують у гарячому стані. При охолодженні стрижень заклепки трохи зменшується. При охолодженні заклепок також відбувається стиснення з'єднувальних елементів, утворюються додаткові сили тертя, що суттєво поліпшують роботу з'єднання на зсувні дії.

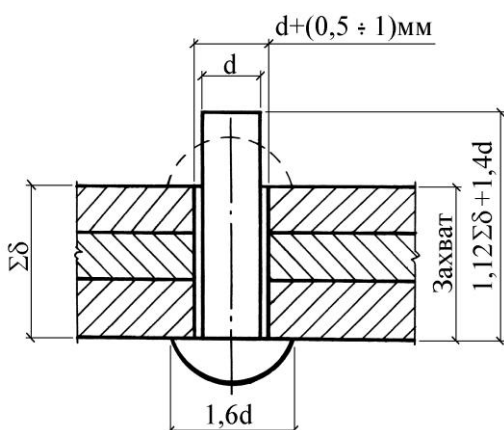


Рисунок 3.9 – З'єднання на заклепках

Розміщення болтів і заклепок у з'єднанні повинно забезпечувати рівномірну передачу зусиль, відсутність концентрації напружень і надмірне ослаблення елементів у небезпечних перерізах.

### **III. Вибір типу з'єднань будівельних металевих конструкцій**

Спосіб з'єднання елементів металевих конструкцій визначається особливостями конструктивного рішення споруди, умовами її роботи під навантаженням, зручністю виконання робіт і місцем їх проведення – на заводі або в умовах монтажу.

Основним способом з'єднання при виробництві металевих конструкцій в заводських умовах є *зварювання*. Широкому впровадженню зварювальних з'єднань (майже 95 % сталевих конструкцій) сприяють такі позитивні якості як:

- можливість механізувати та автоматизувати процес виготовлення конструкцій за допомогою зварювання і, як результат, знизити трудомісткість та вартість продукції;
- забезпечення високої міцності та надійності;
- збереження простоти вузлів з'єднання елементів;
- найбільша економічність за витратами матеріалу.

Але відомі і недоліки цих з'єднань:

- наявність зварювальних напружень у зоні швів, які сприяють крихкому руйнуванню, особливо при динамічних впливах і низьких температурах;
- складність при з'єднанні декількох листів у пакети, особливо за різної міцності листів;
- примушують до застосування болтових видів з'єднань.

Болтові з'єднання мають незаперечні переваги завдяки відсутності потреби у складному обладнанні. Тому їх використовують при з'єднанні елементів в незручних умовах, зокрема на монтажі, у збірно-розбірних конструкціях. Порівняно зі зварювальними, болтові та заклепкові з'єднання мають певну податливість, що знижує небезпеку крихкого руйнування. Тому їх також застосовують у конструкціях, навантажених динамічними і вібраційними впливами. Необхід-

ні болти і заклепки ще при використанні важкозварювальних матеріалів, перш за все алюмінієвих сплавів.

### **3.2 Граничні стани металевих конструкцій**

Забезпечення надійності металевих конструкцій їх розрахунком на силові та інші впливи здійснюється *методом граничних станів*.

*Граничні стани першої групи* (з несучої здатності), які є найбільш характерними для металевих конструкцій, це такі:

- руйнування від сумісної дії силових факторів і несприятливого впливу навколишнього середовища;
- руйнування пластичне, крихке та втомне;
- втрата стійкості форми або положення;
- поява текучості металу, зсув у з'єднаннях;
- резонансні коливання.

Настання граничного стану залежить від характеру силових дій і характеру опору елементів конструкції за таких навантажень. Від означених факторів залежить і структура розрахункових формул. Розгляд цих питань складає головний зміст даної глави.

Розрахунок за граничними станами першої групи виконується завжди для усіх елементів, які несуть навантаження. Переважна більшість несучих металевих конструкцій виготовляється сталевими. Тому в подальшому викладі розмова буде йти про розрахункове та конструктивне забезпечення несучої здатності елементів та з'єднань сталевих споруд.

Розрахунки металевих конструкцій за другою групою граничних станів не мають суттєвих особливостей. Такі розрахунки, як і для конструкцій з інших матеріалів, зведені до визначення максимально можливих переміщень елементів або вузлів, в окремих випадках – гнучкості елементів, і порівняння їх з нормованими обмеженнями.

### 3.2.1 Нормативні і розрахункові показники міцності будівельної сталі

Основним показником міцності сталі є *нормативний опір*. Нормативний опір сталі розтягуванню, стиску і згину відповідає межі текучості (при випробуванні серії зразків) і гарантується стандартом із забезпеченням 0,95.

$$R_{yn} = \sigma_T^{\max}. \quad (3.3)$$

Розрахунковий опір будівельних сталей визначається згідно з (3.4) діленням нормативного опору на коефіцієнт надійності матеріалу  $\gamma_m$ :

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}. \quad (3.4)$$

Доцільність такої поправки є обґрунтованою. Механічні властивості сталі контролюють на металургійних заводах вибірково на стандартних зразках при короткочасному одноосьовому розтягненні, а на практиці сталь працює у великогабаритних конструкціях у складному напруженому стані.

Крім того, бракувальні характеристики, встановлені стандартами, можуть бути порушені. Для урахування цих обставин і можливого відхилення значень нормативних опорів у несприятливий бік коефіцієнти  $\gamma_m$  мають значення більші за одиницю. Для вуглецевих сталей звичайної та підвищеної міцності, які виготовляють тривалий час за добре владжененою технологією, їх характеристики відзначаються достатньою стабільністю. Тому для усіх таких сталей  $\gamma_m = 1,025 \dots 1,05$ .

Розрахункові опори для інших видів напружених сталей визначають з урахуванням перехідних коефіцієнтів. Так, наприклад, при зсуві (зрізі):

$$R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \quad (3.5)$$

(коефіцієнт 0,58 враховує перехід сталі у пластичний стан, згідно з енергетичною теорією міцності). Коефіцієнт надійності матеріалу у формулі (3.5) взято  $\gamma_m = 1,1$ .

Значення розрахункового опору розтягу сталевих канатів слід брати за значенням розривного зусилля, що регламентується стандартом з поправкою на коефіцієнт надійності  $\gamma_m = 1,6$ .

### 3.2.2 Граничні стани і розрахунок розтягнутих елементів

Розглянемо спочатку центрально розтягнені елементи, для яких рівнодіюча навантажень спрямована вздовж осі стрижня і прикладена у центрі ваги перерізу.

Поведінка центрально розтягнутого елемента під навантаженням цілком відповідає роботі стандартного зразка (див. підпункт 3.1.3), для якої є справедливою відома діаграма “ $\sigma$ – $\varepsilon$ ”. Виходячи з цього, граничний стан розтягнутих сталевих елементів настає при досягненні діючих напружень межі текучості (при  $\sigma > \sigma_T$  матеріал тече і деформації стають дуже великими) або умовної межі текучості для високоміцних сталей (при  $\sigma_T > 0,75\sigma_B$  пластичні деформації починаються безпосередньо перед досягненням межі міцності, отже допускати їх небезпечно). Тому нормативний і розрахунковий опір для оцінки несучої здатності центрально розтягнутих елементів визначають, виходячи з межі текучості.

Міцність таких елементів перевіряється у небезпечному перерізі, який має послаблення (наприклад, отвором для болтів):

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

де  $A_n$  – площа перерізу нетто розтягнутого елемента;  $\gamma_c$  – коефіцієнт надійності умов роботи.

### 3.2.3 Граничні стани і розрахунок центрально стиснутих елементів

Існує два види граничних станів центрально стиснутих елементів.

Граничний стан жорстких (коротких) елементів визначається розвитком пластичних деформацій за досягнення напруженнями від стиску межі текучості. Розрахунок таких елементів на міцність виконується так само, як розтягнення, згідно з формулою (3.6).

Граничний стан гнучких елементів, довжина яких в декілька разів перевищує розміри перерізу, настає від *втрати стійкості*.

Явище *втрати стійкості* полягає в тому, що під навантаженням гнучкий стрижень укорочується та викривляється (див. рис. 2.12) у площині меншої жорсткості його перерізу і, при збільшенні стискальної сили вище *критичного* значення, настає руйнування. Таке явище є особливо небезпечним, тому що відбувається раптово, значно раніше, ніж стрижень вичерпає свою несучу здатність за міцністю.

*Критичною силою* і відповідним *критичним напруженням*  $\sigma_{кр}$  елементу вважають характеристики нестійкого стану елемента – *стану байдужої рівноваги*.

Тому умовою стійкості можна вважати

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_{кр}. \quad (3.7)$$

Здатність стиснутого елемента вигинатися під дією стискальних навантажень характеризує параметр  $\lambda$  – *гнучкість* стрижня, який має особливе значення. Він, головним чином, впливає на величину критичного напруження, тобто – на здатність стрижня чинити опір втраті стійкості.

Гнучкість є функцією геометричних характеристик стиснутого елемента:

$$\lambda = \frac{\ell_0}{i_{\min}}, \quad (3.8)$$

де  $i_{\min}$  – мінімальний радіус інерції перерізу (втрата стійкості відбувається у площі найменшої жорсткості);  $\ell_0$  – розрахункова довжина стрижня,

$$\ell_0 = \mu \ell$$

де  $\mu$  – коефіцієнт гнучкості – зведення геометричної довжини  $\ell$  до розрахункової; він залежить від умов закріплення кінців стрижня (див. рис. 2.14).

Якщо стиснутий елемент втрачає стійкість в пружній стадії (вважають, що це відбувається при  $\lambda > 100$ ), то критичне напруження  $\sigma_{кр}$  визначається згідно з формулою Ейлера (L. Euler, 1707–1783):

$$\sigma_{кр} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{\ell^2} \quad (3.9)$$

де  $E$  – модуль пружності сталі;  $I$  – найменший момент інерції перерізу;  $n$  – коефіцієнт – число полухвиль синусоїди згину стрижня;  $\ell$  – довжина стрижня.

Якщо втрата стійкості відбувається в пружно-пластичній стадії (вважають, що це відбувається при  $\lambda \leq 100$ ), формулу (3.9) перетворюють у вигляді:

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}, \quad (3.10)$$

де  $T$  – зведений модуль, який враховує пружно-пластичні властивості сталі.

Критичні напруження залежать також від показників опору матеріалу пружним і пластичним деформаціям ( $E$ ,  $T$ ), а також від початкових недосконалостей (при виготовленні і монтажі) та інших факторів, які можуть знизити стійкість стиснутого елемента.

До практики розрахунку, щоб уникнути визначення кожного разу  $\sigma_{кр}$ , введено коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$ :

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y}. \quad (3.11)$$



Для перевірки умови стійкості, згідно методу граничних станів, у формулі (3.7) необхідно врахувати коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$  та коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$ :

$$N \leq \varphi \cdot R_y \cdot A \cdot \gamma_c. \quad (3.12)$$

Коефіцієнт  $\varphi$ , згідно з фізичним сенсом, має значення, що є меншим за 1 (він враховує зниження несучої здатності стиснутого елемента, який не залишається прямолінійним, а викривлюється під навантаженням), і обернено пропорційний зв'язок із гнучкістю  $\lambda$ . Залежність між  $\varphi$  та  $\lambda$  є табульованою.

### **3.2.4 Граничні стани і розрахунок елементів, що працюють на вигин**

Елементи, які працюють на вигин, повинні відповідати вимогам двох груп граничних станів: за несучою здатністю та стійкістю (перша група) і за розвитком надмірних деформацій, що порушують нормальну експлуатацію. Несуча здатність цих елементів визначається нормальними, дотичними і зведеними напруженнями, а умови нормальної експлуатації регламентуються прогинами, граничні значення яких встановлені нормами залежно від призначення елемента.

Залежність між напруженнями і деформаціями при вигині має приблизно такий вигляд, як при розтягу, а в межах пружної і пластичної частин діаграми роботи сталі на розтяг і згин вважають однаковою.

Більшість елементів, що працюють на вигин, за винятком окремих видів балочних конструкцій (далі буде), розраховують методом граничних станів у пружній стадії роботи. В такому випадку граничний стан визначається досягненням максимальними напруженнями, нормальними або дотичними, значення межі текучості.

Міцність згинальних елементів, які працюють у межах пружних деформацій при вигині в одній з головних площин, визначається згідно з формулами:

$$M_{\max} \leq R_y W_{Hm} \gamma_c ; \quad (3.13)$$

$$Q_{\max} \leq R_s \frac{I_x t_w}{S_x} \gamma_c , \quad (3.14)$$

де  $M_{\max}$ ,  $Q_{\max}$  – максимальний згинальний момент та максимальна поперечна сила, які визначаються за розрахунковим навантаженням;  $W_{Hm}$  – момент опору нетто (з урахуванням ослаблення отворами), який визначається за пружною стадією роботи елементів;  $I_x$  – момент інерції перерізу;  $S_x$  – статичний момент (брутто) частин перерізу, що зсувається, відносно нейтральної осі;  $t_w$  – товщина стінки перерізу;  $R_y$  – розрахунковий опір вигину, визначений за межею текучості;  $R_s$  – розрахунковий опір зсуву (зрізу). Інші означення – вже було розглянуто вище.

Міцність елементів при вигині у двох головних площинах перевіряється за формулою:

$$\frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (3.15)$$

де  $x$  та  $y$  – координати точки перерізу, що розглядається, відносно головних осей;  $I_{xn}$  та  $I_{yn}$  – моменти інерції нетто відносно головних осей.

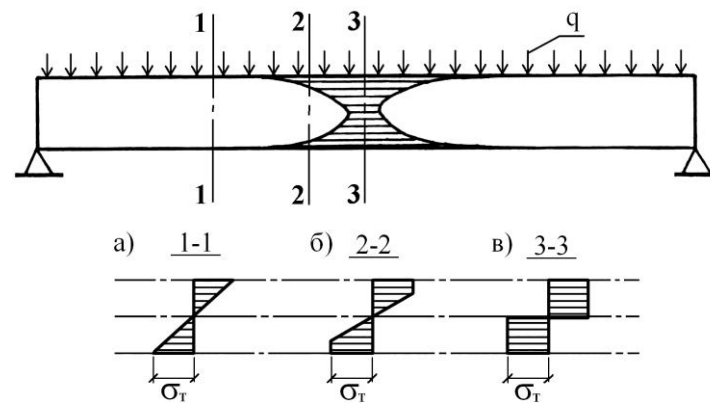
У перерізах, де діють значні згинальні моменти і поперечні сили одночасно, граничний стан настає, коли зведені напруження досягають межі текучості

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (3.16)$$

де  $\sigma$  та  $\tau$  – нормальні та дотичні напруження у перерізі, міцність якого перевіряється.

За певних умов допускається робота згинальних елементів, виготовлених із пластичних сталей, *за межами пружності*.

Якщо збільшувати навантаження після досягнення нормальними напруженнями, відповідними пружній роботі, межі текучості (рис. 3.10, а), пластичні деформації починають поширюватися вглиб перерізу (рис. 3.10, б) і за граничним станом проникають в усі волокна перерізу (рис. 3.10, в), що відповідає утворенню “шарніру пластичності”. В такому перерізі діє максимальний згинальний момент і відбувається швидке зростання прогинів. Конструкція стає непридатною до експлуатації.



**Рисунок 3.10** – Розвиток пластичних деформацій у згинальному елементі

Відповідно до норм, критерієм граничного стану за непридатністю до експлуатації прийнято обмежену пластичну деформацію небезпечного перерізу:

$$\bar{\varepsilon}_{ост} \leq 3,$$

де  $\bar{\varepsilon}_{ост} = \varepsilon_{ост} \cdot \frac{E}{R_y}$ ,  $\varepsilon_{ост}$  – повна залишкова деформація найбільш деформованого волокна.

Урахування пластичної роботи сталі допускається у згинальних елементах суцільного перерізу, які несуть статичне навантаження і забезпечені від втрати загальної та місцевої стійкості.

Міцність елементів, які згинаються в одній з головних площин за дотичних напружень  $\tau \leq 0,9R_s$  (крім опорних перерізів), слід перевіряти за формулою:

$$M_{\max} \leq c_1 \cdot W_{n(\min)} \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.17)$$

а при згинанні в двох площинах ( $\tau \leq 0,5R_s$ ):

$$\frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn(\min)}} \pm \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn(\min)}} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.18)$$

Коефіцієнти  $c_1$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  враховують збільшення моменту внутрішніх сил у перерізі при пружно-пластичній роботі, в порівнянні з граничним пружним моментом, коли текучість є лише у крайніх волокнах. Значення цих коефіцієнтів залежить від форми та співвідношення розмірів перерізів.

Опорні перерізи таких балок ( $M=0$ ) перевіряють на міцність за формулою:

$$Q \leq R_s \cdot h_w \cdot t_w \cdot \gamma_c, \quad (3.19)$$

вважаючи, що дотичні напруження розподіляються рівномірно тільки у стінці перерізу висотою  $h_w$  і товщиною  $t_w$ .

Формули (3.17) і (3.18) використовують для перевірки міцності згинальних елементів у перерізах, де діють  $M_{\max}$  і  $Q=0$  та/або  $Q_{\max}$  і  $M=0$ , відповідно.

Згинальні елементи можуть виходити з ладу внаслідок втрати загальної стійкості (перша група граничних станів).

Такий граничний стан елементів, що згинаються (наприклад, балки), якісно походить на втрату стійкості стиснутого стрижня.

Під навантаженням балка спочатку прогинається у площині вигину, потім, при збільшенні навантаження до критичної величини, виходить з цієї площини, викривлюється та закручується (рис. 3.11). Така втрата плоскої форми згинання веде до поширення пластичних деформацій в небезпечному перерізі елементу, і вже при невеликому перевищенні *критичного навантаження* балка втрачає несучу здатність.

Аналогічно критичній силі при центральному стиску можна визначити *критичний згинальний момент*  $M_{кр}$  втрати стійкості елемента, що згинається. Для одностайності розрахунків нормами введено *коефіцієнт переходу*  $\varphi_e$  від ро-

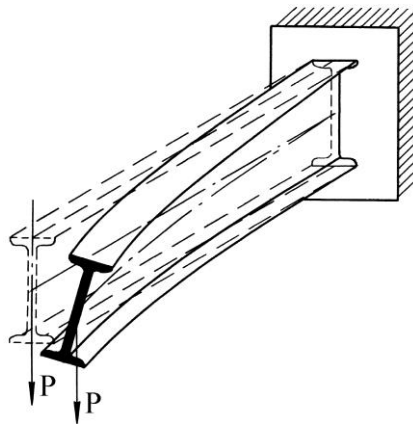
зрахункових опорів до критичних напружень втрати загальної стійкості:

$$\varphi_e = \frac{\sigma_{kp}}{R_y}.$$

Тоді перевірка стійкості балок зведеться до перевірки діючих напружень при вигині з урахуванням цього коефіцієнта:

$$M_{\max} \leq \varphi_e \cdot R_y \cdot W_c \cdot \gamma_c \quad (3.20)$$

де  $M_{\max}$  – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень;  $W_c$  – момент опору перерізу для стисненого поясу елемента;  $\gamma_c = 0,95$  – коефіцієнт умов роботи.



**Рисунок 3.11 – Втрата загальної стійкості згинальним елементом**

Коефіцієнт  $\varphi_e$  визначають залежно від геометричних характеристик елемента, типу навантаження та рівня його прикладення (якщо до стиснутого поясу, то так збільшується скручування). Значення  $\varphi_e$  наведені в нормах проектування. На загальну стійкість елементів, що згинаються, суттєвий вплив справляє вільна довжина стисненого поясу  $l_{ef}$  (відстань між його закріпленнями з площини згинання). Якщо відношення цієї довжини до ширини поясу  $b_f$  не перевищує граничних, встановлених нормами значень, то перевірка (3.20) не потрібна. Не треба її робити також у випадках, коли стиснутий пояс балки має достатнє закріплення в горизонтальному напрямку суцільним жорстким помостом або в'язями.

Згинальні елементи за визначених розмірів мають значні прогини, навіть у стадії пружної роботи, що ускладнює умови їх нормальної експлуатації (*граничний стан другої групи*).

Розрахунок згинальних елементів за другою групою граничних станів (має також назву "перевірка жорсткості") полягає в тому, що визначаються максимально можливі деформації конструкцій і порівнюються з допустимими нормативними значеннями

$$f_{\max} \leq \bar{f}. \quad (3.21)$$

Значення прогинів  $f_{\max}$  визначають від нормативних навантажень, тому що ступінь ризику при виконанні такого розрахунку є суттєво нижчим, ніж забезпечення безаварійної роботи конструкцій розрахунками за першим граничним станом.

Іноді треба, відповідно до умов другого граничного стану, обмежувати амплітуди та частоту коливань згинальних елементів. Такі розрахунки виконують для споруд спеціального призначення (висячі мости, вежі та інші) за допомогою методів динаміки споруд.

### **3.2.5 Граничні стани і розрахунки позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів**

Граничні стани позацентрово розтягнутих елементів визначаються втратою несучої здатності за міцністю або розвитком пластичних деформацій; граничні стани позацентрово стиснутих жорстких елементів визначаються такими ж обставинами, а гнучких елементів – втратою стійкості.

*Розрахунок на міцність.* Для позацентрово розтягнутих, розтягнуто-зігнутих (крім розтягувального навантаження, є також згинальні сили), позацентрово стиснутих та стиснено-зігнутих елементів, виконаних зі сталей високої міцності ( $R_y > 580$  МПа) і на які є імовірність дії динамічних навантажень, до-

пускається робота лише у пружній стадії, і розрахунок ведеться взагалі за формулою:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.22)$$

де  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  – абсолютні значення відповідних зусиль в їх небезпечному для елемента поєднанні;  $x$  та  $y$  – координати точки, що розглядається.

Для позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих елементів

$$M_x = N \cdot e_x, \quad M_y = N \cdot e_y,$$

де  $e_x$  та  $e_y$  – відповідно ексцентриситети сил  $N$  відносно центру ваги перерізу елемента.

Для елементів, виконаних з "в'язких" сталей ( $R_y < 580$  МПа), які несуть статичні і квазістатичні діючі навантаження, *допускається робота за межами пружності*.

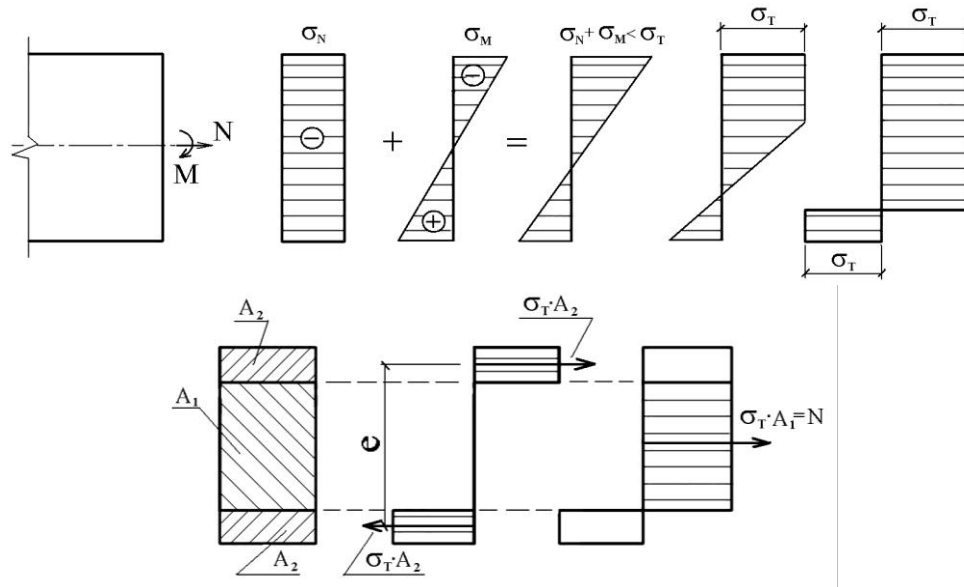
Розвиток пластичних деформацій, як і для згинальних елементів, веде до утворення *шарнірів пластичності*, але в даному разі є зміщення нейтральної осі (рис. 3.12). Причому умовно враховують, що крайні частини епюри напруження врівноважують зовнішній згинальний елемент, а середня частина цієї епюри – поздовжню силу.

Таким чином, у пластичній стадії роботи напруження від поздовжньої сили і згинальних моментів можна розділити і записати розрахункову формулу аналогічно (3.22).

Утворення шарніра пластичності супроводжується значними залишковими деформаціями, які примушують зупинити експлуатацію споруди. Тому для збереження експлуатаційної придатності конструкцій перевірку міцності ведуть за критерієм обмежених пластичних деформацій:

$$\frac{N}{A} \left[ 1 + n \left( \frac{M_x}{c_x \cdot W_x} \pm \frac{M_y}{c_y \cdot W_y} \right) \right] \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.23)$$

де  $n$  – коефіцієнт, що визначає взаємодію між згинальними моментами та поздовжньою силою залежно від форми перерізу;  $c_x, c_y$  – коефіцієнти урахування обмеженої пластичної деформації в найбільш деформованому волокні.



**Рисунок 3.12 – Утворення шарніра пластичності за сумісної дії згинального моменту і поздовжньої сили**

**Розрахунок на загальну стійкість.** Позацентрово стиснуті елементи втрачають стійкість раніше (за меншого значення критичної сили), ніж центрально стиснуті елементи. Оскільки поздовжня деформація гнучкого стрижня (викривлення від стиску) збільшується від наявності згинального моменту, а це прискорює втрату стійкості.

Найбільші крайові напруження від стиснення згином розраховують на підставі рівняння:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_c} = \frac{N}{A} (1 + m)$$

де  $m = \frac{M}{N} + \frac{A}{W_c}$  – відносний ексцентриситет – це характеристика, яка враховує збільшення стискальних напружень від впливу згину, також – критичних на-



пружень за певних величин  $M$  і  $N$ .

Таким чином, *критичне напруження* при позацентровому стиску залежить не тільки від величини стискальної сили і гнучкості стрижня, але й відносного ексцентриситету.

Для зручності розрахунків, так само, як при центральному стиску, критичні напруження при позацентровому стиску можна виразити за допомогою *коефіцієнта зменшення* такого напруження  $\varphi_e$ , в порівнянні з межею текучості. Цей коефіцієнт враховує фактичне зниження несучої здатності позацентрово стиснутого елемента, тому що він викривлюється під навантаженням через свою гнучкість і наявність згину:

$$\varphi_e = \frac{\sigma_{kp}}{R_y};$$

$$\sigma_{kp} = \varphi_e \cdot R_y.$$

Умова стійкості позацентрово стиснутого елемента в площині дії згинального моменту:

$$N \leq \varphi_e \cdot R_y \cdot A \cdot \gamma_c. \quad (3.24)$$

Коефіцієнт  $\varphi_e$  визначається залежно від умовної гнучкості елемента

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

і зведеного ексцентриситету:

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

де  $\eta$  – коефіцієнт впливу форми перерізу, враховуючи ступінь ослаблення перерізу пластичними деформаціями при втраті стійкості; він визначається за таблицею, наведеною у нормах проектування.

Якщо згинальний момент діє в одній з головних площин, то звичайно переріз елемента орієнтують найбільшою жорсткістю в цьому напрямку. Але

елемент може втратити стійкість у площині найменшої жорсткості, тобто у площині, що є перпендикулярною до площини згину. Внаслідок відсутності в цій площині згинального моменту, елемент слід розглядати як центрально стиснутий, з урахуванням коефіцієнта  $c$ , який визначає вплив моменту, що діє в площині більшої жорсткості, послабляє переріз пластичними деформаціями та створює можливість втрати стійкості за згинально-крутильною (просторовою) формою. Відповідно умова стійкості:

$$N \leq c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.25)$$

де  $\varphi_y$  – коефіцієнт, що залежить від гнучкості у площині, перпендикулярній до площини дії згинального моменту;  $c$  – коефіцієнт, що залежить від відносного ексцентриситету та форми перерізу.

### 3.2.6 Розрахунок елементів, що працюють на кручення

У зв'язку з невеликою крутильною жорсткістю тонкостінних елементів, особливо відкритого профілю, кручення є небезпечним для металевих конструкцій і прискорює їх перехід до граничного стану.

Кручення елементів металевих конструкцій виникає тоді, коли лінії або площини дії зовнішніх навантажень не збігаються з центрами згинання перерізів елементів.

Розрізняють *вільне* (або чисте) та *стиснене* (або згинальне) кручення.

В першому випадку елементи не стиснені по своїй довжині і на кінцях якими-небудь в'язами чи діафрагмами жорсткості, завдяки чому кожний переріз може депланувати (перекошуватися) вільно (рис. 3.13 а).

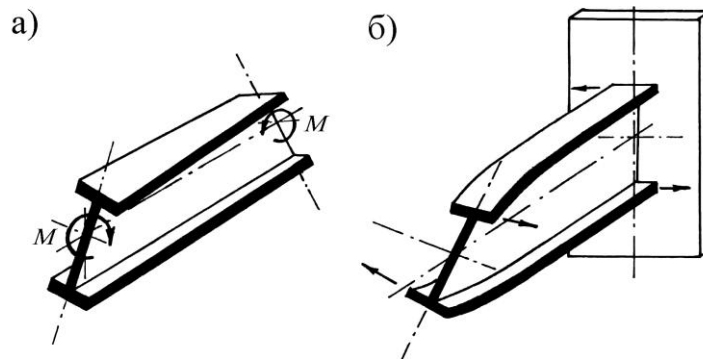


Рисунок 3.13 – Кручення металевих елементів: а) вільне; б) стиснене

Дотичні напруження чистого кручення визначаються за формулою:

$$\tau_{\max} = \frac{M_k \cdot r}{I_k} = \frac{M_k}{W_k}, \quad (3.26)$$

де  $M_k$  – момент кручення;  $r$  – відстань від центру кручення до точки, де визначається напруження;  $I_k, W_k$  – моменти інерції та опору при крученні.

Для профілю, який можна розчленувати на окремі пластини:

$$I_k = \alpha \cdot \sum_i^n I_{ki},$$

де  $I_{ki}$  – момент інерції при крученні  $i$ -ої пластини:

$$I_{ki} = \frac{b_i \cdot t_i^3}{3},$$

де  $b_i, t_i$  – ширина та товщина  $i$ -ої пластини;  $n$  – кількість пластин у перерізі;  $\alpha$  – коефіцієнт, що дорівнює: 1,3 – для двотаврів; 1,12 – для швелерів; 1,0 – для кутиків; 1,5 – для складених зварних перерізів.

### 3.2.7 Явище втрати місцевої стійкості

Будь-який елемент металевої конструкції можна розглядати (з точки зору будівельної механіки) як систему тонких пластин, з'єднаних між собою шарнірно, пружно або жорстко. *Пластиною* звать плоский елемент (наприклад, сталевий лист), товщина якого є значно (в багато разів) меншою, ніж довжина та

ширина.

Суть втрати місцевої стійкості полягає в тому, що під навантаженням стиснута пластина (полиця або стінка перерізу), внаслідок власної гнучкості, починає випучуватись.

Місцева втрата стійкості яким-небудь елементом стрижня і вихід його з роботи (навіть частковий) суттєво ослабляє цей стрижень, порушуючи симетрію перерізу; центр згину зміщується, стрижень починає закручуватись і швидко втрачає загальну стійкість.

Втрата місцевої стійкості окремих пластин-елементів може відбуватися під дією:

- рівномірно розподілених нормальних напружень: стінки і полицки центрально стиснутих елементів, стиснені полицки балок та позацентрово стиснутих стрижнів;
- нерівномірно розподілених нормальних напружень: стінки балок, стінки та полиці позацентрово стиснутих елементів;
- дотичних напружень: стінки елементів, що працюють на згин;
- сумісної дії нормальних і дотичних напружень.

Задачу розрахунку місцевої стійкості розв'язують методами теорії пружності. Задача ця зводиться до визначення критичних напружень для пластин, які складають металеві конструкції, і зіставлення цих граничних значень із максимальними напруженнями, що можуть виникати під дією зовнішніх навантажень.

Таким чином, умова місцевої стійкості:

- за нормальними напруженнями:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{kp}} \leq 1 \quad (3.27)$$

- за дотичними напруженнями:

$$\frac{\tau}{\tau_{kp}} \leq 1; \quad (3.28)$$

- якщо є сумісна дія нормальних і дотичних напружень, місцева стійкість буде

забезпечена, коли

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{kp}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{kp}}\right)^2} \leq 1. \quad (3.29)$$

Критичні напруження для пластин визначають з умов рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил за можливою формою деформації (випучування). Значення критичних напружень залежать від пружних властивостей сталі, розмірів пластини та способів закріплення її боків (шарнірний, пружний, жорсткий).

### 3.2.8 Граничний стан за втомленістю сталі. Розрахунок на витривалість

Поняття *вібраційної міцності* стосується роботи сталевих конструкцій під дією навантажень, які багаторазово повторюються (такими конструкціями є, наприклад, підкранові балки, елементи бункерних естакад тощо). Руйнування може відбуватися при напруженнях, значно менших, ніж  $\sigma_{TO}$  і навіть  $\sigma_T$ . Це явище має назву *втомленість металу*. Здатність чинити опір такому руйнуванню називають *витривалістю*.

Якщо діючі напруження при змінних навантаженнях не перевищують межі текучості, то руйнування від втомленості настає після великої кількості циклів повторення навантажень, що обчислюється мільйонами разів. Коли ж діючі напруження перевищують  $\sigma_T$ , то через наявність залишкових деформацій руйнування настає значно раніше (через одиниці чи десятки циклів) – це так звана *малоциклова втомленість*.

Руйнування від втомленості починається з поверхні елемента, де з'являється спочатку непомітна *мікротріщина*, яка поступово розвивається, відіграючи роль концентратора напружень. При кожному повторі навантаження тріщина збільшується, через те що пружні деформації не встигають відновити-

ся. Внаслідок цього неухильно зменшується переріз елемента, і коли він стає недостатнім для опору зовнішнім діям, елемент крихко руйнується.

За граничний стан за втомленістю приймається такий стан конструкції (перша група граничних станів), при якому напруження в небезпечному перерізі від навантажень, що багаторазово повторюються, досягають вібраційної міцності  $\sigma_{вб}$ .

Граничний стан перевіряється розрахунком, за яким максимальні напруження, що виникають в елементах конструкції, порівнюють з розрахунковим опором втомленості  $R_v$ . Останній визначається з урахуванням:

- кількості циклів навантаження;
- коефіцієнта асиметрії циклу  $a_{cik} = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$  ( $\sigma_{вб}$  збільшується в разі наближення  $a_{cik}$  до 1);
- конструктивних особливостей, що визначають наявність концентрації напружень ( $\sigma_{вб}$  зменшується за наявності отворів, різких змін перерізів тощо).

### **3.2.9 Граничні стани та розрахунки з'єднань елементів металевих конструкцій**

#### **Зварні з'єднання**

Міцність зварних з'єднань залежить від міцності основного металу з'єднувальних елементів; міцності наплавленого металу; форми з'єднання та виду швів; характеру напруженого стану, зумовленого дією зовнішніх зусиль (розтягу, стиску, згину, зрізу); якості шва.

Стикові шви працюють під дією осьових зусиль: розтягу і стиску, а іноді – згину і зрізу. З'єднання зі стиковими швами застосовують у відповідальних випадках, тому їх міцність не повинна поступатися міцності основного металу при статичному навантаженні. Виходячи з того, що граничний стан конструкцій і зварного стикового з'єднання збігаються (згідно з вимогами норм), розра-

хункові опори стикових швів, за умови правильного вибору матеріалів та високої якості швів, беруть такими, що дорівнюють розрахунковим опорам основного металу, тобто  $R_{wy} = R_y$ .

Це рівняння є справедливим при роботі з'єднання на стиск (завжди, тому що стиснуті шви практично не є чутливими до концентрації напружень), а також на розтягування або згинання при зварюванні з контролем якості швів фізичними методами. В разі відсутності такого контролю слід брати:

$$R_{wy} = 0,85R_y.$$

При роботі стикових швів на зсув завжди:  $R_{ws} = R_s$ .

У стикових швах під дією центрально прикладеної сили, стискальної чи розтягувальної, розподіл напружень приймають рівномірним за довжиною шва, що дозволяє умову міцності таких швів визначати так:

$$N \leq \ell_w \cdot t_{\min} \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (3.30)$$

де  $\ell_w$  – розрахункова довжина шва;  $t_{\min}$  – товщина шва, що дорівнює меншій з товщин з'єднувальних елементів;  $\gamma_c$  – коефіцієнт надійності з умов роботи.

Значення  $\ell_w$  дорівнює ширині елемента за відрахуванням двох його товщин  $\ell_w = b - 2t$ .

### 3.3 Сталеві балки

*Балки* є основними конструктивними елементами будівельних споруд, що працюють на вигин; сталеві балки є простими у виготовленні та надійними у роботі. Тому сфера використання їх у будівництві є дуже широкою. Балки використовуються для міжповерхових перекриттів, робочих майданчиків промислових будівель. У сталевих каркасах балки використовують у вигляді ригелів, підкранових та кранових конструкцій, влаштування кроквяних прогонних та безпрогонних покриттів.

### 3.3.1 Типи сталевих балок

Ураховуючи різноманітність сталевих балок, їх класифікують за *характером роботи*, за *формою поперечного перерізу* та за *способом виготовлення*.

**За характером роботи** (розташуванням та жорсткістю опор) балки можуть бути:

- розрізні;
- нерозрізні;
- консольні.

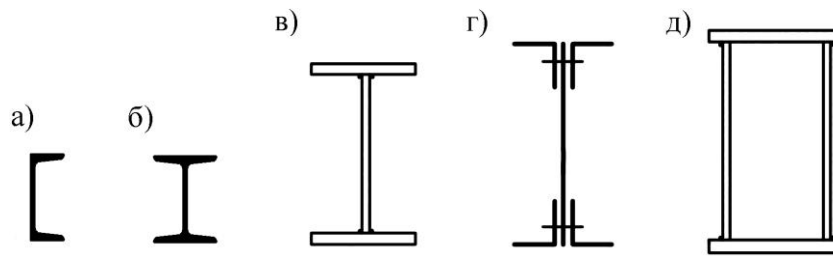
Розрахункові схеми балок та характер їх роботи під навантаженням залежать від жорсткості опорних кріплень. Балки можуть спиратися на опори “вільно” (не закріплені від повороту) та бути защемленими на опорах, повністю або частково.

***Розрізні балки*** – однопрольотні, вільно обперті на кінцях використовують частіше за інші види. Вони є простішими у виготовленні та більш зручними для монтажу.

***Нерозрізні балки*** – багатопрольотні, що мають одну чи більше проміжних опор. За витратою металу їх раціонально застосовувати, завдяки більш рівномірному розподіленню зусиль порівняно з розрізними балками (особливо, коли вдається забезпечити рівність прольотних та опорних згинальних моментів). Але потрібно ураховувати такі їх недоліки, як підвищення трудомісткості через індивідуальність конструктивного рішення і чутливість до осідання опор та зміни температур.

**За формою поперечного перерізу** розрізняють балки швелерного профілю (рис. 3.14, а), двотаврового профілю (рис. 3.14, б, в, г) та двостінчасті – коробчастого перерізу (рис. 3.14, д).





**Рисунок 3.14 – Типи перерізів сталевих балок**

Використання двотаврового профілю є раціональним, завдяки його симетрії. Це найбільш економічний за витратами елемент, що працює на вигин.

Швелер, внаслідок незбіжності центру ваги та центру вигину, може скручуватися при згинальних впливах. Тому швелер використовують для балок легкого типу (прольотом до 6 м), в яких додаткові напруження від кручення є незначними.

Двостінчасті балки, що мають дві близько розташовані стінки, звичайно виходять більш важкими та трудомісткими, ніж одностінчасті двотаври та швелери. Тому їх використовують за дуже великих навантажень або за вельми обмеженої будівельної висоти, коли необхідно посилити жорсткість балки.

**За способом виготовлення** розрізняють балки *прокатні* (рис. 3.14, а, б) та *складені*. Останні бувають *зварними* (рис. 3.14, в, д), *клепананими* та *болтовими* (рис 3.14, г).

Доцільно використовувати, в першу чергу, *прокатні* балки як менш трудомісткі. Але обмеженість сортаменту робить неможливим їх використання за великих згинальних зусиль.

*Складені* балки формуються з листової сталі та прокатних профілів, складених за допомогою зварювання або на заклепках (болтах). Найбільше розповсюдженими на сьогодні є *зварні* балки, оскільки вони є більш економічними, ніж *клепані*, за витратою матеріалу та трудомісткістю виготовлення. *Клепані* балки (або балки на високоміцних болтах) використовують переважно в конструкціях, які працюють на значні динамічні впливи.

Розроблені та використовуються також конструкції полегшених балок різного типу:

- тонкостінні балки;
- бісталеві (зварені з листів сталі різних марок);
- з перфорованою стінкою (зварені з двох частин одного двотавра, який попередньо розрізають поздовжнім зигзагоподібним різцем);
- попередньо напружені.

### 3.3.2 Прокатні сталеві балки

Такі балки виготовляють з гарячекатаних стандартних елементів двотаврового або швелерного профілю.

Розрахунок прокатних балок зводиться до визначення необхідного за міцністю номера профілю (підбір перерізу), а також перевірки міцності, жорсткості та загальної стійкості (забезпечення місцевої стійкості враховано при призначенні розмірів стандартних профілів).

Вибір перерізу прокатної балки здійснюється в такій послідовності:

- складають розрахункову схему балки (прокатні балки частіше за усе розраховують як розрізні);
- визначають величини нормативних та розрахункових навантажень;
- обирають тип балки (за профілем) та марку сталі (на базі технічних вимог до експлуатації конструкцій, що проектуються);
- визначають величину максимального згинального моменту та, з умови міцності (3.13), – величину потрібного моменту опору перерізу:

$$W_{номр} \geq \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}, \quad (3.31)$$

а з умови можливості урахування пластичних деформацій з (3.17):

$$W_{номр} \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c}; \quad (3.32)$$

- визначають за сортаментом прокатної сталі близьке значення номера профілю, який має  $W_x$ , що є не меншим за  $W_{номр}$ .

*Перевірка міцності.* Після добору перерізу перевіряють міцність балки за фактичним максимальним напруженням згідно з (3.13) або (3.17).

В місцях зосереджених впливів, які передаються на балку через верхній пояс, стінку балки зміцнюють ребрами жорсткості. Якщо це з якої-небудь причини не зроблено, то потрібна перевірка міцності стінки від місцевого тиску.

*Перевірка жорсткості* балки зводиться до визначення максимального відносного прогину балки, який не повинен перевищувати нормативного обмеження (розрахунок за другим граничним станом).

Таким чином, треба дотримуватися умови:

$$\frac{f_{\max}}{\ell} \leq \frac{1}{n_o}, \quad (3.33)$$

де  $f_{\max}$  – максимальний прогин балки від нормативних навантажень у пружній стадії роботи;  $\ell$  – розрахунковий проліт балки;  $1/n_o$  – нормативне обмеження прогину балки.

Для окремого, але дуже поширеного випадку навантаження однопрольотної балки суцільним рівномірно розповсюдженим навантаженням, можна записати:

$$\frac{f_{\max}}{\ell} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p^n + q^n}{EJ} \ell^3 \leq \frac{1}{n_o}, \quad (3.34)$$

де  $p^n$  та  $q^n$  – постійне та тимчасове нормативні навантаження.

*Перевірка загальної стійкості.* Якщо стиснутий при вигині пояс балки не закріплений від бокового скручування, то при критичному значенні навантаження можлива втрата загальної стійкості. Перевірка загальної стійкості балки визначається за формулою (3.24).

Перевірка не потрібна, якщо стійкість балки забезпечено конструктивними заходами (див. розділ 3.2.4).

### 3.3.3 Складені сталеві балки

Як вже було відзначено у розділі 3.3.1, на цей час складені сталеві балки виготовляють переважно зварними. Основним і найкращим типом зварної балки є балка двотаврового профілю, зварена з трьох листів універсальної сталі (рис. 3.14, в) – вертикального листа, що зветься "стілкою" та двох горизонтальних, що зветься "поясами"; частіше за усе останні приймають однаковими – отримують симетричний двотавр.

#### Підбір перерізу зварного двотавра

Порядок розрахунків у цьому випадку такий самий, як і при підборі прокатних балок – до визначення  $W_{номр}$  включно.

Далі задача стає невизначеною, оскільки потрібному значенню моменту опору можуть відповідати різні параметри перерізів стінки та поясів двотавра. Тому підбір цих параметрів проводиться послідовно.

Головним параметром, що впливає на економічність балки, є її висота.

Висота балки  $h$  визначається з умови міцності і жорсткості та повинна "вписуватися" в *будівельну висоту*. Таким чином, її визначають шляхом розрахування та співставлення трьох характерних величин: оптимальної висоти  $h_{opt}$  (з урахуванням умови міцності), мінімальної висоти  $h_{min}$  (з умови жорсткості) та будівельної висоти –  $h_{б\gamma\delta}$ .

*Будівельна висота* ( $h_{б\gamma\delta}$ ) – розмір, який повинен бути заданий конструктору. Якщо за умовами технології задано відмітки верху та низу балки, то будівельна висота дорівнює різниці цих відміток. Такі випадки трапляються при проектуванні мостів та підкранових балок. В цивільних будівлях будівельна висота визначається товщиною міжповерхового перекриття.

*Мінімальна висота* ( $h_{min}$ ) – найменша висота балки, за якої її максимальний прогин не перевищує нормативного обмеження.

Для розрізної балки, що навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням  $h_{min}$ , можна визначити з (3.34)

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \ell \cdot n_o}{E} \cdot \frac{p^H + q^H}{p^H \cdot \gamma_H^p + q^H \cdot \gamma_H^q}, \quad (3.35)$$

де  $\gamma_H^p$  і  $\gamma_H^q$  – коефіцієнти надійності за навантаженнями, постійними та тимчасовими.

Оптимальна висота ( $h_{opt}$ ) відповідає мінімуму маси балки. Виходячи з цього критерію, така висота балки повинна відповідати мінімальній площі перерізу при заданому моменті опору поперечного перерізу  $W_{номр}$ .

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} W_x \cdot K_c}, \quad (3.36)$$

де  $K_c = \frac{h_c}{\delta_c}$  – жорсткість стінки двотавра.

Або залежно від товщини стінки:

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{W_x}{\delta_c}}. \quad (3.37)$$

Величини  $K_c$  або  $\delta_c$  для визначення  $h_{opt}$  можуть призначатись за табл. 3.2, яку складено на основі досвіду проектування.

**Таблиця 3.2 – Величини  $K_c$  або  $\delta_c$  для залежно від прольоту балки**

	Проліт балки, м			
	6,0	12,0	18,0	24,0
$K_c$	80...100	100...140	110...150	130...170
$\delta_c$	6...8	8...12	12...16	14...184

Оптимальна висота балки є найбільшою раціональною висотою.

На стадії компонування перерізу висота балки  $h$  ототожнюється з висотою стінки  $h_c$ , яка повинна відповідати розмірам листової сталі за сортаментом.

Підбирати величину  $h$  необхідно так, щоб дотримуватись трьох умов:

$$a) h \geq h_{\min}; \quad б) h < h_{\text{выд}}; \quad в) h \leq h_{opt}.$$

У випадках навантаження балки значними зосередженими силами і проектування балки мінімальної висоти товщина стінки має визначатись з умови міцності при роботі на зріз:

$$\delta_c = \frac{\Psi \cdot Q_{\max}}{R_s \cdot h_c \cdot \gamma_c}, \quad (3.38)$$

де  $Q_{\max}$  – максимальна поперечна сила (як правило, на опорах);  $\Psi=1,2$  – за пружної роботи стінки або  $\Psi=1,0$  – при урахуванні розвитку пластичних деформацій.

Після визначення  $h_c$  та  $\delta_c$  потрібно підібрати переріз поясів двотавра. Для симетричного двотавра розміри поясів повинні бути такими, щоб момент опору усього перерізу був рівним  $W_{\text{номр}}$ , отриманому з умови міцності.

Виходячи з цієї умови розраховується площа перерізу  $A_n$ :

$$A_n = \frac{3}{4} \cdot \frac{W_{\text{номр}}}{h}. \quad (3.39)$$

Поясні листи (пояси двотаврів) рекомендовано виготовляти з універсальної сталі. При цьому керуються такими конструктивними міркуваннями:

- ширину поясу, для забезпечення загальної стійкості та жорсткості при перевезенні, призначають у межах  $h/5 \leq b \leq h/3$ ;
- найбільша ширина звису полиці визначається умовою місцевої стійкості стиснутого поясу;
- найменша ширина полиці  $b_{\min} = 180$  мм (для зручності зварювання автоматом);
- товщина полки приймається у межах 10...40 мм, але не більше трьох товщин стінки (щоб уникнути суттєвих усадних напружень у поясних швах).

### Остаточний розрахунок складеної балки

Після підбору розмірів поперечного перерізу балки за допомогою наближених формул необхідно виконати перевірочні розрахунки.

Розрахунок починається з розрахунку основних геометричних характеристик підбраного перерізу: моменту інерції, моменту опору, площі поперечного перерізу тощо.

Потім уточнюють навантаження, з урахуванням власної ваги балки. Після цього виконують перевірки, вказані у розділі 3.2.4. В ряді випадків частину перевірок можна не виконувати. Наприклад, для однопрольотних балок, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням, немає потреби у проведенні перевірки за наведеними напруженнями. Загальна та місцева стійкість найбільш часто забезпечується конструктивними заходами (зв'язками, ребрами жорсткості, конструктивними обмеженнями розмірів).

Важливою є перевірка міцності поясних зварних швів. Дотичні напруження прагнуть зсунути пояси (полиці) балки відносно стінки. Цьому зсуву заважають поясні шви. Якщо ці шви виконані з проваром по всій товщині стінки, то вони вважаються рівноміцними зі стінкою, і перевірочний розрахунок не потрібен. Якщо пояси не приварені до стінки двобічними кутовими швами, то потрібно робити перевірку їхньої міцності на зріз.

### **3.3.4 Компонування балкових конструкцій**

Під *сталевими балковими конструкціями* розуміють горизонтально розташовані перекриття житлових та громадських будівель, робочі майданчики цехів, проїзну частину мостів та інші аналогічні конструкції.

При проектуванні таких конструкцій важливо правильно обрати схему розташування несучих балок, кожна з яких отримала назву *балкової клітки*. **Балкова клітка** – система несучих балок, яка застосовується для сприйняття навантажень від огорожувальних конструкцій перекриття або технологічних

майданчиків. Балкові клітки також можуть виготовлятися із залізобетонних елементів.

Основні розміри *балкової клітки* в плані та за висотою, тобто генеральні розміри перекриттів, як правило, задають виходячи з вимог розташування обладнання та зручності експлуатації.

**За способом спирання** балкові клітки поділяють на три основних типи (рис. 3.15):

- спрощений;
- нормальний;
- ускладнений.

У *спрощеній балковій клітці* вертикальні навантаження передаються через настил на *балки настилу* і через них на стіни, що обмежують площадку (або на стіни та інші несучі конструкції). Балки настилу розташовуються звичайно паралельно меншій стороні перекриття на таких відстанях  $a$  (крок балок), щоб було забезпечено жорсткість настилу. Їх, як правило, приймають прокатними.

У *нормальній балковій клітці* вертикальні навантаження передаються через настил на балки настилу і через них на *головні балки*, які спираються на колони.

В *ускладненій балковій клітці* вертикальні навантаження передаються через настил на балки настилу, а через них на *допоміжні балки*, які, у свою чергу, встановлені на головні балки, що спираються на колони. Допоміжні балки призначені для раціональнішого розподілу навантажень між елементами балкової клітки.

Балки, що підтримують настил (сталевий лист, залізобетонну плиту або дерев'яний настил) та корисне навантаження (масу обладнання і людей), можна розташовувати в одному або у двох напрямках. В першому випадку балки, що перекривають проліт, розташовуються на такій відстані одна від одної (крок балок), щоб було забезпечено жорсткість настилу, та спираються на стіни або окремі опори. У другому випадку балкова клітка складається з головних (Б1) та допоміжних (Б2) балок (рис. 3.15 та 3.16).



Головні балки Б1 перекривають увесь проліт перекриття (за значних прольотів вони спираються ще на проміжні опори), а допоміжні балки Б2 перекривають проліт між головними балками та спираються на них.

**За взаємним розташуванням** головних та допоміжних балок розрізняють такі типи балкових кліток:

1. **З поповерховим розташуванням** балок (рис. 3.15). При *поповерховому* сполученні балки, що безпосередньо підтримують настил, укладаються зверху на головні. Це найбільш простий і зручний у монтажному відношенні спосіб сполучення балок, але він потребує найбільшої конструктивної ( $h_k$ ) та будівельної ( $h_{буд}$ ) висоти.

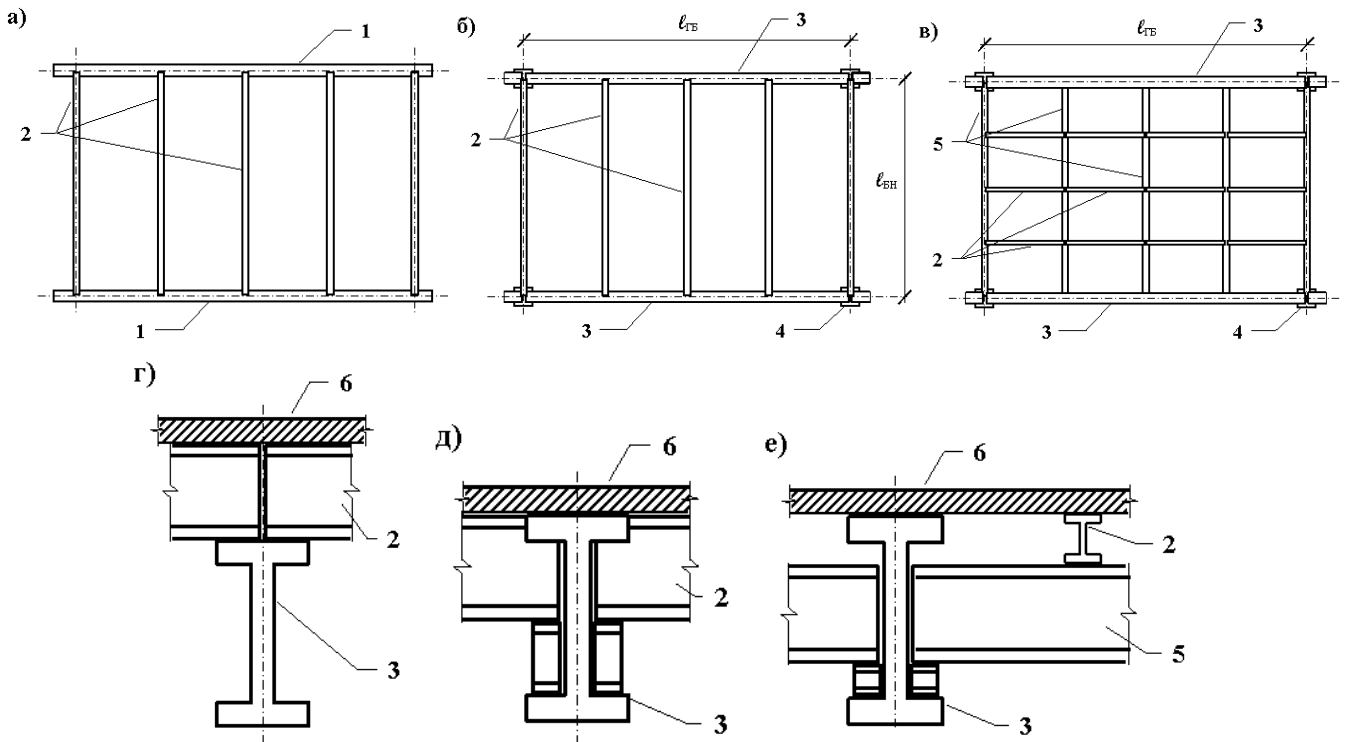


Рисунок 3.15 – Типи балкових кліток: а) спрощена; б) нормальна; в) ускладнена.

Сполучення балок: г) поповерхове; д) в одному рівні; е) зі зниженим розташуванням

1 – стіна; 2 – балка настилу; 3 – головна балка; 4 – колона; 5 – допоміжна балка; 6 – настил

2. **З розташуванням балок настилу в одному рівні з головними** (рис. 3.15). При сполученні балок *в одному рівні* верхні полиці балок настилу і головних балок розташовуються в одному рівні, а на них спирається настил.

Цей спосіб дозволяє збільшити висоту головної балки при заданій будівельній висоті перекриття, але істотно ускладнює конструкцію обпирання балок.

3. *Зі зниженим розташуванням допоміжних балок* (рис. 3.15). Таке конструктивне рішення застосовують в балкових клітках ускладненого типу і використовують при товстому настилі (наприклад, залізобетонні плити). У ньому допоміжні балки примикають до головної нижче рівня верхнього поясу головної балки, а на них встановлюють балки настилу.

Вибір типу балкової клітки визначається, виходячи з економічних міркувань, а також із заданих габаритів, продиктованих вимогами експлуатації. Для наданих конкретних умов проектування тип балкової клітки встановлюється на основі порівняння варіантів.

Схема розміщення допоміжних балок залежить, передусім, від типу настилу: кожному типу настилу відповідають прольоти, при яких забезпечується його жорсткість, а проліт настилу диктує крок допоміжних балок, на які він спирається. Так, для настилу з великорозмірних залізобетонних плит використовують несучі сталеві балки, розташовані в одному напрямку з кроком, рівним довжині плити. При застосуванні суцільної монолітної плити крок допоміжних балок залежить від її товщини та приймається від 1,5 до 3,5 м. Проліт сталевих листового настилу (гладкого), залежно від його товщини, і відповідний крок допоміжних балок змінюються в межах від 0,6 до 1,8 м. Можна збільшити крок допоміжних балок під сталевий настил, але в цьому випадку між ними необхідно розташувати додаткові балки настилу з кроком 0,6...1,5 м. Така схема із трьома типами балок застосовується рідко, тому що значне збільшення кількості балок призводить до значного збільшення трудомісткості монтажу.

Порядок проектування балкової клітки є наступним:

- визначення навантажень;
- розрахунок настилу та допоміжних балок для варіантів балкової клітки;
- порівняння варіантів та вибір оптимальної схеми;
- розрахунок головної балки;
- вибір типу сполучення балок (з урахуванням обмеження на будівельну висо-

ту перекриття), розрахунок з'єднань;

– розрахунок опор.

При співставленні розрахункових схем для елементів балкової клітки важливо правильно визначити навантаження, що припадають на кожну балку. В загальному випадку, коли на покриття діють нерівномірно розподілені та зосереджені навантаження (наприклад, від технологічного обладнання), така задача є достатньо складною.

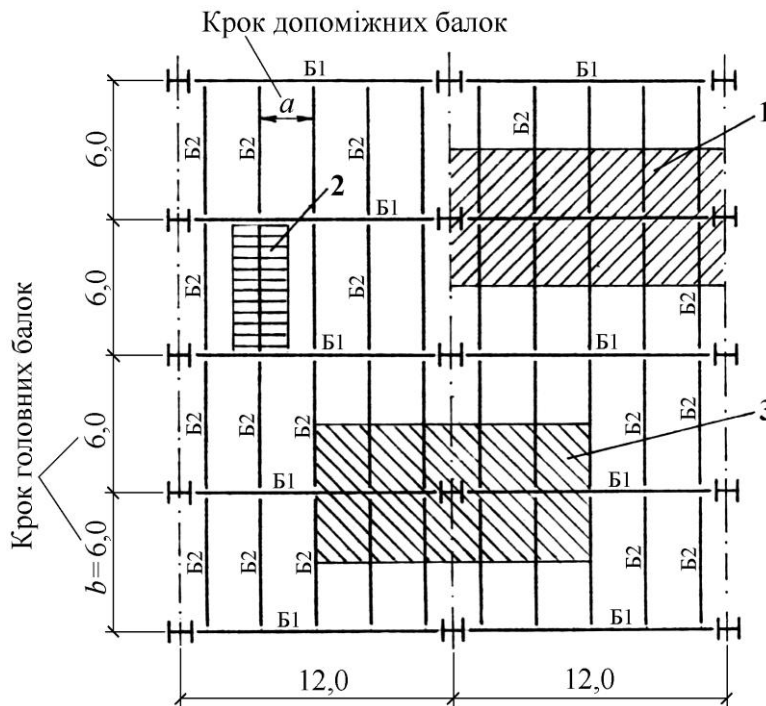


Рисунок 3.16 – Схема розподілу навантажень на елементи балкової клітки

При дії на *нормальну балкову клітку* суцільного рівномірно розподіленого навантаження (більшість випадків) визначити відповідну кожному елементу “вантажну площу” нескладно. На рис. 3.16 *вантажну площу* балки настилу вказано цифрою 2 і заштриховано; вона має ширину  $a$  (крок балок настилу) та довжину  $b$  (крок головних балок). Якщо перекриття сприймає навантаження  $q_0$  (кН/м<sup>2</sup>), то розподілена на 1 погонний метр довжини балки настилу дія дорівнюватиме:  $q = q_0 \cdot a$  (кН/м.).

*Вантажна площа* головної балки і середньої колони, яка підтримує балкову клітку, позначена відповідними цифрами 1 та 3.

В загальному випадку навантаження по складових елементах балкової клітки розподіляються наступним чином (рис. 3.17):

- 1) настил, сприймаючи деяке технологічне навантаження, розподіляє його по своїй площі, створюючи розподілене навантаження, яке діє на балку настилу;
- 2) балка настилу сприймає розподілене навантаження і, спираючись на головну балку, зазнає опорних реакцій у місцях спирання;
- 3) головна балка, завантажена системою зосереджених навантажень, утворених опорними реакціями балок настилу, спрямованих під кутом до поздовжньої осі головної балки (поперечне згинання), спираючись на колони, зазнає опорних реакцій у місцях спирання;
- 4) опорна реакція головної балки створює вертикальне навантаження на колону, яке діє з деяким ексцентриситетом (поздовжній вигин);
- 5) навантаження від колони передається на фундамент.

З економічних міркувань схему балкової клітки потрібно призначати такою, щоб допоміжні балки можна було приймати виготовленими з прокатних елементів. Головні балки частіше за все виходять складеними (зварними). За достатньої несучої здатності і можливості поставки раціонально приймати головні балки і колони зі стандартних широкополицевих двотаврів з паралельними гранями полиць.

### **ПРИКЛАД 3-А**

Розрахувати металеву нормальну балкову клітку (головні балки та 5 балок настилу у прольоті) за таких умов:

- проліт колон  $\ell = 9$  м; крок колон  $\ell_1 = 6$  м;  $a$  – крок балок настилу,  $a = \frac{\ell}{4} = \frac{9}{4} = 2,25$  м

(рис. 3.17);

- розрахунковий опір сталі  $R_y = 20$  кН/см<sup>2</sup>; модуль пружності сталі  $E = 2,1 \cdot 10^4$  кН/см<sup>2</sup>;
- коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ ;
- коефіцієнт перевантаження  $C_I = 1,12$  (балка настилу),  $C_I = 1$  (головна балки);
- коефіцієнт вигину  $\beta = 1,03$  (балка настилу),  $\beta = 1,05$  (головна балки).

Сумарне постійне навантаження: нормативне  $g^H = 2,81$  кН/см<sup>2</sup>; розрахункове

$$g^p = 2,93 \text{ кН/см}^2.$$

Сумарне тимчасове навантаження (технологічне): нормативне  $v^h = 5,5 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $v^p = 6,22 \text{ кН/м}^2$ .

**Мета задачі** – підібрати стандартні прокатні двотаврові профілі для виготовлення балок настилу та головних балок металевої балкової клітки.

Стійкість балкових кліток може бути забезпечена у тому разі, коли буде виконано умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості балок формулюються двома співвідношеннями:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c, \quad (3-A.1)$$

$$\left( \frac{f}{\ell} \right)_p \leq \left[ \frac{f}{\ell} \right]_{\text{табл}}, \quad (3-A.2)$$

де  $\sigma_{\max}$  – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень,  $\text{кН/см}^2$ ;  $R_y$  – розрахунковий опір сталі,  $\text{кН/см}^2$ ;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;  $f/\ell$  – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом (у нашому випадку – залізобетонним), проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 W_x} \leq R_y \gamma_c, \quad (3-A.3)$$

де  $M_{\max}$  – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження,  $\text{кНм}$ ;  $W_x$  – момент опору перерізу балки,  $\text{см}^3$ ;  $C_1$  – коефіцієнт, що враховує пластичну роботу сталі під навантаженням.

Виходячи з формули (3-A.3), необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом, отримано за розрахунком:

$$W_{\text{вим}} = \frac{M_{\max}}{C_1 R_y \gamma_c}. \quad (3-A.4)$$

За моментом опору, що вимагається, підбирається ближчий більший номер балки (додавки 14 та 15).

Підібраний опір перерізу балки має бути перевірений за жорсткістю (розрахунок за II групою граничних станів). Для цього визначається прогин балки від нормативного значення навантаження. Відносний прогин балки є мірою її жорсткості. Він не повинен бути більшим за нормативний прогин, що залежить від призначення балки. Наприклад, відповідно до формули (3-А.2) встановлено нормативне значення відносного прогину  $f/l$ :

а) для конструкцій покриттів:

- головна балка –  $1/250=0,004$ ;
- балка обрешітки –  $1/200=0,005$ ;

б) для конструкцій перекриттів:

- головна балка –  $1/400=0,0025$ ;
- балка настилу –  $1/250=0,004$ .

Якщо перевірка за формулою (3-А.2) не задовольняється, потрібно збільшити переріз балки.

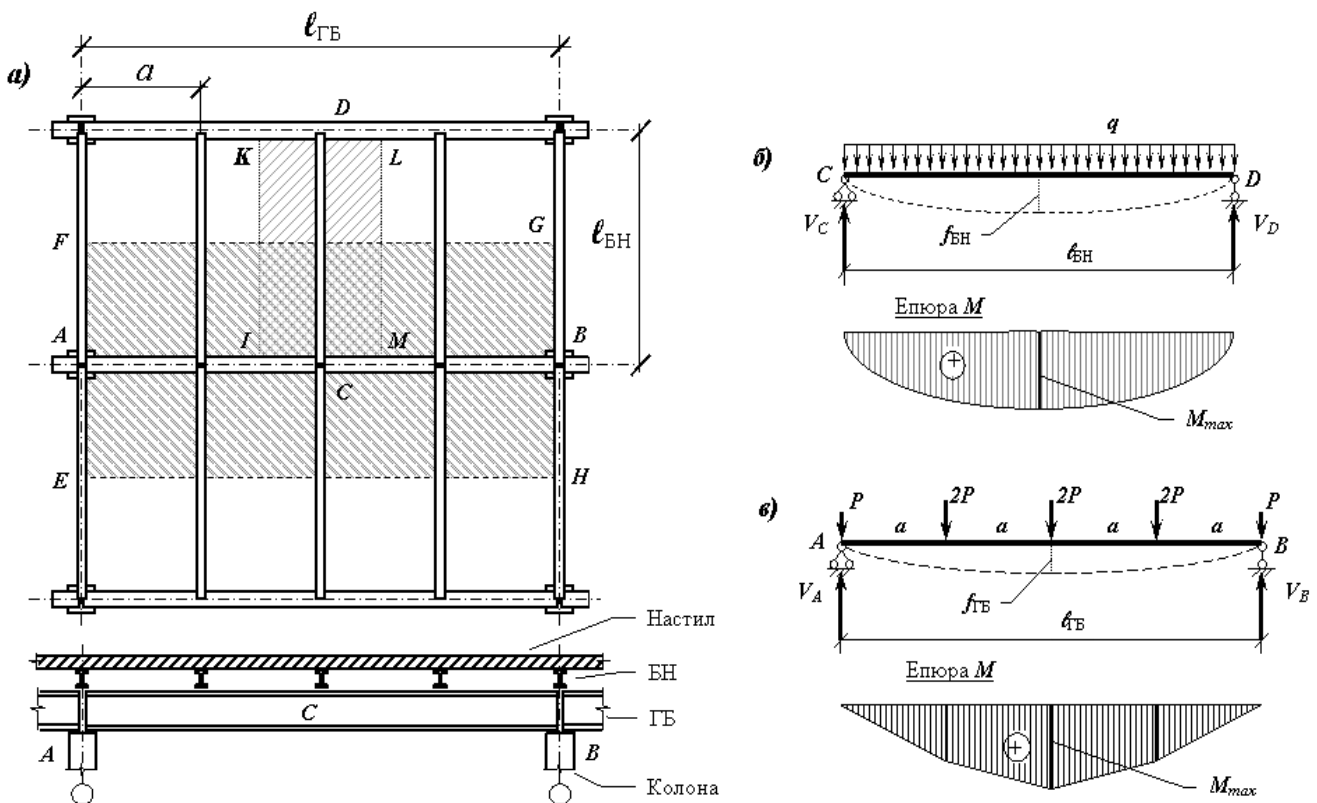


Рисунок 3.17 – До розрахунку металевої нормальної балкової клітки:

- а) конструктивна схема балкової клітки;
- б) розрахункова схема балки настилу (БН);
- в) розрахункова схема головної балки (ГБ)

### Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схеми.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах *вантажної площі*, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на елемент балкової клітки.
3. Визначення максимального згинального моменту  $M_m$  (нормативного та розрахункового).
4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до  $M_m$ .
5. Перевірка розв'язання за 1-им та 2-им граничними станами.

Розрахунок балки настилу та головної балки проводять окремо.

### Розрахунок балки настилу $CD$

Довжина балки настилу приймається рівною кроку колон  $\ell_1$ . Для розрахунку приймають вантажну площу  $IKLM$  з розмірами  $\ell_1 \times a$ . На балку настилу діють навантаження від вищерозташованого залізобетонного настилу, а також від тимчасового нормативного навантаження та елементів підлоги, влаштованої на настилі.

Розрахункову схему балки настилу показано на рис. 3.17: балка, що вільно лежить на двох опорах (головних балках), навантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

1. Максимальні згинальні моменти  $M_{\delta H}$  від нормативних та розрахункових навантажень, що виникають у балці настилу, знаходять за формулами:

$$M_{\delta H}^n = \frac{(v^n + g^n) \cdot \beta \cdot a \cdot \ell_1^2}{8} = \frac{8,31 \cdot 1,03 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 83,57 \text{ кНм};$$
$$M_{\delta H}^p = \frac{(v^p + g^p) \cdot \beta \cdot a \cdot \ell_1^2}{8} = \frac{9,15 \cdot 1,03 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 95,42 \text{ кНм}, \quad (3-A.5)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт вигину балки настилу, що враховує збільшення згинального моменту при рівномірно розподіленому навантаженні  $\beta=1,03$ ;  $a$  – крок балок настилу,

$$a = \frac{\ell_{\Gamma\delta}}{4} = \frac{9}{4} = 2,25 \text{ м.}$$

2. Опорні реакції балки настилу від нормативних та розрахункових навантажень  $P_{\delta H}^n$  та  $P_{\delta H}^p$  визначають відповідно за формулами:

$$P_{\delta H}^n = \frac{(v^n + g^n) \cdot a \cdot \ell_1}{2} = \frac{8,31 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 56,09 \text{ кН};$$

$$P_{\delta H}^p = \frac{(v^p + g^p) \cdot a \cdot \ell_1}{2} = \frac{9,15 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 61,76 \text{ кН.} \quad (3-A.6)$$

3. Визначення потрібного моменту опору перерізу балки настилу:

$$W_{\text{позп}} = \frac{M_{\delta H}^p}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{9542}{1,12 \cdot 20 \cdot 1} \approx 426 \text{ см}^3, \quad (3-A.7)$$

де  $M_{\delta H}^p$  – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, кН·см.

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 14) попередньо обирають найближче більше значення моменту опору перерізу  $W_x = 472 \text{ см}^3$ . Йому відповідає двотавр №30 та момент інерції  $I = 7080 \text{ см}^4$ .

4. Перевірка обраного двотавру на міцність (за 1-им граничним станом) полягає у визначенні напруження в балці настилу і порівнянні його з розрахунковим опором сталі:

$$\sigma = \frac{M_{\delta H}^p}{C_1 W_x} = \frac{9542}{1,12 \cdot 472} = 18,05 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2. \quad (3-A.8)$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр №30 задовольняє умові міцності.

Перевірка обраного двотавру за жорсткістю (за 2-м граничним станом) полягає у визначенні відносного прогину і порівнянні його з нормативним прогином:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_{\delta H}^n \ell_1}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{8357 \cdot 600}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 0,0034 < 0,004, \quad (3-A.9)$$

де  $M_{\delta H}^n$  – максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН·см;  $E$  – модуль пружності сталі, кН/см<sup>2</sup>;  $I$  – момент інерції перерізу, см<sup>4</sup>;  $\ell_1$  – довжина балки настилу, см.

Оскільки відносний прогин не перевищує нормативного, то умова жорсткості виконується. Остаточню приймається балка настилу з двотавру №30.

#### Розрахунок головної балки АВ

Довжина головної балки приймається рівною прольоту  $\ell$ . Для розрахунку приймають вантажну площу  $EFGH$  з розмірами  $\ell_1 \times \ell$ . На головну балку діють реакції опор балок настилу.

Розрахункову схему головної балки показано на рис. 3.17: балка, що вільно лежить на двох опорах (колонах), навантажена системою зосереджених навантажень у місцях обпиран-



ня балок настилу (опорними реакціями балок настилу).

5. Опорні реакції головної балки від нормативних та розрахункових навантажень  $V_{\Gamma\delta}^n$  та  $V_{\Gamma\delta}^p$  визначають відповідно за формулами:

$$V_{\Gamma\delta}^n = 2 \left( \frac{\frac{\ell}{a} \cdot P_{\text{дн}}^n}{2} \right) = 2 \left( \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 56,09}{2} \right) = 224,36 \text{ кН};$$

$$V_{\Gamma\delta}^p = 2 \left( \frac{\frac{\ell}{a} \cdot P_{\text{дн}}^p}{2} \right) = 2 \left( \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 61,76}{2} \right) = 247,04 \text{ кН.} \quad (3\text{-A.10})$$

Видно, що  $V_{\Gamma\delta} = 4P_{\text{дн}}$ .

6. Максимальний згинальний момент від нормативних та розрахункових навантажень, що виникає у головній балці, розраховують за епюрою моментів. Для приведеної розрахункової схеми він дорівнює:

$$M_{\Gamma\delta}^n = P_{\text{дн}}^n \ell \beta = 56,09 \cdot 9 \cdot 1,05 = 530,04 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\Gamma\delta}^p = P_{\text{дн}}^p \ell \beta = 61,76 \cdot 9 \cdot 1,05 = 583,62 \text{ кН}\cdot\text{м.} \quad (3\text{-A.11})$$

де  $\beta$  – коефіцієнт вигину головної балки, що враховує збільшення згинального моменту при зосереджених навантаженнях  $\beta = 1,05$ ;

7. Визначення потрібного моменту опору перерізу головної балки:

$$W_{\text{розр}} = \frac{M_{\Gamma\delta}^p}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{58362}{1,0 \cdot 20 \cdot 1,0} \approx 2918 \text{ см}^3, \quad (3\text{-A.12})$$

де  $M_{\Gamma\delta}^p$  – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, кН·см.

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 15) попередньо обирають найближче більше значення моменту опору перерізу:  $W_x = 2936 \text{ см}^3$ . Йому відповідає двотавр №60Б2 та момент інерції  $I = 87640 \text{ см}^4$ .

8. Перевірка обраного двотавру на міцність (за 1-м граничним станом) полягає у визначенні напруження в головній балці і порівнянні його з розрахунковим опором сталі:

$$\sigma = \frac{M_{\Gamma\delta}^p}{C_1 W_x} = \frac{58362}{1,0 \cdot 2936} = 19,88 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2. \quad (3\text{-A.13})$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр №60Б2 задовольняє умові міцності.

Перевірка обраного двотавру за жорсткістю (за 2-м граничним станом) полягає у визначенні відносного прогину і порівнянні його з нормативним:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{M_{\Gamma\delta}^n \ell}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{53004 \cdot 900}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 87640} = 0,0026 < 0,0025, \quad (3-A.14)$$

де  $M_{\Gamma\delta}^n$  – максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН·см;  $\ell$  – довжина головної балки настилу, см.

Оскільки відносний прогин не перевищує нормативного, то умова жорсткості виконується. Остаточо приймається головна балка з двотавру №60Б2.

Якщо виявляється, що при перевірці за першим або другим граничним станом напруження або відносний прогин перевищують допустимі значення, то за додатком 14 або 15 обирається наступний профіль за сортаментом і виконуються його перевірки до тих пір, поки умови за двома граничними станами не будуть задовольнятися.

### 3.3.5 Вузли спирання та з'єднання балок

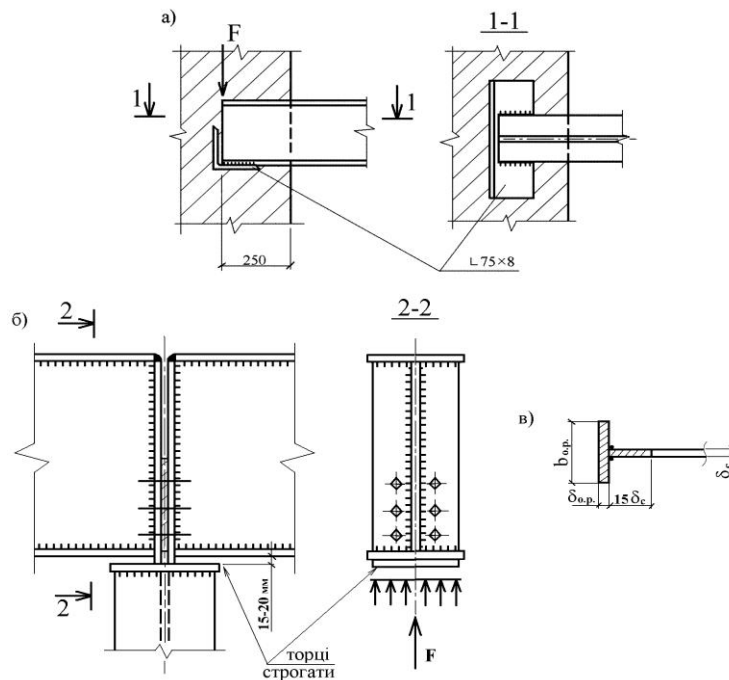
Конструктивні рішення вузлів спирання та з'єднання повинні: забезпечувати роботу балок відповідно до розрахункової схеми, бути технологічними у виготовленні та при монтажі.

Вузли спирання балок на цегляні стіни наведено на рис 3.18, а. За невеликих опорних реакцій (до 60 кН) спирання здійснюють безпосередньо на цегляну кладку через опорний кутик, який служить для збільшення площі передачі тиску.

За значних опорних реакцій у як розподілювальні елементи використовують залізобетонні подушки з безпосереднім спиранням на них балок або зі спиранням через сталеву плиту. Необхідну площу спирання і розміри опорної плити у плані визначають з умови роботи бетону на стиск.

Стінку балок на опорах у таких випадках зміцнюють ребрами жорсткості.

Опорні частини складених балок завжди слід підсилювати ребрами жорсткості. Частіше за все застосовують конструктивні рішення з торцевим ребром (рис. 3.18, б, в), перевагою яких є чітка передача опорної реакції через строганий торець опорного ребра, а також універсальність, яка дозволяє здійснити спирання на опорну конструкцію.



**Рисунок 3.18 – а) вузол спирання прокатних сталевих балок на цегляну стіну; б) схема спирання складених сталевих балок на колону; в) поперечний переріз умовного елемента до розрахунку на стійкість**

В опорній частині балки необхідно розрахувати: опорні ребра на зім'яття і опорну частину балки на стійкість.

*Перевірка опорних ребер на зім'яття* виконується за формулою:

$$F \leq R_p \cdot A_{CM} = R_p \cdot b_{op} \cdot \delta_{op} \quad (3.40)$$

де  $F$  – тиск на опору;  $A_{CM}$  – площа поперечного перерізу опорного ребра;  $R_p$  – розрахунковий опір стінки зім'яттю торцевої поверхні;  $b_{op}$  – ширина ребра;  $\delta_{op}$  – товщина опорного ребра.

Для перевірки опорних ребер діють так: за формулою (3.40) визначають необхідну площу опорних ребер; задаються товщиною опорного ребра

$\delta = 16 \dots 20$  мм; потім визначають ширину ребра:

$$b_{op} = \frac{A_{nomp}}{\delta_{op}}.$$

Найменшу ширину ребра приймають  $b_{op} = 180 \dots 200$  мм, для того щоб ребро не втратило місцевої стійкості. Найбільша ширина ребра не повинна перевищувати:

$$b_{op} \leq 30 \cdot \delta_{op} \sqrt{\frac{21}{R_y}}.$$

*Перевірка опорної частини балки на стійкість* з площини балки виконується як для центрально стиснутого умовного елемента:

$$F \leq R_y \cdot A_{o.n.} \cdot \varphi, \quad (3.41)$$

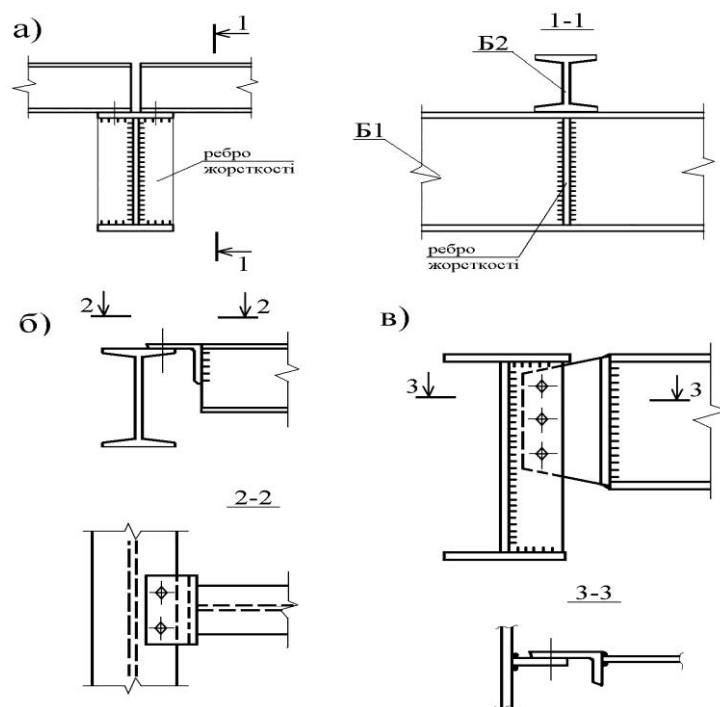
де  $A_{o.n.}$  – площа розрахункової частини опорного перерізу балки, що приймається рівною площі перерізу опорного ребра і частини стінки (на рис. 3.18, в заштрихована);  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за гнучкістю  $\lambda$

$$\lambda = \frac{h}{i_{o.n.}} = \frac{h}{\sqrt{\frac{I_{o.n.}}{A_{o.n.}}}},$$

де  $I_{o.n.}$  – момент інерції опорного перерізу відносно осі стінки двотавра.

*З'єднання балок між собою.* Найбільш технологічне з них – поповерхове, яке використовується за будь-яких навантажень. Фіксація положення балки, що лежить вище, здійснюється болтами грубої або нормальної точності, поставленими конструктивно (без розрахунків). Якщо опорна реакція балки, що лежить вище, перевищує 100 кН, то для того, щоб уникнути можливого прогину верхнього поясу балки, що лежить нижче, передбачають в цьому місці ребро жорсткості (рис. 3.19, а).

Конструктивні рішення з'єднання вузлів стрижня на одному рівні є більш різноманітними. Найбільш зручними при виробництві робіт є спирання на верхній пояс через опорний кутик (рис. 3.19, б). Однак реакція суміжної балки повинна бути обмеженою (величиною до 25 кН) через можливий відгин полки кутика або верхнього поясу балки, що лежить нижче. З'єднання балок на болтах через фасонку (рис. 3.19, в) у місцях установки ребер жорсткості здатне сприймати значні реакції.



**Рисунок 3.19 – З'єднання сталевих балок на болтах:**

**а – вузол поперхового з'єднання; б – з'єднання балок в одному рівні через опорний кутик; в – з'єднання балок в одному рівні через фасонку**

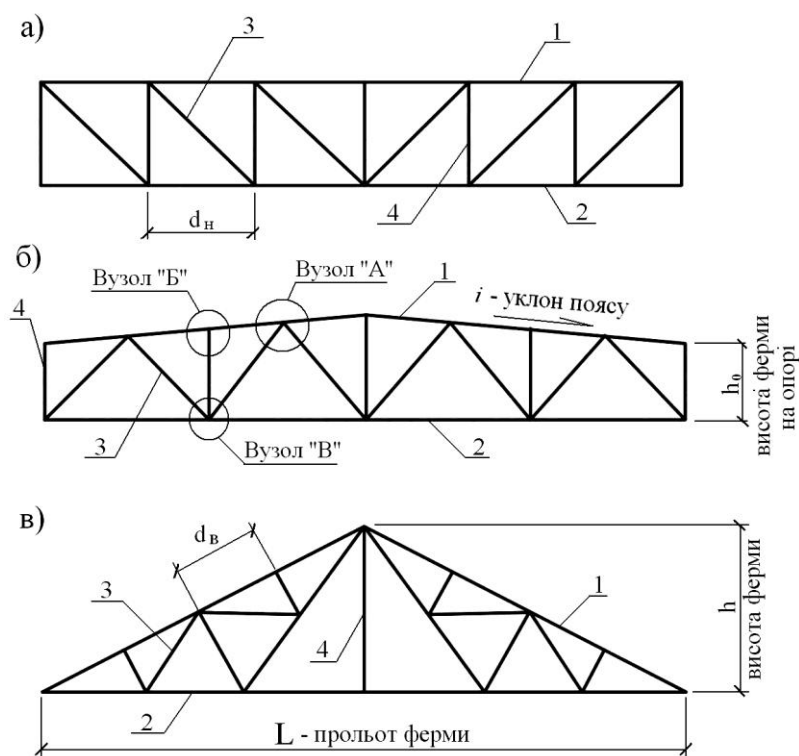
### 3.4 Сталеві ферми

**Фермою** називають ґратчасту несучу конструкцію, стрижньові елементи якої працюють на розтяг та стиск. **Ферми** використовують як несучі конструкції, на які спираються огорожувальні частини покриттів та перекриттів.

Стрижні, що складають таку конструкцію, з'єднуються між собою у вузлах таким чином, що утворюють незмінну систему. З'єднання елементів виконується на заклепках (старі конструкції) або на зварюванні. Монтажні стики

ферм і сполучення їх опорних частин з опорними конструкціями виконують за допомогою болтових з'єднань.

Ідея конструкції ферми з'явилася у зв'язку з прагненням уникнути згинальних напружень у несучих горизонтальних елементах, особливо на великих прольотах, а також щоб зменшити вагу балок, які перекривають значні прольоти, шляхом заміни суцільної стінки на стрижневу ґратку. Тому така конструкція, подібно балці, має два пояси – верхній та нижній, з'єднані ґраткою з розкосів та стояків (рис. 3.20). Верхній пояс працює на стиск, а нижній – на розтяг.



**Рисунок 3.20 – Схеми сталевих ферм**  
 1 – верхній пояс; 2 – нижній пояс; 3 – розкоси; 4 – стояки

Той з поясів, що безпосередньо сприймає навантаження (частіше це – верхній пояс), проектується з більш частим розташуванням вузлів, що дозволяє знизити величини згинальних моментів. У разі передачі навантажень у вузлах поясу ці моменти в усіх елементах ферм стають настільки малими, що їх можна не урахувати. Завдяки тому, що в усіх стрижнях ферми переважають осеві зусилля (розтяг або стиск), метал у такій конструкції використовується більш

раціонально, ніж у балці.

Ферми є більш економними, ніж балки, за масою, але більш трудомісткими при виготовленні. Доцільність переходу від балок до ферм, як правило, збільшується зі зростанням частки навантаження від власної ваги у значенні сумарного навантаження, тобто зі збільшенням прольоту.

В сучасному будівництві ферми використовують у найрізноманітніших спорудах. Широко застосованими є кроквяні ферми для несучих конструкцій покриттів промислових та цивільних будівель та споруд. Також у вигляді сталевих ферм виконуються великопрольотні мости, вежі та щогли, опори ЛЕП, конструкції вантажопідіймальних кранів та ін.

Далі докладно будуть розглядатись тільки кроквяні ферми. За способом перекриття прольотів будівель вони можуть бути *розрізними, нерозрізними* та *консольними*. На сьогодні в основному використовуються *розрізні* балкові ферми або ферми, що входять як ригель до складу рамних конструкцій каркасів. Вони є більш простими у виготовленні та монтажі; окрім того, такі ферми є зручними для типізації.

Для вивчення питань розрахунку і конструктивного формування кроквяних ферм необхідно знати влаштування та склад дахового покриття будівель.

Ферми виготовляють також із залізобетону. Але, незважаючи на високу ціну і меншу вогнестійкість сталі у порівнянні із залізобетоном, перевагу віддають саме сталевим фермам, оскільки таку ферму практично будь-яких розмірів можна транспортувати до будівельного майданчика по частинах (ферма розділяється на так звані відправні марки), які потім з'єднують на місці перед монтажем. Залізобетонна ферма частинами транспортуватися не може, тому її розміри обмежені транспортним габаритом.

### 3.4.1 Конструкції покриттів будівель з несучими сталевими фермами

Покриття будівель утворюються зі сполучення несучих і огорожувальних конструкцій. *Покриттям* або *шатром* будівлі називають покрівлю та конструкції, що її підтримують: ферми, прогони та зв'язки.

**Покрівля** – огорожувальна частина покриття. Для покриттів, несучим елементом яких є сталеві ферми, використовують *прогонні* та *безпрогонні* конструкції покриттів.

Для *прогонних* конструкцій покриттів є характерними легкі покрівлі на базі сталевого профільованого настилу (рис. 3.21). Такий настил виготовляють з оцинкованого сталевого листа товщиною  $\delta = 0,8 \text{ мм}; 0,9 \text{ мм}; 1,0 \text{ мм}$ . Вага профільованого настилу складає усього  $0,10 \dots 0,15 \text{ кН/м}^2$ .

Перекирвний проліт, на якому ефективно використовується несуча здатність і жорсткість тонкого сталевого профільованого листа, становить  $3,0 \dots 4,0 \text{ м}$ . Тому такий настил зміцнюють легкими балками – *прогонами*, встановлюючи їх у поздовжньому напрямку будівлі з кроком  $3,0 \text{ м}$  зі спиранням у вузлах верхнього поясу кроквяних ферм (рис. 3.21).

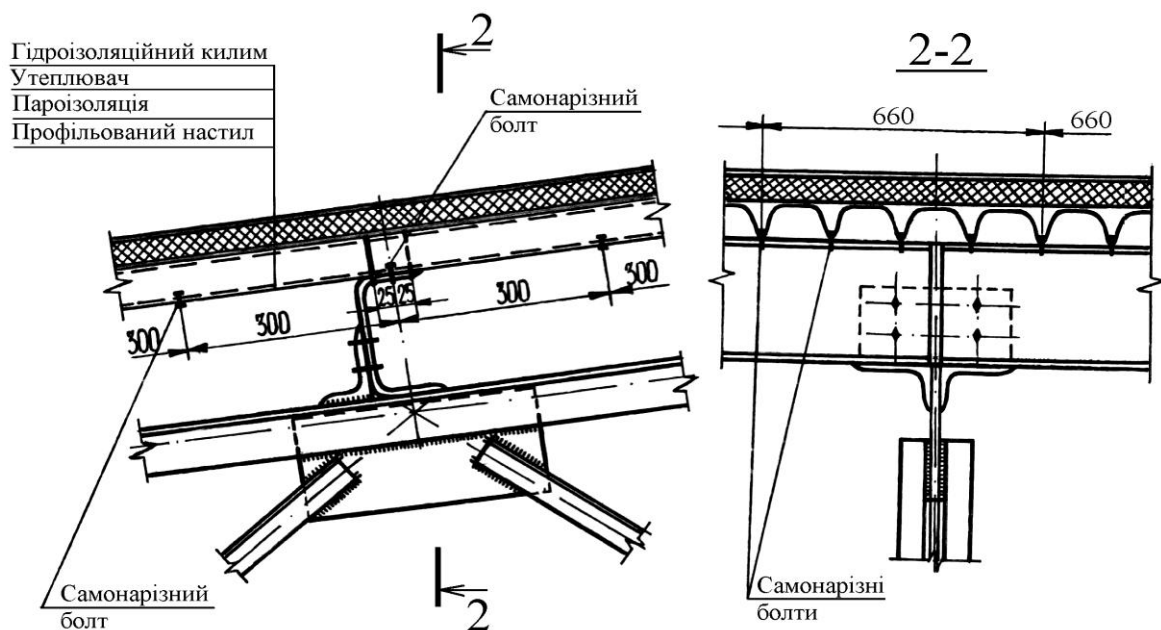


Рисунок 3.21 – з'єднання елементів кроквяної ферми та елементів покрівлі у вузлі „А” (див. рис. 3.20)



Якщо дах має бути теплим, то поверх сталевого настилу укладають: ефективний утеплювач, асфальтову стяжку та килим з руберойду в 3–4 шари на бітумній матиці. Для влаштування даху по прогонах використовують також армоцементні і азбоцементні плити.

*Безпрогонні конструкції покриттів* реалізуються за допомогою залізобетонних збірних ребристих плит, які спираються безпосередньо на кроквяні ферми покриття та виконують і несучу, і огорожувальну функції. Довжина залізобетонних збірних ребристих плит сягає 12 м, що зумовлює відповідний крок ферм покриття.

**Прогони.** Для влаштування даху використовують суцільні та скрізні прогони.

Суцільні прогони використовують при кроку кроквяних ферм 6,0 м. Частіше за усе це прокатні або гнуті швелери, рідше – прокатні двотаври.

Якщо верхній пояс кроквяної ферми має ухил, то прогони, розташовані на схилі даху, працюють на вигин у двох площинах. Вертикальне навантаження від ваги покриття  $q$  може бути подане у вигляді двох складових:  $q_x$ , що діє у площині більшої жорсткості прогону, і ухильної складової  $q_y$  (рис. 3.22).

Міцність прогонів дозволяється перевіряти з урахуванням розвитку пластичних деформацій:

$$\frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,2W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.42)$$

Прогин прогону перевіряють тільки у площині його найбільшої жорсткості від нормативного навантаження. Він не повинен перевищувати 1/200 від прольоту.

При кроку кроквяних ферм 12,0 м використовувати суцільні прогони нерационально (збільшуються витрата сталі на 1 м<sup>2</sup> покриття та будівельна висота). Тому в цьому випадку використовують наскрізні прогони. Верхній пояс цього прогону виконано з двох прокатних або гнутих швелерів, які розташовані

полицями назовні. Наскрізні прогони розраховують як ферми з нерозрізним верхнім поясом.

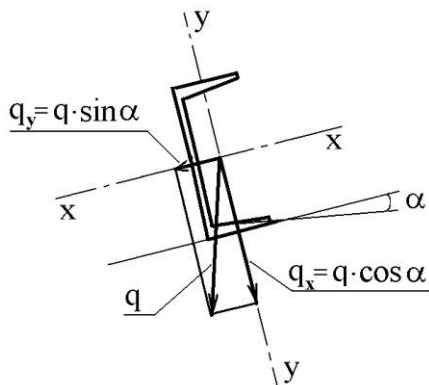


Рисунок 3.22 – Косий вигин сталевго прогону

**Кроквяні ферми** – це головні несучі конструкції покриття. Вони сприймають усі навантаження, що діють на шатро будівлі, та передають їх на опори. Опорами кроквяних ферм служать сталеві або залізобетонні колони, підкроквяні ферми (якщо крок колон каркаса є більшим за крок кроквяних ферм) і цегляні стіни (з підведенням у цьому випадку залізобетонних подушок під опорний вузол ферми).

Розрізняють кроквяні ферми за: окресленням поясів, видом ґратки і конструктивним оформленням.

**За окресленням поясів** найбільш розповсюдженими є ферми з паралельними поясами (рис. 3.20, а), трапецеїдальні ферми (рис. 3.20, б) і трикутного окреслення (рис. 3.20, в).

Вибір окреслення поясів визначається призначенням будівлі, матеріалом покриття, системою водовідводу, а також економічною доцільністю.

Раніше за інші почали використовувати сталеві ферми *трикутного окреслення* – для підтримки покриттів, які потребують крутих ухилів (гладкий сталевий лист, черепиця та ін.). Такі ферми мають ряд істотних недоліків: складність конструювання опорних вузлів; нераціональний, у порівнянні з фермами інших типів, розподіл зусиль (за однакових прольоту, висоту і навантажень) та ін.

Ферми *трапецеїдального окреслення* прийшли на зміну трикутним, завдя-

ки появі покрівельних матеріалів, які не потребують великих ухилів покрівлі. Трапецеїдальні окреслення балкових ферм більше відповідають епюрі згинальних моментів, тому пояси таких ферм навантажені більш рівномірно, ніж у трикутних.

Кроквяні ферми з *паралельними поясами* частково поступаються трапецеїдальним за показниками металоємності, але мають безперечні конструктивні переваги: рівні довжини елементів поясів і стрижнів ґратки; однакова конструкція вузлів забезпечує найбільшу повторюваність деталей та можливість уніфікації. Тому, незважаючи на розповсюдженість дахів з рулонним покриттям, цей тип ферм став основним для покриттів промислових будівель.

Важливу роль у роботі кроквяних ферм відіграє ґратка. Від її схеми залежать маса ферми і трудомісткість її виготовлення. Схема ґратки повинна відповідати схемі прикладення навантажень, оскільки навантаження, щоб не було місцевого вигину поясу, передаються, як правило, на ферму в вузлах.

ґратка повинна являти собою систему трикутників, щоб забезпечити геометричну незмінюваність ферми за будь-яких впливів.

**За окресленням ґратки** кроквяні ферми можуть бути *розкісними* (рис. 3.20, а) з постійним напрямком розкосів на кожній половині ферми, *трикутними* (рис. 3.20, б) зі змінним спрямуванням розкосів. Застосовують також деякі спеціальні системи ґраток – *хрестові, шпренгельні, напіврозкісні*.

Для спрощення конструкції вузлів кут нахилу розкосів бажано назначати в межах  $30^\circ \dots 60^\circ$ . Від кута нахилу розкосів залежить також величина зусиль у цих елементах, а відповідно, й витрата металу на конструкції ферми.

*Трикутна* ґратка є найбільш раціональною в трапецеїдальних фермах і фермах із паралельними поясами, оскільки дає найменшу сумарну довжину елементів ґратки і найменшу кількість вузлів.

У фермах, які підтримують прогони покриття, до трикутної ґратки часто додають допоміжні стояки (рис. 3.20, б), які дозволяють, коли це необхідно, зменшити відстань між вузлами та розрахункову довжину стиснутого верхньо-

го поясу. Допоміжні стояки незначною мірою збільшують масу ферми, вони є легкими, оскільки працюють тільки на місцеве навантаження.

*Розкісна* система гратки є раціональною при малій висоті ферм і при великих вузлових навантаженнях. Напрямок розкосів повинен бути таким, щоб вони були розтягнутими, а стояки – стиснутими. Ця вимога задовольняється при розкосах, що схиляються донизу.

**За конструктивним оформленням і типами поперечних перерізів** можуть використовуватися кроквяні ферми традиційних конструкцій та нові конструктивні рішення.

До останнього часу *легкі ферми* проектували, в основному, з *елементів, складених з двох кутиків тавром*, з'єднаних між собою за допомогою допоміжних деталей – *фасонок та прокладок* (рис. 3.23).

*Фасонки та прокладки* виготовляють з листів сталі простіших окреслень (прямокутник, прямокутна трапеція). Розміри фасонок визначаються розрахунковою довжиною зварних швів, які є необхідними для надійного закріплення стрижнів. Відстань між фасонками, поставленими для забезпечення сумісної роботи кутиків, що складають стрижні ферми, не повинна перевищувати  $40i$  для стиснутих стрижнів та  $80i$  – для розтягнутих (де  $i$  – радіус інерції одного кутика відносно осі, паралельної прокладці). При цьому в межах довжини одного стиснутого елемента решітки слід ставити не менше двох прокладок.

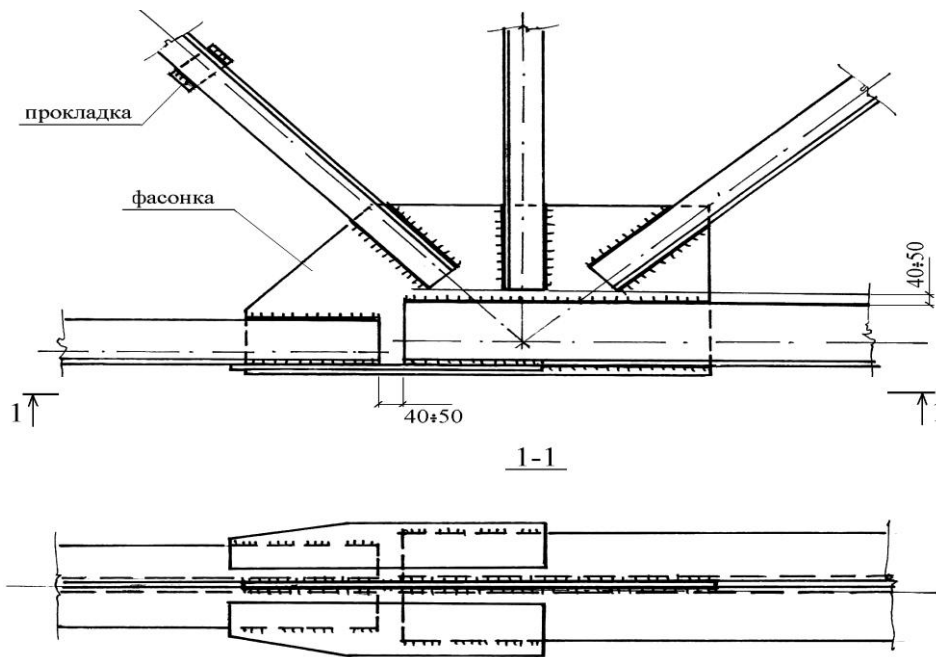


Рисунок 3.23 – З'єднання елементів ферми у вузлі „В” (рис. 3.20, б)

**Зв'язки.** Кровляні ферми мають малу бокову жорсткість і легко втрачають стійкість у напрямку, перпендикулярному своїй площині (з площини). Щоб забезпечити загальну стійкість плоскої кроквяної ферми, її необхідно з'єднати з якою-небудь жорсткою конструкцією або з іншою такою фермою за допомогою стрижня, виконаного з профільованої сталі (кутики, труби), які зветься "зв'язками". В результаті утворюється просторово стійкий блок.

Для стійкості такої системи і окремих її елементів необхідно, за допомогою зв'язків, зробити два або декілька просторово стійких блоків на базі двох сусідніх ферм. Зв'язки розташовують горизонтально, у площинах верхнього та нижнього (іноді) поясів, та вертикально і між серединними і крайніми стояками ферм.

В безпрогонних покриттях верхні пояси ферм закріплюють за допомогою покрівельного настилу, який має достатню жорсткість.

### 3.4.2 Розрахунок кроквяних ферм. Визначення навантажень і зусиль в елементах ферм

Кроквяні ферми розраховують на вплив зосереджених сил  $F$ , прикладених через прогони до вузлів верхнього поясу:

$$F = A_v \cdot \sum g_n \cdot \gamma_g + V_n \cdot \gamma_V + S_n \cdot \gamma_S ,$$

де  $A_v$  – вантажна площа, яка в даному випадку дорівнює:  $A_v = \ell_m \cdot b$ ;

$\ell_m$  – крок прогонів;  $b$  – крок ферм;  $g_n$ ,  $V_n$ ,  $S_n$  – нормативні значення постійного, тимчасового та снігового навантажень, відповідно, які рівномірно розподілені на  $1 \text{ м}^2$  вантажної площі.

За наявності навантажень від підвісної стелі, підвісного вантажопідіймального обладнання, ліхтарних надбудов тощо їх також приводять до зосереджених сил, прикладених до вузлів ферм.

Допускається, за розрахункових передумов, що при вигині ферми від вказаних навантажень елементи цієї ґратчастої конструкції працюють на осьові зусилля:

- стиск (верхній пояс; розкоси, що спрямовані доверху, стояки ґратки);
- розтяг (нижній пояс; розкоси, що спрямовані донизу).

Досвід проектування свідчить, що ці передумови розподілу зусиль можна вважати справедливими для сталевих ферм з елементами, виконаними з кутиків і таврів, а також – з тонкостінних труб, при відношенні діаметра (висоти профілю) до довжини елемента або панелі поясу не більше 1:10.

При більш потужних елементах ферми зусилля в них слід визначати з урахуванням жорсткості вузлів (ураховувати згинальні моменти при оцінюванні несучої здатності цих елементів).

Необхідність урахування додаткових згинальних моментів виникає також при позавузловій передачі зовнішніх навантажень, наприклад, в безпрогонних конструктивних схемах, де верхній пояс ферми зазнає місцевого вигину між ву-

злами.

Зусилля в елементах кроквяних ферм визначають окремо від кожного виду навантажень, в загальному випадку користуючись програмним комп'ютерним забезпеченням. Для ферм, які мають нескладну схему (наприклад, для ферм з паралельними поясами), більш простим може стати аналітичне визначення зусиль методом перерізів.

### **Підбирання перерізів елементів ферм**

Розмір елементів сталевих ферм має відповідати вимогам будівельних норм за міцністю, жорсткістю та стійкістю.

Для елементів, які працюють на розтяг, потрібна площа поперечного перерізу  $A_{номр}$  визначається з умови міцності (3.6):

$$A_{номр} \geq \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.43)$$

Для стрижнів ферм, які працюють на стиск, задачі підбору перерізу вирішуються з використанням умови стійкості (3.16):

$$A_{номр} \geq \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi}. \quad (3.44)$$

Для того щоб скористатись формулою (3.43) і розв'язати задачу підбору поперечного перерізу стиснутого стрижня, як правило, задаються значенням гнучкості:

- для поясів і опорних розкосів  $\lambda = 80 \dots 100$ ;
- для елементів ґратки  $\lambda = 100 \dots 120$ .

### **3.5 Сталеві колони**

**Колони** – це вертикально розташовані стрижневі елементи споруд, які служать опорами для конструкцій, розташованих вище (кроквяні та мостові фе-

рми, балки міжповерхових перекриттів та робочих майданчиків цехів, підкранові балки та ін.), і передають навантаження від них на фундаменти і основи будівель.

Кожна будівельна колона складається з трьох основних частин (рис. 3.24):

- *оголовок* (1) – служить для безпосереднього обпирання на колону конструкцій, розташованих вище, і передачі навантаження від них на стрижень колони;
- *стрижень* (2) – головний несучий елемент колони, який передає навантаження від оголовка на базу;
- *база* (3) – призначена для розподілу навантаження, яке передається колоною на фундамент, і для закріплення основи колони відповідно до прийнятої розрахункової схеми.

Оголовок сталевій колоні виконується у вигляді плити – пластини (рис. 3.25), зміцненої ребрами жорсткості. Розміри плити залежать від розмірів поперечного перерізу стрижня і розмірів конструкцій, що на неї спираються.

Стрижень сталевій колоні за конструктивною схемою може бути: **суцільним** (суцільностінчастим) та **наскрізним**.

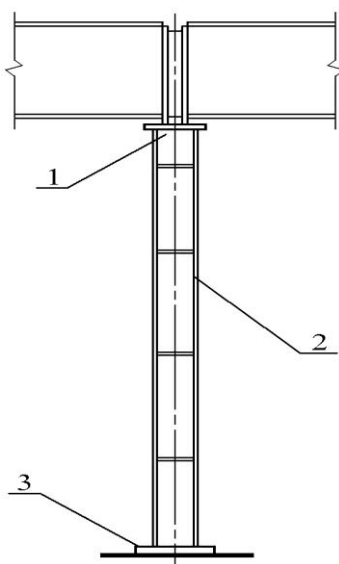


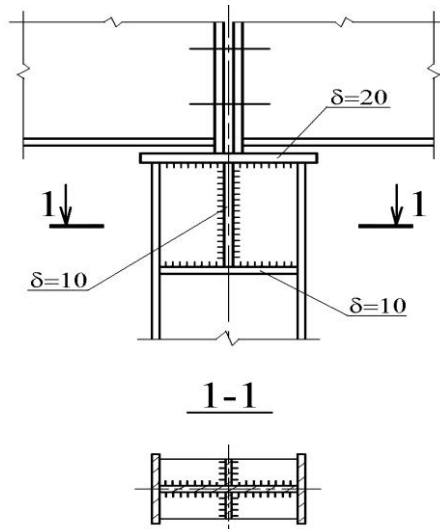
Рисунок 3.24 – Сталева колона: 1 – оголовок; 2 – стрижень; 3 – база

Стрижень суцільної конструкції виконується з одного профілю або ком-



понується з прокатних профілів та листів, які з'єднуються за допомогою зварювання. Типи поперечного перерізу таких колон наведені на рис. 3.26.

Вони можуть бути замкненого (рис. 3.26, а, б, в) або відкритого (рис. 3.26, г, е) профілю.

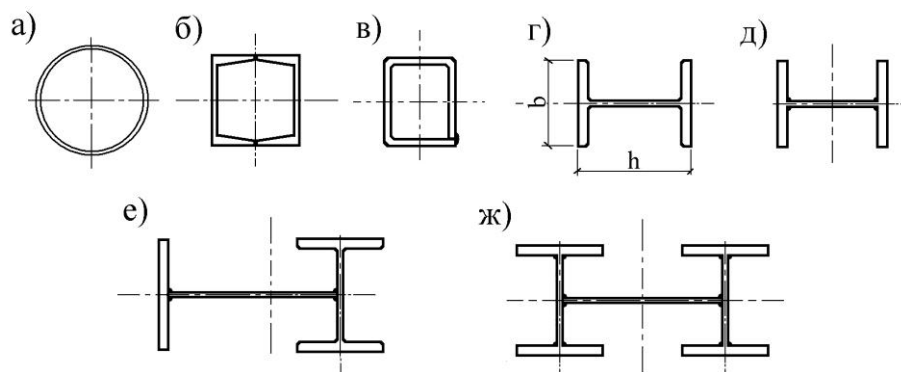


**Рисунок 3.25 – Конструкція оголовка сталеві колони**

Колони наскрізної конструкції (двостійкові) можуть бути двох типів:

- зі стійками, з'єднаними планками (рис. 3.27, д) або розкісними ґратами з куткових профілів (рис. 3.27, е, ж), для забезпечення сумісної роботи стійок при різних навантаженнях;
- колони роздільного типу (рис. 3.28), які складаються зі стійок, що працюють незалежно одна від одної. Вони також мають зв'язки-діафрагми між стійками, але через малу жорсткість таких зв'язків у вертикальній площині вони не перешкоджають взаємним переміщенням стійок при дії стискальних сил.

Наскрізні колони за витратою металу є більш економічними за суцільно-тінчасті, але більш трудомісткими при виготовленні, оскільки велика кількість коротких швів ускладнює використання установок автоматичного зварювання.



**Рисунок 3.26 – Типи перерізів сталевих колон суцільної конструкції**

Залежно від впливу навантаження на колони останні розділяють на:

- центрально стиснуті колони (стискальну силу або рівнодіючу таких сил прикладено вздовж осі стрижня);
- позацентрово стиснуті колони (до стискальних додаються згинальні сили – від ексцентриситетів поздовжніх сил або від наявності поперечних навантажень).

### **3.5.1 Центральні стиснуті колони**

При роботі на стиск тонкостінної гнучкої сталеві колони необхідно, перш за все, забезпечити її стійкість.

З умови стійкості стиснутого стрижня (3.16) визначається потрібна площа поперечного перерізу колони (3.44):

$$A_{номр} = \frac{N_{max}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

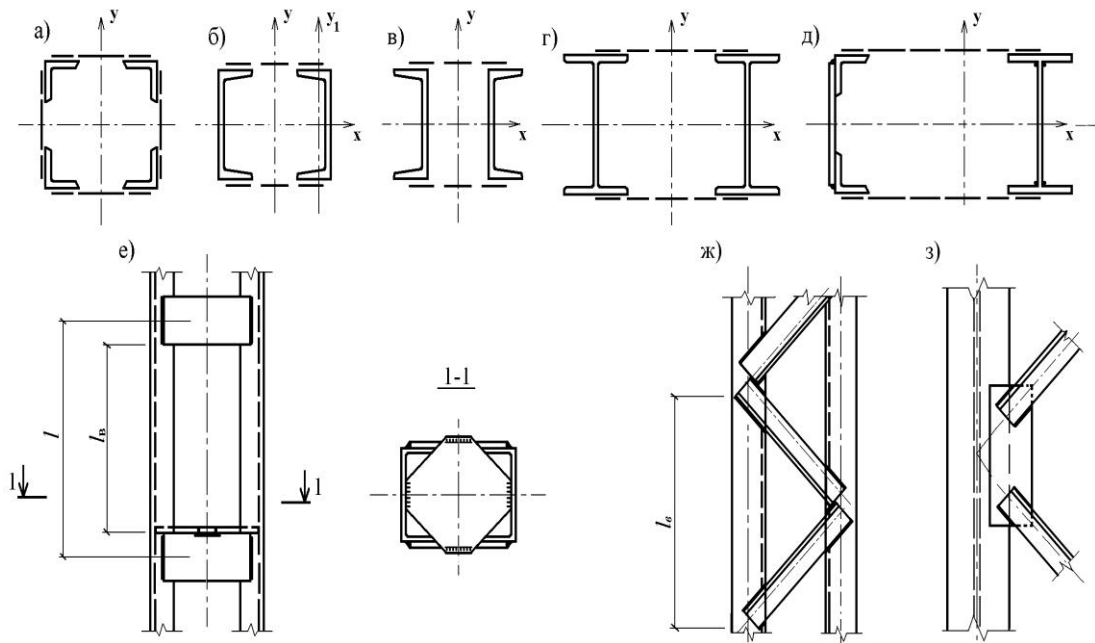


Рисунок 3.27 – Сталеві колони наскрізної конструкції; типи перерізів (а-д), засоби з'єднання стійок (е-з)

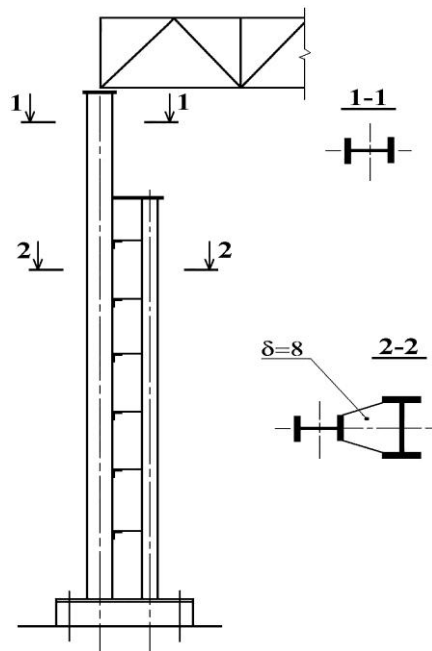


Рисунок 3.28 – Сталева колона роздільного типу

Якщо визначено: максимальне навантаження на колону  $N_{\max}$ , розрахунковий опір сталі  $R_y$ , то мінімальну площу отриманого перерізу буде визначено при максимальному значенні коефіцієнта поздовжнього вигину  $\varphi$  (див. (2.37)).

Коефіцієнт  $\varphi$  залежить від гнучкості колони  $\lambda$ , значення якого може відрізнятися відносно головних осей симетрії  $x$  та  $y$  поперечного перерізу стрижня

колони. До формули (3.44), з урахуванням більш небезпечної ситуації, підставляють  $\varphi_{min}$ , яка відповідає гнучкості  $\lambda_{min}$ .

Оптимальному рішення, тобто мінімальній витраті сталі на колону, буде відповідати рівність гнучкостей відносно головних осей поперечного перерізу, яка зветься умовою рівностійкості:

$$\lambda_x = \lambda_y, \quad (3.45)$$

або, враховуючи, що  $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$ :

$$\frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{l_{efy}}{i_y}, \quad (3.45a)$$

де  $l_{efx}$  та  $l_{efy}$  – розрахункові довжини колони відносно осей  $x$  та  $y$ ;  $i_x$  та  $i_y$  – радіуси інерції відносно вказаних вище осей.

Найкращим чином умові рівностійкості відповідає колона трубчастого перерізу (рис. 3.26, а). Але такі колони використовують рідко, через дефіцитність гарячекатаних труб.

Зварювання дає можливість отримати колони замкнутого перерізу з двох швелерів (рис. 3.26, б).

Вельми економічний переріз легкої колони можна отримати з тонкостінних гнуто-зварених профілів (рис. 3.26, в).

Перевагами колони замкнутого перерізу є: рівностійкість, компактність та добрий зовнішній вигляд. Недоліком є недоступність внутрішньої порожнини для фарбування. Тому щоб уникнути корозійних пошкоджень, такі колони мають бути захищені від проникання вологи усередину.

Ефективну конструкцію колони отримують при заповненні сталеві труби бетоном. Труба є оболонкою, яка сприймає на себе поперечні деформації замкнутого усередині неї бетонного циліндра.

В цих умовах роботи міцність бетону на стиск зростає, виключається ста-

дія місцевої втрати стійкості труби і корозія її внутрішньої поверхні.

Основним перерізом суцільних центрально стиснутих колон є двотавр з широкими полицями, прокатний або зварний (з трьох листів універсальної сталі).

Однак у двотавровому перерізі при однакових  $l_x$  та  $l_y$  умова рівності жорсткості не виконується через нерівність радіусів інерції:

$$i_x = 0,42h; \quad i_y = 0,24b. \quad (3.46)$$

Тому для отримання рівностійкого перерізу необхідно, щоб виконувалась умова:  $0,42h \approx 0,24b$ , або  $b \approx 2h$ , що призводить до вельми невдалих у конструктивному відношенні перерізів.

У прокатного двотавра з широкими полицями (рис. 3.26, г) може бути  $h=b$ , що задовольняє умовам рівності жорсткості, але все ж не дає раціональних перерізів.

Зварні колони, що виготовлені з трьох листів універсальної сталі, є достатньо економічними за витратами металу і вартістю виготовлення. Вони можуть бути виконані з розвиненими полицями, що наближає їх до рівностійких профілів.

При виборі розмірів зварного двотавра для заданих умов проектування (навантаження, довжина стрижня від верхньої поверхні фундаменту до верхньої поверхні пластини оголовка, характер закріплень верху та низу колони) розраховують спочатку необхідну площу поперечного перерізу за формулою (3.44).

В цій формулі наявні дві невідомі, взаємно зв'язані. Це  $A_{номр}$  та  $\varphi$ . Тому коефіцієнт  $\varphi$  визначають, задаючись спочатку гнучкістю колони в межах  $\lambda = 60 \dots 80$ .

За прийнятою гнучкістю розраховують потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{efx}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{efy}}{\lambda}. \quad (3.47)$$

Використовуючи формулу (3.46), визначаємо мінімальне потрібне значення генеральних розмірів поперечного перерізу колони:

$$b \approx \frac{i_y}{0,24}; \quad h \approx \frac{i_x}{0,42}. \quad (3.48)$$

Як вже було зазначено вище, для центрально стиснутих колон більш раціонально використовувати двотаври, в яких  $b \approx h$ .

Тому у випадку  $\ell_{efx} = \ell_{efy}$  (частіше за все це буває при проектуванні центрально стиснутих колон) розрахунок двотавра ведуть тільки у площині  $x-x$  і визначають ширину полиці  $b$ , приймаючи потім висоту перерізу  $h$ , яка дорівнює або є дещо більшою за  $b$ .

Компонуючи переріз зварного двотавра, особливу увагу слід приділяти забезпеченню місцевої стійкості (тому що усі елементи колони зазнають напруження стиску) і враховувати для цього нормативні граничні гнучкості стінки та звису поясів.

Отриманий переріз коригують відповідно до стандартних розмірів універсальної сталі, і після визначення геометричних характеристик цього перерізу проводять розрахунки за формулою (3.44).

### **3.5.2 Особливості проектування наскрізних центрально стиснутих колон**

Наскрізні центрально стиснуті колони (рис. 3.27, а, б, в) є раціональними за невеликих поздовжніх зусиль і висоти більше 6,0 м. Їх проектують з двох однакових за площиною стійок, які звичайно скріплені безрозкісними ґратами (планки), що найкращим чином відповідає вимогам технологічності виготовлення (рис. 3.27, д).

Причинами граничного стану наскрізної колони і несучої здатності можуть бути:

- втрата загальної стійкості (випинання усієї колони);
- скривлення (випинання) окремої стійки колони;
- руйнування з'єднувальних ґрат.

Стрижень наскрізної колони розраховують на загальну стійкість за формулою (3.44), тобто цей розрахунок для суцільностінчастих і наскрізних колон у принципі є однаковим. Але є різниця у визначенні коефіцієнта  $\varphi$  та гнучкості, від якої він залежить, відносно головних осей наскрізного стрижня:  $x-x$  та  $y-y$  (рис. 3.27).

В першому випадку коефіцієнт  $\varphi$  визначається в залежності від гнучкості, як і для суцільної колони (формула (3.14)).

У другому випадку колона слабше опирається викривленню, оскільки жорсткість ґрат завжди менше жорсткості суцільної стінки швелера або двотавра. Тому в цьому випадку коефіцієнт  $\varphi$  визначається залежно від так званої наведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$ , яка ураховує вид з'єднувальних ґрат та їх жорсткість.

Для наскрізної колони з безрозкісними ґратами ця величина складає:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (3.49)$$

де  $\lambda_y$  – гнучкість стрижня колони у площині, перпендикулярній до осі  $y-y$ , розрахована за формулою (3.14);  $\lambda_1$  – гнучкість стрижня при вигині у площині, перпендикулярній до осі  $y_1-y_1$ , на ділянці між планками:

$$\lambda_1 = \frac{\ell_b}{i_1},$$

де  $i_1$  – радіус інерції стрижня відносно власної осі  $y_1-y_1$ ;  $\ell_b$  – відстань між планками у світлі (рис. 3.27, е).

Розкісні з'єднувальні ґрати з кутиків зазвичай використовують для наскрізних позацентрово стиснутих колон, які мають значне рознесення стійок, тому визначення наведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$  для цього випадку викладено в підпун-

кті 3.5.3.

В центральні стиснутих колонах відстань між стрижнями визначається з умови рівності:

$$\lambda_{ef} = \lambda_x. \quad (3.50)$$

### **ПРИКЛАД 3-Б**

Розрахувати центральну стиснуту сталеву колону замкнутого квадратного профілю, що розташована в середньому ряді першого поверху 2-поверхової каркасної будівлі, за таких умов:

- проліт колон  $\ell = 9$  м; крок колон  $\ell_1 = 3$  м; висота поверху  $H = 4$  м;
- щільність бетону  $\rho_b = 25$  кН/м<sup>3</sup>; розрахунковий опір сталі  $R_y = 32$  кН/см<sup>2</sup>;
- коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1,0$ ; гранична гнучкість колони  $\lambda_{гр} = 120$ .

Постійне нормативне навантаження:

- конструкції покриття – 0,4 кН/м<sup>2</sup>;
- залізобетонного монолітного перекриття – 2,8 кН/м<sup>2</sup>;
- сталеві головні балки: двотавр № 33; 5 сталевих балок настилу у прольоті: двотавр № 18;
- залізобетонні плити перекриття – 5,8 кН/м<sup>2</sup>;
- залізобетонні ригелі перерізом 0,9×0,36 м.

Тимчасове нормативне навантаження (технологічне) – 3,5 кН/м<sup>2</sup>.

Конструкції покриття розташовані на покрівлі, залізобетонна монолітна плита настилу – на 2-му поверсі, сталева балкова клітка – на 2-му поверсі, залізобетонні плити перекриття та залізобетонні ригелі – на 1-му поверсі. Технологічне навантаження діє на 2-му поверсі.

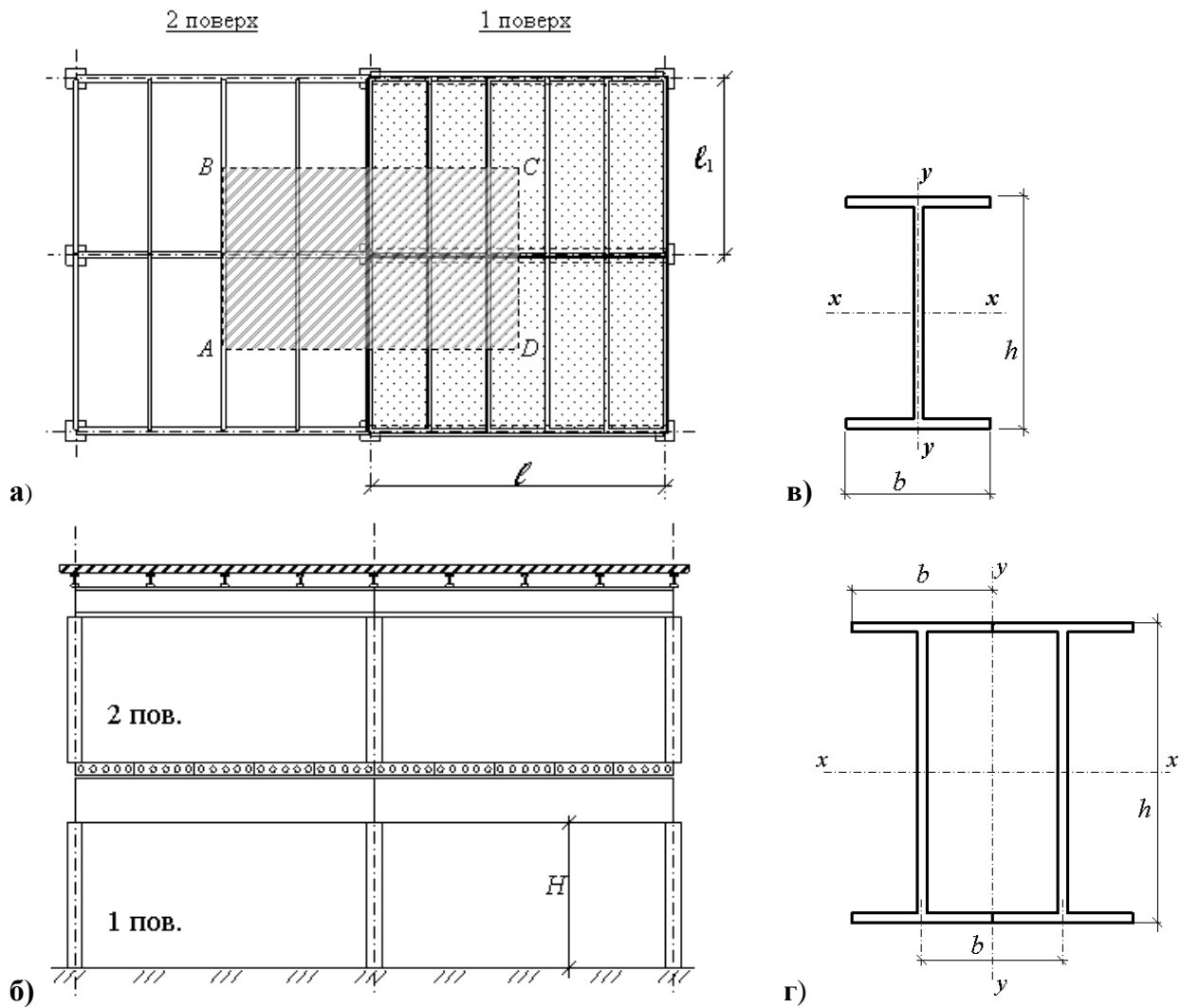
**Мета задачі** – підібрати стандартні прокатні профілі для виготовлення стиснутої сталеві колони (рис. 3.29).

#### **Послідовність розв'язання задачі:**

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах вантажної площі, і знесення їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на колону.
3. Визначення гнучкості колони та коефіцієнта поздовжнього вигину.
4. Визначення необхідної площі профілю, виходячи з умов міцності, підбір його сортаменту.



5. Перевірка розв'язання за 1-им та 2-им граничними станами.



**Рисунок 3.29 – До розрахунку центрально стиснутої сталевій колони:**

- а) фрагмент плану каркаса;**
- б) розріз будівлі;**
- в) переріз широкополицевого сталевого двотавра;**
- г) переріз коробчастої зварної колони з двох нормальних двотаврів**

Стійкість центрально стиснутих елементів може бути забезпечена у тому разі, коли буде виконано умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості центрально стиснутих елементів формулюються двома умовами:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c; \tag{3-Б.1}$$

$$\lambda \leq \left[ \lambda \right]_{\max}, \quad (3-Б.2)$$

де  $\sigma_{\max}$  – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см<sup>2</sup>;  $R_y$  – розрахунковий опір сталі, кН/см<sup>2</sup>;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;  $\lambda$  – гнучкість стрижня.

Розрахунок стійкості колон, схильних до центрального стиску, виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (3-Б.3)$$

де  $N$  – стискаюче зусилля, кН;  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину;  $A$  – площа поперечного перерізу конструкції, см<sup>2</sup>.

Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  або коефіцієнт зниження напруження при поздовжньому вигині є функцією гнучкості стрижня.

Гнучкість стрижня є відношенням розрахункової довжини колони  $\ell_{1f}$  до радіуса інерції перерізу  $i$ :

$$\lambda = \frac{\ell_{1f}}{i}. \quad (3-Б.4)$$

Розрахункова довжина колони  $\ell_{1f}$ :

$$\ell_{1f} = \mu H, \quad (3-Б.5)$$

де  $H$  – висота колони, м;  $\mu$  – коефіцієнт гнучкості, що залежить від умов закріплення країв стрижня.

За розрахунковою схемою обрано колону з шарнірним закріпленням обох країв. В цьому випадку коефіцієнт  $\mu = 1$ . Взагалі граничне значення гнучкості колони розраховується за формулою:

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha, \quad (3-Б.6)$$

де

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}. \quad (3-Б.7)$$

Але для спрощення можна прийняти  $[\lambda] = 120$ . Таким чином, розрахункова гнучкість колони не повинна перевищувати граничної  $[\lambda] = 120$ .

Підбір перерізу одностійкової колони виконується у такій послідовності:

1. Значення  $\varphi$  приймається згідно з обраним опором металу та граничною гнучкістю за

додатком 20. Обирається тип перерізу та розраховується потрібна площа перерізу за формулою:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} . \quad (3-Б.8)$$

2. За знайденою площею поперечного перерізу  $A$  за додатком 15 обирається калібр профілю, у якого площа перерізу  $\epsilon$  не меншою за розрахункову.

3. Для обраного калібру профілю за додатком 15 знаходять геометричні характеристики: площину поперечного перерізу  $A_T$ ; радіуси інерції перерізу відносно осей  $x-x$  та  $y-y$  –  $i_x, i_y$ .

4. Перевірка жорсткості здійснюється за 2-им граничним станом за умовою гнучкості колони відносно осей  $x-x$  та  $y-y$ :

$$\lambda_x = \frac{\ell_{lf,x}}{i_x} \leq 120; \quad \lambda_y = \frac{\ell_{lf,y}}{i_y} \leq 120 , \quad (3-Б.9)$$

де  $\ell_{lf,x}, \ell_{lf,y}$  – розрахункові довжини колони, рівні її довжині  $\ell$ , м.

5. При невеликих зусиллях у колоні її переріз підбирають за граничною гнучкістю  $[\lambda] = 120$ . За обраним перерізом визначають мінімальний радіус інерції перерізу  $i_{\min}$ :

$$i_{\min} = \frac{\ell_{lf}}{\lambda} . \quad (3-Б.10)$$

За значенням  $i_{\min}$  знаходимо калібр профілю. В цьому випадку необхідно перевірити напруження.

6. Перевірка напруження в перерізі колони здійснюється за 1-им граничним станом. Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  визначають за більшою величиною гнучкості  $\lambda_x$  або  $\lambda_y$ .

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_T \gamma_c} \leq R_y . \quad (3-Б.11)$$

### Розв'язок задачі

Вантажна площа  $ABCD$  (див. рис. 3.29) буде обмежуватися прольотом та кроком колон і становитиме:

$$A_{в.м.} = l \cdot b = 3 \cdot 9 = 27 \text{ м}^2.$$

Розрахункове навантаження на колону від постійного та тимчасового навантаження у межах вантажної площі визначається аналогічно тому, як показано у прикладі 2.2 і дорівнює  $N = 446,2$  кН.

За додатком 20 залежно від прийнятої граничної гнучкості  $\lambda = 120$  та розрахункового опору сталі  $R_y = 32 \text{ кН/см}^2$  обирається коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,321$ .

Мінімальна необхідна площа колони визначається за формулою:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{446,2}{0,321 \cdot 32 \cdot 1,0} = 43,44 \text{ см}^2.$$

### **Варіант 1**

Колона із замкнутого зварного квадратного гнутого профілю за ТУ 36-2237-80 (див. рис. 3.29).

За додатком 22 обирається профіль з параметрами: площа перерізу  $A_{m1} = 48,44 \text{ см}^2$ ; ребро  $b = 180 \text{ мм}$ ; товщина стінки  $t = 7 \text{ мм}$ ; радіус інерції  $i = 7,07 \text{ см}$ .

А. Перевірка фактичної гнучкості колони:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i} = \frac{1 \cdot 400}{7,07} = 57 < 120.$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,766$ .

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_{T1} \gamma_c} = \frac{446,2}{0,766 \cdot 48,44 \cdot 1} = 12,02 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймається колона з обраними параметрами.

### **Варіант 2**

Колона з широкополицевого двотавру сталевого гарячекатаного за ГОСТ 26020-83 (див. рис. 3.29).

За додатком 15 обирається профіль 23Ш1 з параметрами: площа перерізу  $A_{m2} = 46,08 \text{ см}^2$ ; радіус інерції  $i_y = 3,67 \text{ см}$ .

А. Перевірка фактичної гнучкості колони:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i_y} = \frac{1 \cdot 400}{3,67} \approx 109 < 120.$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,537$ .

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_{T2} \gamma_c} = \frac{446,2}{0,537 \cdot 46,08 \cdot 1} = 18,03 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймається колона з широкополицевого двотавру 23Ш1.

### Варіант 3

Колона коробчастого перерізу з двох нормальних двотаврів (ГОСТ 26020-83), зварених між собою на рівнях верхньої та нижньої полиць (див. рис. 3.29).

Площа перерізу одного зі зварних двотаврів

$$A_1 = \frac{A}{2} = \frac{43,44}{2} = 21,72 \text{ см}^2.$$

За додатком 15 обирається профіль 18Б2 з параметрами: площа перерізу  $A_{m3} = 23,95 \text{ см}^2$ ; ширина полиці  $b = 91 \text{ мм}$ ; момент інерції  $I_y = 100,8 \text{ см}^4$ .

А. Перевірка фактичної гнучкості колони здійснюється за аналізом геометричних параметрів перерізу.

Момент інерції коробчастого перерізу із двох зварних нормальних двотаврів дорівнює:

$$I_{Ily} = 2(I_y + A_{T3} \frac{b^2}{2^2}) = 2\left(100,8 + 23,95 \frac{9,1}{4}\right) = 1193,25 \text{ см}^4; \quad (3-Б.12)$$

радіус інерції:

$$i_{Ily} = \sqrt{\frac{I_{Ily}}{2A_{T3}}} = \sqrt{\frac{1193,25}{2 \cdot 23,95}} = 4,99 \text{ см}; \quad (3-Б.13)$$

фактична гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i_{Ily}} = \frac{1 \cdot 400}{4,99} \approx 80 < 120. \quad (3-Б.14)$$

Оскільки фактична гнучкість є меншою за граничну, умова жорсткості виконується.

Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначається коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi = 0,734$ .

Б. Перевірка напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi 2A_{T3} \gamma_c} = \frac{446,2}{0,537 \cdot 2 \cdot 23,95 \cdot 1} = 12,69 \text{ кН/см}^2 < 32 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймається колона коробчастого перерізу із двох зварних нормаль-

них двотаврів 18Б2.

### 3.5.3 Позацентрово стиснуті колони

Позацентрово стиснуті колони сприймають одночасно стискальні зусилля (поздовжні сили) і згинальні моменти (вплив поперечних сил при вигині є незначним і враховується при розрахунку грат).

Тому поперечні перерізи таких колон раціонально розвивати у площині дії згинальних моментів (рис. 3.26, д–ж, 3.27, г, д).

#### Суцільностінчасті колони

Основним типом поперечного перерізу таких колон є двотавр:

а) симетричний (рис. 3.26, г) – якщо:

- навантаження, яке стискає колону, є невеликим, і згинальні зусилля можуть бути різних знаків;
- використовуються гарячекатані профілі з широкими полицями типу „Ш” за ГОСТ 26020-83 або зварні двотаври;

б) несиметричний зварний профіль (рис. 3.26, д, е) використовується при великих згинальних зусиллях одного знака (а також коли кріплення стінової огорожі до полиць двотавра ускладнене).

Розрахунок суцільностінчастих колон або ділянок колон постійного перерізу виконують залежно від величини наведеного відносного ексцентриситету:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = \eta \cdot \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_c}.$$

Розрахункові значення поздовжньої сили  $N$  та згинального моменту  $M$  приймають для одного й того ж сполучення навантажень у тому перерізі, де  $M = M_{max}$  в межах довжини ділянки колони постійного перерізу.

За значення  $m_{ef} > 20$  колони постійного перерізу розраховують на міцність, а при  $m_{ef} \leq 20$  – на стійкість у площині дії згинального моменту.

При цьому мають бути розглянуті усі можливі сполучення зусиль і встановлені більш небезпечні з них. Якщо для яких-небудь сполучень зусиль  $m_{ef} \leq 20$ , а для інших  $m_{ef} > 20$ , то колона повинна бути розрахована як на міцність, так і на стійкість.

### **Наскрізнi колони**

Розповсюджені типи поперечних перерізів позацентрово стиснутих колон наведено на рис. 3.27, г, д, е; 3.28.

Для сполучення стійок стрижня таких колон частіше за все використовують розкісні ґрати, що викликано збільшенням поперечних сил, через наявність згинальних моментів, і значним розносом стійок в площині дії згинальних зусиль.

Наскрізнi ґрати працюють як ферма з паралельними поясами: пояси сприймають, в основному, поздовжні зусилля, ґрати – поперечні сили.

В загальному випадку несиметричного перерізу (рис. 3.30) поздовжні зусилля в стійках колон визначають таким чином:

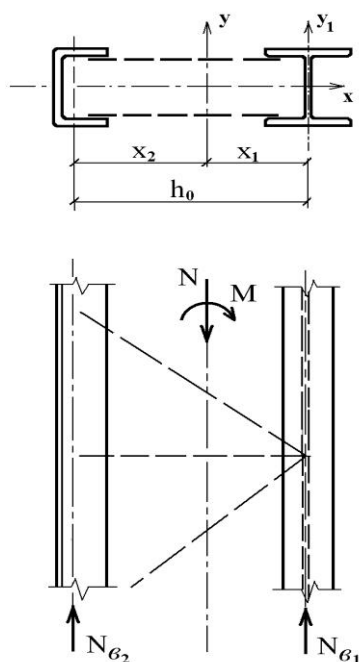
– в стійці, довантаженої згинальним моментом

$$N_{e1} = N \frac{x_2}{h_o} + \frac{M}{h_o}, \quad (3.51)$$

– в стійці, розвантаженої згинальним моментом

$$N_{e2} = N \cdot \frac{x_1}{h_o} - \frac{M}{h_o}, \quad (3.52)$$

де  $x_1$  та  $x_2$  – відстань від центру ваги перерізу колони до центру ваги відповідних стійок;  $h_o = x_1 + x_2$ .



**Рисунок 3.30 – До розрахунку позацентрово стиснутих сталевих колон наскрізної конструкції**

Після визначення розрахункових зусиль у стійках кожна з них перевіряється на стійкість в обох площинах аналогічно перевірці стійок центрально-навантажених колон.

Позацентрово стиснуті наскрізні колони, особливо вузькі та високі, повинні бути також перевірені на стійкість у припущенні, що колона працює як єдиний стрижень складеного перерізу за формулою:

$$N \leq \varphi_e \cdot A \cdot R_y,$$

Розкоси та стійки з'єднувальної ґратки позацентрово стиснутих колон виконують з однакових кутиків і розраховують на стійкість як центрально стиснутий стрижень за формулою (3.12) з урахуванням коефіцієнта безпеки за умовами роботи  $\gamma_c = 0,75$ , значення якого суттєво знижує несучу здатність ґрат через кріплення кутика до стійок однією полицею.



### 3.5.4 Бази колон

Конструкція бази сталевій колоні повинна забезпечити:

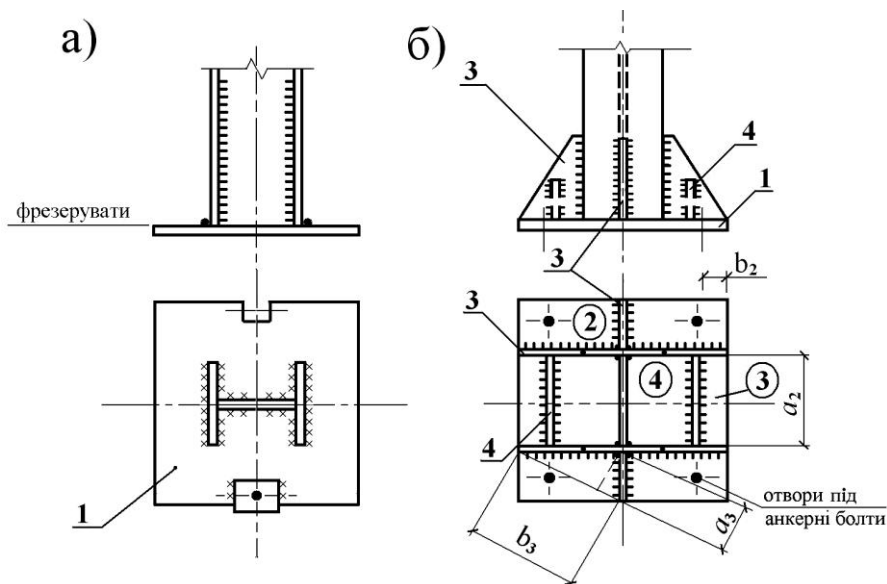
- рівномірну передачу навантаження від колони на фундамент;
- прийняте за розрахунковою схемою опорне закріплення колони до фундаменту (жорстке або шарнірне);
- зручність монтажу колони.

За конструктивним рішенням і способом передачі зусиль від стрижня колони на опорну плиту (поз. 1 на рис. 3.31, 3.32) бази бувають з розподілювальними елементами (траверси, ребра, діафрагми – поз. 2, 3, 4 відповідно на рис. 3.32, 3.31, б) і без них (рис. 3.31, а).

На конструктивне рішення баз впливає спосіб монтажу колон. Найбільш поширеним є спосіб, при якому колони з фрезованим торцем встановлюють на заздалегідь вивірені (за точністю установки) та "підлиті" бетоном опорні плити зі струганою поверхнею верхньої площини (рис. 3.31, а). Тиск від центрально стиснутого стрижня через фрезований торець передається на гладку поверхню плити рівномірно. Зварні шви, які фіксують положення стрижня колони відносно плити і фундаменту, виконуються при монтажі і розраховуються на величину зусилля 15...20 % від розрахункового.

Варіанти баз, наведені на рис. 3.31, є найбільш простими в конструктивному відношенні. Максимальна товщина опорної плити не повинна бути більше 60...80 мм.

За великих навантажень, для зменшення товщини опорної плити використовують додатково розподілювальні елементи, які виконують роль опори для плити при роботі її на вигин від реактивного тиску фундаменту. Конструктивно це здійснюється шляхом приварювання до стрижня трикутних ребер (рис. 3.31, б) або короткої двоконсольної балки – траверси (рис. 3.32). Траверси виконують зі сталевих листів або (рідше) зі швелерів і приварюють до стрижнів колони та опорної плити. Для збільшення жорсткості бази між траверсами або ребрами часто ставлять діафрагми (рис. 3.31, б).



**Рисунок 3.31 – Конструкції баз сталевих центрально стиснутих колон:**  
**а) звичайні; б) з розподілювальними елементами:**  
**1 – плита; 2 – анкерний болт; 3 – ребро; 4 – діафрагма**

База сталевих колон кріпиться до залізобетонних фундаментів за допомогою анкерних болтів, які встановлюються при бетонуванні як закладні деталі. Анкерні болти в базах центрально стиснутих колон необхідні для здійснення прийнятого в розрахунку виду закріплення, для фіксації положення колони, а також для забезпечення стійкості колони при дії випадкових моментів. При установці бази болти пропускають в отвори в опорній плиті. Звичайно ставлять два або чотири болти, діаметр яких приймається не за розрахунками, а конструктивно в межах від 20 до 30 мм. Такі болти називаються *встановлюючими*. Деяка свобода повороту опорного перерізу в цьому випадку забезпечується малою згинальною жорсткістю опорної плити.

Для зручності монтажу (забезпечення посадки плити на анкери і можливість пересування колони у проектне положення) отвори у плиті для пропуску болтів роблять в 1,5 разу більшими за діаметри болтів. Ці отвори закривають монтажними шайбами з листової сталі товщиною 16...20 мм, які після остаточної установки колони приварюють до плити.

Обпирання позацентрово стиснутих колон на фундаменти здійснюється за жорсткою схемою – з улаштуванням траверс і передачею зусиль, які виникають в анкерних болтах (від згину), на траверси через накладки з листової сталі (рис.

3.32).

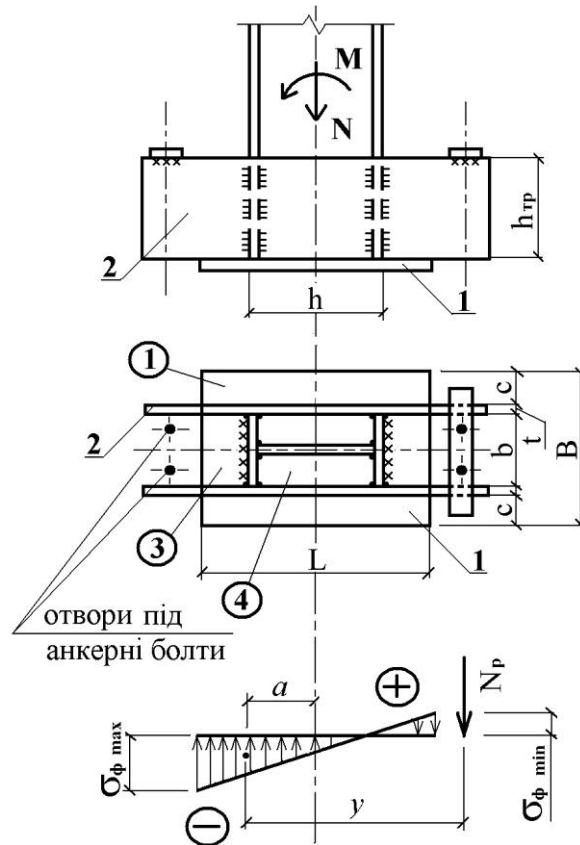


Рисунок 3.32 – Конструкції бази позacentрово стиснутої сталеві колони

### Розрахунок елементів бази центрально стиснутої колони

Розміри опорної плити у плані визначають виходячи з припущення, що розрахункові зусилля  $N$ , які стискають колону, розподіляються базою рівномірно за всією площиною контакту з фундаментом. Тому розрахунок баз центрально стиснутих колон виконують на розрахунковий опір фундаменту, який передбачається розподіленням рівномірно по всій площі опорної плити.

Товщина опорної плити визначається виходячи з припущення, що плита працює на вигин як пластина, що навантажена рівномірно розподіленням по площині контакту відпором фундаменту, а опорою для неї служать стрижень колони, траверси, ребра, діафрагми.

**Розрахунок елементів бази позacentрово стиснутої колони.** При позacentровому стисканні напруження в бетоні під опорною плитою розподіляються нерівномірно за лінійним законом. Найбільші та найменші напруження бу-

дуть у бетоні по боках плити, перпендикулярно площині згину (рис. 3.31).

Розрахунок плити ведуть на сполучення зусиль  $M$  та  $N$ , які викликають максимальний стиск у бетоні  $\sigma_{cp\ max}$ . При цьому ширину плити  $B$  приймають з конструктивних міркувань так само, як і при центральному стисканні. Тобто розрахунок бази ведуть на розрахунковий опір фундаменту та на відривання, обумовлене виникненням згинального моменту.

### 3.6 Сталеві споруди

Балки та колони (суцільностінчасті та ґратчасті) – є основними несучими конструктивними елементами сталевих споруд.

В розділі 3.3.4 вже розглядалася сталева споруда з такими елементами – так звана „балкова клітка” перекриття, яка підтримується колонами.

Також широко розповсюдженими є інші, більш складні, споруди з несучими сталевими конструкціями (див. розділ 3.1.2):

- каркаси будівель різного призначення;
- транспортні споруди – мости та естакади;
- висотні споруди (вежі, щогли, опори електромереж, надшахтні споруди, будівельні баштові крани);
- споруди для збереження рідин, газів та сипких матеріалів (резервуари, газопроводи, бункери).

**Каркаси будівель.** Каркас являє собою несучі конструкції будівлі, пов’язані в єдину просторову систему.

Характерним типом такої споруди є каркас одноповерхових промислових будівель (ОПБ), більшість яких обладнано мостовими кранами для обслуговування технологічного процесу.

Компонування конструктивної схеми каркаса і конструктивне оформлення його елементів залежить від геометричних розмірів будівлі, від типу покриття, виду кранового обладнання та режиму його роботи, від кліматичних і тех-

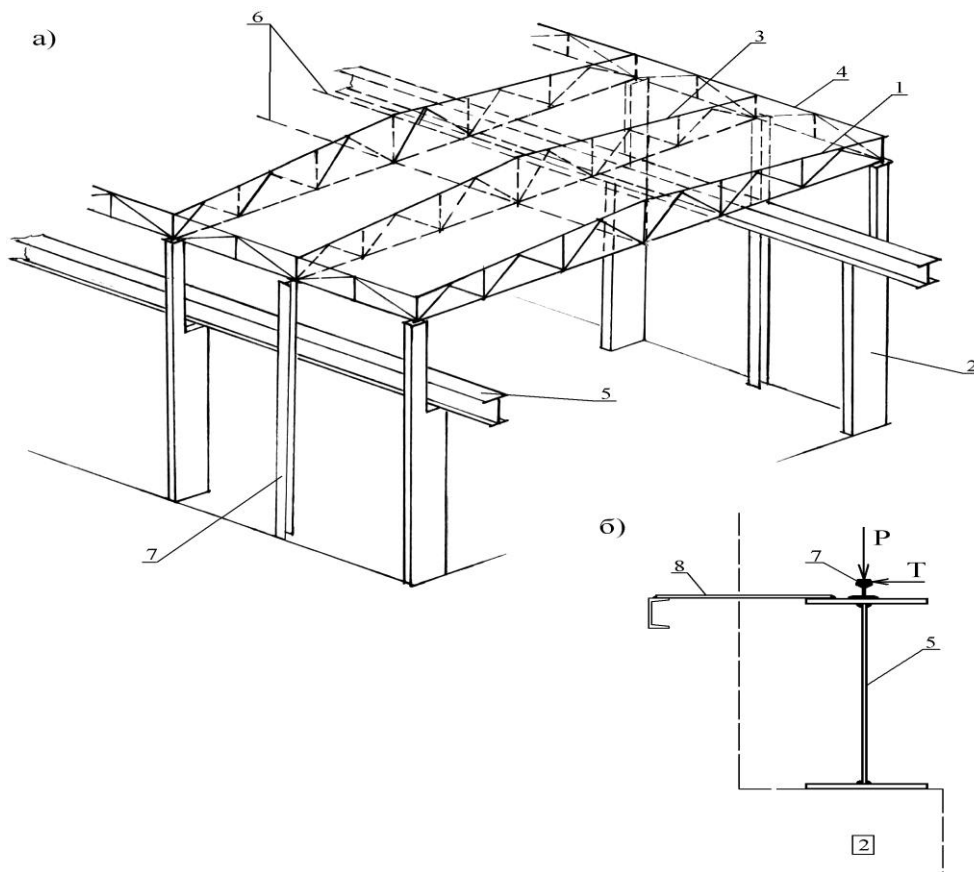
нологічних умов експлуатації тощо.

На цей час більшість ОПБ має конструктивну схему, яка базується на поєднанні функцій підкранової естакади і опорних конструкцій для стінового огородження та покрівлі.

На рис. 3.33 схематично наведено каркас цеху та його основні елементи:

- поперечні рами – несуча основа каркаса – ригелями яких є кроквяні ферми (1), а вертикальними елементами – колони каркаса (2);
- проміжні кроквяні ферми (3) і підкроквяні ферми (4), які є опорами для елементів (3);
- підкранова естакада, яка складається з підкранових балок (5) з улаштуванням на їх верхньому поясі рейкових шляхів для мостових кранів (рис. 3.33, б) і гальмівних елементів (8), які забезпечують жорсткість підкранових балок при горизонтальних навантаженнях (бічні сили від перекосів кранового мосту, інерційні сили при гальмуванні); опорами підкранових балок є колони каркаса (2), які мають відповідні консолі або уступи;
- елементи зв'язків (6), які забезпечують просторову жорсткість каркасу у поздовжньому напрямку (див. також розділ 3.4.1);
- елементи каркаса стін – фахверк (7).

Наведена вище конструктивна схема каркаса промислової будівлі є традиційною. Але розробка конструкцій полегшеного типу та прогресивних методів монтажу дали змогу застосувати для деяких типів ОПБ просторові багатозв'язкові конструктивні схеми покриття – з блоків на основі перехресних ферм або систем типу "структура".



**Рисунок 3.33 – Сталевий каркас однопрольотної одноповерхової промислової будівлі: а) схема; б) поперечний переріз підкраново-гальмівної конструкції**

Проектування підкранових балок має ту особливість, що розрахунок їх ведеться на рухомі навантаження, причому як на вертикальні (від маси кранового мосту і возика з вантажем на гаку), так і на горизонтальні (бічні сили).

А ступінчасті колони проектують з урахуванням різної розрахункової довжини надкранової та підкранової частин.

### **Питання для самоконтролю**

1. Як класифікують та маркують сталі?
2. Які сталі застосовуються в будівництві?
3. Вкажіть достоїнства і недоліки сталей, що застосовуються у будівництві.
4. Які кольорові сплави застосовуються у будівництві, що з них виготовляють?

5. Вкажіть достоїнства і недоліки кольорових сплавів, що застосовуються у будівництві.
6. Наведіть галузі застосування металевих конструкцій.
7. Наведіть види та класифікацію сталевих балок.
8. Порівняйте достоїнства і недоліки суцільних та складених сталевих балок.
9. Що таке балкова клітка?
10. Наведіть основні різновиди балкових кліток.
11. Наведіть основні різновиди балкових кліток та їх складові елементи.
12. Поясніть будову спрощеної балкової клітки.
13. Поясніть будову нормальної балкової клітки.
14. Поясніть будову ускладненої балкової клітки.
15. Наведіть розрахункову схему для головної балки балкової клітки.
16. Наведіть розрахункову схему для балки настилу балкової клітки.
17. З якою метою використовують металеві ферми покриття?
18. В чому полягає перевага металевих ферм перед залізобетонними?
19. В чому полягає різниця між прямим та косим вигином?
20. Що таке база сталевої колони?
21. Чому бази позакентрово стиснутих колон розраховують на відривання?
22. Чим відрізняється шарнірне прикріплення бази колони від жорсткого?
23. Поясніть схему роботи колон при шарнірному та жорсткому закріпленні бази.

## РОЗДІЛ 4. ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

### 4.1 Матеріали дерев'яних конструкцій

#### 4.1.1 Будова деревини

У дереві, яке росте, розрізняють три частини: крону, стовбур і кореневу частину.

Для будівельних цілей використовують тільки стовбур дерева, який дає найбільшу кількість ділової деревини.

Нижня частина стовбура (біля пня) називається *комлем*, а верхня – *відрубом*. Комлева частина стовбура усіх деревних порід має діаметр поперечного перерізу більший, ніж діаметр відруба.

На поперечному перерізі стовбура неозброєним оком можна розрізнити такі характерні частини:

- *серцевину* у вигляді невеличкої темної плями, розташованої посередині перерізу;
- *деревину* – середню частину стовбура, яка у деяких порід поділяється на ядрову частину, розташовану ближче до серцевини, та заболонну – ближче до периферії;
- *кору*, розташовану зовні стовбура дерева, яка для будівельних цілей не використовується і знімається.

При уважному огляді поперечного перерізу стовбура можна побачити концентричні кільця, які оточують серцевину. Кожне кільце являє собою річний шар, тобто деревину, яка щорічно наростає.

Кожний річний шар складається з двох частин: внутрішньої частини, поверненої до серцевини, більш світлої та м'якої, що називається ранньою або весняною деревиною, і зовнішньої, поверненої до кори, більш тонкої і твердої – пізньої або літньої деревини. Ці назви частин шару відповідають часу утворення їх протягом періоду росту дерева.

Пізня деревина є не тільки більш твердою, але і важчою від ранньої, і від кількості її в стовбурі залежить вага і міцність деревини в цілому.



Деревина складається з клітин, які мають вигляд замкнених трубок, розташованих уздовж стовбура деревини і пов'язаних між собою міжклітинною речовиною.

Дереvinу складають такі органічні речовини: вуглець – 49,5 %, водень – 6,3 %, кисень – 44,08 %, азот – 0,12 %.

Різні відхилення у деревині, які виражаються у формі зміни зовнішнього вигляду, порушенні правильності будови деревини, цілісності її тканин або клітинних стінок, називаються *дефектами деревини*.

Деякі з дефектів утворюються ще при рості дерева (сучки, косошар та ін.), інші виникають уже в зрубаному дереві (розколини та ін.). Сучки із залишками зрізаних або відмерлих гілок мають різну форму і розташування у стовбурі. Річні шари стовбура, підходячи до сучка, змінюють напрямок, і структура деревини в цьому місці змінюється. Сучки в деревині – найбільш поширений і небажаний дефект.

#### **4.1.2 Властивості деревини як конструкційного матеріалу**

Широке застосування дерев'яних конструкцій пов'язане з наявністю у деревини багатьох позитивних властивостей. Деревина має високу механічну міцність, невелику об'ємну вагу, малу теплопровідність, незначний коефіцієнт температурного розширення, що дозволяє відмовитись від температурних швів, високу хімічну стійкість. Деревина є одночасно і пластичним і пружним матеріалом, має високі акустичні властивості та високу довговічність. Заготівля деревини та її обробка не потребують складного устаткування, можуть проводитися у будь-яку пору року. Затрати праці на виготовлення конструкцій є невеликими. В разі потреби дерев'яні конструкції можуть бути виготовлені за допомогою найпростіших інструментів. Деревина відповідає вимогам збірності будівництва з елементів і деталей, виготовлених на заводах, з наступним монтажем на місці будівництва.

Проте деревина має ряд негативних властивостей: неоднорідну волокни-

сту структуру та дефекти, пов'язані з ростом дерева, які дуже впливають на механічні властивості. Деревина висихає або розбухає за зміни температурно-вологісних умов, в яких знаходяться конструкції, гниє, може вражатися дереворуйнуючими комахами, є горючою речовиною.

Негативні властивості деревини вимагають старанного аналізу умов роботи дерев'яних конструкцій, особливої уваги при їх зведенні та усунення або зменшення причин, які сприяють виявленню цих властивостей, а в деяких випадках – і обмеження застосування таких конструкцій.

### **Головні властивості деревини**

Вологість. Вологість деревини – це кількість води, що міститься в ній, виражена у відсотках від ваги деревини. Волога, що заповнює внутрішні порожнини деревини, називається *вільною* або *капілярною*. Волога, що знаходиться у стінках клітин деревини, називається *зв'язаною* або *гігроскопічною*. За певних умов зовнішнього середовища волога з деревини поступово випаровується. Спочатку випаровується вільна волога, а згодом – зв'язана. Стан деревини, при якому в ній залишається тільки зв'язана волога, відповідає точці насичення.

Кількість зв'язаної вологи у деревині становить у середньому 30 %. Цей стан має велике значення тому, що з цієї миті при висиханні деревини розпочинається зміна її властивостей і розмірів.

Вільна волога випаровується з деревини порівняно швидко, не викликаючи зміни розмірів деревини і призводячи тільки до зменшення її ваги. Зв'язана волога випаровується повільно, при цьому відбувається зменшення не тільки ваги, але й зменшення лінійних розмірів і об'єму деревини. Це явище називається *усиханням* деревини. Воно є нерівномірним в радіальному і тангенціальному напрямках, а це викликає в річних шарах внутрішні напруження розтягу, від чого з'являються тріщини, що поширюються від середини до зовнішньої поверхні. Усушкових тріщин зазнає деревина крупних сортamentів (колоди, бруси), а в дошках, де річні кільця перерізані при розпилуванні, тріщини виникають менше, розміром вони є тоншими і коротшими. Чим більшими є щіль-

ність і об'ємна вага деревини, тим більшими є розміри усихання. При усиханні деревина жолобиться. *Жолоблення* буває поперечним і поздовжнім. Поперечне жолоблення виражається у зміні форми перерізу сортаменту, поздовжнє – у формі вигину по довжині або перекручування. Чим ширшою є дошка, тим більшого жолоблення вона зазнає. Дошки жолобляться випуклим боком до середини колоди, з якої їх було випиляно.

Розбухання деревини є явищем протилежним усиханню і полягає у збільшенні лінійних розмірів і об'єму деревини при вбиранні нею вологи. Усихання і розбухання, що відбуваються в конструкціях, призводять до руйнування їх вузлів і збільшення деформацій. Для запобігання цим шкідливим явищам деревину треба піддавати штучному сушінню при правильному температурно-вологісному режимі, за допомогою якого можна майже зовсім уникнути усихання та жолоблення сортаментів.

Об'ємна вага. Об'ємна вага деревини змінюється у широких межах, залежно від породи деревини, кількості порожнин, товщини стінок волокон та вологості. Об'ємна вага свіжозрубаної деревини, наприклад, хвойних порід може прийматися  $8,5 \text{ кН/м}^3$ , а при розрахунках конструкцій –  $5 \text{ кН/м}^3$ . Слід мати на увазі ще таке: чим більше відсоток пізньої деревини, тим більшою буде об'ємна вага, а деревина з більшою об'ємною вагою має більшу міцність.

Температурне розширення. Лінійне розширення у деревині є різним уздовж волокон чи під кутом до волокон. Коефіцієнт лінійного розширення деревини є невеликим; він є приблизно удвічі меншим, ніж у металів, тому відпадає потреба у температурних швах для дерев'яних будівель і споруд, які мають велику довжину.

Теплопровідність. Деревина через пористу будову погано проводить тепло, має дуже малий коефіцієнт теплопровідності, особливо поперек волокон ( $0,15 \text{ ккал м}^{-1} \cdot \text{год}^{-1} \cdot \text{град}^{-1}$ ), що дозволяє використовувати її в конструкціях не тільки як конструкційний матеріал, але й як теплоізолюючий.

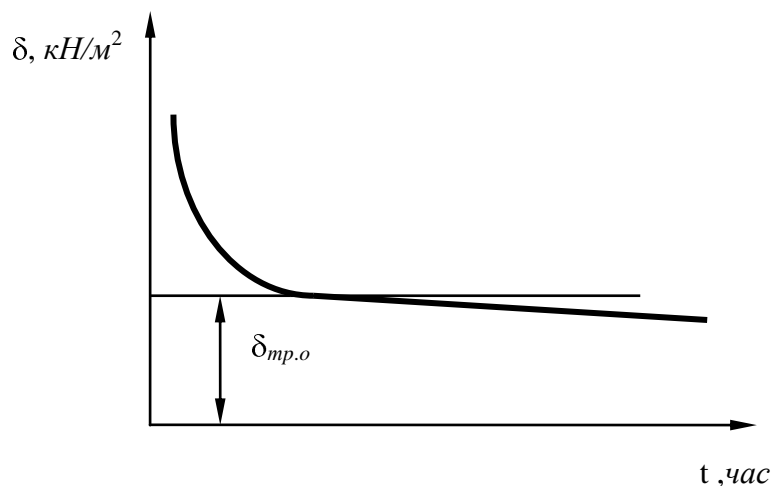
## Механічні властивості деревини

Властивості деревини чинити опір дії зовнішніх сил називаються *механічними властивостями деревини*. Через її анізотропію механічні властивості залежать:

- від кута між напрямком діючого зусилля і напрямком волокон деревини;
- від породи, будови деревини та її об'ємної ваги, від наявності дефектів деревини, особливо сучків;
- від швидкості прикладання навантаження: чим вищою є швидкість навантаження, тим більшим є опір деревини;
- від тривалості навантаження.

На рис 4.1 показано криву тривалого опору деревини при випробуванні серії однакових зразків, завантажених тривалим навантаженням різної величини. Характер кривої показує, що зі зміною напруження збільшується час опору деревини (від початку навантаження до руйнування). Таким чином, границею тривалого опору деревини під дією постійного статично прикладеного навантаження називається те найбільше навантаження  $\sigma_{тр.о.}$ , під впливом якого дерев'яний елемент не руйнується за необмежено тривалого часу дії навантаження. За чинними нормами значення границі тривалого опору деревини для будь-яких напружених станів одержують, помноживши границю її міцності, визначену при статичних випробуваннях стандартних, вільних від дефектів зразків, на коефіцієнт  $K_{тр} = 0,67$ .

При визначенні в лабораторних умовах границі міцності одержують достатньо різні показники, внаслідок зазначених вище факторів, що впливають на механічні властивості. Тому щоб забезпечити надійність роботи конструкцій при нормуванні показників міцності деревини, виходять з можливих мінімальних значень міцності, які одержують статистичною обробкою результатів численних випробувань. Ці мінімальні значення опору матеріалу силовим діям з урахуванням тривалої дії навантаження встановлюються нормами як його механічні властивості і контролюються відповідно до правил приймання і випробування матеріалів. Їх називають *нормативними опорами* матеріалу.



**Рисунок 4.1 – Крива тривалого опору деревини**

Для переходу від нормативних опорів “чистої” деревини до опорів будівельної деревини нормальних розмірів встановлені перехідні коефіцієнти, які називаються *коефіцієнтами однорідності*. Звичайно ці коефіцієнти є різними для різних напружених станів. Коефіцієнти однорідності враховують небезпеку зниження опору деревини, порівняно з нормативним, внаслідок змінності властивостей деревини.

Найменший (граничний) опір деревини великих розмірів (дошки, бруси, колоди) силовим діям, встановлений нормами, з урахуванням можливої змінності його властивостей і умов роботи, називається *розрахунковим опором*. Розрахункові опори визначаються шляхом різності та умов роботи.

Коефіцієнти умов роботи вводяться у тих випадках, коли місцеві умови можуть змінити роботу деревини, наприклад, коли температурно-вологісні умови відрізняються від стандартних, коли діючі навантаження є не статичними, а динамічними та ін.

Модуль пружності деревини уздовж волокон при визначенні деформацій конструкцій приймається  $E = 1000 \text{ МПа}$ .

Розрахункові опори сталевих деталей, які застосовуються у дерев'яних конструкціях, приймають за нормами проектування сталевих конструкцій.

Механічні властивості деревини залежать, як уже згадувалося, також від температурно-вологісних умов експлуатації. При збільшенні вологості деревини

ни від 0 % до 30 % границя міцності її різко зменшується, а деформації збільшуються. При збільшенні температури від 20 °С до 50 °С границя міцності деревини зменшується, залежно від виду напруженого стану, на 15...35 %.

Стандартною вважається вологість  $w = 12 \%$ , а температура –  $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ .

## 4.2 З'єднання елементів дерев'яних конструкцій

Обмеженість сортаментів лісоматеріалів викликає необхідність з'єднувати дерев'яні елементи за довжиною, по перерізу і у вузлах дерев'яних конструкцій. З'єднання елементів за довжиною називається *зрощуванням*, в поперечному напрямку – *споюванням*.

Залежно від характеру робіт з'єднання бувають таких видів:

- такі, що працюють переважно на зім'яття і сколювання, – це лобові врубки та шпонки;
- такі, що працюють переважно на вигин. Це всі види сталевих нагелів, а також пластинчасті і циліндричні нагелі з твердої деревини;
- такі, що працюють переважно на зсув. Це клейові з'єднання;
- такі, що працюють на розтяг. Це тяжі, болти, хомути, скоби, металеві накладки та цвяхи і гвинти, що працюють на виривання;
- такі, що поставлені для запобігання випадковим зміщенням елементів, що приймаються за конструктивними вимогами. Це аварійні зв'язки – болти, а у тимчасових спорудах – скоби.

Всі зв'язки (крім клею) при з'єднанні дерев'яних елементів викликають їх ослаблення, що призводить до неповного використання деревини. Клей же забезпечує найбільш високу міцність робочого шва і можливість виконання монолітних конструкцій різної форми і поперечного перерізу.

Усі види з'єднань, крім клейових, при роботі є більш або менш податливими, що збільшує деформативність складених конструкцій. Проте їх податливість робить з'єднання в'язкими, а це сприяє вирівнюванню зусиль між зв'язками і елементами складених перерізів, що працюють паралельно. Разом з

цим зв'язки не повинні бути надто податливими, що призвело б до зниження жорсткості складених елементів.

В'язкість і, звичайно, надійність з'єднань може бути підвищено, завдяки застосуванню принципу “роздрібностей” зв'язків, який полягає в передачі зосереджених зусиль елементів у вузлових з'єднаннях через більшу кількість зв'язків.

#### **4.2.1 Лобові врубування та упори**

*Врубування* – це такі з'єднання, в яких зусилля передаються з одного елемента на інший безпосередньо через площу упорів. З'єднання на врубуваннях є найбільш поширеним видом з'єднань дерев'яних елементів під кутом, наприклад, у вузлах ферм. Вони є простими для виготовлення, не потребують спеціального устаткування, є відкритими для огляду і контролю якості при виготовленні під час їх роботи.

До недоліків врубування слід віднести складність механізації процесів виготовлення, великі місцеві ослаблення елементів і трудомісткість їх виготовлення.

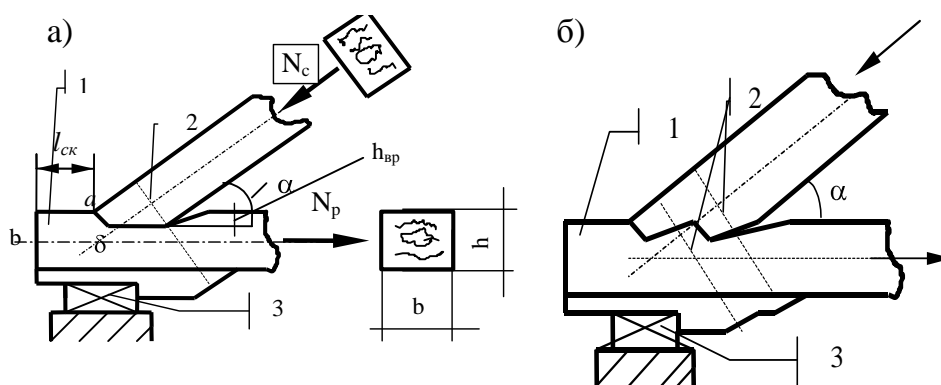
Лобові врубування бувають з одним і двома зубами (рис. 4.2).

Лобові врубування з одним зубом є найбільш надійними і простими, а з двома зубами – можуть передати зусилля більше, ніж врубування з одним зубом, але допускаються при кутах зім'яття не менше  $45^\circ$  і за умови особливо старанного припасування обох зубів до упорних площин, тому їх надійність залежить від одночасного включення в роботу двох площин упору.

Для правильного використання несучої здатності площадки зім'яття а–б (рис. 4.2, а) її розташовують перпендикулярно до осі верхнього елемента і так, щоб вісь стиснутого елемента проходила через центр ваги площадки зім'яття. В цьому випадку напруження по площадці зім'яття розподілятимуться рівномірно.

Лобові упори застосовуються при стикуванні стиснутих елементів, де зу-

силля передається з одного елемента на інший через їх торці. У цьому випадку площини примикання елементів повинні бути старанно підігнані. У площині сполучення виникають напруження зім'яття, які не повинні перевищувати розрахункового опору зім'яття, з урахуванням кута між напрямком сили і волокнами деревини.

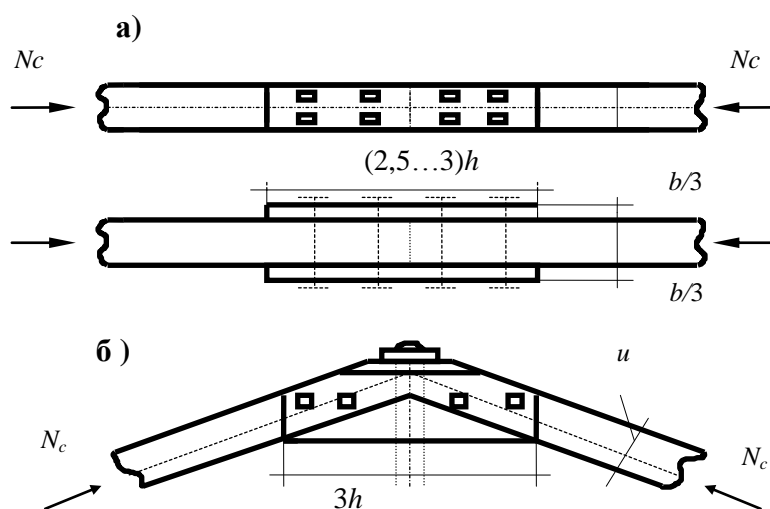


**Рисунок 4.2 – Лобові врубування:**

**а – з одним зубом; б – з двома зубами;**

**1 – підбалка; 2 – аварійний болт; 3 – подушка.**

Для запобігання зміщенню елементів, що з'єднуються (а такі випадки можуть виникати при перевезенні, монтажі і навіть при експлуатації конструкцій), стики необхідно закріплювати дерев'яними накладками, поставленими з двох боків (рис. 4.3).



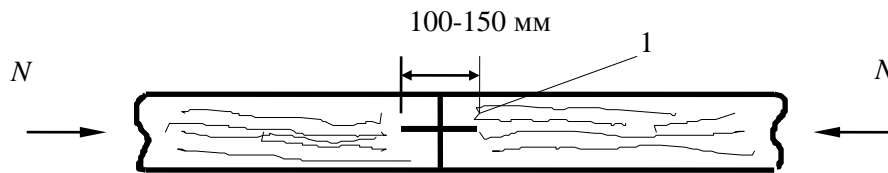
**Рисунок 4.3 – Лобові упори з накладками:**

**а – стик верхнього поясу або стояків ферми;**

**б – гребеневий вузол ферми**



Дерев'яні накладки мають бути товщиною не менше  $1/3$  товщини елементів, що з'єднуються, і бути довжиною  $2,5 \dots 3$  висоти цих елементів. З кожного боку необхідно поставити не менше двох болтів діаметром  $12 \dots 20$  мм, залежно від товщини пакета. В деяких випадках замість накладок застосовують центровочні сталеві стрижні (рис. 4.4) діаметром  $16 \dots 20$  мм, довжиною  $100 \dots 150$  мм, які ставлять у просвердлені отвори у центрі елементів, з'єднуваних для запобігання їх зміщенню.



**Рисунок 4.4 – Лобовий упор зі стрижнем: 1 – сталевий стрижень.**

#### **4.2.2 З'єднання на нагелях та цвяхах**

*Нагелями* в дерев'яних конструкціях називають циліндричні стрижні або пластинки, які працюють на вигин і перешкоджають взаємному зсуву з'єднуваних елементів.

Нагельні з'єднання є надійними, простими, економічними, широко застосовуються у дерев'яних конструкціях. Нагелі використовують при зшиванні, зрощуванні дерев'яних елементів та у вузлах конструкцій. За матеріалом їх поділяють на сталеві, дерев'яні та виготовлені з пластмас.

Всі нагелі, крім цвяхів діаметром менше 6 мм, шурупів та глухарів, закладають у заздалегідь підготовлені для них отвори.

Напруження зім'яття в деревині змінюються залежно від зростаючого навантаження, яке діє на з'єднання, а також від жорсткості нагеля, відношення товщини з'єднуваних елементів до діаметра нагеля та ін.

При забиванні цвяхів у деревину з'єднуваних елементів залежно від їх

довжини та товщини елементів, цвях може не пробити всього пакета або пробити його наскрізь (рис. 4.5). У першому випадку для розрахунків приймають лише фактичну (розрахункову) довжину защемлення  $a_p$  цвяха, яка прилягає до розрахункового шва. Розрахункову довжину защемлення кінця цвяха визначають відніманням від загальної довжини цвяха  $l_{цв}$  суми товщин елементів, пробитих цвяхами наскрізь, довжини загостреної частини цвяха –  $1,5d_{цв}$ , а також суми товщин швів  $n_{ш}$ , що пробиваються цвяхами (кожен шов приймають товщиною 2 мм):

$$a_p = l_{цв} - (a + \Sigma c) - 2n_{ш} - 1,5d_{цв} . \quad (4.1)$$

Одержана довжина защемлення кінця цвяха повинна бути на менше  $4d_{цв}$ . За меншої довжини защемлення приймають  $a_p = 0$ , тобто останній шов вважається неробочим.

У другому випадку при вільному виході кінця цвяха з пакета через можливість утворення відщепу розрахункова товщина останнього елементу зменшується на  $1,5d_{цв}$ .

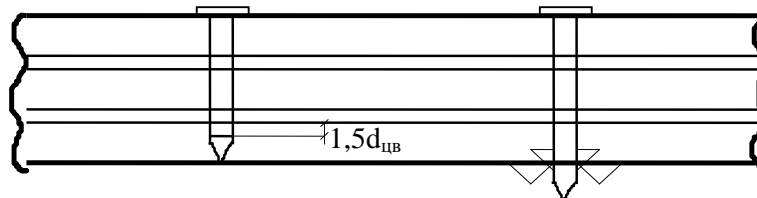


Рисунок 4.5 – Схема визначення розрахункової довжини цвяха

Відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжньої кромки елемента повинна бути не менше  $4d$ .

### 4.2.3 З'єднання на розтягнутих зв'язках

До розтягнутих зв'язків у дерев'яних конструкціях відносяться:

- болти-тяжі (стояки та розкоси металево-дерев'яних ферм, затяжки у розпірних конструкціях, анкери, підвіски та стяжні аварійні болти);

- цвяхи, гвинти та шурупи, які працюють на витягування;
- хомути, які служать для стягування багатошарових елементів та елементів з поздовжніми усушковими тріщинами;
- сталеві кармани, які служать для спирання кінців брусів.

Розміри перерізів цих елементів визначають на основі розрахунку за нормами проектування сталевих конструкцій, а в деяких випадках – з конструктивних міркувань, виходячи із загальних розмірів конструкції і призначення зв'язків.

Відповідальні робочі сталеві елементи дерев'яних конструкцій (тяжі, затяжки) слід виготовляти зі сталі марки ВСт3. На кінцях елементів для запобігання розкручуванню гайок ставлять контргайки.

Кінці тяжів і болтів мають бути доступними для підтягування гайок при експлуатації конструкцій. Якщо ж ці кінці виявляються недоступними, то на тяжах необхідно передбачати стяжні муфти.

Застосування скоб (неробочих конструктивних зв'язків) у постійних спорудах не рекомендоване, бо неминуче виникає розколювання деревини у з'єднанні при деформації елементів.

Розрахункова несуча здатність цвяхів, гвинтів, шурупів та глухарів на витягування  $T_{Bum}$  визначається за формулою:

$$T_{Bum} = R_{Bum} \cdot \pi \cdot d \cdot a_p, \quad (4.2)$$

де  $R_{Bum}$  – розрахунковий опір деревини витягуванню на одиницю стискання, МПа: для цвяхів при застосуванні повітряно-сухої деревини  $R_{Bum} = 0,3$  МПа; для гвинтів  $R_{Bum} = 1,0$  МПа;  $d$  – діаметр цвяха, гвинта, шурупа або глухаря, см;  $a_p$  – розрахункова довжина цвяха (див. формулу (4.1)), а для гвинтів – розрахункова довжина нарізної частини, см.

#### 4.2.4 З'єднання на клею

На відміну від розглянутих раніше з'єднань, з'єднання на клею є жорсткими, невіддатливими. З'єднання дерев'яних елементів відбувається без будь-якого послаблення деревини і ґрунтується на використанні сил зчеплення, які виникають між деревиною і клейовою плівкою.

До переваг з'єднань на клею і виготовлених з їх допомогою дерев'яних конструкцій відносяться:

- ціліність і монолітність перерізів різноманітних і вигідних, відносно опору зовнішнім навантаженням, форм і розмірів;
- можливість використання деревини зниженої якості навіть у відповідальних конструкціях, що досягається раціональним розміщенням її в менш напружених зонах поперечного перерізу, відрізуванням дефектів і стикуванням на клею більш якісних частин пиломатеріалів;
- використання маломірних матеріалів;
- використання деревини рідкісних листяних порід, розташування її у менш напружених зонах поперечного перерізу клеєної конструкції;
- заводське виготовлення конструкцій, що сприяє як їх збірності, так і транспортабельності.

Клеї, які використовують для виготовлення будівельних конструкцій, повинні бути:

- водостійкими, тобто зі зміною температурно-вологісного режиму вони мають зберігати свої фізико-механічні властивості при експлуатації дерев'яних конструкцій;
- біостійкими, тобто чинити опір дереворуйнуючим грибам;
- мати життєздатність не менше 2 годин, що забезпечує можливість нанесення клею та запресовку елементів до його твердіння;
- нешкідливими для здоров'я людей, а клейовий шов повинен бути більш міцним при роботі на зсув та відрив, ніж деревина на сколювання та розтягування поперек волокон.

Будівельні норми проектування дерев'яних конструкцій регламентують застосування того чи іншого типу та марки клею, залежно від матеріалів дерев'яних елементів, які необхідно склеювати, та від умов експлуатації, але міцність клейового шва для будь-якого клею при випробуваннях на сколювання зразків у сухому вигляді повинна бути не нижче 6,0 МПа для сосни і 8,0 МПа для дуба.

Вологість деревини для виготовлення клеєних конструкцій має бути не більше 12 %, тому що за зміни температурно-вологісних умов змінюється форма і розміри склеюваних елементів, а це викликає додаткові напруження в клейових швах. Усихання вологих дощок під час твердіння клею може призвести до зриву клейової плівки. Крім того, зі збільшенням вологості дощок зменшується зв'язуюча здатність і міцність клейового шва.

Найбільш розповсюдженим видом клейового з'єднання є поздовжнє склеювання паралельно укладених в пакети дощок по пластах або по пластах і ребрах для одержання розмірів пакета по висоті і ширині (рис. 4.6, а, б). Склеювати дошки під кутом не рекомендовано, тому що у швах виникають додаткові напруження від усихання дощок.

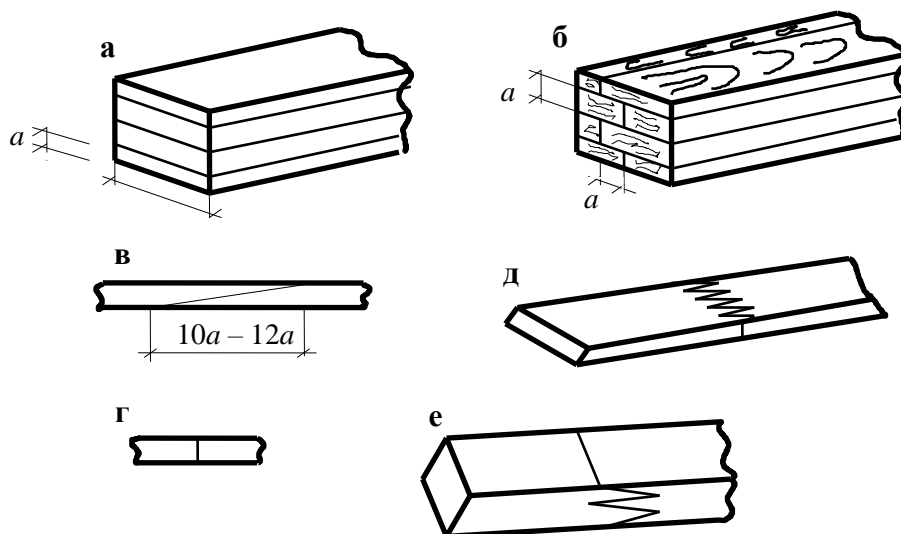
Стики дощок або брусів прямолінійних розтягнутих елементів влаштовують по взаємно скошених на вус гранях (рис. 4.6, в), або застосовують зубчасті стики із зубами, які виходять на пласти та на ребра (рис. 4.6, д, е).

В інших випадках стики здійснюють впритул (рис. 4.6, г) з щільним притиранням на клею.

- Стики дощок у блоках розташовують врозбїг з дотриманням таких вимог:
- відстань між осями стиків (уздовж елементу) у суміжних за висотою перерізу елементу дощок або брусів повинна бути не менше 20 товщин найбільш товстої із дощок, що стикуються;
  - в одному перерізі елементу дозволяється стикування не більше 25 % всіх дощок або брусів, причому у найбільш напруженій зоні – не більше однієї дошки або бруса;
  - відстань між з'єднаннями зубчастим стиком у суміжних за висотою перерізу

дошках не нормується;

– відстань між стиками дощок або брусів суміжних шарів повинна бути рівною або більшою за товщину цих дощок або брусів (рис. 4.6, б).



**Рисунок 4.6 – Склеювання дощок:**

**а – по пластьях дощок; б – по пластьях і ребрах; в – на вус;**

**г – впритул; д – зубчастий стик з зубами, які виходять на пласті; е – зубчастий стик з зубами, які виходять на ребра.**

Клеєні дерев'яні елементи розраховують як монолітні без урахування наявності стиків, їх виготовляють у спеціальних цехах деревообробних підприємств, обладнаних механізмами і пристроями для склеювання і контрольних випробувань вологості деревини, клею і готових конструкцій. Температура у цехах повинна бути не нижче  $16\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Запресування елементів дерев'яних конструкцій, на які уже нанесено клейовий розчин, проводять за допомогою пневматичних, гідравлічних, електричних або ручних гвинтових пресів.

Тиск у клейовому шві при запресуванні конструкцій повинен бути у межах  $0,3 \dots 0,5\text{ МПа}$ , і витримується цей тиск до повного затвердіння клейових швів від 4 до 24 годин, залежно від виду клею, конструкції та температури повітря. Прогрівання запресованих елементів до  $60\text{ }^{\circ}\text{C}$  скорочує термін витримування до  $1 \dots 3$  годин, а застосування струмів високої частоти – до декількох хвилин.

### 4.3 Види дерев'яних конструкцій

Конструкції, які виконують з деревини, поділяють на *несучі* та *огороджувальні*. *Несучі* конструкції сприймають різні навантаження і підлягають статичному розрахунку. *Огороджувальні* конструкції відокремлюють виробничі або житлові приміщення від зовнішнього середовища і розраховуються на його дію.

**Залежно від температурно-вологісних умов експлуатації** у нормативних документах зазначено про такі групи дерев'яних конструкцій:

- група А1 – усередині опалюваних приміщень виробничих, громадських та житлових будівель з відносною вологістю повітря  $w = 60 \%$ ;
- група А2 – усередині опалюваних приміщень виробничих будівель з  $w$  до  $75 \%$ ;
- група А3 – те ж, з  $w = 75 \%$ ;
- група Б1 – усередині неопалюваних складських будівель без виділення водяних парів;
- група Б2 – усередині неопалюваних тваринницьких будівель з виділенням водяної пари;
- група В – опори повітряних ліній електропередач, зв'язку, освітлювальних мереж з розрахунковою температурою нижче мінус  $40 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- група Г1 – шахтні кріплення, шпали, опори, тобто елементи конструкцій, які стикаються з ґрунтом;
- група Г2 – підлоги;
- група Д1 – градирні;
- група Д2 – гідротехнічні споруди.

**За формою** дерев'яні конструкції поділяють на *плоскі* та *просторові*.

*Плоскі* призначені для роботи у своїй площині (звичайно – у вертикальній) і сприймають частіше за все вертикальні навантаження.

За більш докладним поділом дерев'яні конструкції бувають:

- *плоскі найпростіші* – балкові, підкісні, шпренгельні, підвісні;

- *плоскі суцільні* – плити, панелі, складені балки, арки, рами;
- *плоскі наскрізні* – балкові та арочні ферми, рами, комбіновані системи;
- просторові в покриттях будівель – склепіння, куполи, складки, гіпари, структурні конструкції;
- споруди баштового, щоглового та мостового типів (мости), галереї, естакади.

**Залежно від виду основного матеріалу** конструкції бувають:

- *дерев'яні* (у тому числі з клеєної деревини), в яких з інших матеріалів виконані лише деталі вузлів або неосновні елементи (ці конструкції можуть бути безметалевими, тобто такими, які не мають розрахункових металевих частин);
- *метало-дерев'яні*, в яких розтягнуті елементи (нижній пояс та інші) виконують металевими, а стиснуті та стиснуто-вигнуті елементи – з дерева;
- *дерево-пластмасові*, в яких розтягнуті елементи виконують з конструкційних склопластиків високої міцності, а стиснуті та стиснуто-вигнуті елементи – з дерева;
- *клеєфанерні*, в яких елементи виконують з деревини та фанери.

**За виробничими ознаками** конструкції бувають:

- *заводського виготовлення*, які виконують механізованим способом у цехах, що мають відповідне устаткування. Такі конструкції є зручними для перевезення і легко монтуються на місцях їх зведення;
- *будівельного виготовлення*, які виконують на місці зведення із застосуванням малої механізації (електроінструментів) або вручну. Цей спосіб застосовують в лісових районах, в місцях, віддалених від промислових центрів, за малих обсягів робіт.

Конструкції з деревини застосовують більш за все у вигляді статично визначених систем, найбільш надійних у роботі, бо зусилля в їх елементах не залежать від деформацій системи. Ці системи мають меншу кількість стрижнів і опорних кріплень, відзначаються більшою простотою виготовлення та монтажу, у порівнянні зі статично невизначеними системами.

У деяких випадках використовують переваги статично невизначених сис-



тем, а саме – їх підвищену жорсткість, у порівнянні зі статично визначеними (у нерозрізних балках, які з успіхом застосовуються у покриттях будівель тощо). Особливо підвищена жорсткість статично невизначених конструкцій виявляється у купольних конструкціях, оболонках та інших.

Наявність або відсутність розпору, який значною мірою впливає на роботу конструкцій та їх опору, є важливою характеристикою. Найбільш поширеними є безрозпірні несучі конструкції – балки, балкові ферми та конструкції зі сприйнятим розпором – арки та тришарнірні системи із затяжками.

До розпірних систем належать: підкісні конструкції без затяжок, крокви з підвищеною розпиркою, круті арки та рами, а також склепіння, які працюють без затяжок.

Несучі та огорожувальні конструкції заводського виготовлення рекомендовано у першу чергу застосовувати у будівлях та спорудах з хімічно агресивним середовищем по відношенню до металу та залізобетону, у виробничих та громадських будівлях та спорудах різного призначення з температурно-вологісним режимом для груп конструкцій А1, А2 та Б1.

## **4.4 Основні положення для розрахунку дерев'яних конструкцій**

### **4.4.1 Граничні стани дерев'яних конструкцій**

Дерев'яні конструкції розраховують за єдиним для усіх будівельних конструкцій методом граничних станів. *Граничним* називають такий стан конструкцій, при якому їх подальша експлуатація стає неможливою. Необхідність припинення експлуатації може виникати: через втрату опору дії зовнішніх сил та через розвиток недопустимих деформацій.

Розрахунок дерев'яних конструкцій проводиться за двома граничними станами:

- 1) за несучою здатністю (міцність або стійкість);
- 2) за деформаціями.

При досягненні другого граничного стану конструкція хоч і зберігає міцність або стійкість, але її експлуатація не може продовжуватися через появу недопустимих деформацій.

Основна вимога норм при розрахунках дерев'яних конструкцій полягає в тому, щоб величина зусиль (або напружень) і деформацій від зовнішніх сил не перевищувала граничних значень, визначених будівельними нормами і правилами. Якщо цієї вимоги не дотримано, то виникає небезпека зниження експлуатаційної надійності споруди.

За першим граничним станом розраховують всі несучі дерев'яні конструкції, їх елементи і з'єднання; за другим – в основному елементи або конструкції, що працюють на вигин або вигин зі стиском чи розтягом.

#### **4.4.2 Види навантажень**

Розрахунок дерев'яних конструкцій за першим граничним станом проводиться за міцністю або стійкістю від розрахункових навантажень. Розрахунок конструкцій за другим граничним станом проводиться за нормативними навантаженнями.

Нормативними навантаженнями є:

- навантаження від власної ваги конструкцій та устаткування, які визначаються за проектними та довідковими даними;
- найбільші технологічні навантаження і дії (кранові навантаження, навантаження від заповнення ємностей і подібні дії), які відповідають умовам нормального виробничого процесу і визначаються відповідними технологічними даними;
- середні з максимальних щорічних значень снігових і вітрових навантажень, які визначаються за метеорологічними даними.

Коефіцієнти, які ураховують можливі збільшення навантажень порівняно з їх нормативними значеннями, внаслідок змінності навантажень, називаються *коефіцієнтами надійності за навантаженнями* ( $\gamma_f$ ).

Найбільші зовнішні дії, встановлені нормами з урахуванням можливої змінності навантажень, називаються *розрахунковими навантаженнями*, які визначаються як добуток нормативних навантажень на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням.

Навантаження при розрахунках конструкцій приймаються у сполученнях, які враховують можливу одночасну дію тих чи інших навантажень:

- в основних сполученнях, що складаються з навантажень, які постійно діють на споруди, і тимчасових навантажень, які регулярно діють при їх експлуатації;
- в додаткових сполученнях, які складаються з комбінацій навантажень, що входять в основні сполучення, з навантаженнями, які нерегулярно виникають при експлуатації споруд;
- в особливих сполученнях, які складаються з комбінацій навантажень, що входять в основні і додаткові сполучення, з навантаженнями, які мають аварійний характер і виникають виключно рідко.

Значення нормативних навантажень та коефіцієнтів надійності за навантаженнями наведені в таблицях.

Слід мати також на увазі, що при розрахунках на основні сполучення, які включають одне тимчасове навантаження, останнє береться без зниження, а при розрахунках на основні сполучення, які включають два або більше тимчасових навантажень, розрахункові величини цих навантажень помножують на коефіцієнт сполук  $n_c = 0,9$ ; при розрахунках на особливі сполучення розрахункові величини тимчасових навантажень помножують на коефіцієнт сполук  $n_c = 0,8$ .

#### **4.4.3 Розрахункові характеристики деревини**

Основні розрахункові характеристики матеріалів, які необхідні для проектування, наступні: розрахункові опори матеріалів, модулі пружності матеріалів, модулі зсувів, показники поперечної деформації (коефіцієнти Пуассона)

(S.D. Poisson, 1781–1840).

Розрахунковий опір  $R$  є граничним напруженням у матеріалі реальних елементів конструкції, що відрізняються від стандартних зразків розмірами та наявністю дефектів та дефектів у дозволених нормах меж. Крім того, розрахунковий опір відображає вплив тривалої дії навантажень та умов експлуатації.

Лабораторні випробування великої кількості стандартних зразків матеріалу дають значення величин тимчасових опорів  $R_T$  (границь міцності). Після статичної обробки результатів таких випробувань знаходять середнє арифметичне значення  $\bar{R}_T$  тимчасових опорів і середнє квадратичне відхилення напружень  $\sigma'$ , що дає можливість визначити коефіцієнти змінності  $V = \frac{\sigma'}{R_T}$ . Тоді мінімально можливе значення тимчасового опору, яке називається *нормальним опором матеріалу*  $R_H$ , визначається так:

$$R_H = \bar{R}_T \cdot \left( 1 - \chi \cdot V \right) \quad (4.3)$$

де  $\chi$  – коефіцієнт змінності, на який необхідно зменшити середнє арифметичне значення границь міцності для одержання нормативного опору з імовірністю значення шуканої характеристики, достатнього для безпечної експлуатації конструкції. Досвід показує, що нормативний опір деревини достатньо визначити з імовірністю 97,4 %, а це вимагає зменшення середнього арифметичного значення у (4.3), з урахуванням коефіцієнта змінності  $\chi = 2,25$ .

Розрахункові опори  $R_p$  деревини та фанери при вологості 12 %, за тривалої дії навантажень за нормальних температурних умов експлуатації визначають за формулою:

$$R_p = \frac{R_H}{K}, \quad (4.4)$$

де  $K$  – коефіцієнт надійності за матеріалом, вплив якого на міцність матеріалів залежить від однорідності структури матеріалу, наявності дефектів, масштабно-

го фактора та тривалого опору ( $K_{mp} = 0,67$ ). Дефекти ураховують в розрахунках дерев'яних конструкцій за допомогою коефіцієнта  $K_{nop}$ , який має найбільше значення у розтягнутих елементах. Вплив реальних розмірів будівельних елементів, у порівнянні зі стандартними зразками, ураховується коефіцієнтом  $K_p$ , який при опорі деревини розтягу уздовж волокон дорівнює 0,75, стиску уздовж волокон – 1, вигину – 0,9.

З урахуванням сказаного, коефіцієнт надійності за матеріалом  $K$  для деревини сосни та ялини обчислюється за формулою:

$$K = \frac{1}{K_{mp} \cdot K_{nop} \cdot K_p} \quad (4.5)$$

Звідси маємо найбільше значення коефіцієнта надійності за матеріалом при опорі розтягуванню уздовж волокон:

$$K = \frac{1}{0,67 \cdot 0,36 \cdot 0,75} = 5,5,$$

при стиску та зім'ятті уздовж волокон  $K = 2,2$ , при вигині  $K = 3,8$ . Ось чому при найбільшій механічній міцності розтягу уздовж волокон ( $R_T = 100$  МПа і  $R_H = 55$  МПа) розрахунковий опір деревини є найменшим –  $R_p = 10$  МПа.

Розрахункові опори деревини сосни та ялини, придатної за допустимими дефектами для проектування дерев'яних конструкцій, захищених від нагрівання, наведені у нормативній літературі. Для деревини інших порід там же можна знайти перехідні коефіцієнти  $m_{II}$  до розрахункових опорів.

Умови експлуатації дерев'яних конструкцій, з урахуванням температурно-вологісного режиму (жолоблення) та дії тимчасових і особливих навантажень (вітрового, монтажного, сейсмічного) ураховуються коефіцієнтами умов робіт, відповідно  $m_B$  та  $m_H$ .

Тоді, з урахуванням цих факторів, розрахунковий опір  $R_p$  деревини сосни та ялини і фанери знаходять за формулою:

$$R_p = R_H \cdot \frac{1}{K} \cdot m_B \cdot m_H \quad (4.6)$$

Урахування специфічного напруженого стану гнутих елементів дерев'яних конструкцій проводять коефіцієнтом  $m_{zn}$ .

Модуль пружності деревини уздовж волокон для конструкцій груп А1, А2 та Б1, Б2, захищених від нагрівання та таких, що знаходяться під дією постійних та тимчасових навантажень, незалежно від породи деревини, приймається  $E = 10000$  МПа. Для інших умов експлуатації приймають уже згадані раніше поправочні коефіцієнти  $m_B$  і  $m_H$ .

#### 4.4.4 Розрахунок центрально розтягнутих елементів

Перевірка міцності центрально розтягнутих елементів проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_{HT}} \leq R_p \cdot m_o \cdot m_{BG}, \quad (4.7)$$

де  $N$  – розрахункове поздовжнє зусилля, яке діє на елемент, кН;

$m_o$  – коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів з будь-якими послабленнями у розрахунковому перерізі  $m_o = 0,8$ . За відсутності послаблень  $m_o = 1$ ;

$m_{BG}$  – коефіцієнт умов роботи для елементів будівельного виготовлення  $m_{BG} = 0,7$ ;

$R_p$  – розрахунковий опір деревини розтягуванню, кН;

$A_{HT} = A_{mp} - A_{OCL}$  – площа нетто найбільш ослабленого перерізу елемента (розрахункова площа).

При визначенні площі ослаблення розтягнутих елементів всі ослаблення, розміщені на ділянці довжиною 20 см, вважаються суміщеними в одному перерізі, щоб запобігти розриву зигзагом.

Якщо ослаблення елемента розміщені несиметрично відносно центру ва-

ги його поперечного перерізу, то такий елемент розраховується як позацентрово розтягнутий.

Міцність деревини на розтягу поперек волокон є незначною, тому проектувати конструкції або з'єднання з такою роботою деревини недоцільно.

#### 4.4.5 Розрахунок зігнутих елементів

У дерев'яних конструкціях зігнуті елементи найчастіше зустрічаються у вигляді балок – суцільних і складених, прогонів, настилів, кроквяних ніг і т.п., тобто це найбільш поширені елементи дерев'яних будівель і споруд. Тому раціональне їх проектування з повним використанням несучої здатності приводить до значної економії лісоматеріалів. Балки суцільного перерізу є менш чутливими до дефектів деревини, що дозволяє їх виготовляти з деревини другого сорту.

Розрізняють два види роботи елементів на вигин:

1. *Простий вигин*, коли навантаження діє у площині однієї з головних осей інерції поперечного перерізу елемента (навантаження діє перпендикулярно до поздовжньої осі елемента);
2. *Косий вигин*, коли напрямок навантаження не збігається ні з однією з головних осей інерції перерізу (навантаження діє під непрямым кутом до поздовжньої осі елемента).

На відміну від сталевих або залізобетонних конструкцій, дерев'яні елементи є більш чутливими до косоного вигину внаслідок шаруватої будови деревини. Якщо зусилля спрямоване не перпендикулярно до осі дерев'яної конструкції, може статися взаємний зсув шарів деревини і, як наслідок, передчасне розколювання конструкції. Тому під час розрахунку дерев'яних конструкцій враховуються вплив сколюючих напружень, особливо, на опорних ділянках.

Розрахунок зігнутих елементів, забезпечених від втрати стійкості плоскої форми деформування, на міцність за нормальними напруженнями простого вигину слід проводити за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq R_B, \quad (4.8)$$

де  $M$  – розрахунковий згинальний момент, кНсм;  $R_B$  – розрахунковий опір деревини вигину, кН/см<sup>2</sup>;  $W_p$  – розрахунковий момент опору (за площею нетто) даного поперечного перерізу, см<sup>3</sup>; для суцільних елементів  $W_p = W_{HT}$ . При визначенні  $W_{нт}$  ослаблення перерізів, розташованих на ділянці елемента довжиною до 20 см, приймають суміщеними в одному перерізі.

Розрахунок зігнутих елементів на міцність за нормальними напруженнями косоного вигину виконують за формулою:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_B, \quad (4.9)$$

де  $\sigma_x$  та  $\sigma_y$  – відповідні згинальним моментам  $M_x$  та  $M_y$  напруження вигину;  $M_x$  та  $M_y$  – складові розрахункового згинального моменту відносно головних осей  $x$  та  $y$ ;  $W_x$  та  $W_y$  – розрахункові моменти опору даного поперечного перерізу для осей  $x$  та  $y$ ;  $R_B$  – розрахунковий опір деревини вигину.

Розрахунок зігнутих елементів прямокутного постійного перерізу на стійкість плоскої форми деформування слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_B, \quad (4.10)$$

де  $M$  – максимальний згинальний момент на ділянці  $l_p$ , де виконується перевірка;  $W_{бр}$  – максимальний момент опору бруто на тій самій ділянці  $l_p$ ;  $\varphi_M$  – коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування для згинальних елементів, шарнірно закріплених від зміщення з площини вигину та закріплених від повороту навколо поздовжньої осі в опорних перерізах, визначають за формулою:



$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{\ell_p \cdot W_{\varphi}} \cdot K_f, \quad (4.11)$$

де  $\ell_p$  – відстань між опорними перерізами елемента, а при закріпленні стиснутого ребра елемента у проміжних точках від зміщення з площини вигину – відстань між цими точками;  $b$  – ширина поперечного перерізу;  $h$  – максимальна висота поперечного перерізу на ділянці  $\ell_p$ ;  $K_f$  – коефіцієнт, що залежить від форми епюри згинальних моментів на ділянці  $\ell_p$ .

Розрахунок на сколювання при вигині проводять у місцях, де поперечні сили є найбільшими (звичайно – в опорних перерізах), за формулою:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\varphi p}}{J_{\varphi} \cdot b_p} \leq R_{СК}, \quad (4.12)$$

де  $Q$  – розрахункова поперечна сила даного перерізу, кН;  $S_{\varphi p}$  та  $J_{\varphi}$  – відповідно статичний момент бруто зсувної частини перерізу відносно нейтральної осі ( $\text{см}^3$ ) і момент інерції бруто даного поперечного перерізу ( $\text{см}^4$ );  $b_p$  – розрахункова ширина перерізу, см;  $R_{СК}$  – розрахунковий опір деревини сколюванню уздовж волокон при вигині, кН/см<sup>2</sup>.

Перевірка на сколювання при вигині суцільних дерев'яних елементів може виявитися вирішальною для коротких балок  $\left(\frac{\ell}{h} \leq 5\right)$  з великими зосередженими навантаженнями біля опор. Для балок суцільного перерізу покриттів та перекриттів будівель з рівномірним навантаженням перевірку на сколювання можна не виконувати.

Перевірка жорсткості зігнутого елемента складається з визначення найбільшого його прогину від нормативних навантажень і порівняння значення цього прогину з гранично допустимим. Звичайно прогини обчислюються у частинах прольоту. Впливом дотичних напружень на прогин балок прямокутного перерізу звичайно нехтують і ураховують їх лише при розрахунках клеєфанерних

балок.

Обчислення прогинів проводять за формулами опору матеріалів, відповідно до розрахункових схем. Для балок симетричного перерізу у площині вигину прогин можна знаходити за узагальненою формулою:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{\sigma_H \cdot \ell}{E \cdot h} \cdot K \leq \left[ \frac{f}{\ell} \right], \quad (4.13)$$

де  $\sigma_H$  – максимальне напруження від нормативного навантаження, МПа;  $K$  – коефіцієнт, який залежить від умов спирання і навантаження; його знаходять у довідковій літературі, наприклад, для балки на двох опорах при рівномірному навантаженні  $K = \frac{5}{24}$ , при зосередженій силі у середині прольоту  $K = \frac{1}{6}$  та ін.

Перевірка жорсткості при косому вигині проводиться за повним прогином, який знаходять як геометричну суму прогинів  $f_x$  та  $f_y$ :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq [f], \quad (4.14)$$

де  $f_x$  та  $f_y$  – прогини відносно осей  $x$  та  $y$ .

Косий вигин завжди виникає у випадку збільшення величин згинальних моментів, тому слід прагнути до його виключення або обмеження, наприклад, постановкою тяжів у площині схилу покрівлі у середині прольоту прогонів, зменшуючи тим самим у два рази розрахунковий проліт у площині схилу.

#### **ПРИКЛАД 4-А**

Розрахувати дерев'яну крокву квадратного перерізу двосхильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом  $30^\circ$  (рис. 4.7) за таких умов:

- проліт між опорами даху  $\ell = 9$  м;    крок опор  $\ell_1 = 6$  м;
- щільність деревини  $\rho = 600$  кг/м<sup>3</sup>;
- розрахунковий опір вигину деревини  $R_e = 1,6$  кН/см<sup>2</sup>;    коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ ;
- модуль пружності деревини  $E = 10^4$  кН/см<sup>2</sup>;
- коефіцієнт перевантаження (жорсткості)  $C_I = 1,12$ ;    коефіцієнт вигину  $\beta = 0,8$ ;

- переріз дощок обрешітки 200×20 мм; відстань між дошками обрешітки – 200 мм;
- нормативні навантаження від шиферу – 0,15 кН/м<sup>2</sup>;
- нормативні навантаження від руберойду – 0,05 кН/м<sup>2</sup>;
- тимчасове нормативне навантаження (від снігу) – 0,7 кН/м<sup>2</sup>.

Мета задачі – підібрати стандартний пиляний брус квадратного перерізу для виготовлення кроквяної балки (кроквяної ноги).

**Послідовність розв’язання задачі:**

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об’єктів, що діють у межах *вантажної площі* і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на елемент балкової клітки.
3. Визначення максимального згинального моменту  $M_m$  (нормативного та розрахункового).
4. Підбір параметрів перерізу згинального елемента відповідно до  $M_m$ .
5. Перевірка розв’язання за 1-м та 2-м граничними станами.

Стійкість крокв може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів дерев’яних конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків. У зв’язку з цим умови стійкості формулюються двома нерівностями:

$$\sigma_{\max} \leq R_B \gamma_c ; \quad (4-A.1)$$

$$\left( \frac{f}{\ell} \right)_p \leq \left[ \frac{f}{\ell} \right]_{\text{табл}} , \quad (4-A.2)$$

де  $\sigma_{\max}$  – максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см<sup>2</sup>;  $R_B$  – розрахунковий опір деревини на вигин, кН/см<sup>2</sup>;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;  $f/\ell$  – відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом, проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{C_1 W_x} \leq R_B \gamma_c , \quad (4-A.3)$$

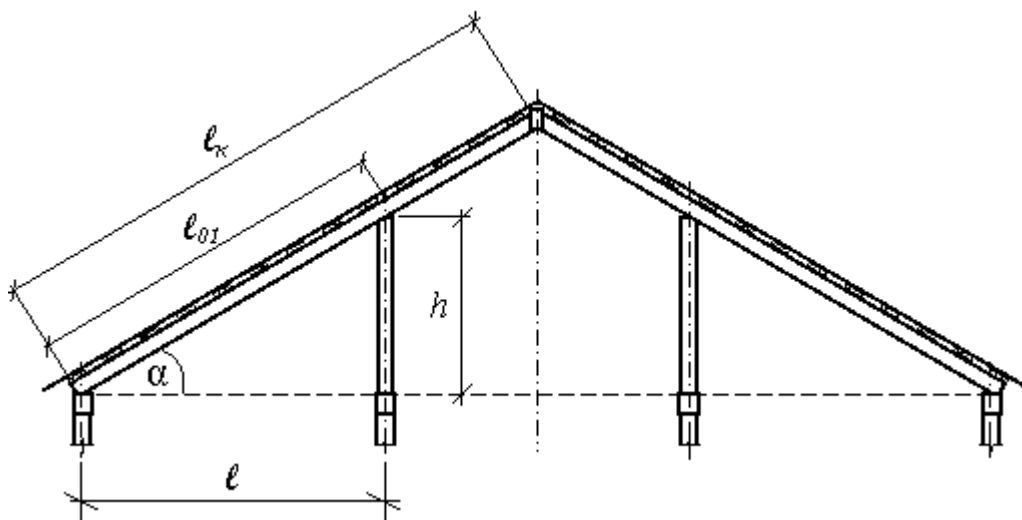
де  $M_{\max}$  – максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, кНм;  $W_x$  – момент опору перерізу елемента, см<sup>3</sup>,  $C_1$  – коефіцієнт жорсткості, що враховує пружну роботу конструкції.

Виходячи з формули (4-А.3), розраховується необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом, що отриманий за розрахунком

$$W_x = \frac{M_{\max}}{C_1 R_B \gamma_c} \quad (4-А.4)$$

На підставі отриманого моменту опору перерізу, з урахуванням форми перерізу елемента, розраховують ширину пиломатеріалу, визначаючи фактичне значення за сортаментом.

Підібраний за розмірами брус має бути перевірений на міцність (розрахунок за 1-ою групою граничних станів) та жорсткість (розрахунок за 2-ою групою граничних станів). Для цього визначають напруження, які виникають у кроквяній нозі, та її прогин від нормативного значення навантаження. Величина напружень не повинна перевищувати розрахункового опору деревини на вигин. Відносний прогин балки, що є мірою її жорсткості, не повинен перевищувати нормативного, що залежить від призначення балки.



**Рисунок 4.7 – До розрахунку дерев'яної крокви двосхильного приставного даху**

### Розрахунок

1. Конструкції покрівлі складаються з кроквяних ніг, обпертих зверху на гребеневий брус, у середній частині – на стиснутий дерев'яний стоек, внизу – на мауерлат. На крокви діють постійні навантаження від покриття (шиферу), гідроізоляції (руберойду), обрешітки та тимчасові – від снігу.

Розрахункова схема крокви являє собою статично невизначену двопрольотну нерозрізну балку, що вільно лежить на трьох опорах, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням. Причому довжина прольотів є неоднаковою.

2. Загальна довжина кроквяної ноги  $\ell_k$ :

$$\ell_k = \frac{3 \cdot \ell}{2 \cdot \cos 30^\circ} = \frac{3 \cdot 9}{2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}} = 15,6 \text{ м.} \quad (4-A.5)$$

3. Розміри вантажної площі  $A_{en}$ , з якої на крокву діють навантаження, дорівнюють довжині крокви та кроку стояків, оскільки покрівля є похилою. Вантажна площа становить:

$$A_{en} = \ell_k \times b = 15,6 \times 6 = 93,6 \text{ м}^2. \quad (4-A.6)$$

4. Для визначення навантаження від обрешітки розраховується кількість дощок обрешітки  $n_p$ , що спираються на крокву, та їх маса  $m_p$ :

$$n_p = \frac{\ell_k}{2 \cdot b_p} = \frac{15,6}{2 \cdot 0,2} = 39 \text{ дощок.} \quad (4-A.7)$$

$$m_p = b_p \cdot h_p \cdot \ell_1 \cdot \rho \cdot n_p = 0,2 \cdot 0,02 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 39 = 5,62 \text{ кН.} \quad (4-A.8)$$

Питоме нормативне навантаження від дощок обрешітки становить:

$$g_p^n = \frac{m_p}{\ell_1 \cdot \ell_k} = \frac{5,62}{6 \cdot 15,6} = 0,06 \text{ кН/м}^2. \quad (4-A.9)$$

5. Усі нормативні навантаження, що діють на крокву у межах вантажної площі, визначаються та заносяться до таблиці 4.1.

**Таблиця 4.1 – Відомість навантажень на дерев'яні конструкції покриття**

№ з/п	Види навантажень	Нормативні, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункові, кН/м <sup>2</sup>
1	<b>Постійні</b>				
1.1	Шифер	0,15	1,3	0,95	0,19
1.2	Гідроізоляція – один шар руберойду	0,05	1,3	0,95	0,06
1.3	Обрешітка	0,06	1,3	0,95	0,07
	Усього	$g^n = 0,26$			$g^p = 0,32$
2	<b>Тимчасові</b>				
2.1	Снігове	0,7	1,4	0,95	0,93
	Усього	$v^n = 0,7$			$v^p = 0,93$
	Разом постійні та тимчасові ( $g + v$ )	0,96			1,25

6. Враховуючи, що на першому прольоті діятиме більший згинальний момент, розрахунок перерізу балки проводять на даній ділянці балки.

Довжина першого прольоту  $\ell_{k1}$ :

$$\ell_{k1} = \frac{\ell}{\cos 30^\circ} = \frac{9 \cdot 2}{\sqrt{3}} = 10,4 \text{ м.} \quad (4-A.10)$$

Визначення згинального моменту в першому прольоті:

– від нормативних навантажень:

$$M_n = \frac{\beta \cdot (s_n + v_n) \cdot \ell_1 \cdot \ell_{01}^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 26,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (4-A.10)$$

– від розрахункових навантажень:

$$M_p = \frac{\beta \cdot (s_p + v_p) \cdot \ell_1 \cdot \ell_{01}^2 \cdot \cos 30^\circ}{16} = \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 6 \cdot 10,4^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}}{16} = 35,13 \text{ кН}\cdot\text{м.} \quad (4-A.11)$$

7. Визначення потрібного моменту опору перерізу кроквяної ноги:

$$W_{nom} = \frac{M_p}{C_1 \cdot R_{буз}} = \frac{35,13 \cdot 100}{1,12 \cdot 1,6} = 1960 \text{ см}^3, \quad (4-A.12)$$

де  $C_1$  – коефіцієнт жорсткості,  $C_1 = 1,12$ .

8. Визначення ширини перерізу крокви.

Для прямокутного перерізу момент опору перерізу становить:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (4-A.13)$$

де  $b$  та  $h$  – відповідно ширина та висота перерізу, см.

Мінімально необхідна ширина пиломатеріалу, враховуючи, що форма перерізу пиломатеріалу – квадрат:

$$b = \sqrt[3]{6 \cdot W} = \sqrt[3]{6 \cdot 1969} = 22 \text{ см.} \quad (4-A.14)$$

9. За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 13) попередньо обирається брус перерізом 250×250 мм.

Момент опору перерізу за обраним сортаментом, згідно (4-A.13):

$$W_T = \frac{b^3}{6} = \frac{25^3}{6} = 2604 \text{ см}^3.$$

Момент інерції перерізу за обраним сортаментом:

$$J_T = \frac{b^4}{12} = \frac{25^4}{12} = 32552 \text{ см}^4. \quad (4-A.15)$$

10. Перевірка обраного бруса на міцність (за 1-м граничним станом) – розрахунок напруження, яке виникає у кроквяній нозі, виконують згідно (4-A.4) тобто

$$\sigma = \frac{M_p}{C_1 \cdot W_T \gamma_c} = \frac{35,13 \cdot 100}{1,12 \cdot 2604 \cdot 1} = 1,2 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок показує, що величина напружень є меншою, ніж розрахунковий опір деревини ( $\sigma = 1,2 \text{ кН/см}^2 < R_B = 1,6 \text{ кН/см}^2$ ). Отже, умова міцності виконується.

Перевірка відносного прогину крокви – перевірка обраного бруса за жорсткістю (за 2-м граничним станом). Нормативний прогин крокви становить 1/200.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot \ell_{k1}}{E \cdot J_T} = \frac{5 \cdot 26,9 \cdot 10,4 \cdot 10^4}{48 \cdot 10^4 \cdot 32552} = \frac{1}{1117} < \frac{1}{200}. \quad (4-A.16)$$

Враховуючи, що обидві умови виконуються, розрахунок вважається виконаним правильно.

Висновок: за сортаментом обрано кроквяну ногу довжиною 15,6 м та перерізом 250×250 мм.

#### 4.4.6 Розрахунок центрально стиснутих елементів

Руйнування центрально стиснутих стрижнів може виникати від втрати стійкості або вичерпання міцності. Руйнування дерев'яних стиснутих конструкцій починається, як правило, на торцевих ділянках внаслідок передчасного розколювання деревини. Руйнування дерев'яних стиснутих конструкцій на центральній ділянці може статися за наявності якихось дефектів деревини на цій ділянці.

Перевірку міцності стиснутого стрижня за малих значень гнучкості  $\lambda \leq 5$  та в перерізах поблизу шарнірних кріплень проводять за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_{нт}} \leq R_c . \quad (4.15)$$

В інших випадках стиснуті елементи розраховують у найбільш ослабленому перерізі з урахуванням поздовжнього вигину. Втрата стійкості стрижня супроводжується виникненням деформації вигину у площині найменшої жорсткості. Відношення критичного напруження  $\sigma_{кр}$ , при якому стиснутий стрижень втрачає стійкість, до межі міцності матеріалу на стискання  $R_c$  називають *коефіцієнтом поздовжнього вигину*  $\varphi$  (див. (2.37)):

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_c} .$$

Стійкість центрально стиснутих стрижнів перевіряється за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_{розр}} \leq R_c , \quad (4.16)$$

де  $N$  – розрахункове поздовжнє зусилля, яке діє на елемент, кН;

$R_c$  – розрахунковий опір деревини стисканню, кН/см<sup>2</sup>;

$A_{нт}$  – площа нетто поперечного перерізу елемента,  $A_{нт} = (A_{бр} - A_{осл})$ , см<sup>2</sup>;

$A_{розр}$  – розрахункова площа поперечного перерізу елемента при перевірці стійкості, яка приймається за відсутності послаблень,  $A_{розр} = A_{бр}$ , см<sup>2</sup>; при послабленнях, які виходять на ребро перерізу (рис. 4.8, а), якщо площа послаблень не перевищує 25 % від площі,  $A_{бр} - A_{розр} = \frac{4}{3} A_{нт}$ ; при симетричних послабленнях, що виходять на ребро (рис. 4.8, б),  $A_{розр} = A_{нт}$ . При несиметричних послабленнях, що виходять на ребра (рис. 4.8, в), елементи розраховують як позацентрово стиснуті;

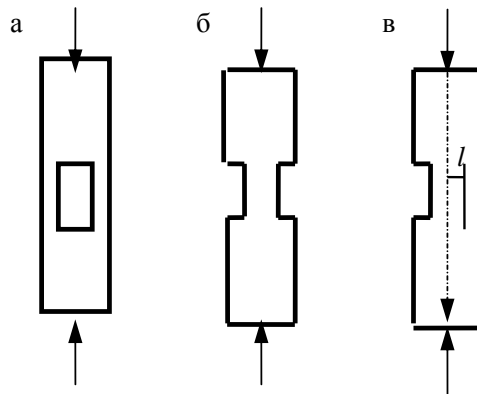
$\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину, який є відношенням критичних напружень  $\sigma_{кр}$ , коли стрижень втрачає стійкість, до границі міцності  $R_c$ .

*Ослаблення* є функціонально необхідними для поєднання дерев'яних еле-



ментів між собою (вруби, врізки тощо). Для забезпечення необхідної несучої здатності елемента за наявності ослаблень необхідно штучно збільшити ширину перерізу конструкції на величину передбачуваних послаблень.

Звичайно  $\varphi \leq 1$ , що свідчить про неповне використання міцнісних властивостей матеріалу. При проектуванні доцільно передбачати заходи для забезпечення стійкості стиснутих стрижнів. Коефіцієнт  $\varphi$  залежить від гнучкості стрижня  $\lambda$ . Для стрижнів, виготовлених з різних матеріалів, запроваджено граничні значення гнучкостей  $\lambda_{min}$ , при перевищенні яких елемент працює у межах пропорційності, а при менших значеннях – за межами пропорційності.



**Рисунок 4.8 – Ослаблення стиснутих елементів:**

**а – ослаблення, яке не виходить на ребро;**

**б – симетричне ослаблення, яке виходить на ребро;**

**в – несиметричне ослаблення, яке виходить на ребро**

При гнучкості  $\lambda > 70$  стиснутий елемент втрачає стійкість, коли напруги стиску в деревині ще є невеликими і вона працює пружно (робота дерев'яного елемента відбувається до умовної межі пропорційності). Коефіцієнт поздовжнього вигину (або коефіцієнт стійкості)  $\varphi$  у цьому випадку знаходять за формулою Ейлера:

$$\varphi = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot R_c} \quad (4.17)$$

Результати випробувань більшості матеріалів свідчать, що відношення модуля пружності до границі міцності є величиною сталою. При заміні у фор-

мулі (4.17) значення  $\frac{\pi^2 \cdot E}{R_c}$  на сталу величину  $\Phi$  маємо:

$$\varphi = \frac{\Phi}{\lambda^2}, \quad (4.18)$$

де  $\Phi$  приймається залежно від виду матеріалу:  $\Phi = 3000$  для деревини, а для фанери  $\Phi = 2500$ .

При гнучкості  $\lambda \leq 70$  стиснутий елемент втрачає стійкість, коли напруги стиску досягають пружно-пластичної стадії (тобто дерев'яні елементи працюють поза межами пропорційності). У таких випадках коефіцієнти поздовжнього вигину  $\varphi$  визначаються за формулами, одержаними на підставі експериментальних даних:

$$\varphi = 1 - a \cdot \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (4.19)$$

де коефіцієнт  $a = 0,8$  для деревини та  $a = 1$  для фанери.

Гнучкість елементів  $\lambda$  визначається залежно від їхньої розрахункової довжини  $\ell_o$  та радіуса інерції поперечного перерізу  $r$  за формулою:

$$\lambda = \frac{\ell_o}{i}, \quad (4.20)$$

де  $i$  – радіус інерції перерізу,  $i = \sqrt{\frac{J_{\sigma p}}{A_{\sigma p}}}$ ,

де  $J_{\sigma p}$  – момент інерції перерізу, в площині якого перевіряється стійкість елемента;  $A_{\sigma p}$  – площа перерізу бруто.

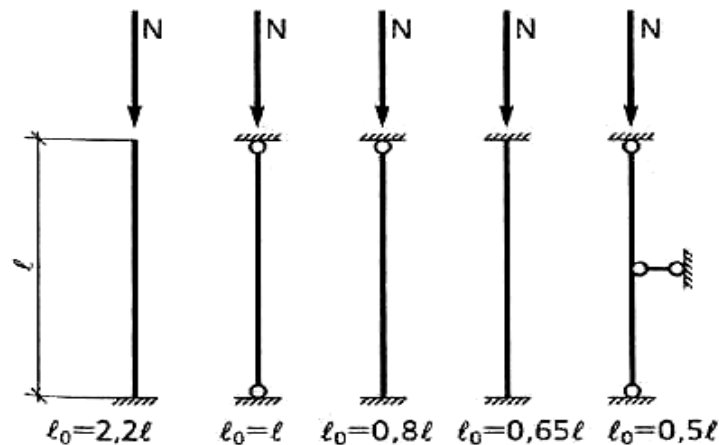
Розрахункова довжина стиснутого дерев'яного стрижня  $\ell_o$  при перевірці на поздовжній вигин залежить від способу закріплення кінців (рис. 4.9) і визначається шляхом множення його дійсної довжини  $\ell$  на коефіцієнт вигину  $\mu_o$ :

$$\ell_o = \mu_o \cdot \ell.$$

Значення коефіцієнта вигину  $\mu_o$  для дерев'яних стрижнів дорівнює:

- при обох шарнірно закріплених кінцях  $\mu_o = 1$ ;
- при одному жорстко закріпленому, а другому – вільно навантаженому кінці  $\mu_o = 2,2$ ;
- при одному жорстко, а другому шарнірно закріпленому кінці  $\mu_o = 0,8$ ;
- при обох жорстко закріплених кінцях  $\mu_o = 0,65$ .

Останні два випадки в дерев'яних конструкціях застосовують рідко, тому що жорстко закріплені кінці після усушки і зім'яття деревини поперек волокон набувають здатності до деякого повороту, що знижує ефект закріплення.



**Рисунок 4.9 – Розрахункова довжина стиснутого елемента залежно від закріплення його на опорах**

Розрахункова гнучкість стиснутих елементів повинна бути не більшою за такі максимальні значення:

- для основних елементів конструкцій (пояси, опорні розкоси і стояки ферм, колони, арки і т.п.)  $\lambda \leq 120$ ;
- для другорядних елементів (проміжні стояки і розкоси ферм і т.п.)  $\lambda \leq 150$ ;
- для елементів зв'язків  $\lambda \leq 200$ .

#### **ПРИКЛАД 4-Б**

Розрахувати центральню стиснуту дерев'яну стійку двохсильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом  $30^\circ$  (рис. 4.10) за таких умов:

- проліт між опорами даху  $\ell = 8$  м; крок опор  $a = 4$  м;
- щільність деревини  $\rho = 600$  кг/м<sup>3</sup>; розрахунковий опір деревини на стиск  $R_c = 1,3$  кН/см<sup>2</sup>;
- коефіцієнт перевантаження (жорсткості)  $C_I = 1,12$ ; гранична гнучкість стійки  $\lambda_{гр} = 120$ .

Постійне нормативне навантаження:

- від шиферу –  $0,14$  кН/м<sup>2</sup>;
- від руберойду –  $0,05$  кН/м<sup>2</sup>;
- від обрешітки –  $0,1$  кН/м<sup>2</sup>;
- від кроквяних ніг перерізом  $250 \times 250$  мм.

Тимчасове нормативне навантаження (від снігу) –  $0,7$  кН/м<sup>2</sup>.

Мета задачі – підібрати стандартний пиляний брус для виготовлення дерев'яного стійка.

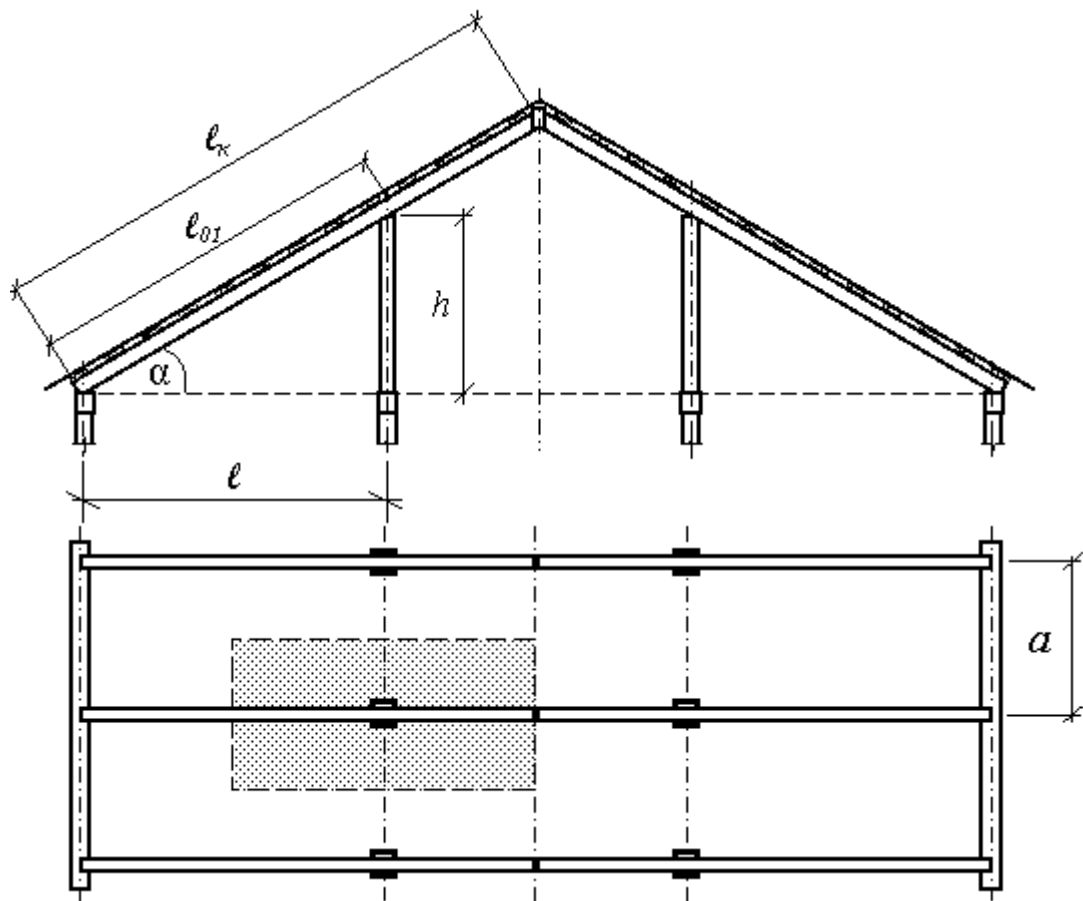
Послідовність розв'язання задачі:

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення постійних і тимчасових навантажень від конструктивних елементів, матеріалів та інших об'єктів, що діють у межах вантажної площі, і збирання їх у таблицю; підрахунок сумарного нормативного та сумарного розрахункового навантажень, що діють на стійку.
3. Визначення гнучкості стійки та коефіцієнта поздовжнього вигину.
4. Підбір необхідних розмірів стійки, виходячи з умов його міцності та сортаменту.
5. Перевірка розв'язання за 1-м та 2-м граничним станом.

Дерев'яні стійки – складова частина кроквяних ферм; їх розраховують як позакентровано стиснуті елементи на вплив поздовжніх сил і згинальних моментів з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але, приймаючи, що будинок має несучі кам'яні стіни, а гнучкість стійок є незначною ( $\lambda \leq 120$ ) і приблизно однаковим є симетричне їх навантаження кроквяними балками, можна розраховувати стійки спрощено – на дію тільки поздовжньої стискальної сили.

### Розрахунок

1. Розрахункову схему стійки можна представити у вигляді центральню стиснутого стрижня із шарніром знизу на рівні горищного перекриття і шарніром на рівні верху покрівлі. Коефіцієнт вигину  $\mu = 1$ .



**Рисунок 4.10 – До розрахунку центрально стиснутого дерев'яного стояка**

2. Площа вантажної площі, з якого на дерев'яний стаяк діє навантаження, обмежена кроком колон та серединами прольотів між опорами нерозрізної кроквяної балки  $l_{01}$  та  $l_{02}$ .

$$l_{01} = \frac{l}{\cos 30^\circ} = \frac{2 \cdot 8}{\sqrt{3}} = 9,24 \text{ м};$$

$$l_{02} = 0,5l_{01} = 0,5 \cdot 9,24 = 4,62 \text{ м};$$

$$l_{\text{вм}} = 0,5(l_{01} + l_{02}) = 0,5(9,24 + 4,62) = 6,93 \text{ м};$$

$$A_{\text{вм}} = l_{\text{вм}} \cdot a = 6,93 \cdot 4 = 27,72 \text{ м}^2.$$

3. Усі нормативні навантаження, що діють на крокву у межах вантажної площі, визначаються та заносяться до таблиці 4.2.

4. Висота дерев'яного стаяка:

$$h = l \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 8 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 4,62 \text{ м}.$$

5. За граничною гнучкістю стаяка  $\lambda_{\text{тр}}=120$  визначається коефіцієнт його поздовжнього вигину:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{120^2} = 0,208.$$

**Таблиця 4.2 – Постійні і тимчасові навантаження, що діють на дерев'яний стяк**

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне значення		$\gamma_f$	$\gamma_n$	Розрахункове значення, кН
		питоме, кН/м <sup>2</sup>	з вантажної площі, кН			
<i>Постійні:</i>						
1.	Від покриття					
1.1.	Від шиферу	0,14	0,14·27,72=3,88	1,3	0,95	4,79
1.2.	Один шар гідроізоляційного покриття	0,05	0,05·27,72=1,39	1,3	0,95	1,72
1.3.	Від обрешітки	0,1	0,1·27,72=2,77	1,3	0,95	3,42
1.4.	Від крокв	–	6,93·0,25 <sup>2</sup> ·6=2,60	1,3	0,95	3,21
<b>Усього:</b>		<b><math>g_n = 11,00</math></b>		<b><math>g_p = 13,14</math></b>		
<i>Тимчасові</i>						
2.	Снігове, $v$	0,7	0,7·27,72=19,04	1,4	0,95	25,32
<b>Усього (<math>g + v</math>) :</b>		<b>30,04</b>		<b>38,46</b>		

6. Визначення необхідної площі перерізу, розміру ребра та мінімального радіуса інерції перерізу для дерев'яного стяка:

$$A = \frac{(v_p + g_p)}{\varphi R_c c_1} = \frac{38,46}{0,208 \cdot 1,3 \cdot 1,12} = 126,99 \text{ см}^2;$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{126,99} = 11,27 \text{ см};$$

$$i = \frac{h_0}{\lambda_{Tp}} = \frac{1 \cdot 462}{120} = 3,85.$$

7. За сортаментом для пиломатеріалів (додаток 13) для стяка попередньо обирається брус перерізом 125×125 мм. Для цього бруса розраховують радіус інерції та гнучкість:

$$i_{T1} = 0,289 \cdot b_{T1} = 0,289 \cdot 12,5 = 3,61 \text{ см} < 3,85 \text{ см};$$

$$\lambda_{T1} = \frac{h_0}{i_{T1}} = \frac{1 \cdot 462}{3,61} = 128 > 120.$$

Вони виходять за межі гранично допустимих значень, тому необхідно обрати наступний за сортаментом брус перерізом 175×175 мм і повторити розрахунки:

$$i_{T2} = 0,289 \cdot b_{T2} = 0,289 \cdot 17,5 = 5,06 \text{ см} > 3,85 \text{ см};$$

$$\lambda_{T2} = \frac{h_0}{i_{T2}} = \frac{1 \cdot 462}{5,06} = 91 < 120.$$

Отримані результати не виходять за межі гранично допустимих значень, тому перевірки на стійкість та міцність проводяться для бруса обраного сортаменту.

#### 8. Перевірка.

Фактична гнучкість стояка перевищує 70, тому фактичний коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за формулою:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_{T2}^2} = \frac{3000}{91^2} = 0,362.$$

Перевірка стояка на стійкість:

$$\sigma_c = \frac{(g_n + g_p)}{\varphi A_{T2}} = \frac{30,04}{0,362 \cdot 17,5^2} = 0,27 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження  $\sigma_c = 0,27$  є меншими, ніж розрахунковий опір деревини  $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$ , то умова стійкості виконується.

Перевірка стояка на міцність виконується для перерізів поблизу шарнірних кріплень, оскільки  $\lambda \geq 5$ :

$$\sigma_m = \frac{(g_p + g_p)}{c_1 A_{T2}} = \frac{38,46}{1,12 \cdot 17,5^2} = 0,11 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження  $\sigma_m = 0,11$  є меншими, ніж розрахунковий опір деревини  $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$ , то умова міцності виконується.

Висновок: остаточно приймається стояк із бруса 175x175 мм.

#### **ПРИКЛАД 4-В**

Розрахувати центрально стиснутий дерев'яний стояк двохсильного симетричного приставного трипрольотного даху з ухилом  $30^\circ$  (рис. 4.10), якщо є потреба у його з'єднанні в середній частині з балкою такого ж перерізу за таких умов:

- проліт між опорами даху  $\ell = 8$  м;    крок опор  $\ell_1 = 4$  м;
- розрахунковий опір деревини на стиск  $R_c = 1,3 \text{ кН/см}^2$ ;
- коефіцієнт перевантаження (жорсткості)  $C_I = 1,12$ ;    гранична гнучкість стояка  $\lambda_{cp} = 120$ ;

Навантаження в межах вантажної площі:

- постійне: нормативне  $g_n = 11,0 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $g_p = 13,14 \text{ кН/м}^2$ ;
- тимчасове: нормативне  $v_n = 19,04 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $v_p = 25,32 \text{ кН/м}^2$ .

Для з'єднання у стояку виконується проріз під прямокутний шип (див. рис. 4.8, а), ширина якого є вдвічі меншою за ширину стояка.

Площа перерізу стояка в місці отвору  $A_{нт}$  становить половину від загальної площі перерізу  $A_{бр}$ , тобто:  $A_{нт} = 0,5 A_{бр}$ . Тому розрахункова площа перерізу стояка в місці отвору становить:

$$A_p = \frac{4}{3} A_{нт} = \frac{2}{3} A_{бр}$$

Оскільки умови задачі прикладу 4-В в основному співпадають з умовами прикладу 4-Б, то співпадає розрахунок площі перерізу брута  $A_{бр}$  та розмір бруса  $b$ . Різниця виявляється тільки при перевірках стояка на міцність та стійкість.

Перевірка стояка на стійкість:

$$\sigma_c = \frac{\langle e_n + g_n \rangle}{\varphi A_p} = \frac{\langle e_n + g_n \rangle}{\varphi \frac{2}{3} A_{бр}} = \frac{3 \cdot 30,04}{0,362 \cdot 2 \cdot 17,5^2} = 0,405 \text{ кН/см}^2 << 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження  $\sigma_c = 0,405 \text{ кН/см}^2$  є меншими, ніж розрахунковий опір деревини  $R_d = 1,3 \text{ кН/см}^2$ , то умова стійкості виконується.

Перевірка стояка на міцність виконується для перерізу в місці отвору:

$$\sigma_m = \frac{\langle e_p + g_p \rangle}{c_1 A_{нт}} = \frac{38,46}{1,12 \cdot \left(\frac{17,5}{2}\right)^2} = 0,45 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження  $\sigma_m = 0,45 \text{ кН/см}^2$  є меншими, ніж розрахунковий опір деревини  $R_d = 1,3 \text{ кН/см}^2$ , то умова міцності виконується.

**Висновок:** остаточно приймається стояк із бруса 175x175 мм, в якому допустимо виконувати симетричний отвір на половину ширини ребра.

#### 4.4.7 Розрахунок стиснуто-зігнутих елементів

До стиснуто-зігнутих елементів відносяться елементи, які зазнають одночасної дії поздовжньої сили і згинального моменту. В конструкціях будівель стиснуто-зігнуті конструкції зустрічаються досить часто. Це, наприклад, верхні пояси ферм, арки, стояки та ін. Згинальний момент може створюватися поперечним навантаженням (рис. 4.11, а), позацентровим прикладенням поздовжньої



сили (рис. 4.11, б), наявністю кривизни елемента (рис. 4.11, в) і несиметричним ослабленням елемента (рис. 4.11, г).

Крім основного згинального моменту, який діє на елемент, при розрахунку стиснуто-зігнутих елементів необхідно враховувати додатковий згинальний момент, який викликається поздовжньою силою при деформації елемента і рівний добутку поздовжньої сили на стрілу прогину  $f$ .

Перевірку міцності стиснуто-зігнутих дерев'яних елементів у площині дії згинального моменту проводять за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\zeta \cdot W_{HT}} \leq R_c, \quad (4.21)$$

де  $F_{HT}$  і  $W_{HT}$  – площа ( $\text{см}^2$ ) та момент опору ( $\text{см}^3$ ) нетто розрахункового перерізу;

$$M = M_o + N \cdot f = \frac{M_o}{\zeta} - \text{розрахунковий згинальний момент, кН}\cdot\text{см};$$

$N$  – розрахункова стискальна сила;

$M_o$  – згинальний момент від поперечного навантаження або від позацентрової дії поздовжньої сили  $N$ , який залежить від прогину  $f$ , тобто це додатковий згинальний момент, що у формулі (4.21) ураховується коефіцієнтом  $\zeta$ ;

$$f = \frac{f_o}{1 - \frac{N}{N_{kp}}} - \text{повний прогин від дії усіх зусиль};$$

$f_o$  – прогин від дії поперечного навантаження або від позацентрової дії поздовжньої сили;

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{\ell_o^2} - \text{критична Ейлерова сила, що залежить від розмірів поперечно-}$$

го перерізу  $\left( J = \frac{b \cdot h^3}{12} \right)$ , довжини ( $\ell_o$ ), від матеріалу елементів (для деревини

$$E = 1000 \text{ кН/см}^2);$$

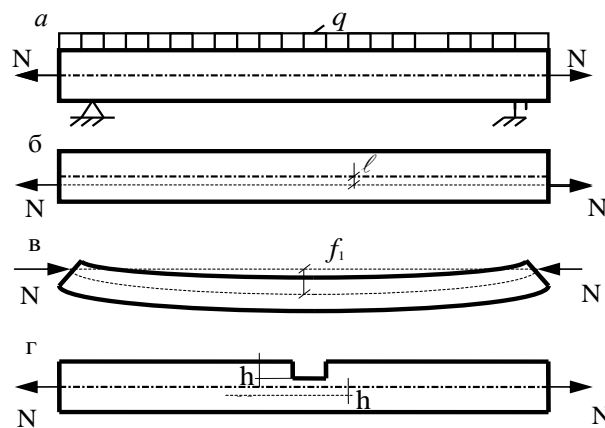
$$\zeta = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\varphi} \cdot R_c} - \text{коефіцієнт, який враховує додатковий згинальний момент від}$$

дії поздовжньої сили при деформації елемента (величина коефіцієнта  $\zeta$  є дійсною у межах від 0 до 1);

$\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину (див. формули (4.17) та (4.18)).

При напруженнях вигину  $\frac{M}{W}$ , що не перевищують 10 % від напружень стиску  $\left(\frac{N}{F}\right)$ , позацентровано стиснуті елементи розраховують за формулою (4.16) на стійкість без урахування згинального моменту, тому що формула (4.21) у цьому випадку дає похибки.

Стиснуто-зігнуті елементи необхідно також перевіряти на стійкість за формулою (4.15) у площині, перпендикулярній дії згинального моменту, приймаючи вільну довжину елемента між закріпленими точками за допомогою спеціальних зв'язок, прогонів та ін.



**Рисунок 4.11 – Стиснуто-зігнуті елементи:**

**а** – спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження; **б** – позацентрова дія поздовжньої сили; **в** – дія поздовжньої сили за наявності кривизни елемента; **г** – дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні перерізу елемента

Розрахункове значення сили  $Q$ , зсувного зусилля  $\tau$  та прогину  $f$  стиснуто-зігнутих елементів знаходять за формулами:

$$Q = \frac{Q_o}{\zeta}; \quad \tau = \frac{\tau_o}{\zeta}; \quad f = \frac{f_o}{\zeta}, \quad (4.22)$$

де  $Q_o$ ,  $\tau_o$ ,  $f_o$  – відповідно поперечна сила, зсувне зусилля та прогин тільки від по-

перечного навантаження.

#### 4.4.8 Розрахунок розтягнуто-зігнутих елементів

Розтягнуто-зігнуті елементи зазнають одночасної дії розтягувальних сил і згинального моменту, який може створюватися позацентровим прикладенням нормальної сили (рис. 4.12, б) або несиметричним ослабленням елемента (рис. 4.12, в).

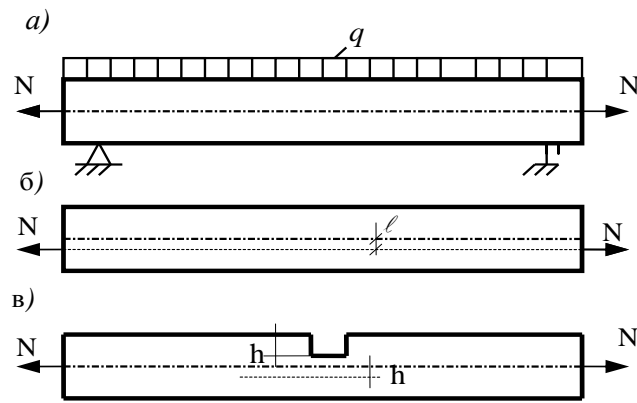
У конструкціях будівель розтягнуто-зігнутими найчастіше бувають нижні пояси ферм. Поздовжня сила, яка діє на деформований елемент, зменшує згинальний момент, але, враховуючи погану роботу деревини на розтяг, зменшенням згинального моменту нехтують, що йде у запас міцності.

Розрахунок розтягнуто-зігнутих елементів проводять за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \cdot \frac{R_p}{R_B} \leq R_p, \quad (4.23)$$

де  $\frac{R_p}{R_B}$  – поправочний коефіцієнт, що враховує різні міцнісні характеристики деревини на розтяг та вигин.

Слід, по зможі запобігати виникненню згинальних моментів у ослаблених перерізах розтягнутих елементів, наприклад, центруванням розтягнутого зусилля за ослабленим перерізом. При додержанні цієї умови елементи розраховують на центральний розтяг.



**Рисунок 4.12 – Розтягнуто-зігнуті елементи:**

**а – спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;**

**б – позацентрова дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні перерізу елементу**

Якщо переріз із найбільшим згинальним моментом не збігається з ослабленим перерізом, то перевірка проводиться в обох поперечних перерізах.

## 4.5 Дерев'яні покриття будівель

### 4.5.1 Загальні відомості про дерев'яні покриття будівель

*Покриттям* називають сукупність огорожувальних і несучих конструкцій, розташованих над будівлею.

До *огорожувальних* конструкцій покриття відносяться: покрівля з настилом, утеплювач і пароізоляція (для опалюваних будівель).

До *несучих* дерев'яних конструкцій відносяться: настил, кроквяні ноги або кроквяні системи, прогони, складені балки, кроквяні ферми, арки, рами.

Окремі конструкції покриття, наприклад, настили, можуть одночасно виконувати роль несучих і огорожувальних.

Залежно від взаємного розташування огорожувальних і несучих конструкцій, покриття бувають *горищні* і *безгорищні*. У безгорищних покриттях конструкції покриття і перекриття суміщені.

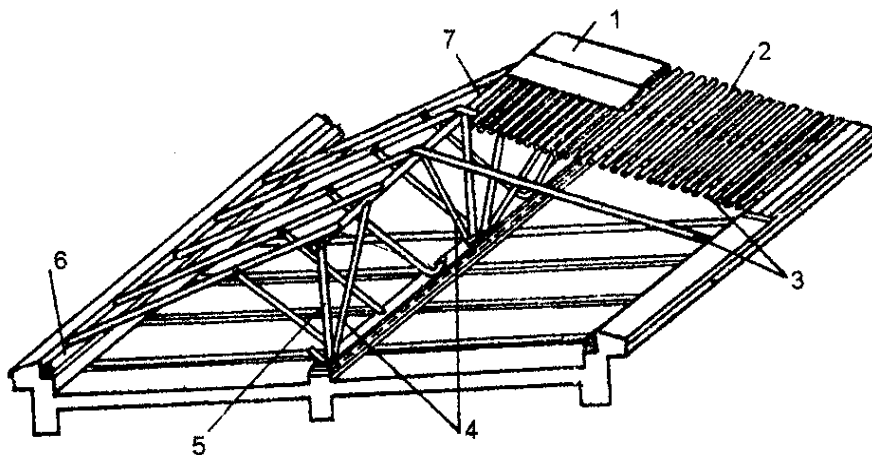
У будівлях, де є внутрішні проміжні опори або стіни, віддалені на 4...7 м одна від одної, несучі конструкції горищного покриття виконують у вигляді си-

стеми стояків, кроквяних ніг, прогонів, підкосів та ін., які називаються *приставними кроквами*.

У цьому випадку покриття виконують з найпростіших дерев'яних конструкцій, складених з таких елементів (рис. 4.13):

- настилу або лат – по цих елементах укладають матеріал покрівлі. Настил або лати сприймають зовнішні навантаження;
- кроквяних ніг, розташованих перпендикулярно до карнизу, на який опирається настил;
- мауерлатів і прогонів, які укладаються вздовж будівлі і сприймають навантаження від вищерозташованих конструкцій (кроквяних ніг і настилу);
- стояків і підкосів, що підтримують прогони і встановлюються на стіни і колони будівлі;
- балок і накатів горищного покриття.

При прольотах між опорами будівлі більших за 7 м як основні несучі конструкції застосовують складені балки, кроквяні ферми, арки, рами. У цьому випадку прогони укладають на верхні пояси цих складених балок, кроквяних ферм, арок, рам.

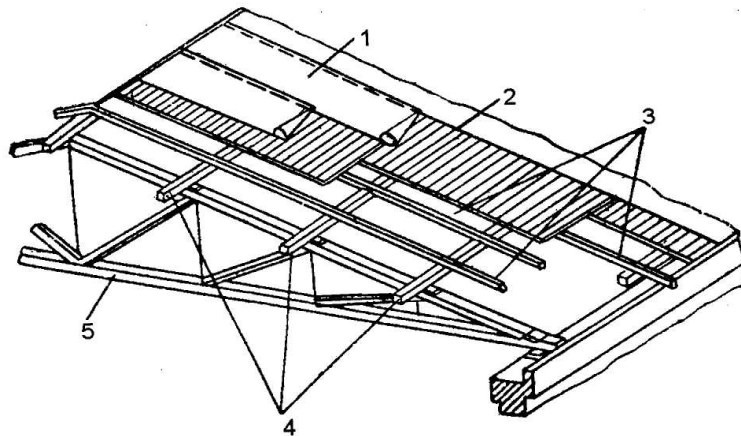


**Рисунок 4.13 – Елементи покриття по приставних кроквах:**  
1 – покрівля; 2 – лати або настил; 3 – кроквяні ноги;  
4 – підкоси; 5 – стояки; 6 – мауерлат; 7 – прогін

Якщо прогони укладають на верхні пояси згаданих тільки-но основних несучих конструкцій з відстанню між ними більше 1,5...2 м, то для підтримання настилу часто встановлюють кроквяні ноги з кроком 1...1,5 м; при укладанні прогонів з відстанню між ними до 1,5 м настил може опиратися безпосередньо на прогони.

Балки і прогони горищного перекриття підвішують до вузлів нижнього або верхнього поясів ферм на металевих хомутах.

Розглянуті схеми розташування елементів покриття в основному зберігаються також у безгорищних перекриттях будівель. Відсутнім при цьому є тільки саме горищне перекриття (рис. 4.14).



**Рисунок 4.14 – Елементи покриття по фермах:**

**1 – покриття; 2 – настил; 3 – кроквяні ноги; 4 – прогони; 5 – ферма**

Влаштування покриття безпосередньо на будівлі, особливо утепленого, має багато ускладнень і є дуже трудомісткою операцією. Більш досконаліми конструкціями покриття є збірні конструкції у вигляді щитів, які виготовляють у заводських умовах і монтують на будівельному майданчику.

#### **4.5.2 Проектування каркаса будівлі**

Каркас будівлі складається з поперечних рам, прогонів або покрівельних панелей покриття, вертикальних та горизонтальних зв'язок елементів стінового

каркаса (фахверк) – поздовжнього та торцевого.

В цілому конструкція каркаса призначена для сприйняття вертикальних та горизонтальних навантажень, що діють на будівлю, а також для передачі цих навантажень на фундаменти.

Температурних швів у каркасних дерев'яних будівлях не роблять.

При проектуванні каркаса будівлі треба звернути увагу на забезпечення стійкості як всієї будівлі в цілому, так і окремих її елементів з допомогою зв'язок.

Призначення зв'язок: створення жорсткості каркаса, забезпечення стійкості елементів конструкцій, сприйняття вітрових зусиль, створення умов просторової роботи каркаса, забезпечення необхідних умов просторової роботи каркаса, забезпечення необхідних умов монтажу елементів будівлі.

До балкових площинних наскрізних конструкцій відносяться різні типи ферм. Достоїнством ферм, у порівнянні з балками, є більш раціональний розподіл матеріалу у вигляді поясів і елементів ґратки, що сприяє зниженню матеріалоемності цих конструкцій. Однак велика кількість вузлів і, у зв'язку з цим, наявність жорстких вимог до точності виготовлення ферм збільшує трудомісткість їх виробництва. Кроквяні дерев'яні ферми використовують для перекриття прольотів від 9 до 40 м. У більшості випадків використовують металодерев'яні ферми, в яких стиснуті елементи ґратки та верхній пояс виготовляють з клеєної або суцільної деревини, а розтягнуті елементи ґратки та верхній пояс виконані з профільної або круглої сталі.

Ферми, арки, рами, балки мають велику жорсткість у своїй площині, перпендикулярній дії основних навантажень. Установкою вертикальних і горизонтальних зв'язок між фермами, арками, рамами, балками одержують жорсткі просторові блоки з двох ферм, арок, рам, балок.

При безпрогонному рішенні конструкції покрівлі стійкість верхніх стягнутих поясів ферм, арок, балок, рам у горизонтальній площині забезпечується за допомогою покрівельних клеєфанерних панелей, які прикріплюють до верхнього поясу ферм, тобто горизонтальні зв'язки в цьому випадку в площині схи-

лу не ставлять. Горизонтальні зв'язки ставлять у перших прольотах від торців будівлі, не частіше 20...25 м одне від одного по довжині будівлі.

Горизонтальні зв'язки по нижніх поясах ферм роблять у прольотах, прилеглих до торців будівлі; призначаються вони для сприйняття вітрового навантаження з боку торця будівлі в тому випадку, коли верх торцевих стояків досягає тільки нижніх поясів ферм. Якщо торцеві стояки проходять до покрівлі, то зв'язки по нижньому поясу можна не влаштовувати, а передача зусиль від вітрового навантаження здійснюється безпосередньо на жорсткий настил чи на щити у площині верхнього поясу ферм.

Вертикальні зв'язки з'єднують між собою ферми по двоє в поздовжньому напрямку і служать для утримання конструкції у вертикальному проектному положенні як під час монтажу, так і в процесі експлуатації будівлі. Вертикальні зв'язки можуть бути *хрестовими* та *напіврозкісними*.

Зв'язки між стояками у площині поздовжніх стін призначені для сприйняття тиску вітру на торець будівлі і забезпечення жорсткості каркаса будівлі в поздовжньому напрямку, а також для розкріплення стояків від втрати стійкості з площини рами. Ці зв'язки встановлюються в перших прольотах від торців будівлі і далі через 20...25 м по довжині будівлі.

Конструкція зв'язок повинна бути з'єднана з поздовжніми ригелями та допоміжними стояками поздовжнього фахверка. Ці зв'язки виконують у вигляді підкосів з дощок або брусів, і працюють вони тільки на передачу стискальних зусиль при активному тиску вітру на торець будівлі.

Стійкість будівлі в поздовжньому напрямку можна забезпечити також встановленням жорстких стінових панелей.

Торець будівлі (фахверк) виконується за допомогою самостійних стояків та ригелів, розрахованих на тимчасове вітрове навантаження від власної ваги конструктивних елементів та стінової огорожі.

Стояки торцевого фахверка зазвичай мають розміщення, що збігається з вузлами верхнього поясу ферм, якщо вони за висотою досягають покрівлі.

Ширина торцевих стояків первинно береться в межах  $1/8...1/12$  від їх ви-



соти і залежить від конструктивного виконання (гратчастий, клеєний, суцільний та ін.).

Основні стояки фахверка торця будівлі повинні мати власний фундамент, верх стояка необхідно закріпити так, щоб навантаження передавалося не на верхній пояс ферм, а на прогони й жорсткі покрівельні панелі покриття або на горизонтальну вітрову ферму. Вітрова ферма розраховується на вузлове вітрове навантаження як звичайна ферма – графічним або аналітичним методом. Однак для другорядних будівель зусилля у вітровій фермі не визначають, а перерізи її беруть шарнірними.

Стійкість торцевих стояків у площині торця будівлі забезпечується постановкою ригелів або, у випадку гратчастих стояків, постановкою горизонтальних гратчастих зв'язок між торцевими стояками.

Конструкція фахверка повинна являти собою жорстку незмінну систему в своїй площині, що досягається постановкою гратчастих стояків та горизонтальних гратчастих зв'язків між торцевими стояками.

Усі зв'язки слід перевірити на найбільшу допустиму для них гнучкість  $\lambda \leq 200$ , основні торцеві стояки фахверка з умов гнучкості не повинні перевищувати гнучкості  $\lambda \leq 120$ .

### **Питання для самоконтролю**

1. Наведіть сферу застосування дерев'яних конструкцій.
2. Вкажіть основні переваги та недоліки деревини як будівельного матеріалу.
3. Що таке дефекти деревини? Як дефекти деревини впливають на несучу здатність дерев'яної конструкції?
4. В чому полягає різниця між прямим та косим вигином? Чим для деревини є небезпечним косий вигин?
5. Яку деревину частіше використовують у будівництві і чому?
6. Вкажіть переваги та недоліки клеєних дерев'яних конструкцій.
7. Наведіть різновиди дерев'яних балок за способом виготовлення та за фор-

мою поперечного перерізу.

8. За якими граничними станами розраховують дерев'яні стиснуті конструкції?
9. Вкажіть основні схеми послаблень дерев'яних стиснутих конструкцій.
10. Яким чином при розрахунку враховують наявність послаблень дерев'яної стійки?
11. Від чого буде залежати розрахунковий опір деревини?
12. Які схеми обпирання є найбільш характерними для дерев'яних стійок і чому?

## РОЗДІЛ 5. КОНСТРУКЦІЇ З ПЛАСТМАС

### 5.1 Застосування пластмасових конструкцій у будівництві

До пластмас відносять численні матеріали, об'єднані за однією загальною ознакою: всі вони виготовлені на основі синтетичного полімеру, який називається також *синтетичним сполученням* або просто *полімером*. До конструкційних пластмас відносять ті пластмасові матеріали, які за наявними у них експлуатаційними властивостями можна використовувати у несучих елементах конструкцій.

Основні ділянки застосування будівельних конструкцій на основі пластмас:

- суміщені непрозорі панелі стін та покриттів;
- прозорі (панелі та ін.) огорожувальні конструкції;
- покриття у вигляді оболонки;
- конструкції, що працюють в умовах хімічно агресивних середовищ;
- пневматичні (надувні) конструкції (м'які оболонки).

У будівельних конструкціях знаходять застосування пластмаси, головними позитивними якостями яких є:

- висока міцність, яка становить для більшості пластмас (крім пінопластів) 50...100 МПа, а для деяких склопластиків сягає 1000 МПа;
- невелика щільність (об'ємна маса), що є в межах від 0,2 кН/м<sup>3</sup> (для пінопластів) до 20,0 кН/м<sup>3</sup> (для склопластиків);
- хімічна стійкість, тобто здатність зберігати експлуатаційні властивості у середовищах, де інші конструкційні матеріали через корозію застосовувати неможна;
- біостійкість – неохильність до гниття і впливу інших руйнівних факторів біологічного походження;
- технологічна можливість варіювання властивостей у широкому діапазоні, залежно від експлуатаційних вимог;

- простота формотворення, що дозволяє виготовляти елементи просторових форм, наприклад, для оболонки;
- поєднання властивостей, які не зустрічаються в інших матеріалів (міцність і невелика щільність, міцність і висока світлопрозорість);
- високі електроізоляційні властивості, що у деяких випадках надають пластмасам перевагу перед металами;
- легка оброблюваність (для обробки пластмас у багатьох випадках використовують інструменти, які застосовують для обробки деревини);
- можливість застосування клеєних та зварних з'єднань;
- можливість отримання тонких міцних елементів з плівок та тканин.

Разом з цим пластмаси мають також і недоліки:

- невеликий модуль пружності, через що пластмасові елементи є більш деформативними, ніж елементи з інших матеріалів;
- повзучість та спад міцності за тривалих навантажень;
- невисока поверхнева твердість і, внаслідок цього, легка пошкоджуваність поверхні елементів та виробів;
- легке загоряння навіть за невисоких температур;
- старіння (погіршення експлуатаційних властивостей з часом під впливом тепла сонячної радіації, вологи тощо).

Вплив недоліків пластмас можна зменшити різними шляхами. Так, для зменшення деформативності через невеликий модуль пружності застосовують елементи з раціональним поперечним перерізом (тришарові, трубчасті) та конструкції просторової форми – оболонки. Загоряння та старіння можна зменшити за рахунок уведення до складу матеріалу спеціальних домішок або застосуванням захисних покриттів. Крім того, деякі полімери за своєю природою володіють самозатуханням, тобто перестають горіти, якщо усунути джерело вогню.

## **5.2 Основні положення для розрахунку пластмасових конструкцій**

Зважаючи на те, що структурна будова пластмас і деревини не відрізняється, тому при розрахунках елементів пластмасових конструкцій будемо зупинятися, головним чином, тільки на розбіжностях у розрахунках.

Граничні стани пластмасових конструкцій, види навантажень на конструкції та методика визначення *нормативного опору*  $R_H$  пластмасових матеріалів, що записано формулою (4.3), є однаковими, як і для дерев'яних конструкцій. Але оскільки для більшості пластмас коефіцієнти надійності за матеріалом не визначені, тому їх *розрахункові опори*  $R_p$  знаходять за такою формулою:

$$R_p = R_H \cdot K_{mp} \cdot K_{od}, \quad (5.1)$$

де  $K_{mp}$  – коефіцієнт тривалого опору, що залежить від виду пластмасового матеріалу; наприклад, для поліефірних склопластиків становить 0,2...0,4; для СВМ – 0,6...0,7; для АГ-4С – 0,75; для конструкційних термопластів – 0,3; для полімербетонів – 0,45...0,63 тощо;

$K_{od}$  – коефіцієнт неоднорідності, який ураховує неоднорідність структури і складу пластмас, масштабний фактор, а також ступінь ймовірності результатів лабораторних випробувань.

Умови експлуатації за підвищених температур і вологості при проектуванні пластмасових конструкцій ураховуються відповідними коефіцієнтами умов роботи:

$$R_{f,t,w} = R \cdot m_f \cdot m_t \cdot m_w, \quad (5.2)$$

де  $m_f$  – коефіцієнт умов роботи для пластмасових конструкцій, що експлуатуються в умовах дії сонячної радіації, теплового опромінювання і, як наслідок, активного старіння; залежить від району будівництва і виду пластмаси;  $m_t$ ,  $m_w$  – відповідно коефіцієнти умов роботи для пластмасових конструкцій, що ураховують зміну механічних характеристик матеріалів від дії підвищених температури і вологості.

Пластмасові матеріали характеризуються високою міцністю і відносно малим модулем пружності, тому у більшості випадків розрахунок за деформаціями є вирішальним при визначенні розмірів перерізів елементів, тобто з урахуванням дотичних напружень, які збільшують прогини.

Навантаження, які діють на пластмасові конструкції, поділяють на *постійні, тимчасові тривалі* та *тимчасові короточасні* (нетривалі). *Тимчасові тривалі* навантаження діють від декількох діб до декількох місяців (снігове навантаження, сезонні або місячні коливання температури, для пневматичних конструкцій – вітрове навантаження).

*Короточасні тимчасові* навантаження – це такі навантаження, які діють у межах однієї доби (добові коливання температури зовнішнього повітря, тепла дія сонячної радіації, вага людей, інструментів та матеріалів при монтажних і ремонтних роботах та ін.).

Якщо напруження від короточасних навантажень складають більше 50 % напружень від дії суми усіх навантажень, то розрахункові характеристики пластмасових матеріалів збільшують на 30 %, тобто  $R' = 1,3R$  та  $E' = 1,3E$ .

Розрахунок пластмасових конструкцій на сполучення сталих і тимчасових тривалих навантажень рекомендовано виконувати за тривалими розрахунковими опорами  $R_p$  (5.1) та (5.2) і тривалими модулями пружності  $E$  та зсуву  $G$ .

Розрахунок пластмасових конструкцій на короточасні навантаження виконують за короточасними розрахунковими опорами  $R_k$ , короточасними модулями пружності  $E_k$  та зсуву  $G_k$ .

Елементи конструкцій з пластмас на центральний і позацентровий розтяг, центральний стиск (розрахунок на міцність) і поперечний вигин розраховують аналогічно розрахункам елементів дерев'яних конструкцій. Розглянемо розрахунок елементів з пластмас інших напружених станів з урахуванням особливостей властивостей цих матеріалів.

### 5.2.1 Розрахунок центрально стиснутих пластмасових елементів на стійкість

Стійкість пластмасових стрижнів, як і для елементів з деревини, перевіряється за формулою (4.16). Дещо іншим шляхом для пластмасових елементів визначається коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$ .

#### Визначення $\varphi$ на ділянці пружної роботи стрижня.

Формула для  $\varphi$  записується так само, як і для деревини, але з урахуванням інших названих параметрів, прийнятих для конструкційних пластмас:

$$\varphi = \frac{\sigma_{kp}}{\sigma_{cm}^{GM}} = \frac{\pi^2 \cdot E_k}{\lambda^2 \cdot \sigma_{cm}^{GM}} \quad (5.3)$$

де  $E_k$  – модуль пружності уздовж дії стискальної сили, кН/см<sup>2</sup>;  $\sigma_{cm}^{GM}$  – напруження, яке відповідає границі міцності матеріалу при стисканні, кН/см<sup>2</sup>.

Пружна ділянка роботи пластмасових елементів характеризується умовою, що критичні напруження мають бути меншими або рівними границі пропорційності, тобто

$$\sigma_{mp} = \frac{\pi^2 \cdot E_k}{\lambda^2} \leq \sigma_{mp}^{GP} \quad (5.4)$$

З формули (5.4) випливає:

$$\lambda \geq \sqrt{\frac{\pi \cdot E_k}{\sigma_{mp}^{GP}}} \quad (5.5)$$

Для інженерних розрахунків пластмасових конструкцій (межі пропорційності при короткочасних і тривалих навантаженнях умовно приймають однаковими) при розрахунку за граничними станами необхідно враховувати тривалість дії навантажень, тобто:

$$\varphi = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \cdot \sigma_{mp}^{GM}}; \quad \lambda_{ГР} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_k}{\sigma_{mp}^{GM} \cdot K_{\Pi}}}, \quad (5.6)$$

де  $\sigma_{mp}^{GM}$  – границя міцності на стискання з урахуванням тривалої дії навантаження;  $K_{\Pi} = \frac{\sigma_{mp}^{ГП}}{\sigma_{mp}^{GM}}$  – коефіцієнт пропорційності.

Наприклад, для склопластиків:

$$R_{ct}^u = 9,0 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{mp}^{GM} = 2,7 \text{ кН/см}^2; \quad E = 300 \text{ кН/см}^2;$$

$$K_{\Pi} = 0,6; \quad \varphi = 1097/\lambda; \quad \lambda_{ГР} = 43.$$

### **Визначення $\varphi$ за межами пропорційності**

При  $\lambda < \sqrt{\frac{\pi^2 E_k}{\sigma_{mp}^{ГП}}}$  критичні напруження у пластмасових стрижнях перевищують границю пропорційності. За границею пропорційності модуль пружності уже не буде сталою величиною. Для стрижнів, які працюють на цій ділянці (рис. 5.1), запроваджують приведений модуль пружності  $E_{np}$ , який для стрижнів прямокутного перерізу визначається за формулою:

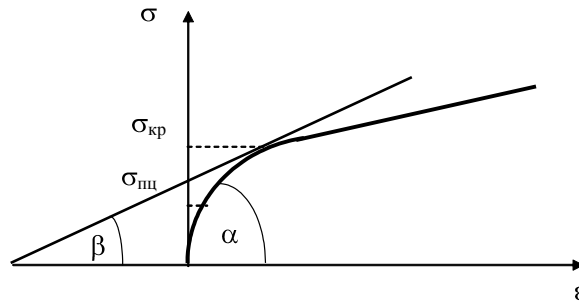
$$E_{np} = \frac{4E}{\left( \sqrt{\frac{E_k}{E_{\sigma}}} + 1 \right)^2}, \quad (5.7)$$

де  $E_k = tg\alpha$  – модуль пружності у межах пропорційності;  $E_{\sigma} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = tg\beta$  – змінний модуль пружності за межами пропорційності; визначається експериментально для кожного полімерного матеріалу.

Формули (5.6) для стрижнів, які працюють за межами пропорційності, набувають такого вигляду:



$$\varphi = \frac{\pi^2 \cdot E_{np}}{\lambda^2 \cdot \sigma_{mp}^{ГМ}}; \quad \lambda_{ГП} < \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{np}}{\sigma_{mp}^{ГМ} \cdot K_{П}}} \quad (5.8)$$



**Рисунок 5.1 – Діаграма роботи пластмасового елемента на стиск**

Слід зауважити, що для деяких пластмасових матеріалів побудовано графіки залежності  $\varphi$  від  $\lambda$ .

### 5.2.2 Розрахунок згинальних пластмасових елементів на жорсткість

Відносні прогини зігнутих пластмасових елементів знаходять обов'язково з урахуванням зсувних зусиль. Для балок на двох опорах симетричного перерізу при рівномірному навантаженні формула (4.13), аналіз якої наведено вище, має такий вигляд:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot \ell^3}{E \cdot J} \cdot \left( 1 + 9,6 \cdot \frac{\beta^2}{\ell^2} \right), \quad (5.9)$$

де  $\beta^2$  – параметр, який визначає вплив дотичних напружень на величину прогинів і залежить від форми поперечного перерізу і коефіцієнта Пуассона  $\mu$ :

– для прямокутних перерізів:  $\beta^2 = 0,25(1 + \mu) h^2$ ;

– для круглих перерізів:  $\beta^2 = 0,17(1 + \mu) d^2$ ;

– для двотаврових перерізів:  $\beta^2 = 1,24(1 + \mu) h^2$ ;

де  $d$  – діаметр;  $h$  – висота перерізу.

Тобто зсуви, викликані дотичними напруженнями, найбільше впливають на значення прогинів для балок двотаврових перерізів та балок малих прольотів за відносно великої висоти поперечного перерізу.

### 5.2.3 Розрахунок стискально-згинальних пластмасових елементів

Формулу (4.21) для перевірки міцності стискально-згинальних пластмасових елементів у площині дії згинального моменту можна записати так:

$$\sigma_{\chi} = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{HT}} \cdot \frac{R_c}{R_B} \leq R_c, \quad (5.10)$$

де  $\frac{R_c}{R_B}$  – поправочний коефіцієнт для переведення розрахункових опорів вигину до розрахункових опорів стиску; залучається до розрахунків тільки у випадках, коли  $R_c \neq R_B$ ;  $\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x F_{\phi} R_c}$  – коефіцієнт, який враховує додатковий згинальний момент від дії поздовжньої сили при деформації елемента;  $\varphi_x$  – коефіцієнт поздовжнього вигину для пластмасових елементів, визначається за формулою (5.6):

$$\varphi = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot \sigma_{mp}^{GM}}.$$

Розрахунок стискально-згинальних пластмасових елементів у площині, перпендикулярній дії згинального моменту, проводять без урахування згинального моменту, тобто тільки на дію поздовжньої сили  $N$ :

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_p} \leq R_c, \quad (5.11)$$

де  $\varphi_y$  – визначається за формулою (5.6).

Для усіх видів симетричних навантажень прогини стискально-згинальних пластмасових елементів визначаються за формулою:

$$f = \frac{f_o}{\xi}, \quad (5.12)$$

де  $f_o = \frac{M}{N_E}$  – початковий прогин;  $N_E = \frac{\pi^2 EJ}{\ell_o^2}$  – критична, або Ейлерова сила;

$\ell_o$  – розрахункова довжина пластмасового елемента;  $M$  – величина згинального моменту.

### Питання для самоконтролю

1. Наведіть сферу застосування пластмасових конструкцій.
2. Вкажіть основні переваги та недоліки пластмаси як будівельного матеріалу.
3. За якими граничними станами розраховують пластмасові конструкції?
4. Розкрийте особливості розрахунку центрально стиснутих пластмасових елементів.
5. Розкрийте особливості розрахунку стискально-згинальних пластмасових елементів.

## ЧАСТИНА ДРУГА.

### ПОВЕДІНКА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ

#### РОЗДІЛ 6. ВПЛИВ ВОГНЮ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

##### 6.1 Температура в осередку горіння

При пожежі температура у приміщенні розподіляється нерівномірно за об'ємом приміщення. Конструкції покриттів і перекриттів мають найбільшу температуру нагрівання. Колони, стіни нагріваються більше у верхній частині.

Для розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій приймають середньооб'ємну температуру, що у натурних і лабораторних випробуваннях в еталонному приміщенні визначається по термопарах, встановлених у різних місцях приміщення. Приймається також, що температура на поверхні конструкції змінюється однаково по її довжині і висоті.

Реальна пожежа має за часом інтервал зростання температури до максимальної величини (фази загоряння і розвитку пожежі) та інтервал її зниження (фаза загасання).

У звітах про пожежі, як правило, не наводяться дані про тривалість впливу високих температур на конструкції. У них зазначаються лише орієнтовні значення максимальних температур за непрямими ознаками (по оплавлених металевому чи іншому неспаленому предметах). Однак вони дають уявлення про реальні пожежі.

При пожежах температура середовища зростає до:

$t_{max} = (1000...1100) \text{ }^{\circ}\text{C}$  у житлових і адміністративних будівлях при тривалості пожежі 1–2 години;

$t_{max} = 1100...1200 \text{ }^{\circ}\text{C}$  у театрах і великих магазинах – через 2–3 години;

$t_{max} = 1200 \text{ }^{\circ}\text{C}$  у промислових і складських будівлях;

$t_{max} = 1600 \text{ }^{\circ}\text{C}$  при горінні зріджених газів.

Максимальна температура на пожежах також змінюється в тих випадках, коли у приміщеннях знаходиться матеріал з більш високою теплою горіння, ніж дерево. (Так, наприклад: температура горіння дерева –  $700 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ; паперу –

500 °С; бавовни – 400 °С; текстоліту – 900 °С; фенопластів – 350 °С; каучуку – 1200 °С). Встановлено, що тривалість пожежі може коливатися в широких межах, але в більшості випадків вона обмежена декількома годинами.

Дані про температури реальних пожеж було покладено в основу температурних режимів, прийнятих стандартами ряду держав для випробувань будівельних конструкцій на вогнестійкість. Для зіставлення результатів випробувань будівельних конструкцій на вогнестійкість, проведених у різних лабораторіях та країнах, у 1961 р. Міжнародною організацією по стандартизації (ISO) було рекомендовано єдину *стандартну температурну криву* (рис. 6.1), що описується наступною формулою:

$$T_s = 345 \log_{10} (8\tau + 1) + 20, \quad (6.1)$$

де  $T_s$  – температура середовища в камері або в печі, яка відповідає часу  $\tau$ , °С;  
 $\tau$  – час, що відраховується від початку випробування, хв.

Під час проведення випробування необхідно забезпечити зміну середньої температури середовища у печі за *стандартною температурною кривою* відповідно до вказаної залежності (6.1). За цією залежністю температура в осередку горіння через 5 хв. становить 556 °С, через 10 хв. – 659 °С, через 20 хв. – 750 °С, через 30 хв. – 821 °С, через 1 год – 925 °С, через 2 год – 1029 °С, через 5 год – 1160 °С.

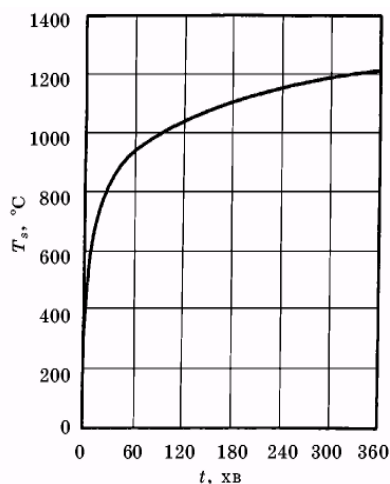


Рисунок 6.1 – Стандартна температурна крива

Існують випадки, коли при випробуванні конструкцій, що можуть піддаватися дії пожежі в специфічних умовах, зручніше використовувати інші – альтернативні температурні режими (рис. 6.2). Такими специфічними умовами, які слід відображати при випробуваннях, вважають:

- температурний режим *вуглеводневої пожежі*. Під час проведення випробування за цим режимом середня температура печі  $T_f$  має змінюватись відповідно до температурного режиму за залежністю:

$$T_{s1} = 1080 [1 - 0,325 e^{-0,167\tau} - 0,675 e^{-2,5\tau}] + 20,$$

де  $\tau$  – час, що відраховується від початку випробування, хв;  $T_{s1}$  – температура, яка відповідає часу  $\tau$ ;

- температурний режим *зовнішньої пожежі*. Під час проведення випробування за цим режимом середня температура печі  $T_f$  має змінюватись відповідно до температурного режиму за залежністю:

$$T_{s2} = 660 [1 - 0,687 e^{-0,32\tau} - 0,313 e^{-3,8\tau}] + 20,$$

де  $\tau$  – час, що відраховується від початку випробування, хв;  $T_{s2}$  – температура, яка відповідає часу  $\tau$ ,  $^{\circ}\text{C}$ .

- температурний режим *пожежі, яка повільно розвивається*. Під час проведення випробування за цим режимом середня температура печі  $T_f$  має змінюватись відповідно до температурного режиму за залежністю:

- для проміжку часу  $\tau$  (хв.) випробувань  $0 < \tau < 21$

$$T_{s3} = 154 e^{-0,25\tau} + 20;$$

- для проміжку часу випробувань  $\tau > 21$  хв.

$$T_{s3} = 345 \log_{10}[8(\tau - 20) + 1] + 20,$$

де  $\tau$  – час, що відраховується від початку випробування, хв;  $T_{s3}$  – температура, яка відповідає часу  $\tau$ , °С.

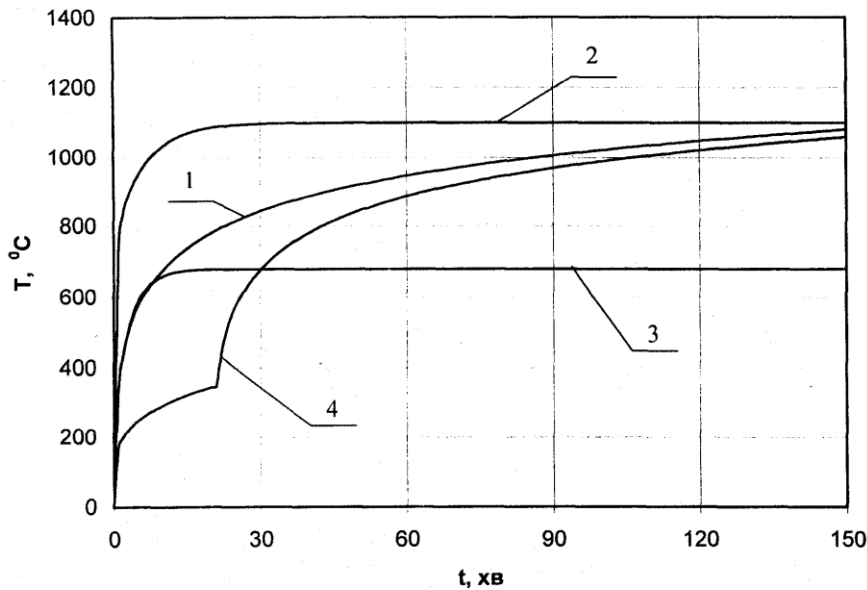


Рисунок 6.2 – Стандартний і додаткові (альтернативні) температурні режими

- 1 – стандартний температурний режим;
- 2 – температурний режим вуглеводневої пожежі;
- 3 – температурний режим зовнішньої пожежі;
- 4 – температурний режим пожежі, яка повільно розвивається

## 6.2 Вогнестійкість будівельних конструкцій. Терміни і визначення

Відповідно до ДСТУ 2272:2006 і ДСТУ Б В.1.1-4-98 **вогнестійкість** будівельних конструкцій і елементів – це їх здатність зберігати функціональні властивості в умовах пожежі, тобто здатність будівельних конструкцій зберігати свою несучу здатність, а також чинити опір виникненню наскрізних отворів чи прогріванню до критичних температур і поширенню вогню. *Вогнестійкість* конструкції характеризується *межею вогнестійкості* та *межею поширення вогню*.

**Пожежа** – позарегламентний процес знищення або пошкодження вогнем майна, під час якого виникають чинники, небезпечні для живих істот і довкілля.

*Пожежна безпека* – відсутність неприпустимого ризику виникнення та розвитку пожежі та пов'язаної з нею можливості завдання шкоди живим істотам, матеріальним цінностям і довкіллю.

*Пожежна безпека об'єкта* – стан об'єкта, за якого ймовірність виникнення і розвитку пожежі та ймовірність впливу небезпечних чинників пожежі не перевищують унормованих допустимих значень.

*Пожежна небезпека об'єкта* – сукупність чинників, які зумовлюють можливість виникнення та (або) розвитку пожежі на об'єкті.

Пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися системами запобігання пожежі і протипожежного захисту, у тому числі організаційно-технічними заходами.

*Система запобігання пожежі* – сукупність засобів та організаційних заходів, призначених для створювання умов, за яких ймовірність виникнення та (або) розвитку пожежі не перевищує унормованих допустимих значень.

*Система протипожежного захисту* – сукупність організаційних заходів, а також технічних засобів, спрямованих на запобігання впливу на людей небезпечних факторів пожежі та обмеження матеріальних збитків від неї.

*Межа вогнестійкості* – інтервал часу (у хвиликах) від початку вогневого стандартного випробування зразків до виникнення одного з граничних станів елементів і конструкцій.

*Граничний стан конструкції з вогнестійкості* – стан конструкції, за якого вона втрачає здатність зберігати несучі та (або) захисні функції в умовах пожежі.

Розрізняють три граничних стани конструкцій з вогнестійкості:

**1 граничний стан** – за ознакою *втрати несучої здатності* (позначається літерою **R**);

**2 граничний стан** – за ознакою *втрати цілісності* (позначається літерою **E**);

**3 граничний стан** – за ознакою *втрати теплоізолюючої здатності* (позначається літерою **I**).

Граничний стан конструкції за ознакою *втрати несучої здатності* – стан



конструкції, за якого вона втрачає здатність зберігати несучі функції у результаті руйнування або завалення конструкції, або виникнення в конструкції деформацій, що перевищують допустимі, встановлені стандартом. Граничний стан за ознакою втрати несучої здатності є актуальним для несучих конструкцій.

Коли у нормативній літературі допустимі деформації не вказано, їх розраховують наступним чином:

а) для зразків горизонтальних конструкцій граничне значення прогину:

$$D = \frac{L^2}{400b} ;$$

б) граничне значення швидкості наростання горизонтальних деформацій:

$$\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000b} ,$$

де  $L$  – проліт, мм;  $b$  – розрахункова висота перерізу конструкції, мм;

в) для зразків вертикальних конструкцій граничне значення поздовжнього зміщення навантаженого кінця зразка:

$$C = \frac{h}{100} ;$$

г) граничне значення швидкості наростання вертикальних деформацій:

$$\frac{dC}{dt} = \frac{3h}{1000} ,$$

де  $h$  – початкова висота зразка, мм.

Для конструкцій, випробовуваних без навантаження, як критерій утрати несучої здатності допускається приймати час досягнення *критичної температури* матеріалів конструкції.

Граничний стан конструкції за ознакою *втрати цілісності* – стан конструкції, за якого вона втрачає здатність зберігати захисні функції внаслідок по-

яви на поверхні конструкції, протилежній вогневому впливу, тріщин або отворів, розміри яких перевищують допустимі значення, встановлені стандартом, або внаслідок проникнення крізь ці тріщини або отвори продуктів згоряння або полум'я. Граничний стан за ознакою втрати цілісності є актуальним для огорожувальних конструкцій.

Ознаками, за якими констатується втрата цілісності, є:

- загоряння або тління зі свіченням ватного тампона, піднесеного до поверхні зразка, протилежній вогневому впливу, в місця тріщин на відстань від 20 до 30 мм, протягом проміжку часу від 10 до 30 с;
- виникнення тріщини, через яку можна вільно (без додаткових зусиль) ввести в піч щуп діаметром 6 мм і перемістити його вздовж цієї тріщини на відстань не менше 150 мм;
- виникнення тріщини (або отвору), через яку можна вільно ввести в піч щуп діаметром 25 мм;
- спостереження полум'я на поверхні зразка, протилежній вогневому впливу, протягом проміжку часу, не меншого, ніж 10 с.

Граничний стан конструкції за ознакою *втрати теплоізолюючої здатності* – стан конструкції, за якого вона втрачає здатність зберігати захисні функції у результаті перевищення на поверхні конструкції, протилежній вогневому впливу, допустимих значень температури, встановлених стандартом. Граничний стан за ознакою втрати теплоізолюючої здатності є актуальним для огорожувальних конструкцій.

Ознакою втрати теплоізолюючої здатності є перевищення середньої температури на поверхні зразка, протилежній вогневому впливу, над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 °С або перевищення температури в довільній точці поверхні зразка, протилежній вогневому впливу, над початковою температурою в цій точці на 180 °С.

Значення межі вогнестійкості будівельної конструкції визначається шляхом випробувань за стандартним температурним режимом методами, вказаними в ДСТУ Б В.1.1-4-98, або за розрахунковими методами відповідно до стан-

дартів і методик, затверджених або узгоджених з центральним органом державного пожежного нагляду.

Розрахункові методи розроблено і використовуються для визначення межі вогнестійкості конструкції за I та III граничними станами. Визначення межі вогнестійкості за II граничним станом проводять тільки експериментально за результатами випробувань.

**Межа поширення вогню (M)** є показником здатності будівельних конструкцій поширювати вогонь у горизонтальному та вертикальному напрямках. За межу поширення вогню приймається розмір ушкодженої зони зразка ( $L_{ушк}$ ) в сантиметрах у площині конструкції від границі контрольної зони (перпендикулярно до неї) до найбільш віддаленої точки пошкодження зразка в контрольній зоні (для вертикальних конструкцій – нагору, для горизонтальних – у кожную сторону). Ушкодженнями вважаються обвуглювання, оплавлення і вигорання матеріалів, з яких виготовлено зразок, на глибину більш як 0,2 см.

За межею поширення вогню будівельні конструкції поділяють на три групи:

**M0** ( $L_{ушк} = 0$  см; – вогонь не поширюється);

**M1** ( $L_{ушк} \leq 25$  см – для горизонтальних конструкцій;

$L_{ушк} \leq 40$  см – для вертикальних і похилих конструкцій);

**M2** ( $L_{ушк} > 25$  см – для горизонтальних конструкцій;

$L_{ушк} > 40$  см – для вертикальних конструкцій).

### **6.3 Нормування вогнестійкості будівельних конструкцій**

У "ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва" будівлі і споруди за вогнестійкістю бувають п'яти ступенів. **Ступінь вогнестійкості** – нормована характеристика вогнестійкості будівель і споруд, що визначається межами вогнестійкості їх основних конструкцій. Чим вище межі вогнестійкості основних будівельних конструкцій, тим вище ступінь вогнестійкості будівлі.

Будівлі найвищого – I ступеня вогнестійкості – будують з найбільш вогнестійких конструкцій, для будівель V ступеня вогнестійкості межі вогнестійкості не нормуються.

Після визначення необхідного ступеня вогнестійкості будівлі за табл. 4 ДБН В.1.1-7-2002 приймаються мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій. Їх встановлюють у хвилинах відповідно до числового ряду, прийнятого державами, що входять до Європейської співдружності (15, 30, 45, 60, 75, 120, 150). Крім того, введено міжнародні позначення ознак граничних станів за вогнестійкістю (**R**, **E**, **I**).

Наприклад, для будівлі I ступеня вогнестійкості встановлено мінімальну межу вогнестійкості несучих стін 150 хв. (REI 150, M0), тобто 2,5 год. Це означає, що межа вогнестійкості цих конструкцій має дорівнювати 150 хвилинам, незалежно від того, який з трьох граничних станів (R, E чи I) наступить першим. Таким же чином, для будівлі I ступеня вогнестійкості межа вогнестійкості колон повинна бути 150 хв. (R 150, M0), тобто 2,5 год; несучих конструкцій перекриттів – 60 хв. (REI 60, M0) – 1 год; для будівель II і III ступенів вогнестійкості мінімальна межа вогнестійкості колон – 120 хв. (R 120, M0) – 2 год, перекриття – 45 хв. (REI 45, M0) – 0,75 год; для будівель IV ступеня вогнестійкості – 30 хв. (R 30, M1) – 0,5 год. для колони і 15 хв. (REI 15, M1) – 0,25 год. для перекриття; для будівлі V ступеня межа вогнестійкості не нормується.

Ступінь вогнестійкості будівлі також встановлюється залежно від її призначення, категорії за вибухопожежною небезпекою, висотою (поверховістю), площею поверху в межах протипожежного відсіку. Конструктивні характеристики будівель залежно від їх ступеня вогнестійкості, наведено в додатку 3.

#### **6.4 Загальні положення розрахунку конструкцій на вогнестійкість**

Розрахунок межі вогнестійкості складається з двох частин: *теплотехнічної* і *статичної*.

У *статичній частині* (задачі) в залежності від співвідношення несучої здатності конструкції та робочого навантаження визначається *критична температура*, тобто температура за якої відбувається втрата несучої здатності.

*Статична задача* не є самостійною. Вона може використовуватись тільки у сукупності із теплотехнічною задачею. Шляхом розв'язання статичної і теплотехнічної задач визначається межа вогнестійкості за першим граничним станом.

*Теплотехнічна частина* (задача) має за мету визначення параметрів температурного поля, яке виникає у перерізі елемента при прогріванні.

При розрахунках межі вогнестійкості у *теплотехнічній частині* визначається розподіл температури за часом по перерізу конструкції в процесі її нагрівання за стандартним температурним режимом.

За допомогою теплотехнічної задачі можна визначити інтервал часу, протягом якого уся конструкція або її частина прогріється до *критичної температури*. Критичною, у даному випадку, вважають заздалегідь задану (або розраховану у статичній задачі) нормативну температуру, за якої подальше нормальне функціонування елемента є неможливим.

Також за результатами розрахунку можна визначити час, за який втрачається теплоізолююча здатність конструкції. Тобто теплотехнічна задача може бути самостійно використана для визначення межі вогнестійкості за третім граничним станом.

Розрахунок межі вогнестійкості конструкції виконується з урахуванням наступних основних допущень:

- межа вогнестійкості розраховується для окремо взятої конструкції без урахування її взаємодії з іншими конструкціями;
- умовно вважається, що конструкція рівномірно прогрівається по всій довжині і висоті;
- втрати температури по кутах конструкції не враховуються;
- температурні напруження, що виникають в конструкції при нагріванні, не враховуються.

Результати теплотехнічного розрахунку необхідні також для визначення втрати несучої здатності у статичній частині.

Можливість розрахункової оцінки часу настання граничних станів за вогнестійкістю можна представити у вигляді основних схем. В основному при розрахунках застосовують *три схеми прогріву* (рис. 6.3):

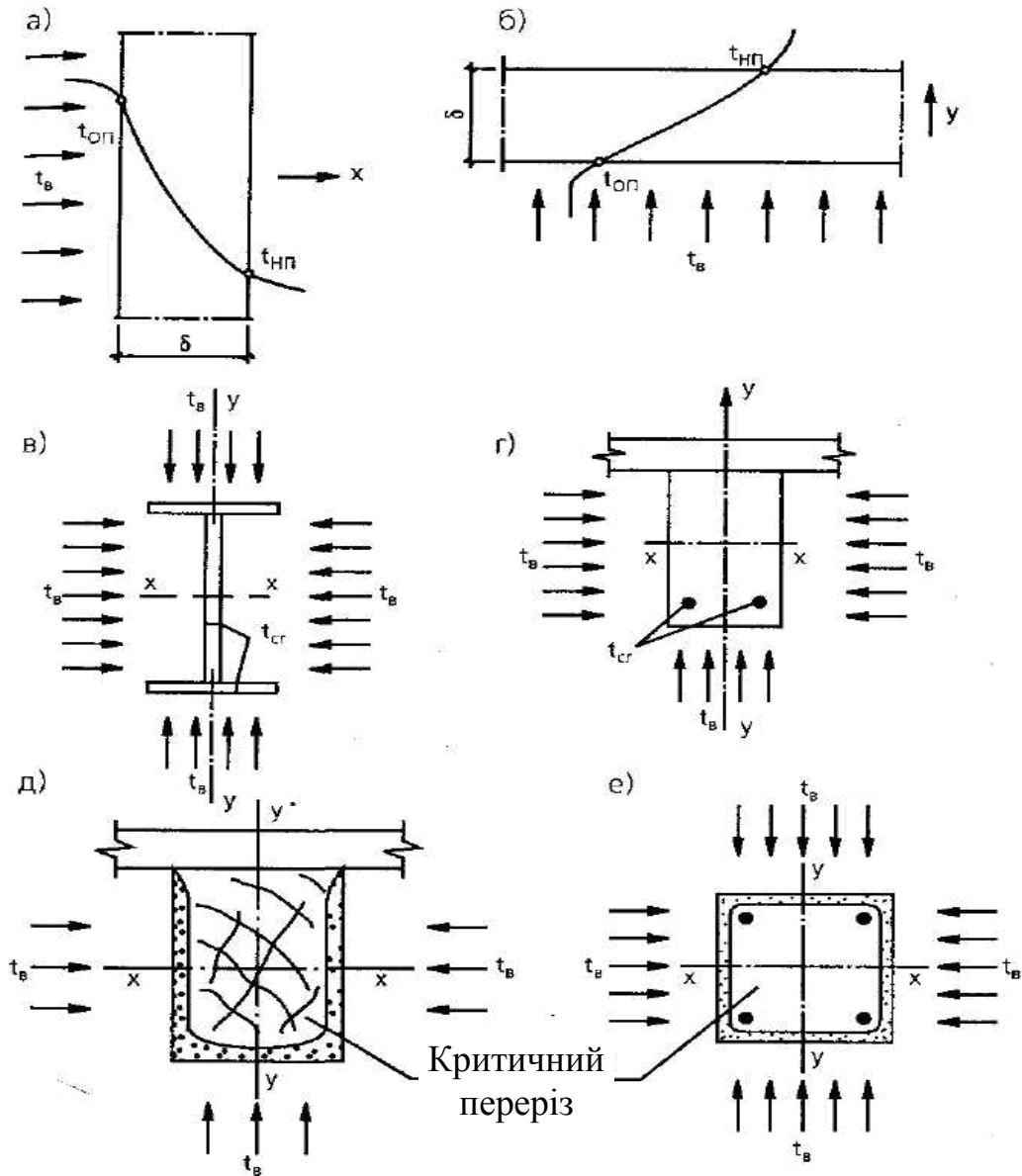


Рисунок 6.3 – Розрахункові схеми з визначення фактичної межі вогнестійкості будівельних конструкцій: а, б – вертикальних та горизонтальних огорожувальних конструкцій (розрахункова схема 1); в, г – металеві та залізобетонні балки (розрахункова схема 2); д, е – дерев'яної балки та залізобетонної колони (розрахункова схема 3)

**Схема 1.** Прогрівання плоскої конструкції тепловим потоком, спрямованим з однієї сторони.

$t_{on}$  – температура обігрівної поверхні;

$t_{nn}$  – температура необігріваної поверхні.

Така схема застосовується для визначення межі вогнестійкості плоских огорджувальних конструкцій (плити, стінові панелі тощо) за третім граничним станом. Згідно даної схеми (рис. 6.3, а, б), межа вогнестійкості конструкції настане у момент часу  $\tau = \Pi_{\phi}$ , коли при заданих умовах високотемпературного впливу та теплофізичних характеристиках матеріалу температура на необігріваній поверхні  $t_{nn}$ , змінюючись від початкового значення  $t_n$ , стане рівною допустимому значенню

**Схема 2.** Прогрівання стрижневих елементів з декількох боків одночасно без зменшення площі робочого перерізу. Така схема використовується для визначення межі вогнестійкості металевих незахищених конструкцій або залізобетонних згинальних елементів. Завдяки цій схемі можна визначити час, протягом якого конструкція прогріється до *критичної температури*. В даному випадку під "критичною" розуміється така температура, при досягненні якої конструкція втрачає несучу здатність (настає граничний стан за несучою здатністю).

**Схема 3.** Конструкція одночасно прогрівається із декількох боків, причому площа робочого перерізу конструкції поступово зменшується. Така схема використовується під час розрахунку межі вогнестійкості дерев'яних конструкцій, а також стиснутих залізобетонних і кам'яних конструкцій. При використанні схеми 3 визначається час, протягом якого переріз конструкцій зменшиться до критичних розмірів. Іншими словами, визначається час прогріву конструкцій до так званого критичного перерізу. Для дерев'яних конструкцій *критичним перерізом* вважається такий розмір перерізу, за якого несуча здатність виявляється меншою, ніж зовнішні навантаження. Для залізобетонних конструкцій критичним вважається такий переріз, за якого робоча арматура опиняється у зоні прогріву.

Загальний підхід до оцінки вогнестійкості будівель полягає у визначенні

ступеня їх вогнестійкості  $D_r^{mp}$ , що відповідають значенням меж вогнестійкості основних конструкцій будинку  $\tau_r^{mp}$  за ДБН В.1.1-7-2002, визначенні фактичних меж вогнестійкості основних конструкцій  $\tau_r^\Phi$  та порівнянні їх з необхідними. Якщо  $\tau_r^\Phi \geq \tau_r^{mp}$  то фактичний ступінь вогнестійкості  $D_r^\Phi$  відповідає необхідній  $D_r^{mp}$ .

За існуючою методикою межа вогнестійкості конструкцій за ознакою втрати несучої здатності ( $R$ ) визначається часом нагрівання  $\tau = \tau_r$ , після закінчення якого несуча здатність конструкції  $R(\tau)$  знизиться до величини розрахункового зусилля від нормативного чи іншого робочого навантаження  $S_{ser}$  (згинального моменту  $M_n$ , поздовжнього зусилля  $N_n$ , поперечної сили  $Q_n$ ):

$$\text{якщо} \quad R \leq S_{ser}, \quad \text{то} \quad \tau = \tau_r. \quad (6.2)$$

Тобто величина межі вогнестійкості конструкції визначається найбільш напруженим її перерізом. З цього випливає, що межа вогнестійкості за несучою здатністю конструкції тим вище, чим менше відношення периметра перерізу елемента, що обігривається, до його площі.

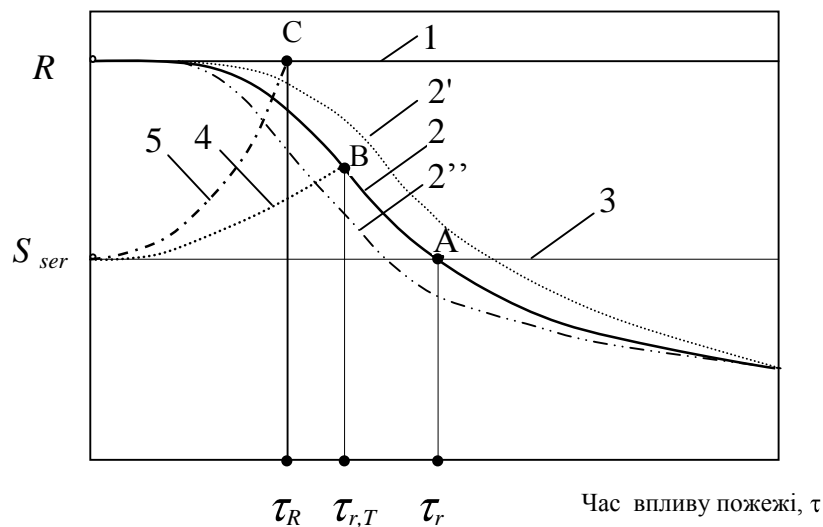
Загальна схема розрахунку конструкцій на вогнестійкість показана на рис. 6.4. По осі абсцис відкладено час впливу пожежі  $\tau$ , по осі ординат – зусилля в конструкції, що розраховується (згинальний момент  $M$ , подовжнє зусилля  $N$ , поперечна сила  $Q$  і/або їх сполучення). Пряма 1 показує несучу здатність конструкцій у звичайних умовах експлуатації  $R$ ; зниження несучої здатності конструкції  $R(\tau)$  у часі впливу пожежі  $\tau$  представлено кривою 2. Межа вогнестійкості конструкцій, тобто час нагрівання  $\tau_r$ , після закінчення якого несуча здатність конструкції знизиться до величини зусилля від робочого навантаження  $S_{ser}$  (пряма 3), відповідає точці перетинання кривої 2 із прямою 3 (точка А).

Формула (6.2) відповідає вимогам ДСТУ на випробування будівельних конструкцій на вогнестійкість. За цією методикою виконується оцінка фактичних меж вогнестійкості нових конструкцій та їх сертифікація.



Аналіз кривих на рис. 6.4 показує, що межа вогнестійкості несучих конструкцій зменшується при збільшенні навантаження. У дійсності при нагріванні на конструкції у складі будівель і споруд впливають також додаткові температурні зусилля і напруження.

Відомі на сьогодні методи розрахунку тривалості пожежі ще не відпрацьовані до досягнення заданої точності, у зв'язку з чим їх не прийнято для нормування вогнестійкості будівельних конструкцій. Межі вогнестійкості нормуються на підставі проведення випробувань за єдиною методикою для різних країн, регламентованою стандартами.



**Рисунок 6.4 – Схема розрахунку вогнестійкості конструкцій:**

- 1 – несуча здатність конструкцій у звичайних умовах експлуатації  $R$ ;
- 2 – зниження несучої здатності конструкції  $R(\tau)$  у часі впливу пожежі  $\tau$ ;
- 3 – робоче навантаження  $S_{ser}$  ;
- 4 – сума зусиль від нормативного навантаження  $S_{ser}$  і температурних зусиль  $S_t$  в елементах, що нагріваються;
- 5 – сума зусиль від нормативного навантаження  $S_{ser}$  і температурних зусиль  $S_t$  в елементах, що не нагріваються

## 6.5 Особливості впливу вогню на залізобетонні конструкції

В умовах пожежі в залізобетонних конструкціях відбувається зниження міцності бетону й арматури, що має істотне значення для визначення граничного стану і втрати робочих функцій конструкції в нагрітому чи охолодженому

станах.

Для попередньо напружених конструкцій велике значення має збереження попереднього напруження в арматурі при пожежі і після неї. Втрата попереднього напруження в арматурі може відбуватися як унаслідок повзучості арматури, так і унаслідок ослаблення анкеруючих засобів.

Таким чином, сучасні залізобетонні конструкції через велике розмаїття застосовуваних матеріалів і конструктивних рішень по-різному чинять опір впливу пожежі. У цьому зв'язку великого значення набуває єдиний критерій поняття межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

Для несучих конструкцій (зовнішніх стін, покриттів і перекриттів, балок, ферм, колон і стовпів) при випробуванні на вогнестійкість граничним станом є тільки втрата несучої здатності конструкцій і вузлів.

Втрата несучої здатності залізобетонних конструкцій залежить від властивостей бетону, арматури і виду конструкції. Наприклад, колони, стовпи, елементи, що працюють на згинання, переармовані елементи мають крихке руйнування по стиснутому бетону, і тому за втрату несучої здатності приймають повне руйнування конструкції в умовах пожежі.

Залізобетонні елементи, що працюють на згинання, розтяг, позацентровий стиск і позацентровий розтяг з великим ексцентриситетом, характеризуються розвитком великих необоротних деформацій арматури і бетону, внаслідок яких конструкція виходить з ладу по деформаціях ще до того, як станеться повне руйнування.

В унікальних і високовідповідальних будівлях та спорудах, коли необхідно забезпечити надійну роботу конструкції після пожежі, за межу вогнестійкості несучої конструкції приймають період часу, за який необоротна частина деформації чи необоротне зниження міцності буде не більше встановленого для даної конструкції значення. У цьому випадку межа вогнестійкості визначається найменшим часом нагрівання, за якого охолодження конструкцій викликає залишкову деформацію чи зниження міцності необхідної величини. Такою величиною може бути необоротне зниження міцності до 10 % чи залишковий про-

гин або деформація елемента до 20 %.

На основі експериментальних і теоретичних досліджень виявлено механізм переходу залізобетонних конструкцій у граничний стан при нагріванні і запропоновано методика розрахунку. При розрахунку вогнестійкості конструкцій у складі будівель необхідно враховувати додаткові температурні зусилля  $S_t$ , що виникають від стримування температурних деформацій елемента зв'язками (сусідніми конструкціями) і, накладаючись на зусилля від нормативного навантаження  $S_{ser}$ , знижують межу їх вогнестійкості, в порівнянні з розрахунком за існуючою методикою.

Власні температурні напруження  $\sigma_t$ , що виникають при нелінійному розподілі температури по перерізу залізобетонних елементів, також впливають на несучу здатність  $R(\tau)$ , збільшуючи чи знижуючи її залежно від форм температурного поля. Зниження несучої здатності  $R(\tau)$  на рис. 6.4 буде відрізнятися від кривої 2 (криві 2', 2'').

Таким чином, основна розрахункова формула вогнестійкості будівельних конструкцій у складі будівлі за ознакою втрати несучої здатності ( $R$ ) при пожежі буде мати вигляд:

$$\text{якщо } R(\sigma_t) \geq S_{ser} + S_t, \quad \text{то } \tau = \tau_{r,T}. \quad (6.3)$$

Межа вогнестійкості конструкцій у складі будівлі  $\tau_{r,T}$  відрізняється від межі вогнестійкості конструкції при вогневому випробуванні  $\tau_r$ , оскільки на зусилля від нормативного навантаження  $S_{ser}$  накладаються температурні зусилля  $S_t$ , що зростають при розвитку пожежі. Їх суму представлено кривою 4 на рис. 6.4, а її перетинання з кривою 2 (чи з кривими 2', 2'') визначає межу вогнестійкості  $\tau_{r,T}$  (точка В). Температурні зусилля виникають також у ненагрітих конструктивних елементах, що можуть утратити міцність у процесі розвитку пожежі, що відповідає точці перетинання кривої 5 із прямою 1 (точка З). Час досягнення втрати несучої здатності в цих елементах  $\tau_R$  може визначити межу вогнестійкості будівлі в цілому.

Для розрахунку вогнестійкості статично невизначених елементів залізобетонних каркасних будівель за запропонованою методикою необхідно розрахувати зусилля в конструкціях від нормативного навантаження, визначити температурні зусилля в них для різних стадій нагрівання заданої ділянки будівлі, виявити характер виникнення пластичних шарнірів і, нарешті, визначити граничний стан, що характеризується виникненням геометрично змінюваної схеми. Такі розрахунки доцільно проводити, використовуючи сучасні програмні комплекси, наприклад, Міраж, Ліра Windows, SCAD.

Межа вогнестійкості за несучою здатністю статично невизначених конструкцій, як правило, більше межі вогнестійкості аналогічних статично визначених конструкцій за рахунок перерозподілу зусиль на менш навантажені й елементи, що прогріваються.

При оцінці несучої здатності перерізу залізобетонного елемента необхідно знати розподіл температури в ньому для різних моментів часу. Для визначення температурних зусиль у рамних конструкціях з використанням програмних комплексів необхідно задавати або середню температуру елемента  $T$ , або температурний перепад у виді температур на протилежних поверхнях елементів за заданим напрямку  $T_1$  та  $T_2$ .

При нелінійному розподілі температури в перерізі елемента виникають власні температурні напруження, що впливають на загальні температурні деформації плоского перерізу. Тому температури  $T$ ,  $T_1$  та  $T_2$  визначено з урахуванням цих напружень. За розробленою методикою підготовлено таблиці для найбільш розповсюджених перерізів колон, балок і плит при нагріванні з чотирьох, трьох й однієї сторони.

Результати розрахунку рамних статично невизначених залізобетонних конструкцій, а також результати експериментальних і натурних досліджень свідчать, що граничний стан може виникнути задовго до знижень несучої здатності елементів при нагріванні  $R$ . Причиною цього є нагромадження температурних деформацій елементів, перерозподіл зусиль у результаті утворення пластичних шарнірів, утрата міцності елементів, не підданих нагріванню. Тому для

оцінки несучої здатності таких конструкцій розроблено методику розрахунку, що ґрунтується на урахуванні реальних законів деформування при нагріванні, власних температурних напруг у бетоні й арматурі, перерозподілу зусиль у статично невизначених конструкціях. Методика орієнтована на застосування програмних комплексів, наприклад, Ліра, SCAD.

У деяких випадках необхідно проводити розрахунок вогнестійкості конструкцій при реальних температурних режимах пожежі. Реальна пожежа має в часі інтервал підвищення температури до максимальної величини (фази загоряння і розвитку пожежі) та інтервал її зниження (фаза загасання). Виявлено, що вичерпання несучої здатності може статися також у процесі охолодження.

Результати досліджень і натурних вогневих випробувань залізобетонних колон показують, що в період охолодження навколишнього середовища колона продовжує прогріватися у глибину перерізу за рахунок температурної інерції, що призводить до зниження її несучої здатності. Показано, що втрата несучої здатності залізобетонних колон може відбуватися не тільки при зростанні температури пожежного середовища, але і при її зниженні.

Розв'язання теплотехнічної задачі вогнестійкості будівельних конструкцій при температурному режимі реальної пожежі проводиться при використанні скоректованого вираження для стандартної пожежі на висхідній галузі залежності «температура–час» за методикою "ВНИИПО". У цьому випадку корекцію проводять шляхом уведення коефіцієнта  $\psi$  в залежність для опису стандартної пожежі за формулою:

$$T_s = 345 \cdot \psi \cdot \lg \left[ \tau + 1 \right] + 20. \quad (6.4)$$

На спадній гілці (стадії затухання пожежі) зниження температури навколишнього середовища приймається за лінійною залежністю:

$$T_s = -600 \left( \frac{\tau}{\tau_{\max}} - 1 \right) + t_{\max}, \quad (6.5)$$

де  $T_s$  – температура реальної пожежі, °С;  $\tau$  – час від початку пожежі, хв;  $\psi$  – коефіцієнт корекції;  $\tau_{max}$  – час досягнення максимальної температури, хв;  $t_{max}$  – максимальна температура середовища, °С.

### Питання для самоконтролю

1. Що таке "вогнестійкість"?
2. Що таке "межа вогнестійкості"?
3. Наведіть граничні стани конструкцій за вогнестійкістю.
4. Охарактеризуйте втрату несучої здатності конструкції за вогнестійкістю.
5. Охарактеризуйте втрату цілісності конструкції за вогнестійкістю.
6. Охарактеризуйте втрату теплоізолюючої здатності конструкції за вогнестійкістю.
7. Чим відрізняється «пожежа» від «стандартної пожежі»?
8. Поясніть причину впровадження стандартної температурної кривої.
9. Що таке ступінь вогнестійкості?
10. Назвіть первинні небезпечні фактори пожежі.
11. Назвіть вторинні небезпечні фактори пожежі.
12. Назвіть показники пожежної безпеки будівельних матеріалів.
13. Що таке "критична температура"? Як вона залежить від робочого навантаження?
14. Як впливають температурні деформації конструкцій на вогнестійкість будівель?
15. В яких ділянках будівель температурні деформації при пожежі будуть найбільшими?
16. Чи може будівля при пожежі зруйнуватися без досягнення конструкціями граничного стану?
17. З яких частин складається задача з визначення межі вогнестійкості?

## РОЗДІЛ 7. ТЕПЛОТЕХНІЧНА ЧАСТИНА РОЗРАХУНКУ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

### 7.1 Диференціальне рівняння теплопровідності

Сукупність значень температури, що розподіляється по товщині елементу, називають *температурним полем*. Воно відображає ступінь прогріву частин елементу конструкції під час пожежі. Іншими словами, *температурне поле* – це сукупність значень температури  $t$  в даний момент часу  $\tau$  для всіх точок простору, які характеризуються координатами  $x, y, z$ . Поняття про температурні поля використовуються під час розрахунку елементів за *третім граничним станом вогнестійкості*.

Температурне поле може бути функцією трьох, двох та однієї координати. Відповідно воно називається три-, дво- та одновимірним, а його математичний вираз, з урахуванням фактора часу, має наступний вигляд:

$$\begin{aligned}t &= f(x, y, z, \tau); \\t &= f(x, y, \tau); \\t &= f(x, \tau) \quad \text{або} \quad t = f(y, \tau).\end{aligned}$$

**Одновимірне температурне поле** (ОТП) – таке, що розповсюджується лише в одному напрямку. У тілі зразка його можна представити як сукупність екіотемпературних поверхонь, паралельних початковій поверхні прогріву (рис. 7.1). За ОТП розраховують прогрівання стін, перегородок, перекриттів.

**Двовимірне температурне поле** (ДТП) – таке, що розповсюджується у двох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 7.2). За ДТП розраховують прогрівання колон, балок, елементів ферм.

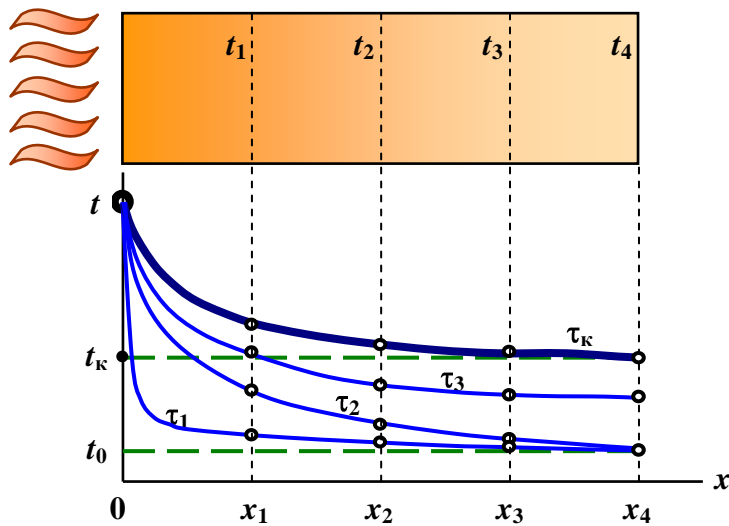


Рисунок 7.1 – Приклад розподілення температур у зразку при одновимірному температурному полі

Розрахунок розподілу температури по перерізу елементів будівельних конструкцій у різні моменти часу роблять на основі диференціального рівняння теплопровідності Фур'є (J.B.J. Fourier, 1768–1830). У загальному випадку при перемінних теплотехнічних характеристиках рівняння теплопровідності Фур'є має вигляд:

$$\rho C(t) \frac{\partial}{\partial \tau} = \nabla[\lambda(t) \nabla t], \quad (7.1)$$

де  $t$  – температура, °С;  $\tau$  – час, хв;  $\lambda(t)$  – коефіцієнт теплопровідності, Вт/(м·град);  $C(t)$  – питома теплоємність, Дж/(кг·град);  $\rho$  – щільність, м<sup>3</sup>;

$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}$  – оператор Гамільтона (W.R. Hamilton, 1805–1865).

Рівняння (7.1) є нелінійним, оскільки теплотехнічні характеристики залежать від температури.

Для двовимірного температурного поля, наприклад, для перерізу колони при нагріванні її периметра з трьох чи чотирьох сторін, рівняння (7.1) набуває вигляду:

$$\rho C(t) \frac{\partial}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ \lambda \left( \frac{\partial t}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \lambda \left( \frac{\partial t}{\partial y} \right) \right]. \quad (7.2)$$



Для одновимірного температурного поля, наприклад, для плити, стіни чи перегородки, рівняння (7.1) перетворюється в такий спосіб:

$$\rho C(t) \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ \lambda \frac{\partial t}{\partial x} \right]. \quad (7.3)$$

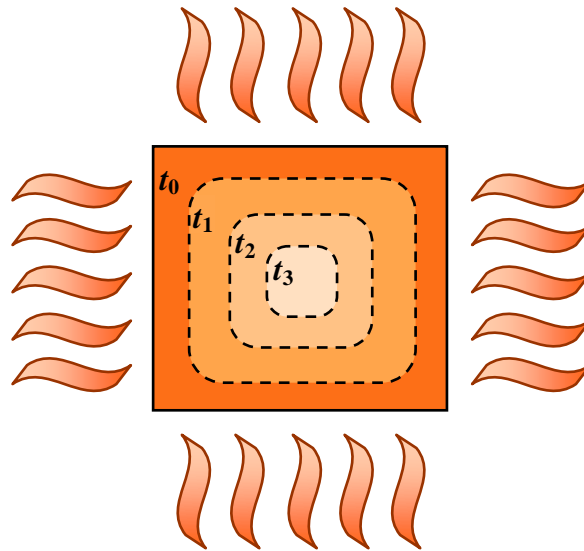


Рисунок 7.2 – Приклад розподілення температур у зразку при двовимірному температурному полі

Якщо теплотехнічні характеристики є постійними, то має місце лінійне рівняння теплопровідності Фур'є:

$$\rho C \frac{\partial t}{\partial \tau} = \lambda \cdot \nabla^2 t. \quad (7.4)$$

Рівняння (7.4) можна перетворити у вигляд:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\lambda}{\rho C} \nabla^2 t$$

чи

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \nabla^2 t, \quad (7.5)$$

де  $a = \frac{\lambda}{\rho C}$  – коефіцієнт температуропровідності, м<sup>2</sup>/год;

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$  – оператор Лапласа (P.-S. de Laplace, 1749–1827).

Для одновимірного температурного поля рівняння Фур'є має вигляд:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \frac{\partial^2 t}{\partial x^2}. \quad (7.6)$$

### 7.1.1 Крайові умови диференціального рівняння теплопровідності

Для розв'язання диференціального рівняння теплопровідності необхідно знати *початкові* та *граничні умови*.

**Початкові умови** – розподіл температури усередині елемента конструкції в початковий момент часу. Початкові умови задають законом розподілу температури усередині тіла в початковий момент часу:

$$t(x, y, z, 0) = f(x, y, z). \quad (7.7)$$

**Граничні умови** – визначення геометричної форми елемента і закону взаємодії між навколишнім середовищем і поверхнею елемента. Граничні умови встановлюють закономірності теплообміну між джерелом теплового випромінювання і поверхнею конструкції, тобто з їх допомогою враховується напрямок теплового потоку, що діє на конструкцію, і його інтенсивність.

Сукупність початкових і граничних умов називається **крайовими умовами**.

У теплопровідності розрізняють граничні умови чотирьох родів.

Граничні умови I роду полягають у заданні розподілу температури по поверхні елемента  $t_c(\tau)$  у будь-який момент часу:

$$t_c(x, y, z, \tau) = f(x, y, z, \tau). \quad (7.8)$$

В окремому випадку  $t_c(\tau) = t = \text{const}$ , тобто температура на поверхні є постійною протягом усього процесу теплообміну.

Граничні умови II роду полягають у заданні щільності теплового потоку (зміни щільності теплового потоку, а також напрямку теплового потоку по відношенню до поверхні конструкції, в заданні щільності теплового потоку для кожної точки поверхні елемента як функції часу):

$$q_c \llcorner \rceil = f \llcorner \rceil. \quad (7.9)$$

Граничні умови III роду припускають задання температури навколишнього середовища  $t_s$  та закону теплообміну між поверхнею тіла і навколишнім середовищем. Вони характеризуються задаванням характеру зміни температури теплового потоку протягом часу тривання пожежі (задається температура пожежі у будь-який момент часу і коефіцієнт теплообміну між поверхнею конструкції та її зовнішнім середовищем), тобто припускають задання температури навколишнього середовища  $t_s$  і закону теплообміну між поверхнею тіла та навколишнім середовищем. Для спрощення теплообмін з навколишнім середовищем приймається за законом Ньютона, відповідно до якого кількість тепла, переданого в одиницю часу з одиниці поверхні елемента в навколишнє середовище з температурою  $t_s$ , є прямо пропорційною різниці температур між поверхнею тіла і навколишнім середовищем:

$$q_c \llcorner \rceil = \alpha \llcorner \rceil (t_c \llcorner \rceil - t_s \llcorner \rceil) = -\lambda \left( \frac{\partial t}{\partial n} \right)_c, \quad (7.10)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт теплообміну, Вт/(м<sup>2</sup>·град);  $n$  – нормаль до поверхні елемента.

Граничні умови IV роду характеризуються задаванням коефіцієнта теплообміну між обігріваною та необігріваною поверхнями конструкції, тобто відповідають теплообміну з навколишнім середовищем за законом теплопровідності теплообміну системи тіл, що знаходяться між собою в тепловому контакті (температури дотичних поверхонь є однаковими).

При ідеальному тепловому контакті температура поверхні і температура

середовища є однаковими:

$$t_c \leftarrow \rightleftarrows t_s \leftarrow \rightleftarrows . \quad (7.11)$$

При теплообміні двох середовищ має місце рівність теплових потоків на границі розподілу:

$$-\lambda \left( \frac{\partial t}{\partial n} \right)_c = -\lambda_s \left( \frac{\partial t_s}{\partial n} \right)_c . \quad (7.12)$$

### 7.1.2 Крайові умови при розрахунку температурних полів у конструкціях при пожежі

При розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій звичайно приймають рівномірний розподіл температури в початковий момент часу, що дорівнює 20 °С. Тому початкова умова має вигляд:

$$t \leftarrow \rightleftarrows y, z, 0 \rightleftarrows = t_0 = 20^\circ \text{C} . \quad (7.13)$$

З боку поверхні конструкції, що обігривається, приймають граничні умови III роду (7.10).

Температуру пожежного середовища  $t_s$  приймають відповідно до ДСТУ за залежністю «стандартної пожежі» (6.1):

$$t_s = 345 \log_{10} (8\tau + 1) + 20, \quad (7.14)$$

де  $\tau$  – час, відлічуваний від початку пожежі, хв.

Коефіцієнт теплопередачі  $\alpha$ , Вт/(м<sup>2</sup>·град) враховує теплопередачу випромінюванням і конвекцією:

$$\alpha = \alpha_l + \alpha_k , \quad (7.15)$$

де  $\alpha_l$  – коефіцієнт теплообміну випромінюванням;  $\alpha_k$  – коефіцієнт теплообміну конвекцією.

Коефіцієнт теплообміну випромінюванням знаходять за формулою

$$\alpha_l = \frac{1}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{\varepsilon C_s} - \frac{1}{C_s}} \cdot \frac{\left(\frac{t_s + 273}{100}\right)^4 - \left(\frac{t_c + 273}{100}\right)^4}{t_s - t_c}, \quad (7.16)$$

де  $t_c$  – температура обігріваної поверхні, °С;  $t_s$  – температура обігрівального середовища, °С;  $C_1$  – коефіцієнт випромінювання поверхні, Вт/(м<sup>2</sup>·град);  $C_s = 5,77$  Вт/(м<sup>2</sup>·град) – коефіцієнт випромінювання абсолютно чорного тіла;  $\varepsilon$  – ступінь чорноти обігріваної поверхні (див. додаток б), з боку поверхні конструкції, що не обігрівається  $\varepsilon = 1$ .

За стандартним температурним режимом формула (7.16) набуває вигляду:

$$\alpha_l = 5,77\varepsilon_{red} \cdot \frac{\left(\frac{t_s + 273}{100}\right)^4 - \left(\frac{t_c + 273}{100}\right)^4}{t_s - t_c},$$

де  $\varepsilon_{red}$  – наведена ступінь чорноти системи "вогнева камера – обігрівана поверхня",  $\varepsilon_{red} = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{\varepsilon} - 1}$ ;  $\varepsilon_l$  – ступінь чорноти середовища вогневих камер,

$$\varepsilon_l = 0,85.$$

Коефіцієнт теплообміну конвекцією визначають за формулою:

$$\alpha_k = 1,3 \cdot \sqrt[3]{\Delta t}, \quad (7.17)$$

де  $\Delta t$  – різниця температур між середовищем і поверхнею.

За стандартним температурним режимом  $\alpha_k = 29$ .

Коефіцієнт теплопередачі  $\alpha$  можна визначити залежно від температури поверхні  $t$  при стандартній пожежі за табл. 7.1.

Також коефіцієнт теплопередачі  $\alpha$  можна визначити за формулою:

$$\alpha = 0,1277 \cdot t_c + 46,365. \quad (7.18)$$

**Таблиця 7.1 – Коефіцієнт теплопередачі  $\alpha$ , Вт/(м<sup>2</sup>·град)**

t °C	20	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
$\alpha$	42,7	54,5	61,5	67,4	72,8	79,1	84,5	90,3	96,2	102,5	108,5
t °C	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	
$\alpha$	114,9	121,6	128,6	134,9	141,4	148	154,8	162	169,6	178	

## 7.2 Розрахунок температурних полів у конструкціях

Існуюча методика розрахунку вогнестійкості припускає лінеаризацію рівнянь (7.2)–(7.3) шляхом введення в розрахунок постійних теплофізичних характеристик  $\lambda_m$ ,  $C_m$ , знайдених для якоїсь середньої температури, урахування впливу випару води в бетоні шляхом збільшення середньої питомої теплоємності бетону  $C_m$  на величину 0,05 кДж/(кг·град) на кожен відсоток вагової вологості бетону і заміни граничних умов III роду граничними умовами I роду.

При підстановці в рівняння (7.2)–(7.3) середніх коефіцієнтів теплопровідності і теплоємності одержують лінійні рівняння Фур'є типу (7.5)–(7.6):

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a_{red} \nabla^2 t, \quad (7.19)$$

де  $a_{red}$  – наведений коефіцієнт температуропровідності, м<sup>2</sup>/год.

– для одновимірного температурного поля: 
$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a_{red} \frac{\partial^2 t}{\partial x^2}; \quad (7.20)$$

– для двовимірного: 
$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a_{red} \left[ \frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right], \quad (7.21)$$

у яких приведений коефіцієнт температуропровідності обчислюється за формулою:

$$a_{red} = \frac{3,6 \cdot \lambda_m}{C_m + 0,05w \rho_{br}}, \quad (7.22)$$

де  $\lambda_m, C_m$  – коефіцієнти, знайдені за залежностями для застосовуваних матеріалів при температурі 450 °С;  $w$  – початкова вагова вологість бетону, %;  $\rho_{br}$  – щільність сухого бетону, кг/м<sup>3</sup>:

$$\rho_{br} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w}, \quad (7.23)$$

де  $\rho_b$  – щільність бетону в природному стані, кг/м<sup>3</sup>.

Коефіцієнти теплопровідності  $\lambda$ , Вт/(м·град) бетонів і арматури допускається визначати за формулою

$$\lambda \text{ (м)} = A + B \cdot t. \quad (7.24)$$

Питому теплоємність  $C$ , кДж/(кг·град) бетонів і арматури допускається визначати за формулою

$$C \text{ (м)} = C + D \cdot t. \quad (7.25)$$

Значення коефіцієнтів  $A, B, C$  та  $D$  приймаються за додатком 6.

Заміна граничних умов III роду граничними умовами I роду виконується в такий спосіб. У результаті узагальнення експериментальних даних випробувань на вогнестійкість встановлено, що залежність температури поверхні  $t_{c\tau}$  плоскої конструкції, що обігривається, за часом може бути описана формулою:

$$t_{c,\tau} = 1250 - (1250 - t_0) \cdot \operatorname{erf}X = 1250 - 1230 \cdot \operatorname{erf} \frac{k}{2\sqrt{\tau}}, \quad (7.26)$$

де  $t_c$  – температура поверхні, що обігривається, °С;  $k$  – коефіцієнт, що залежить від щільності сухого бетону, год<sup>1/2</sup>; визначається за додатком 7;  $t_0$  – початкова температура, звичайно приймається  $t_0 = 20$  °С;  $\operatorname{erf}X$  – функція помилок Гаусса

(J.C.F. Gauß, 1777–1855):  $\operatorname{erf}X = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-x^2} dx$ , дається в додатку 8.

Таким чином граничні умови III роду (7.14)–(7.16) є однаковими за дією з граничними умовами I роду (7.26).

Формула (7.26) є справедливою при  $\tau < 4$  год, тобто придатною для оцінки меж вогнестійкості будь-якої величини за нормами.

### 7.2.1 Розподіл температури в напівобмеженому тілі

Розв'язок рівняння теплопровідності для напівобмеженого тіла з граничними умовами першого роду (7.26) є відомим і має вигляд:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_0) \cdot \operatorname{erf} \frac{k + \frac{x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} \quad (7.27)$$

або

$$t_{x,\tau} = 1250 - 1230 \cdot \operatorname{erf} \frac{k\sqrt{a_{red}} + x}{2\sqrt{a_{red}\tau}}, \quad (7.28)$$

де  $t_0$  – початкова температура, звичайно приймається  $t_0 = 20$  °С;  $x$  – відстань по нормалі від поверхні, що обігривається, до розрахункової точки тіла, м;  $\tau$  – час, год;  $a_{red}$  – наведений коефіцієнт температуропровідності, що визначається за емпіричною формулою (7.22), м<sup>2</sup>/год.

Порівняння перетвореної залежності (7.26) із залежністю (7.28) дозволяє зробити висновок про те, що температурне поле напівобмеженого тіла, поверхня якого зазнає впливу "стандартної пожежі" (7.14), таке саме, як і у випадку аналогічного тіла, коли воно має *фіктивний додатковий шар* товщиною  $\delta_f = k\sqrt{a_{red}}$ , на зовнішній поверхні якого в початковий момент часу миттєво встановлюється і утримується постійною температура 1250 °С (рис. 7.3).



## Розрахунок часу прогрівання арматури в залізобетоні до критичної температури

Формула (7.28) може бути використана для визначення температур у плоских конструкціях кінцевої товщини. Похибка не перевищує допустимих меж, якщо відстань від поверхні, що обігривається, до заданої точки з координатою  $x$ , наприклад, до центру стержня арматури, не перевищує 0,7 товщини плити  $d$ . Тому ця формула є основною для розрахунку температури арматури плит, панелей і настилів перекриттів.

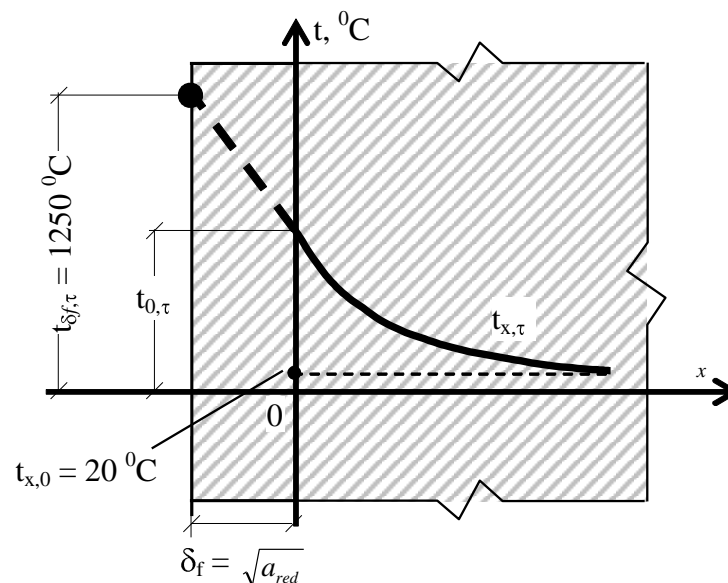


Рисунок 7.3 – Схема до розрахунку температур у напівобмеженому тілі при дії "стандартної пожежі"

Коефіцієнт температуропровідності арматури та її щільність значно більші за коефіцієнт температуропровідності та щільність бетону, тому для використання формули (7.28) вводять корективи: замість відстані від поверхні, що обігривається, до центру арматури  $x$ , вводять суму:

$$x + k_1 \cdot d,$$

де  $x$  – відстань від поверхні, що обігривається, до краю арматури, м;  $d$  – діаметр арматури, м;  $k_1$  – коефіцієнт, що залежить від щільності сухого бетону, обчислюється за таблицею 7.2.

Тоді температуру арматури обчислюють за формулою:

$$t_{x,\tau} = 1250 - 1230 \cdot \operatorname{erf}X = 1250 - 1230 \cdot \operatorname{erf} \frac{k + \frac{x + k_1 \cdot d}{\sqrt{a_{red}}}}{2 \cdot \sqrt{\tau}}, \quad (7.29)$$

де  $\tau$  – час, хв.

**Таблиця 7.2 – Коефіцієнт  $k_1$  залежно від щільності сухого бетону**

$\rho_c$ , кг/м <sup>3</sup>	500 і менше	800	1100	1400	1700	2000 і більше
$k_1$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,7	0,5

У тому випадку, коли відома *критична температура* арматури  $T_{s,кр}$ , що викликає повне руйнування конструкції, її межу вогнестійкості можна знайти, визначаючи аргумент  $X$  (додаток 8), залежно від значення функції Гаусса:

$$\operatorname{erf}X = \frac{1250 - T_{s,кр}}{1230}. \quad (7.30)$$

Далі, маючи на увазі, що:

$$X = \frac{k + \frac{x + k_1 \cdot d}{\sqrt{a_{red}}}}{2 \sqrt{\tau}} \quad (7.31)$$

знаходять межу вогнестійкості  $\tau$ , хв.:

$$\tau = \left( \frac{k + \frac{x + k_1 \cdot d}{\sqrt{a_{red}}}}{2 \cdot X} \right)^2. \quad (7.32)$$

Аналіз показує, що на ділянці  $X \leq 1,5$  функцію Гаусса без великих похибок можна замінити параболічною залежністю виду:

$$\operatorname{erf}X = 1,215 \cdot X - 0,37X^2. \quad (7.33)$$

З урахуванням формули (7.33) можна визначити:

$$\frac{1250 - T_{s,kp}}{1230} = 1,215 \cdot X - 0,37 \cdot X^2, \quad (7.34)$$

звідки

$$X = 1,625 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{T_{s,kp} - t_o}{1230}} \right). \quad (7.35)$$

Після деякого перетворення формула для розрахунку межі вогнестійкості набуває вигляд:

$$\tau = 60 \cdot \left[ \frac{k + \frac{x + k_1 \cdot d}{60 \sqrt{a_{red}}}}{3,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{T_{s,kp} - t_o}{1230}} \right)} \right]^2. \quad (7.36)$$

Таким чином обчислення меж вогнестійкості за цією формулою простих плоских залізобетонних згинальних конструкцій (панелей, плит покриттів і перекриттів, настилів) можна робити без таблиць функції Гаусса.

### 7.2.2 Розподіл температури в необмеженій пластині при двосторонньому нагріванні

Для розрахунку температур у плоских конструкціях при двосторонньому обігріві (рис. 7.3) розв'язується задача про прогрів необмеженої пластини при симетричних граничних умовах (7.26).

При додаванні з кожної сторони "фіктивного шару" товщиною  $\delta_f = k \sqrt{a_{red}}$  та підтриманні на зовнішній поверхні цього шару постійної температури  $1250^\circ\text{C}$  спостерігаються умови, за яких дана пластина буде прогріватися так само, як при дії стандартного температурного режиму.

Тому

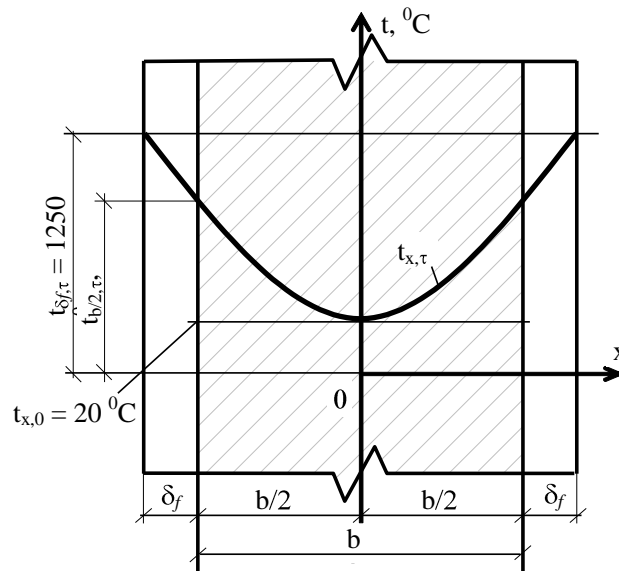
$$t_{x,\tau} = 1250 - 1230 \cdot \left( \operatorname{erf} \frac{\xi}{2\sqrt{F_o}} + \operatorname{erf} \frac{2-\xi}{2\sqrt{F_o}} - 1 \right), \quad (7.37)$$

де  $\xi$  – відносна безрозмірна координата, що визначається за формулою:

$$\xi = 1 - \frac{x}{0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}}}; \quad (7.38)$$

де  $x$  – відстань від центру пластини до розрахункової точки по товщині, м;  $b$  – товщина пластини, м;  $\tau$  – час, хв.;  $F_o$  – критерій гомохромності Фур'є:

$$F_o = \frac{a_{red} \cdot \tau}{(0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2}. \quad (7.39)$$



**Рисунок 7.4 – Схема до розрахунку температур у необмеженій пластині при дії "стандартної пожежі" з двох сторін**

Формула (7.37) застосовується в межах  $F_o \leq 0,32$ . За цією формулою ведеться розрахунок стін, що обігріваються з двох сторін, а також визначення температури в середній частині стінок балок і колон двотаврового перерізу.

Вираз у дужках формули (7.37) позначає відносну безрозмірну температуру

$$\theta = \left( \operatorname{erf} \frac{\xi}{2\sqrt{F_o}} + \operatorname{erf} \frac{2-\xi}{2\sqrt{F_o}} - 1 \right). \quad (7.40)$$

Для спрощення розрахунків побудовано графік визначення відносної безрозмірної температури  $\theta$  залежно від відносної безрозмірної координати  $\xi$  і критерію Фур'є  $F_o$  (додаток 23).

Температуру  $t_{x,\tau}$  визначають за формулою:

$$t_{x\tau} = 1250 - 1230 \cdot \theta. \quad (7.41)$$

Часто при розрахунках вогнестійкості необхідно обчислювати температуру в середині товщини конструкції (пластини), тобто за умови  $x=0$ .

У цьому випадку

$$t_{x=0} = 1250 - 1230 \cdot \theta_0, \quad (7.42)$$

де  $\theta_0$  – відносна температура залежно від  $F_o/4$ , обумовлена за додатком 10.

Відносну температуру  $\theta_0$  всередині необмеженої пластини залежно від  $F=F_o/4$  можна визначити також за формулою:

$$\theta_0 = 5697,3 \cdot F^5 - 4438,9 \cdot F^4 + 1241,1 \cdot F^3 - 134,43 \cdot F^2 - 0,4986 \cdot F + 1,0109. \quad (7.43)$$

### **7.2.3 Розподіл температури в необмеженій пластині при односторонньому нагріві**

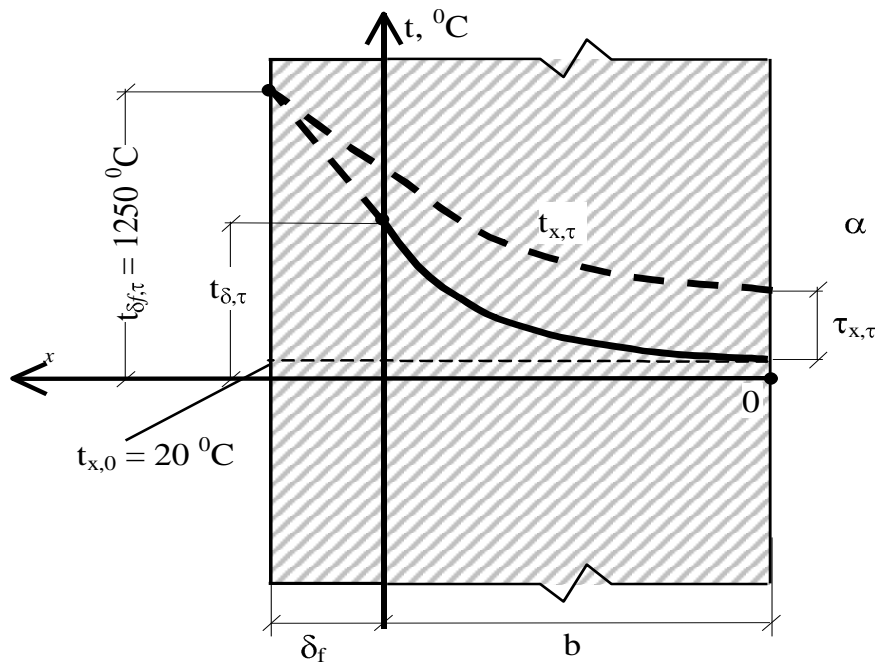
Розв'язок для пластини при односторонньому нагріві потрібен для оцінки вогнестійкості відносно тонких конструкцій, а також для розрахунку межі вогнестійкості за граничним станом втрати теплоізолюючої здатності (I), який характеризується перевищенням температури в будь-якій точці поверхні конструкції, протилежної вогневому впливу над початковою температурою в цій точці на 140 °C (рис. 7.5).

Розв'язання лінійного диференціального рівняння (7.20) для несиметричної необмеженої пластини проводилося за крайових умов I роду (7.26) зі сторони поверхні, що обігривається, і за крайових умов III роду (7.10) – зі сторони поверхні, що не обігривається.

Коефіцієнт теплопередачі  $\alpha'_m$  на поверхні розраховують за емпіричною формулою:

$$\alpha'_m = 4,8 + 9,1 \cdot \varepsilon_i, \quad (7.44)$$

де  $\varepsilon_i$  – ступінь чорноти поверхні (для бетону прийнято  $\varepsilon_i = 0,625$ ; див. додаток б).



**Рисунок 7.5 – Схема до розрахунку температур у пластині при односторонньому нагріві за втратою теплоізолюючої здатності**

При початку координат на поверхні, що не обігривається розв'язок має вигляд:

$$t_x = t_0 + (1250 - t_0) \cdot \left[ \frac{1 + H \cdot x}{1 + Bi} + \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \cdot \left( \cos \mu_n \frac{x}{b + k \cdot \sqrt{a'_{red}}} + \right. \right.$$

$$\left. + \frac{Bi}{\mu_n} \cdot \sin \mu_n \frac{x}{b + k\sqrt{a'_{red}}} \right) e^{-\mu_n^2 F_o}], \quad (7.45)$$

де  $t_0$  – температура середовища з боку поверхні, що не обігривається,  $t_0 = 20$  °С;  $x$  – відстань від поверхні, що не обігривається, до розрахункової точки, м;  $b$  – товщина пластини, м;  $\mu_n$  та  $A_n$  – величини, взяті за таблицею додатка 21 залежно від критерію Біо;  $Bi$  – критерій Біо (Ж.-В. Біот, 1774–1862), що визначається за формулою:

$$Bi = \frac{\alpha'_m}{\lambda'_m} \left( b + k\sqrt{a'_{red}} \right); \quad (7.46)$$

$$H = \frac{\alpha'_m}{\lambda'_m}, \quad (7.47)$$

де  $\alpha'_m$  – коефіцієнт теплопередачі на поверхні;  $\lambda'_m$  – середній розрахунковий коефіцієнт теплопровідності пластини, що визначається при температурі 250 °С;  $a'_{red}$  – розрахунковий коефіцієнт температуропровідності при 250 °С;  $F_o$  – критерій Фур'є, що визначається за формулою:

$$F_o = \frac{a'_{red} \cdot \tau}{\left( b + k \cdot \sqrt{a'_{red}} \right)^2}, \quad (7.48)$$

де  $\tau$  – час, хв.

### **Розрахунок межі вогнестійкості за втратою теплоізолюючої здатності плоских конструкцій.**

За формулою (7.45) температуру  $t_{\text{НП}}$  поверхні пластини, що не обігривається, обчислюють при  $y = 0$ . Тоді:

$$t_{\text{НП}} = 20 + 1230 \cdot \left( \frac{1}{1 + Bi} + A_1 \cdot e^{-\mu_1^2 \cdot F_o} \right). \quad (7.49)$$

Розв'язуючи даний вираз відносно  $F_o$ , а потім і відносно  $\tau$ , одержують

формулу для розрахунку межі вогнестійкості  $\tau$  плоских суцільних конструкцій за втратою теплоізолюючої здатності за ознакою підвищення температури поверхні, що не обігривається, до  $t_{cr}$  :

$$\tau = 0,0384 \cdot \frac{\left( + k \cdot \sqrt{a'_{red}} \right)^2}{\mu_1^2 \cdot a'_{red}} \cdot \lg \frac{A_1}{\frac{t_{cr} - 20}{1230} - \frac{1}{\left( + Bi \right)}} \quad (\text{хв}). \quad (7.50)$$

При  $t_{cr} = 140 + 20 = 160$  °С рівняння (7.46) приймає вигляд:

$$\tau = 0,0384 \cdot \frac{\left( + k \cdot \sqrt{a'_{red}} \right)^2}{\mu_1^2 \cdot a'_{red}} \cdot \lg \frac{A_1}{0,11 - \frac{1}{\left( + Bi \right)}} \quad (7.51)$$

### **ПРИКЛАД 7-А**

Визначити час прогрівання плоскої кам'яної стіни до температури 160 °С на границі шару визначеної товщині за таких умов:

- товщина шару  $h = 0,12$  м;
- щільність бетону на гранітному щебені  $\rho_b = 2377$  кг/м<sup>3</sup>; вологість бетону  $W = 2,0$  %;
- ступінь чорноти обігріваної поверхні бетону  $\varepsilon_{nn} = 0,625$  (див. додаток 6);
- початкова температура  $t_0 = 20$  °С; температура теплофізичних випробувань  $t_m = 450$  °С.

**Мета задачі** – визначити час прогрівання шару вертикальної стінової конструкції (див. рис. 7.5) до визначеної температури.

У випадку розрахунку прогрівання шару плоскої кам'яної конструкції температурне поле в перерізі описується рівнянням теплопровідності напівобмеженого масиву. Тому теплообмін необігріваної поверхні з навколишнім середовищем можна не враховувати.

### **Загальна послідовність розв'язання задачі:**

1. Визначення теплофізичних характеристик огороджувальної конструкції.
2. Розрахунок критерію Біо та відповідних коефіцієнтів.
3. Визначення часу прогрівання шару вертикальної стінової конструкції до визначеної температури на його границі.

### **Розв'язок задачі**



### 1. Визначення теплофізичних характеристик.

Залежно від матеріалу конструкції за таблицею в додатку 6 визначають коефіцієнти теплопровідності і теплоємності:

$$\begin{aligned}\lambda_t &= 1,03 - 0,0003 \cdot t_{кр} = 0,895 \text{ ккал}/(\text{м} \cdot \text{год} \cdot \text{град}) = 1,0409 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{град}); \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 \cdot t_{кр} = 0,26 \text{ ккал}/(\text{кг} \cdot \text{град}) = 0,3024 \text{ (Вт} \cdot \text{год)}/(\text{кг} \cdot \text{град}).\end{aligned}\quad (7-A.1)$$

За критичну приймають температуру за умовами задачі на границі визначеного шару від обігріваної поверхні:  $t_{cr} = 160 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Визначення щільності бетону в сухому стані:

$$\rho_{сух} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w} = \frac{237700}{102} = 2330 \text{ кг}/\text{м}^3. \quad (7-A.2)$$

Знаючи щільність бетону у сухому стані, за таблицею в додатку 7 визначається коефіцієнт впливу щільності бетону:  $K = 0,63 \text{ год}^{0,5}$ .

З урахуванням щільності бетону в сухому стані за емпіричною формулою розраховується коефіцієнт температуропровідності:

$$a_{red} = \frac{\lambda_t}{C_t + 0,014 \cdot w \cdot \rho_{сух}} = \frac{1,0409}{0,3024 + 0,014 \cdot 2 \cdot 2330} = 0,00135 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (7-A.3)$$

Визначення коефіцієнта теплопередачі на обігріваній поверхні:

$$\alpha'_{on} = 4,8 + 9,1 \cdot \varepsilon_{ин} = 4,8 + 9,1 \cdot 0,625 = 10,425 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{град}). \quad (7-A.4)$$

### 2. Розрахунок критерію Біо $Bi$ :

$$Bi = \frac{\alpha_{on}}{\lambda_t} \left( 1 + K \sqrt{a_{red}} \right) = \frac{10,425}{1,0409} (0,12 + 0,63 \sqrt{0,00135}) = 1,434. \quad (7-A.5)$$

За обчисленим значенням критерію  $Bi$  за додатком 21 для поверхні, що обігрівається, визначаються коефіцієнти:  $\mu_l = 2,155$ ;  $A_l = -0,638$ .

3. Час прогрівання шару вертикальної стінової конструкції до температури  $160 \text{ }^\circ\text{C}$  на його границі визначається за формулою:

$$\tau = 2,3 \frac{\left( 1 + K \sqrt{a_{red}} \right)}{\mu_l^2 \cdot a_{red}} \cdot \lg \frac{A_l}{\frac{t_{cr} - t_0}{1250 - t_0} - \frac{1}{1 + Bi}} = 2,49 \text{ год} = 149 \text{ хв}. \quad (7-A.6)$$

Таким чином, за розрахунком кам'яна стіна прогріється на товщині  $0,12 \text{ м}$  до темпера-

тури 160 °С за 149 хвилин.

### **ПРИКЛАД 7-Б**

Визначити межу вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі за третім граничним станом за таких умов:

- товщина панелі  $h = 0,075$  м;
- щільність бетону на гранітному щебені  $\rho_b = 2430$  кг/м<sup>3</sup>; вологість бетону  $W = 3,5$  %;
- початкова температура  $t_0 = 20$  °С; температура теплофізичних випробувань  $t_m = 450$  °С.

**Мета задачі** – визначити межу вогнестійкості плоскої залізобетонної панелі (див. рис. 7.5) за втратою теплоізолюючої здатності (за III граничним станом).

#### **Загальна послідовність розв’язання задачі:**

1. Визначення теплофізичних характеристик огорожувальної конструкції.
2. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що обігрівается.
3. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що не обігрівается.
4. Визначення допоміжного комплексного параметра та безрозмірної відносної температури.
5. Визначення комплексу та критерію Фур’є.
6. Визначення межі вогнестійкості огорожувальної конструкції.

#### **Розв’язок задачі.**

1. Визначення теплофізичних характеристик.

Залежно від матеріалу конструкції за таблицею в додатку 6 визначають коефіцієнти теплопровідності і теплоємності:

$$\begin{aligned}\lambda_t &= 1,03 - 0,0003 \cdot t_{кр} = 0,895 \text{ ккал/(м} \cdot \text{ год} \cdot \text{град)} ; \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 \cdot t_{кр} = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{ град)} .\end{aligned}\tag{7-Б.1}$$

Ознакою досягнення III граничного стану є підвищення середньої температури необігріваної поверхні огорожувальної конструкції на 140 °С. Тому за критичну приймають температуру необігріваної поверхні, що дорівнює:

$$t_{III} = t_0 + 140 = 20 + 140 = 160 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Визначення щільності бетону в сухому стані:

$$\rho_{\text{сух}} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w} = \frac{243000}{103,5} = 2348 \text{ кг/м}^3. \quad (7-Б.2)$$

Знаючи щільність бетону в сухому стані, за таблицею в додатку 7 визначають коефіцієнт впливу щільності бетону:  $K = 0,633 \text{ год}^{0,5}$ .

З урахуванням щільності бетону в сухому стані за емпіричною формулою розраховують коефіцієнт температуропровідності:

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_t}{\left( \rho_t + 0,012 \cdot w \right) \cdot \rho_{\text{сух}}} = \frac{0,895}{\left( 2,26 + 0,012 \cdot 3,5 \right) \cdot 2348} = 0,00126 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (7-Б.3)$$

2. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що обігрівається.

Визначення коефіцієнта теплообміну:

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_t}{K \cdot \sqrt{a_{\text{red}}}} = \frac{0,895}{0,633 \sqrt{0,00126}} = 39,99 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{град}). \quad (7-Б.4)$$

Визначення критерію Біо:

$$Bi_1 = \frac{\alpha_1 \cdot h}{\lambda_t} = \frac{39,99 \cdot 0,075}{0,895} = 3,35. \quad (7-Б.5)$$

3. Визначення коефіцієнтів теплообміну та критерію Біо поверхні, що не обігрівається.

Визначення коефіцієнта теплообміну:

$$\alpha_2 = 5,5 + 0,045 \cdot t_{\text{кр}} = 5,5 + 0,045 \cdot 160 = 12,7 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{град}). \quad (7-Б.6)$$

Визначення критерію Біо:

$$Bi_2 = \frac{\alpha_2 \cdot h}{\lambda_t} = \frac{12,7 \cdot 0,075}{0,895} = 1,06. \quad (7-Б.7)$$

Визначення відношення коефіцієнтів Біо:

$$\frac{Bi_1}{Bi_2} = \frac{3,35}{1,06} = 3,15.$$

Потрібно за вимогами, щоб це співвідношення не перевищувало 10; в даному випадку  $3,15 < 10$  – умова задовольняється.

4. Визначення допоміжного комплексного параметра та безрозмірної відносної температури.

Розрахунок допоміжного комплексного параметра:

$$N = \frac{Bi_1 + Bi_2}{Bi_1 + Bi_2 + Bi_1 \cdot Bi_2} = 0,55. \quad (7-Б.8)$$

Розрахунок безрозмірної відносної температури:

$$\theta = \frac{t_{\text{НП}} - t_0}{(1250 - t_0) \cdot N} = \frac{160 - 20}{(1250 - 20) \cdot 0,55} = 0,21. \quad (7-Б.9)$$

5. Визначення комплексу та критерію Фур'є.

Визначення комплексу Фур'є  $K_F$  за номограмою з додатка 12, з інтерполяцією, за знайдених вище параметрів  $\theta = 0,29$ ;  $Bi_1 = 3,35$ :

$$K_F = 3,3.$$

Розрахунок критерію Фур'є  $F_0$ :

$$F_0 = \frac{K_F}{Bi_1^2} = \frac{3,3}{3,35^2} = 0,294. \quad (7-Б.10)$$

6. Визначення межі вогнестійкості.

Межа вогнестійкості залізобетонної плити (пластини) за втратою теплоізолюючої здатності – за наскрізним прогрівом тильної грані на  $t = 140^0\text{C}$  може бути обчислена за формулою:

$$\tau_u = \frac{F_0 \cdot h^2}{a_{red}} = \frac{0,294 \cdot 0,075^2}{0,00126} = 1,31 \text{ год} = 91 \text{ хв.} \quad (7-Б.11)$$

Таким чином, межа вогнестійкості залізобетонної плити (пластини) за розрахунком за III граничним станом – 91 хвилина.

## 7.2.4 Двовимірні температурні поля

Двовимірне температурне поле має місце при прогріві колон, балок, елементів ферм та інших стрижневих конструкцій, які обігріваються при пожежі з трьох і чотирьох граней бічної поверхні. Якщо переріз цих конструкцій має форму прямокутника, розрахунок розподілу температури визначається зі співвідношення відносних безрозмірних температур:

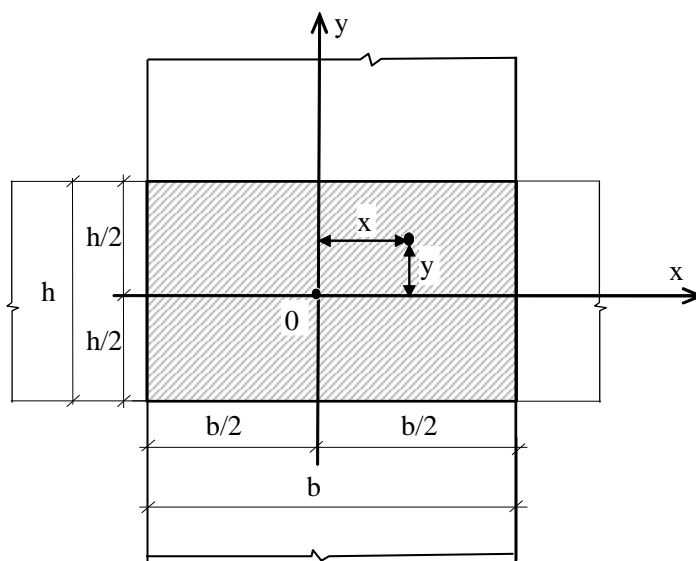
$$\theta_{x,y,\tau} = \frac{1250 - t_{x,y,\tau}}{1250 - t_0} = \theta_{x,\tau} \cdot \theta_{y,\tau} = \frac{1250 - t_{x,\tau}}{1250 - t_0} \cdot \frac{1250 - t_{y,\tau}}{1250 - t_0}, \quad (7.52)$$

де  $t_{x,y,\tau}$  – температура двовимірного поля,  $^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{x,\tau}$  та  $t_{y,\tau}$  – температури одновимірних полів,  $^{\circ}\text{C}$ ;  $t_0$  – початкова температура, зазвичай  $t_0 = 20^{\circ}\text{C}$ .

Зі співвідношення (7.52) знаходять

$$t_{x,y,\tau} = 1250 - \frac{(1250 - t_{x,\tau})(1250 - t_{y,\tau})}{1230}. \quad (7.53)$$

Для прямокутного перерізу, який обігривається з усіх боків, уявляють, що температурне поле утворюється внаслідок накладання температурних полів при перетинанні двох необмежених пластин товщиною  $b$  та  $h$  (рис. 7.6).



**Рисунок 7.6 – Схема до розрахунку температур у прямокутному перерізі при усебічному обігріві**

Температура  $t_{x,\tau}$  визначається за формулою (7.37) для необмеженої пластини шириною  $b$ , для якої

$$\xi_x = 1 - \frac{x}{0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}}}; \quad (7.54)$$

$$F_{Ox} = \frac{a_{red} \cdot \tau}{(0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2} \cdot \quad (7.55)$$

За цими формулами для заданих значень  $x$  та  $\tau$  можна знайти значення  $\theta_x$  за графіком з додатка 23.

Температура  $t_{y,\tau}$  визначається аналогічно для пластини товщиною  $h$ , для якої

$$\xi_y = 1 - \frac{y}{0,5 \cdot h + k \cdot \sqrt{a_{red}}}; \quad (7.56)$$

$$F_{Oy} = \frac{a_{red} \cdot \tau}{(0,5 \cdot h + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2} \cdot \quad (7.57)$$

Для заданих значень  $y$  та  $\tau$  можна знайти значення  $\theta_y$  за графіком з додатка 23). Температуру  $t_{x,y,\tau}$  розраховують за формулою (7.52):

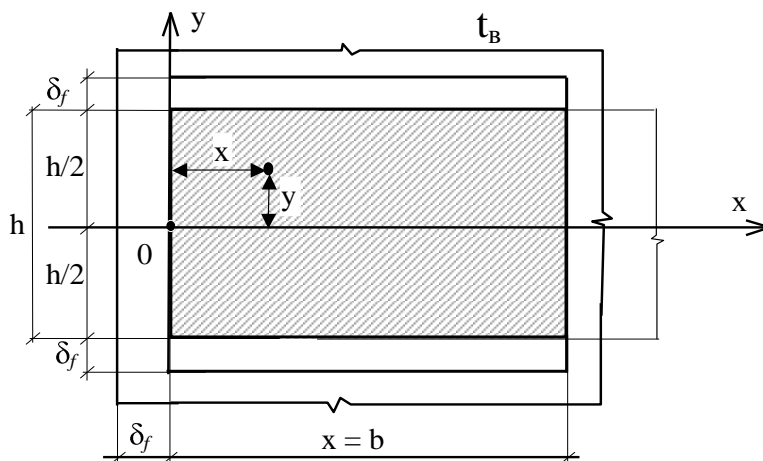
$$t_{x,y,\tau} = 1250 - 1230 \cdot \theta_x \cdot \theta_y. \quad (7.58)$$

Якщо треба визначити температуру в балці або колоні, що обігрівається з трьох сторін (рис. 7.7), то уявляють, що перерізаються поля необмеженої пластини і напівобмеженого тіла. У даному випадку значення  $t_{x,\tau}$  знаходять за формулою (7.27), де значення аргументу:

$$X = \frac{k + \frac{x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} \quad (7.59)$$

визначають за заданими  $x$  та  $\tau$ . Далі за додатком 8 знаходять функцію  $erfX$  та за формулою (7.27) – відносну температуру  $\theta_x$ .

Температура  $t_{y,\tau}$  визначається для пластини шириною  $h$  за формулами (7.56), (7.57), по яких для заданих значень  $y$  та  $\tau$  можна знайти значення  $\theta_y$  за додатком 23. Температуру  $t_{x,y,\tau}$  розраховують за формулою (7.58).



**Рисунок 7.7 – Схема до розрахунку температур у прямокутному перерізі при обігріві з трьох сторін**

### **Розподіл температури у прямокутному перерізі**

Часто виникає потреба у визначенні положення заданої температури в перерізі залізобетонного елемента, або положення ізотерми цієї температури.

Наприклад, відповідно до розрахункової моделі для визначення вогнестійкості залізобетонних конструкцій вводиться поняття приведенного перерізу, розрахункова площа якого обмежується деякою ізотермою з температурою, що називається *критичною*  $t_{b,cr}$ . Враховують, що бетон, нагрітий до температур, що не перевищують критичної  $t_b < t_{b,cr}$ , не знижує своєї міцності, а бетон, нагрітий до температур, вищих за критичну  $t_b > t_{b,cr}$ , втрачає міцність і повністю виключається з роботи. Критична температура для важкого бетону на гранітному заповнювачі визначається рівною 500 °С, на вапняковому заповнювачі і для конструкційного керамзитобетону – 600 °С.

Аналогічна задача виникає при розрахунку необхідного захисного шару арматури для забезпечення необхідної межі вогнестійкості, що визначається заданою температурою нагріву арматури  $t_{s,cr}$ .

Ця задача є зворотною до розглянутих і вирішується на основі прийнятих передумов.

При одномірних температурних полях, наприклад, у стінах, товщина ша-

ру  $x = \delta_{tem,x}$ , нагрітого вище  $t_{b,cr}$ , визначається з формули (7.27) при  $x = \delta_{tem,x}$ .

Аргумент функції Гаусса в цьому випадку дорівнює

$$X = \frac{k\sqrt{a_{red}} + \delta_{tem,x}}{2\sqrt{a_{red}\tau}}, \quad (7.60)$$

звідки

$$\delta_{tem,x} = \left( X\sqrt{\tau} - k \right) \sqrt{a_{red}}. \quad (7.61)$$

Прийнявши у формулі (7.27)  $t_{x,\tau} = t_{b,cr}$ , можна отримати формулу:

$$\operatorname{erf}X = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1230}, \quad (7.62)$$

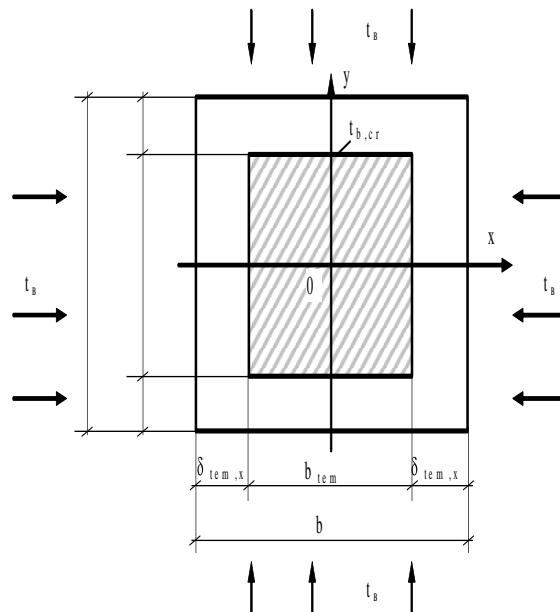
для якої за додатком 8 визначають аргумент  $X$ .

**В прямокутному перерізі, який нагрівається з чотирьох боків**

(рис. 7.8), координати ізотерми з температурою  $t_{cr}$  визначають з формули (7.52)

при заміні  $t_{x,y,\tau}$  на  $t_{cr}$ :

$$\theta_{cr} = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - 20} = \theta_{x,\tau} \cdot \theta_{y,\tau} = \frac{1250 - t_{x,\tau}}{1250 - 20} \cdot \frac{1250 - t_{y,\tau}}{1250 - 20}. \quad (7.63)$$



**Рисунок 7.8 – Розрахункова схема перерізу конструкції при обігріві з чотирьох боків**



Для будь якого  $x = \text{const}$  з (7.63) отримують

$$t_y = 1250 - \frac{(1250 - t_{cr})1230}{1250 - t_x}; \quad (7.64)$$

$$\theta_y = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - t_x}. \quad (7.65)$$

Аналогічно

$$\theta_x = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - t_y}. \quad (7.66)$$

Тепер можна обрати координату, наприклад,  $x$ , для якої знаходять відстань по  $y$  до ізотерми  $t_{cr}$ . Вважається достатнім обмеження ядра прямими, рівнобіжними граням перерізу і такими, що проходять через точки на координатних осях  $x$  та  $y$  із критичною температурою  $t_{cr}$  (рис. 7.8).

При  $x = 0$ , для заданого часу  $\tau_l$  та при  $\xi_x = 1$  розраховується

$$F_{Ox} = \frac{a_{red} \cdot \tau_l}{(0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2}.$$

За рішенням (7.40) чи з графіка (додаток 23) визначають  $\theta_{x, \tau_l}$  та з цього:

$$t_{x=0, \tau_l} = 1250 - 1230 \cdot \theta_{x, \tau_l}. \quad (7.67)$$

За формулою (7.65) визначають  $\theta_{y, \tau_l}$  та розраховують

$$F_{Oy} = \frac{a_{red} \cdot \tau_l}{(0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2}.$$

За знайденими параметрами з (7.40) чи з графіків (додаток 23) визначають  $\xi_{y1}$  і координату

$$y_{cr} = \left( 0,5h + k \sqrt{a_{red}} \right) \xi_{y1}. \quad (7.68)$$

Для визначення границь ізотерми  $t_{cr}$  треба розрахувати її положення на осі  $x$ , тобто при  $y = 0$  та часі  $\tau_l$  аналогічно (7.68).

$$x_{cr} = \left( 0,5b + k\sqrt{a_{red}} \right) \xi_{x1} \quad (7.69)$$

Проміжні точки можуть бути знайдені за такою ж метою при виборі базової координати у знайденому інтервалі, наприклад на половині  $x_{cr}$ . При  $x = 0$  та  $y = 0$  можна також використати розв'язок для розрахунку температури в центрі пластини залежно від  $F_0/4$  (додаток 10).

**При обігріві прямокутного перерізу з трьох сторін** (рис. 7.9) при  $y = 0$  за (7.37), чи (7.56), чи за додатком 23 для  $\xi_y = 1$  та

$$F_{0y} = \frac{a_{red} \cdot \tau_1}{(0,5 \cdot h + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2}$$

визначається  $\theta_{y, \tau 1}$  і далі:

$$t_{y=0, \tau 1} = 1250 - 1230 \cdot \theta_{y, \tau 1} \quad .$$

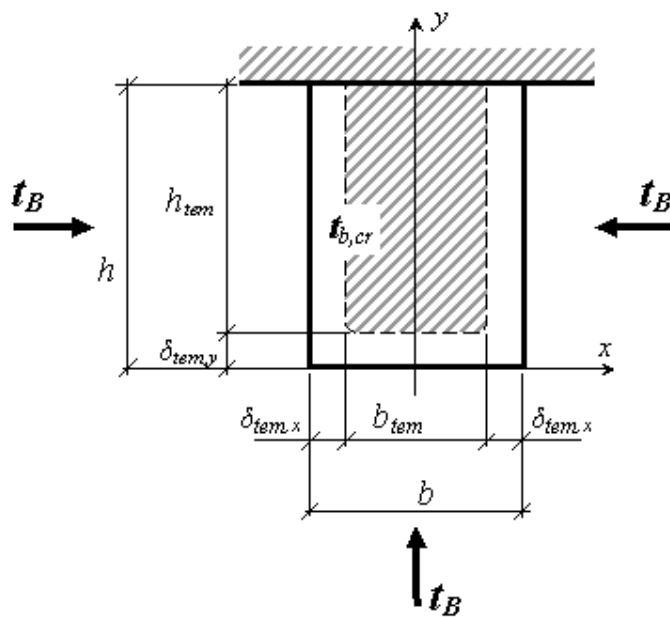


Рисунок 7.9 – Розрахункова схема перерізу конструкції при обігріві з трьох боків

З формули (7.66) визначається відносна температура в напрямку осі  $x$ :

$$\theta_x = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - t_y} = \operatorname{erf} \frac{k\sqrt{a_{red}} + x_{cr}}{2\sqrt{a_{red}}\tau_1} \quad (7.70)$$

За таблицею з додатка 8 для  $\text{erf}X$  визначають  $X$

$$X = \frac{k\sqrt{a_{red}} + x_{cr}}{2\sqrt{a_{red}\tau_1}}$$

і далі:

$$x_{cr} = \left( X\sqrt{\tau_1} - k \right) \sqrt{a_{red}}. \quad (7.71)$$

При  $x = b$  температуру  $t_{x=b,\tau}$  розраховують з (7.27):

$$t_{x=b,\tau} = 1250 - 1230 \cdot \text{erf} \frac{K\sqrt{a_{red}} + b}{2\sqrt{a\tau_1}}.$$

За формулами (7.37, 7.56, 7.57) визначають відносну температуру в напрямку осі  $y$ :

$$\theta_y = \frac{1250 - t_{cr}}{1250 - t_x} = \text{erf} \frac{\xi_y}{2\sqrt{F_{Oy}}} + \text{erf} \frac{2 - \xi_y}{2\sqrt{F_{Oy}}} - 1.$$

За заданим числом Фур'є  $F_{Oy} = \frac{a_{red} \cdot \tau_1}{(0,5 \cdot h + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2}$  та  $\theta_y$  за додатком 23 визначають  $\xi_y$  і далі:

$$y_{cr} = \left( 0,5h + k\sqrt{a_{red}} \right) \xi_y. \quad (7.72)$$

### Питання для самоконтролю

1. Що таке температурне поле? Якими бувають температурні поля?
2. Що таке одновимірне температурне поле?
3. Що таке двовимірне температурне поле?
4. Які умови необхідно знати для розв'язання диференціального рівняння теплопровідності?
5. Що таке крайові умови для розв'язання диференціального рівняння теплопровідності?
6. Що таке граничні умови I роду диференціального рівняння теплопровідності?

7. Що таке граничні умови II роду диференціального рівняння теплопровідності?
8. Що таке граничні умови III роду диференціального рівняння теплопровідності?
9. Що таке граничні умови IV роду диференціального рівняння теплопровідності?
10. Яким чином відбувається заміна граничних умов III роду граничними умовами I роду?

## РОЗДІЛ 8. СТАТИЧНА ЧАСТИНА РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

Як було сказано вище (п.6.4), у **статичній частині** розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість визначається *критична температура*, за якої відбувається втрата несучої здатності. *Статична задача* не є самостійною. Вона може використовуватись тільки у сукупності із **теплотехнічною задачею**. Шляхом розв'язання статичної і теплотехнічної задач визначається межа вогнестійкості за *першим граничним станом*.

### 8.1 Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість

Особливості поведінки залізобетонних конструкцій при пожежі полягають у тому, що від впливу високих температур при прогріві перерізів залізобетонних елементів:

- 1) виникають температурні напруги в бетоні та сталевій арматурі;
- 2) від різниці температурного розширення бетону й арматури в елементі додатково створюється напружений стан;
- 3) змінюються фізико-механічні властивості бетону та арматурної сталі;
- 4) зменшується працездатний переріз елемента внаслідок прогріву поверхневих шарів бетону до критичних температур.

В умовах пожежі температурні деформації елемента є функціями деформацій складових залізобетонного матеріалу і залежать від ступеня нагрівання, коефіцієнта армування, виду арматури і бетону.

При нагріванні та охолодженні залізобетону бетон та сталева арматура поведуться по-різному.

В бетоні виявляються два види температурних деформацій:

- температурне розширення (оборотна деформація) і
- усадка (необоротна деформація).

Після нагрівання і наступного охолодження обидва види дають сумарну

деформацію, що менше температурного розширення на розмір усадки бетону.

Після охолодження бетон, прогрітий до критичної температури, не відновлює міцнісних і деформативних властивостей.

А сталева арматура, прогріта до критичної температури, після охолодження, в основному, відновлює міцнісні і деформативні властивості.

Таким чином, температурні деформації негативно впливають на вогнестійкість залізобетону. Несуча здатність залізобетонних конструкцій при вогневому впливі знижується внаслідок:

- зміни міцнісних властивостей бетону та арматурних сталей;
- порушення спільної роботи цих матеріалів;
- появи температурних напруг у перерізах конструкцій через нерівномірний прогрів.

Межа вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності ( $R$ ) дорівнює часу  $\tau_r$  від початку вогневого впливу до моменту, коли несучої здатності конструкції стає недостатньо для сприйняття прикладеного до неї нормативного навантаження.

Розрахунок повинен забезпечити несучу здатність, стійкість або виникнення граничних деформацій при спільному впливі нормативного навантаження і стандартного температурного режиму.

За нормативне навантаження приймають найбільш несприятливе поєднання нормативних постійних і тимчасових тривалих статичних навантажень за СНиП 2.01.07-85 і п. 1.12 СНиП 2.03.01-84\*.

Якщо робочі навантаження, для яких спроектовано залізобетонну конструкцію, є невідомими або їх не вказано, допускається приймати їх рівними 0,7 від розрахункових навантажень.

При розрахунку вогнестійкості конструкцій вводяться нормативні опори бетону й арматури.

Несучу здатність конструкції обчислюють для заданих моментів часу з урахуванням зміни механічних характеристик бетону й арматури від темпера-

тури, що попередньо визначають для тих же моментів часу (див. розділ 7).

Для згинальних несучих конструкцій граничним станом вважають тільки втрату несучої здатності ( $R$ ). Для конструкцій, що мають крихке руйнування по стиснутому бетону (колони з малим ексцентриситетом, переармовані згинальні конструкції), граничним станом приймається повне руйнування під час пожежі. Для елементів, що характеризуються розвитком великих необоротних деформацій арматури та бетону (згинальних елементів, позацентрово стиснутих і розтягнутих з великим ексцентриситетом), за втрату несучої здатності приймають розвиток необоротних прогинів ще до того, як наступить повне руйнування конструкції.

Якщо за ознакою втрати несучої здатності ( $R$ ) і за ознакою втрати теплоізолюючої здатності ( $I$ ) граничного стану не досягнуто, то допускається вказувати, що межа вогнестійкості конструкції є не меншою за необхідне значення для даної конструкції  $\tau_{\gamma}^{mp}$  при застосуванні в будівлях визначеного ступеня вогнестійкості.

Якщо в момент часу  $\tau_r$  несуча здатність конструкції буде недостатньою для сприйняття прикладеного навантаження або температура на поверхні, що не обігрівається, перевищить допустимі значення, то межа вогнестійкості конструкції є меншою за необхідну за вимогами і слід внести зміни до проекту конструкції задля підвищення її вогнестійкості.

При визначенні меж вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій в існуючій методиці застосовують наступну *розрахункову гіпотезу*.

Розглядається вогнестійкість окремих статично визначених залізобетонних елементів, навантажених нормативним навантаженням. Таким чином, визначається межа вогнестійкості  $\tau_r$ , що відповідає часу впливу стандартної пожежі (див. рис. 6.1), після закінчення якого несуча здатність елемента конструкції  $R(\tau)$  знизиться до величини розрахункового зусилля від нормативного або іншого робочого навантаження  $S_{ser}$ . Розрахунок ведеться за критерієм (6.2), тобто проводиться перевірка відповідності елемента вимогам ДСТУ Б В.1.1-4-98

на випробування будівельних конструкцій на вогнестійкість. Дотримання цієї вимоги є необхідним, хоча і недостатнім для гарантії вогнестійкості конструкції в цілому (див. розділ 6).

Зниження несучої здатності елемента  $R(\tau)$  під час впливу пожежі  $\tau$  відбувається внаслідок зменшення нормативних опорів осьовому стиску і розтягу бетону та розтягу і стиску арматур від температури, які в безрозмірній формі виражаються коефіцієнтами умов роботи бетону  $\gamma_{bt} = R_{b,nf}/R_{b,n}$  та арматури  $\gamma_{st} = \gamma'_{st} = R_{s,nf}/R_{s,n}$ . Оскільки розподіл температури в різних точках перерізу елементів змінюється в часі, вирішують теплотехнічну задачу для заданих моментів часу (див. розділ 7), на основі якої визначається відповідна їм несуча здатність  $R(\tau)$ . При цьому застосовують дві розрахункові моделі.

1. Перша розрахункова модель застосовується для згинальних залізобетонних елементів, що вільно обпираються, при вогневому впливі знизу, у яких обвалення відбувається внаслідок зменшення із прогріванням міцності розтягнутої арматури. При розрахунку нехтують прогрівом стиснутої зони бетону і стиснутої арматури і визначають значення коефіцієнта умов роботи арматури, який називають *критичним*  $\gamma_{st,cr}$ . Залежно від класу арматури визначають критичну температуру арматури  $t_{cr}$ , за якої досягається отримане значення  $\gamma_{st,cr}$ . По критичній температурі арматури розраховують або товщину захисного шару бетону, що забезпечує необхідну межу вогнестійкості, або при заданій товщині захисного шару бетону визначають межу вогнестійкості, що дорівнює часу досягнення в арматурі критичної температури  $t_{cr}$ .

2. Друга розрахункова модель для визначення вогнестійкості стиснутих конструкцій ґрунтується на введенні *наведеного перерізу*. Розрахункова площа *наведеного перерізу* бетону обмежується ізотермою критичних температур нагрівання бетону  $t_{b,cr}$ . Критичну температуру для важкого бетону на гранітному заповнювачі вважають рівною  $t_{b,cr} = 500$  °С, на вапняковому заповнювачі і для конструкційного керамзитобетону  $t_{b,cr} = 600$  °С. При  $t_b > t_{b,cr}$  приймають  $\gamma_{bt} = 0$  і при  $t_b < t_{b,cr}$  приймають  $\gamma_{bt} = 1$ , тобто вважається, що бетон, нагрітий до темпе-



ратур, що не перевищують критичної, не зазнає зниження своєї міцності, а бетон, нагрітий до температур, вищих за критичну втрачає міцність і повністю виключається з роботи.

Бетонні та залізобетонні конструкції зменшеного поперечного перерізу (без виключеного з роботи шару бетону, прогрітого до  $t > t_{cr}$ ) з нормативними опорами бетону й арматури розраховуються відповідно до "СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции."

Загальна схема розрахунку вогнестійкості елемента незалежно від моделі складається з таких частин:

- 1) визначення розподілу температури по перерізу елемента для різноманітних моментів часу;
- 2) визначення залежності міцності матеріалів від температури;
- 3) визначення залежності зниження несучої здатності конструкції від часу нагріву (побудова графіка);
- 4) визначення межі вогнестійкості, тобто часу нагрівання, після спливання якого несуча здатність конструкції знизиться до розміру робочого навантаження.

При розрахунках не завжди треба визначати межу вогнестійкості. Коли необхідно з'ясувати, чи забезпечує залізобетонний елемент необхідну межу вогнестійкості, то тоді не визначають цю межу вогнестійкості, а перевіряють міцність перерізів для необхідної тривалості *стандартної пожежі*. Розрахунок проводять із урахуванням зниження нормативних опорів бетону і арматури залежно від температури їх нагріву за необхідної тривалості стандартної пожежі.

Міцність перерізу перевіряється з рівняння рівноваги. Якщо в умовах високотемпературного нагріву переріз витримує зусилля, що є рівними або більшими за зусилля від нормативного навантаження, то необхідна межа вогнестійкості забезпечується.

### 8.1.1 Міцнісні і деформативні характеристики бетону та арматури при впливі температури

Нормативні опори бетону і арматури для розрахунку вогнестійкості знижуються шляхом множення відповідно на коефіцієнти умов роботи бетону  $\gamma_{bt}$  (додаток 4) і арматури  $\gamma_{st}$  (додаток 5)

Модулі пружності бетону і арматури приймаються за СНиП 2.03.01-84\* і помножуються, відповідно, на коефіцієнти  $\beta_{bt}$  (табл. 8.1) і  $\beta_{st}$  (табл. 8.2).

**Таблиця 8.1 – Коефіцієнт зниження модуля пружності бетону при нагріванні**

Бетон	Коефіцієнт зниження модуля пружності бетону $\beta_{bt}$ при температурі бетону, °С								
	50	100	200	300	400	500	600	700	800
Важкий	1,0	0,80	0,60	0,40	0,35	0,30	0,25	0,15	0,10
Легкий	1,0	1,0	0,90	0,75	0,62	0,50	0,41	0,32	0,27

**Таблиця 8.2 – Коефіцієнт зниження модуля пружності арматури**

Арматури	Коефіцієнт зниження модуля пружності арматури $\beta_{st}$ при температурі арматур, °С								
	100	200	300	400	500	600	700	800	
Гарячекатана стрижнева, дротова	0,96	0,90	0,88	0,83	0,78	0,73	0,63	0,50	
Термічно і термомеханічно зміцнена	1,0	0,96	0,92	0,85	0,71	0,40	–	–	
A240, A300, A400	1,0	0,95	0,84	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	
A600, A800, A1000	1,0	0,88	0,73	0,58	0,40	0,25	0,16	0,10	
At600, At800, At1000	1,0	1,0	0,98	0,83	0,74	0,45	0,25	0,12	

Вважають, що попередня напруга арматури повністю втрачається при її нагріванні до 300 °С.

### 8.1.2 Розрахунок межі вогнестійкості статично визначених залізобетонних згинальних елементів при односторонньому нагріванні

До різних статично визначених залізобетонних згинальних елементів відносяться такі, що мають шарнірне кріплення по обох сторонах. До них нале-

жать однопрольотні плити при вільному обпиранні, панелі і настили перекриттів балкового типу, а також балки і прогони. За методикою випробувань на вогнестійкість при однобічному нагріванні обігрів цих елементів проводиться знизу. Тому зменшення їх несучої здатності здійснюється в основному за рахунок зниження міцності розтягнутої нагрітої арматури.

### **1. Суцільні залізобетонні балкові плити, балки, прогони, ригелі при однобічному нагріванні знизу**

Плити у складі елементів перекриття за розрахунковою і конструктивною схемами класифікуються як балкові і обперті по контуру. При відношенні сторін опорного контуру  $l_1/l_2 \geq 2$  плити називаються *балковими*, що працюють на вигин у напрямку меншої сторони; при цьому згинальним моментом у напрямку більшої сторони через його малість нехтують. Робочі арматури встановлюють у поперечному напрямку. При обпиранні плит по двох протилежних сторонах плити при будь-якому співвідношенні сторін відносяться до балкових плит.

При відношенні сторін  $l_1/l_2 \leq 1,5$  плити вважаються обпертими по контуру, що працюють на вигин у двох напрямках і мають перехресну робочу арматуру.

Для плит різних типів розроблено умови забезпечення необхідної межі вогнестійкості залежно від мінімальної товщини  $h$ , відстані від поверхні, що обігрівається, до осі арматур  $a$ , виду бетону (табл. 8.3).

При однобічному нагріванні знизу балкові статично визначені плити руйнуються внаслідок зниження нормативного опору арматури розтягу до критичного значення. Зниження міцності стиснутої зони бетону і стиснутої арматури у розрахунку не враховується через мале їх нагрівання.

Статично визначені згинальні елементи руйнуються внаслідок утворення **пластичного шарніру** в середині прольоту за рахунок зниження межі текучості або міцності розігрітої арматури до розміру робочих напруг у її перерізі. У цей момент відбувається різке збільшення температурної повзучості арматури, що викликає інтенсивне розкриття тріщин у розтягнутій зоні. Тріщини, що розкри-

ваються, зменшують висоту стиснутої зони до мінімального значення, за якого відбувається руйнація стиснутого бетону і завалення елемента.

**Таблиця 8.3 – Умови забезпечення необхідної межі вогнестійкості плит різних типів**

Вид бетону	Вид плити і обпирання	Мінімальна товщина плити $h$ та відстань до осі арматур $a$ , мм, при межі вогнестійкості, хв					
		30	60	90	120	180	240
Товщина плити, мм		60	80	100	120	150	175
Важкий із гранітним заповнювачем	Балкова плита. Обпирання по двох сторонах.	10	25	35	45	60	70
	Обпирання по контуру при $l_1/l_2 \leq 1,5$	10	10	15	20	30	40
	Обпирання по контуру при $l_1/l_2 \geq 2,0$	10	25	35	45	60	70
Товщина плити, мм		60	65	80	95	120	140
Конструкційний керамзитобетон	Балкова плита. Обпирання по двох сторонах.	10	20	30	40	50	55
	Обпирання по контуру при $l_1/l_2 \leq 1,5$	10	10	10	15	25	30
	Обпирання по контуру при $l_1/l_2 \geq 2,0$	10	20	30	40	50	55

Таким чином, при дії вогню конструкція руйнується під дією постійного нормативного робочого згинального моменту  $M$ . Розв'язання статичної задачі розрахунку вогнестійкості статично визначених простих плоских згинальних елементів зводиться до визначення часу досягнення *критичної температури* розтягнутою арматурою.

Розрахунок включає визначення критичного значення коефіцієнта умов роботи розтягнутих арматур  $\gamma_{st,cr}$  за формулами:

- при одиночному армуванні (рис. 8.1), коли розрахункова висота стиснутої зони бетону  $x$  є меншою за відносну висоту стиснутої зони бетону  $\xi_R$ , тобто  $x < \xi_R$ :

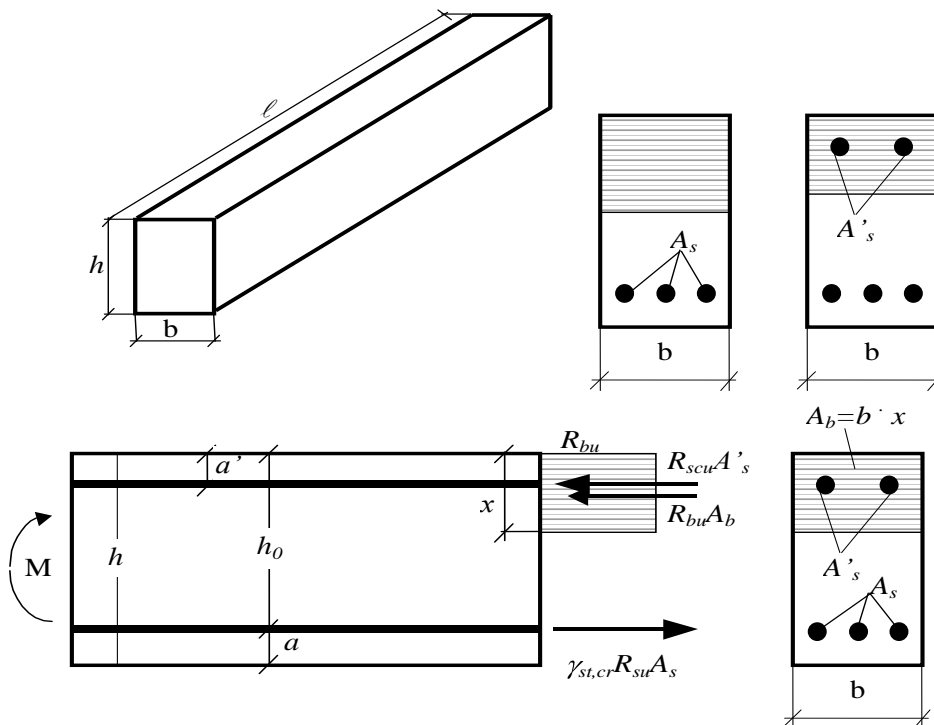
$$\gamma_{st,cr} = \frac{M \left( 1 - \frac{M}{2b \cdot h_0^2 R_{bn}} \right)}{h_0 A_s R_{sn}}; \quad (8.1)$$

– при подвійному армуванні (рис. 8.2, а):

$$\gamma_{st,cr} = \frac{M - \sigma_0' - 0,5x \overbrace{A_s' R_{sn}}}{\sigma_0 - 0,5x \underbrace{A_s R_{sn}}}, \quad (8.2)$$

де  $b$  – ширина згинального елемента;  $h_0$  – корисна товщина згинального елемента;  $A_s$  – загальна площа арматури у розтягнутій зоні;  $A_s'$  – загальна площа арматури у стиснутій зоні;  $a'$  – захисний шар бетону стиснутої зони;  $x$  – розрахункова висота стиснутої зони бетону, яка розраховується за формулою:

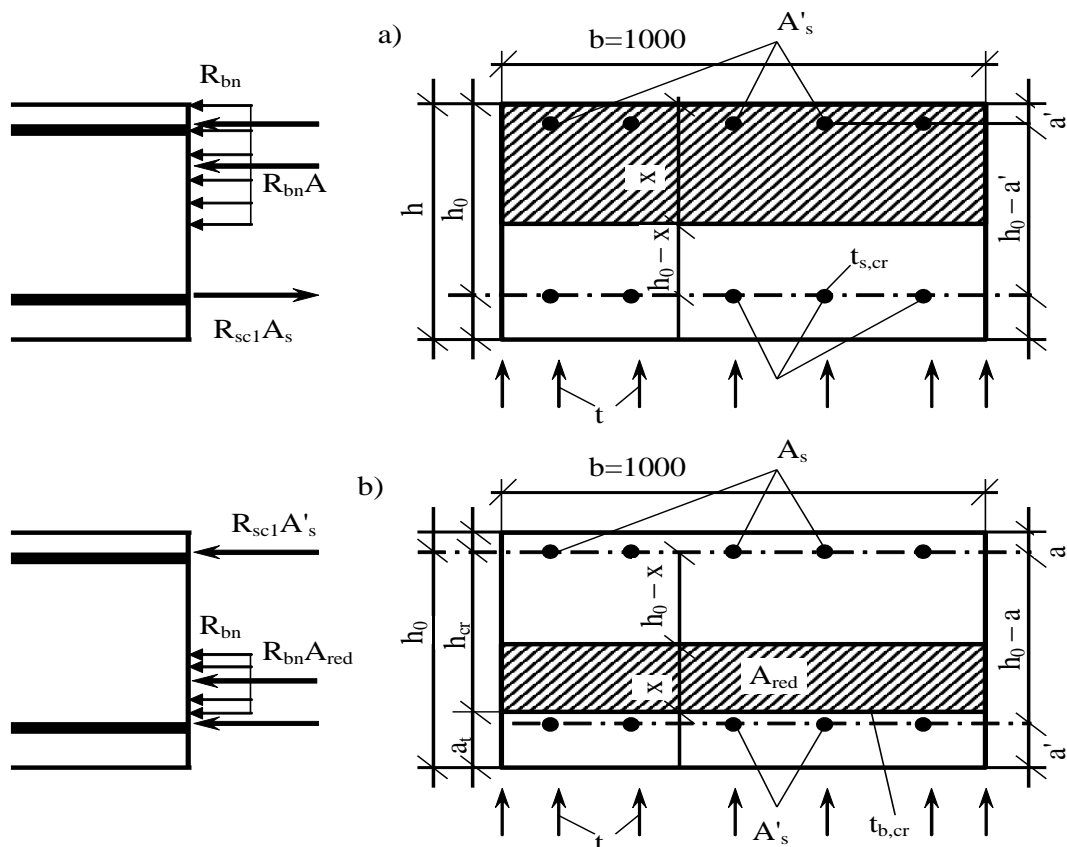
$$x = \frac{M - \sigma_0' - a' \overbrace{A_s R_{sc}}}{b \cdot h_0^2 R_{bn}}. \quad (8.3)$$



**Рисунок 8.1 – Схема зусиль і еюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонного згинального елемента, при розрахунку вогнестійкості**

За величиною критичного значення коефіцієнта умов роботи арматури

$\gamma_{st,cr}$  залежно від класу арматур за додатком 5 визначають критичну температуру нагрівання арматури  $t_{cr}$ , за якої настає межа вогнестійкості за втратою несучої здатності. Межу вогнестійкості визначають із теплотехнічного розрахунку прогріву бетону плит за формулами (7.29)–(7.36), приймаючи критичну температуру нагрівання арматури рівною температурі бетону на рівні її центра ваги. Допускається також використання графіків розподілу температур у плитах.



**Рисунок 8.2 – Схема зусиль і еюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі суцільної залізобетонної згинальної плити, що обігрівается з нижньої сторони, при розрахунку вогнестійкості: а) у прольоті балкової плити; б) на опорі консольної плити**

Щодо переармованих перерізів плит, коли руйнування може початися зі стиснутої зони внаслідок різкого збільшення пластичних деформацій температурної повзучості розтягнутих арматур, є застосовним поняття *критичної деформації арматури*  $\varepsilon_{s,cr}$ , яку визначають за залежністю, що пов'язує повні деформації арматур з відносною висотою стиснутої зони  $\xi$  нагрітого елемента у граничному стані:

$$\varepsilon_{s,cr} = \left[ \varepsilon_{b2} / \left( 1 - \omega / 1.1 \right) \right] \cdot \left( \omega / \xi - 1 \right) \quad (8.4)$$

Характеристика стиснутої зони:

$$\omega = \alpha - 0,008R_{bn}, \quad (8.5)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, який приймають для важкого бетону  $\alpha = 0,85$  і для конструкційного керамзитобетону  $\alpha = 0,80$ ;  $R_{bn}$  – нормативний опір бетону на стиск, МПа.

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = x / h_0 = 1 - \sqrt{1 - 2M / bh_0^2 R_{bn}}. \quad (8.6)$$

Деформації граничної стисливості бетону  $\varepsilon_{b2}$  у плитах, що згинаються за деформаційною моделлю, приймають, відповідно до табл. 8.4, 8.5, залежно від виду бетону та середньої температури нагрівання стиснутої зони.

**Таблиця 8.4 – Гранична деформація бетону при центральному стиску**

Температура менш на- грітого бетону в перерізі, °C	Гранична деформація $\varepsilon_{b0}$ (%) при центральному стиску		
	важкого бетону на заповнювачі		конструкційного керамзитобетону
	гранітному	вапняковому	
20	0,20	0,25	0,20
100	0,25	0,30	0,25
200	0,35	0,40	0,30
300	0,55	0,60	0,45
400	0,65	0,75	0,60
500	0,90	0,95	0,95
600	1,20	1,25	1,20
700	1,30	1,40	1,35
800	1,50	1,60	1,85

За значеннями критичної деформації  $\varepsilon_{s,cr}$  і коефіцієнта умов роботи розтягнутих арматур  $\gamma_{st,cr}$  з діаграм деформування арматури  $\sigma_s - \varepsilon_s$  знаходять критичну температуру нагрівання арматури  $t_{s,cr}$ . За формулами (7.27–7.36) або за кривими прогріву бетону визначають час настання межі вогнестійкості плити за

втратою несучої здатності, приймаючи температуру арматур за температурою бетону на рівні її центра ваги.

За розглянутою методикою виконують розрахунок вогнестійкості балок, прогонів і ригелів при однобічному нагріванні (див. рис. 8.1).

**Таблиця 8.5 – Гранична деформація крайнього волокна бетону стиснутої зони**

Середня температура бетону стиснутої зони, °С	Гранична деформація крайнього волокна бетону стиснутої зони $\varepsilon_{b2}$ (%)		
	важкого бетону на заповнювачі		конструкційного керамзитобетону
	гранітному	вапняковому	
20	0,34	0,42	0,34
50	0,38	0,46	0,38
100	0,42	0,51	0,42
150	0,50	0,60	0,46
200	0,59	0,68	0,51
250	0,76	0,85	0,63
300	0,93	1,02	0,76
350	1,00	1,14	0,89
400	1,10	1,27	1,02

## **2. Багатопустотні плити**

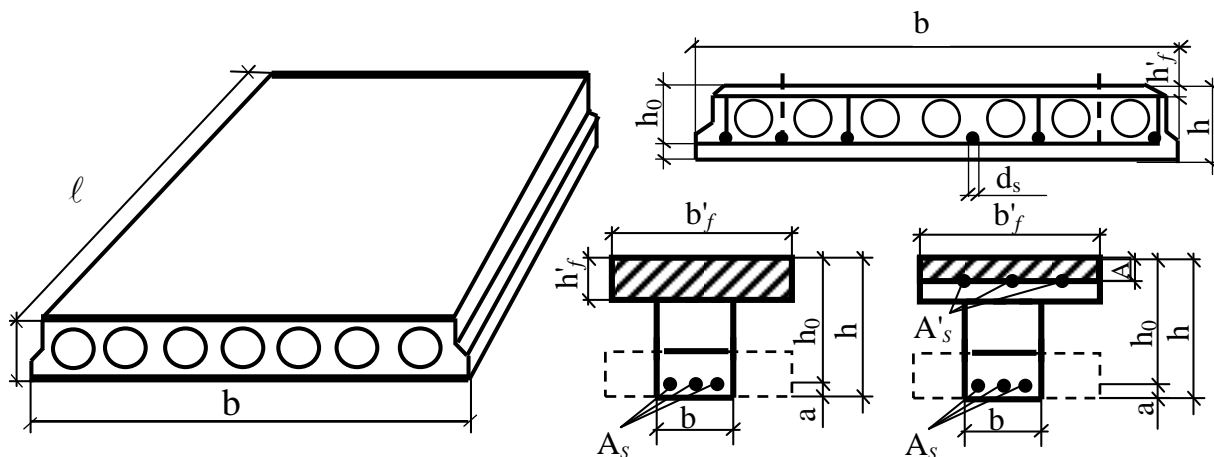
Межу вогнестійкості за втратою несучої здатності в перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонної багатопустотної плити, що вигинається, визначають із використанням формул (8.1) і (8.4). Розрахунковий переріз багатопустотної плити (рис. 8.3) при визначенні несучої здатності розглядається як прямокутний з розмірами  $b = b'_f$ , або як тавровий з розмірами  $b'_f, h'_f, b = \sum b_i$  та  $h$  залежно від положення нейтральної осі. У формулах (8.1) і (8.4) замість  $b$  – ширини плити підставляють  $b'_f$  – ширину стиснутої полиці.

Знаючи  $\gamma_{st,cr}$ , за додатком 5 знаходять критичну температуру нагрівання арматури  $t_{s,cr}$ . За значенням  $t_{s,cr}$  у табл. 8.6 для необхідної межі вогнестійкості визначають товщину захисного шару бетону. Якщо прийнято товщину захисного шару бетону, більшу за зазначену, то необхідна вогнестійкість забезпечується. Час настання межі вогнестійкості визначають за формулами (7.27)–(7.36) залежно від критичної температури арматури.

У небезпечному похилому перерізі межа вогнестійкості може наступити



при дії згинального моменту  $M_I$  від нормативного рівномірно розподіленого навантаження, від поперечної сили і прослизання арматури на опорі при нагріванні контактного шару бетону та арматури до критичної температури.



**Рисунок 8.3 – Багатопустотна залізобетонна плита з одиночною і подвійною арматурами**

Розрахунок вогнестійкості при дії згинального моменту в небезпечному похилому перерізі виконується з умови:

$$M_I < M_{st} + M_{swt}. \quad (8.7)$$

При вогневому впливі момент, що сприймається поздовжньою арматурою, яка перерізає розтягнуту зону похилого перерізу, визначається так:

$$M_{st} = R_{sn} \gamma_{s5} \gamma_{s5t} A_s \sigma_0 - 0,5x \quad (8.8)$$

**Таблиця 8.6 – Температура нагрівання арматури при товщині захисного шару бетону**

Вид бетону	Тривалість вогневого впливу, хв.	Температура нагрівання арматури $t_s$ , °C, при товщині захисного шару до центра ваги арматури						
		350	400	450	500	550	600	650
Важкий бетон на гранітному заповнювачі	45	30	26	22	18	15	–	–
	60	38	33	29	25	21	17	–
	90	53	46	40	35	30	26	22
Важкий бетон на вапняковому заповнювачі	45	28	24	20	17	14	–	–
	60	36	31	27	23	19	16	–
	90	46	43	38	33	28	24	20
Конструкційний керам-	45	22	18	15	–	–	–	–

зитобетон D 1400...1600	60	28	23	20	17	15	–	–
	90	38	33	29	25	21	18	15

Момент, що сприймається хомутами в межах розтягнутої зони похилого перерізу, визначається наступним чином:

$$M_{swt} = \frac{R_{sw} \gamma_{st} A_{sw} c^2}{2s}, \quad (8.9)$$

де  $\gamma_{s5}$  – коефіцієнт умов роботи арматури в зоні передачі напружень для арматур без хомутів, визначають за п. 2.29 СНиП 2.03.01-84\*;  $\gamma_{st}$  – коефіцієнт умов роботи арматури в зоні передачі напружень при вогневому впливі, приймають за табл. 8.7 залежно від класу й температури арматур у зоні передачі напружень;  $c$  – довжина проекції найнебезпечнішого похилого перерізу;  $s$  – відстань між хомутами;  $\gamma_{st}$  – коефіцієнт умов роботи арматури, приймають за додатком 5 залежно від найбільшої температури нагрівання хомутів, що пересікаються похилою тріщиною.

**Таблиця 8.7 – Мінімальна ширина перерізу балок і мінімальна товщина захисного шару бетону**

Межа вогнестійкості, хв.	Мінімальна ширина $b$ балки з важкого бетону (над рискою) і відстань до осі арматур $a$ (під рискою), мм				Мінімальна ширина ребра, мм
30	<u>80</u> 25(15)	<u>120</u> 20(15)	<u>160</u> 15(15)	<u>200</u> 15(15)	80
60	<u>120</u> 40(25)	<u>160</u> 35(20)	<u>200</u> 30(15)	<u>300</u> 25(15)	100
90	<u>150</u> 55(35)	<u>200</u> 45(30)	<u>250</u> 40(25)	<u>400</u> 35(25)	100
120	<u>200</u> 65(45)	<u>240</u> 55(40)	<u>300</u> 50(35)	<u>500</u> 46(35)	120
180	<u>240</u> 80(50)	<u>300</u> 70(50)	<u>400</u> 65(50)	<u>600</u> 60(50)	140
240	<u>280</u> 90(60)	<u>350</u> 80(60)	<u>500</u> 75(60)	<u>700</u> 70(60)	160

Примітки:

1. Для балок з конструкційного керамзитобетону мінімальна ширина приймається такою ж, як і для балок з важкого бетону. Товщину захисного шару для балок з конструкційного керамзитобетону вказано в дужках.
2. Зазначена ширина балки для ребристих плит відповідає ширині двох ребер.

Висоту стиснутої зони обчислюють за формулою:

$$x = R_{sn} \gamma_{st} A_s / R_{bn} b'_f. \quad (8.10)$$

За межу вогнестійкості приймають мінімальне значення з меж вогнестійкості: при утворенні пластичного шарніру в середині прольоту від моменту  $M$  та біля краю похилої тріщини від моменту  $M_1$ .

Межу вогнестійкості при утворенні пластичного шарніру біля низу похилої тріщини визначають за моментом  $M_1$ . Якщо цей момент є невідомим, то його рекомендовано визначати за формулою:

$$M_1 = 4M \left( \frac{2h_0 - 0,5\ell_x}{\ell} \right) \left( \frac{2h_0 - 0,5\ell_x}{\ell} \right). \quad (8.11)$$

Коефіцієнт умов роботи арматури в зоні передачі напружень визначають за формулою:

$$\gamma_{s5} = \ell_x / \left( 0,25R_{sn} / R_{bp} + 10 \right) d_s, \quad (8.12)$$

де  $\ell_x$  – довжина опори плити;  $\ell$  – розрахунковий проліт плити;  $R_{bp}$  – передатна міцність бетону, обумовлена за п. 2.6. СНиП 2.03. 01-84\*;  $d_s$  – діаметр арматури.

Прийнявши  $c = 2h_0$ ,  $s = 0,5h_0$  та  $h_0 - 0,5x = h_o$ , міцність небезпечного похилого перерізу для плити з однорядним армуванням з арматур одного класу допускається визначати за формулою:

$$M_1 \leq R_{sn} \gamma_{s5,t} A_s h_o + 920 A_{sw} h_o. \quad (8.13)$$

Критичну температуру арматур у зоні анкерування при обпиранні плити на залізобетонний ригель або стіну приймають рівною  $0,8t_{s,cr}$ . За критичною температурою в зоні анкерування визначають час настання межі вогнестійкості плити в цій зоні за умовами (8.7) та (8.13). Якщо цих умов не дотримано, то підвищити межу вогнестійкості в зоні анкерування можна шляхом збільшення товщини захисного шару бетону або посилення анкерування арматури на опорі

вжиттям спеціальних заходів: приварюванням закладних деталей, установкою обтиснутих шайб, непрямим армуванням та ін.

## **ПРИКЛАД 8-А**

### **Варіант I**

Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої здатності при нагріванні знизу багатопустотної залізобетонної плити за таких умов:

- довжина плити  $l_{nl} = 6$  м; ширина плити  $b_{nl} = 1,8$  м; висота перерізу плити  $h = 0,3$  м;
- бетон класу В20 на гранітному щебені; межа міцності бетону  $R_b = 11,5$  МПа; щільність бетону  $\rho_b = 2430$  кг/м<sup>3</sup>; вологість бетону  $W = 3,5$  %; товщина захисного шару бетону  $\delta = 0,02$  м;
- арматура 9Ø10 А-III; загальний переріз арматури  $A_s = 7,07$  см<sup>2</sup> межа міцності сталеві арматури  $R_{sn} = 375$  МПа;
- постійне навантаження (з урахуванням власної ваги плити)  $g_n = 6,0$  кН/м<sup>2</sup>; тимчасове навантаження  $v_n = 2,0$  кН/м<sup>2</sup>;
- температура теплофізичних випробувань  $t_m = 450$  °С; початкова температура  $t_o = 20$  °С.

**Мета задачі** – визначити інтервал часу від початку пожежі, протягом якого робоча арматура у багатопустотній плиті прогріється до критичної температури.

### **Загальна послідовність розв'язання задачі:**

1. Визначення конструктивної та розрахункової схем.
2. Визначення згинального моменту, що виникає у плиті за зазначеного навантаження під час пожежі.
3. Визначення коефіцієнтів висоти стиснутої зони бетону, відносної висоти стиснутої зони бетону та впливу щільності сухого бетону.
4. Визначення коефіцієнта зниження опору робочої арматури та її критичної температури при зазначеному навантаженні.
5. Визначення коефіцієнтів теплопровідності, теплоємності та температуропровідності бетону.
6. Визначення функції помилок Гаусса та аргументу функції помилок Гаусса.
7. Визначення межі вогнестійкості багатопустотної залізобетонної плити.

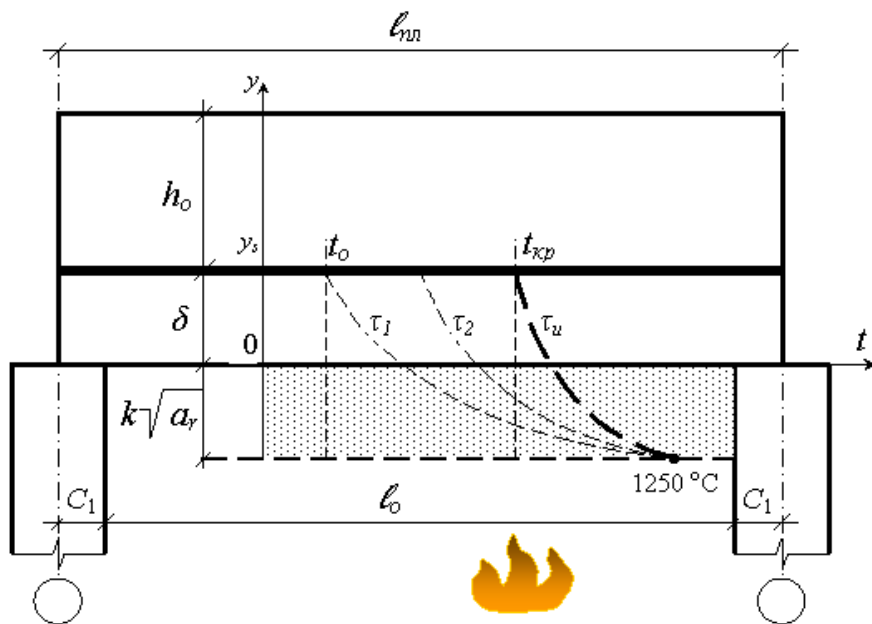
### **Розв'язок задачі**

При прогріві залізобетонної багатопустотної рівномірно навантаженої плити з шарнірними опорами знизу (рис. 8.4) вичерпання несучої здатності плити може настати внаслідок нагріву та зниження опору робочої арматури, розташованої в нижній розтягнутій зоні плити.

1. Розрахункова довжина плити визначається за формулою (див. приклад 2-А):

$$l_0 = l_{nl} - 2 \cdot C_1 = 6 - 2 \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м}, \quad (8-A.1)$$

де  $l_{nl}$  – конструктивна довжина плити;  $C_1$  – глибина спирання плити на ригелі перекриття або на стіни, приймається не меншою за  $C_1 = 0,12$  м.



**Рисунок 8.4 – Розрахункова схема багатопустотної залізобетонної плити**

2. Визначення максимального згинального моменту, що виникає у плиті від розрахункових навантажень:

$$M = \frac{(g + 0,7 \cdot v) \cdot b_{nl} \cdot l_p^2}{8} = \frac{(6 + 2) \cdot 1,8 \cdot 5,76^2}{8} = 59,72 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59720 \text{ Н} \cdot \text{м}. \quad (8-A.2)$$

(Примітка: тимчасове навантаження  $v$  допускається зменшувати на 30 % для громадських будівель з масовим перебуванням людей, враховуючи евакуацію).

3. Визначення коефіцієнта висоти стиснутої зони бетону при розрахункових навантаженнях:

$$\alpha_1 = \frac{M}{R_b \cdot 10^6 \cdot b_{nl} \cdot h_0^2} = \frac{59720}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,275^2} = 0,038. \quad (8-A.3)$$

де  $h_0$  – корисна товщина плити,  $h_0 = 0,275$  м (див. приклад 2-А).

Визначення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_1} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039. \quad (8-A.4)$$

Перевірка адекватності за умовою обмеження висоти стиснутої зони межами товщини полиці багатопустотної плити:  $(\xi = 0,039) \leq (\xi_{max} = 0,25)$ .

Умова задовольняється, отже, стиснута зона знаходиться в межах полиці багатопустотної плити.

4. Визначення коефіцієнта зниження опору робочої арматури при розрахункових навантаженнях у стадії пожежі:

$$\gamma_{st} = \frac{M}{R_s \cdot A_s \cdot h_0 (1 - 0,5\xi)} = \frac{59720}{365 \cdot 10^6 \cdot 7,07 \cdot 10^{-4} \cdot 0,275(1 - 0,5 \cdot 0,039)} = 0,91, \quad (8-A.5)$$

де  $A_s$  – площа поперечного перерізу арматури, яка береться із сортаменту за таблицею в додатку 16, але перераховується у квадратні метри.

Знаючи коефіцієнт зниження опору робочої арматури у стадії пожежі і клас арматури, за таблицею в додатку 5 визначають критичну температуру нагріву робочої арматури:

$$t_{кр} = 460 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

5. Визначення щільності сухого бетону:

$$\rho_c = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + w_b} = \frac{24300}{103,5} = 2348 \text{ кг/м}^3. \quad (8-A.6)$$

За таблицею в додатку 7 визначають коефіцієнт урахування впливу щільності сухого бетону:  $k = 0,63 \text{ год}^{0,5}$ .

6. За таблицею в додатку 6 залежно від виду бетону визначають коефіцієнт теплопровідності (з урахуванням впливу порожнистості плит додається коефіцієнт  $\psi = 1,4$ ) і коефіцієнт теплоємності.

Для бетону на гранітному щебені:

$$\begin{aligned} \lambda_t &= \psi \cdot 1,03 - 0,0003 t_m = 1,4 \cdot 1,03 - 0,0003 \cdot 450 = 1,307 \text{ ккал/(м}\cdot\text{год}\cdot\text{град)}; \\ c_t &= 0,17 + 0,0002 t_m = 0,17 + 0,0002 \cdot 450 = 0,26 \text{ ккал/(кг}\cdot\text{град)}, \end{aligned} \quad (8-A.7)$$

де  $t_m$  – температура теплофізичних випробувань,  $t_m = 450 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

7. Визначення коефіцієнта теплопровідності бетону (з урахуванням щільності сухого бетону):

$$a_r = \frac{\lambda_t}{(c_t + 0,012 \cdot w) \cdot \rho_{\text{сух}}} = \frac{1,307}{(0,26 + 0,012 \cdot 3,5) \cdot 2378} = 0,00182 \text{ м}^2/\text{год} . \quad (8\text{-A.8})$$

8. Визначення функції помилок Гаусса.

В теорії теплопровідності твердих тіл є відомою закономірність розподілу температури за товщиною пластини при односторонньому обігріві (див. розділ 7):

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_o) \cdot \operatorname{erf} \frac{k \cdot \sqrt{a_r} + y}{2 \cdot \sqrt{a_r \cdot \tau}} , \quad (8\text{-A.9})$$

де  $y$  – ордината контрольної глибинної точки пластини, що відрховується від обігрівальної поверхні пластини;  $\tau$  – час нагріву.

Оскільки  $t_{y,z} \equiv t_{kp}$ , то, визначивши аргумент функції помилок Гаусса як:

$$Y = \frac{k \cdot \sqrt{a} + y}{2 \cdot \sqrt{a \cdot \tau}} ,$$

можна розрахувати функцію помилок Гаусса:

$$\operatorname{erf} Y = \frac{1250 - t_{kp}}{1250 - t_o} = \frac{1250 - 460}{1250 - 20} = 0,65 . \quad (8\text{-A.10})$$

За таблицю в додатку 8 аргумент функції помилок Гаусса (дивитися у нульовому стовпчику) дорівнює:  $Y = 0,661$ .

9. Ордината поверхні арматурного стрижня за заданої (нормативної) межі вогнестійкості:  $y_s = \delta = 0,02 \text{ м}$ .

В розрахунку враховується ордината поверхні арматурного стрижня, а не центру ваги, тому що сталь володіє високою теплопровідністю і весь об'єм арматурного стрижня прогрівається миттєво.

Розрахункова межа вогнестійкості за втратою несучої здатності багатопустотної плити при нагріванні робочої арматури дорівнює:

$$\tau_u = \left( \frac{k \cdot \sqrt{a_r} + y_s}{2 \cdot Y \cdot \sqrt{a_r}} \right)^2 = \left( \frac{0,63 \cdot \sqrt{0,00182} + 0,02}{2 \cdot 0,661 \cdot \sqrt{0,00182}} \right)^2 = 0,69 \text{ год} . \quad (8\text{-A.11})$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ год} = 42 \text{ хв.}$$

**Висновок:** розрахована за першим граничним станом, межа вогнестійкості багатопустотної залізобетонної плити складає **REI 42**.

### **Варіант II**

Метод розв'язання цієї задачі дозволяє також визначити товщину захисного шару бетону біля робочої арматури для забезпечення заданої межі вогнестійкості. Наприклад, за означеними вище умовами (див. варіант I) можна перевірити, як збільшити товщину захисного шару бетону багатопустотної залізобетонної плити для забезпечення межі вогнестійкості **REI 60**.

Розв'язання цього варіанту повністю співпадає з варіантом I за пунктами 1-8. А далі...

9. Ординату поверхні арматурного стрижня  $y_s$ , яка відповідає заданій межі вогнестійкості  $\tau_u = 60 \text{ хв.} = 1 \text{ год}$ , можна представити як:

$$y_s = \delta + y_t,$$

де  $\delta$  – товщина існуючого захисного шару бетону;  $y_t$  – товщина додаткового шару бетону.

З іншого боку:

$$y_s = 2Y\sqrt{a_r \cdot \tau} - k\sqrt{a_r} = 2 \cdot 0,661\sqrt{0,00182 \cdot 1} - 0,63\sqrt{0,00182} = 0,029 \approx 0,03 \text{ м}$$

(Примітка: товщина захисного шару бетону повинна бути кратною 5-ти мм).

Товщина додаткового шару бетону:

$$y_t = y_s - \delta = 0,03 - 0,02 = 0,01 \text{ м.}$$

**Висновок:** для забезпечення заданої межі вогнестійкості необхідно влаштувати захисний шар бетону товщиною 30 мм, тобто збільшити існуючий шар на 10 мм.

## **8.1.3 Розрахунок межі вогнестійкості статично визначених**

### **згинальних елементів при двовимірному температурному полі**

Двовимірне температурне поле має місце при прогріві балок, ригелів, прогонів, елементів ферм та інших стрижневих конструкцій, що обігріваються при пожежі з боку двох і трьох граней бічної поверхні.



Балки, на які опираються плити, у більшості випадків піддаються тристоронньому нагріванню: з нижньої та двох бічних вертикальних поверхонь, крайні балки і ребра плит нагріваються знизу та з однієї бічної поверхні. У цьому випадку нагрівається не тільки розтягнута арматура, але і бетон стиснутої зони та стиснута арматура (рис. 8.3, 8.4).

Розроблено умови забезпечення необхідної межі вогнестійкості вільно обпертих балок з важкого бетону із гранітним заповнювачем, що нагріваються із трьох сторін, відповідно до яких мінімальна ширина перерізу балок  $b$  і мінімальна товщина захисного шару до осі арматур  $a$  повинні бути не меншими за значення, вказані у табл. 8.7.

Для перевірки заданої межі вогнестійкості балки, за результатами тепло-технічного розрахунку або за графіками знаходять температуру стиснутої арматури, приймаючи її рівною прогріву бетону на відстані від осі стрижня до бічної грані перерізу, дорівнюючи прогрів бетону бічної грані балки при  $h > 2b$  прогріву бетону в плиті від поверхні, що нагрівається. При цьому висоту плити приймають  $0,5b$  або меншою.

За температурою стиснутої арматури знаходять коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{st}'$  за додатком 5. За графіками знаходять глибину прогріву бетону  $a_t$  стиснутої зони до критичної температури  $t_{b,cr}$  від бічної грані балки.

Далі визначають параметри наведеного перерізу:

$$b_t = b - 2a_t. \quad (8.14)$$

За наведеною шириною балки  $b_t$  і коефіцієнтом умов роботи стиснутих арматур  $\gamma_{st}'$  знаходять відносну висоту стиснутої зони  $\xi$  при дії згинального моменту  $M$  від нормативного навантаження

$$\xi = \frac{x}{h_o} = 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M - A_s' \cdot \gamma_{st}' R_{sc} (h_o - a')}{b_t h_o^2 R_{bn}}}. \quad (8.15)$$

Коефіцієнт умов роботи розтягнутих арматур визначається за формулою:

$$\gamma_{st} = \frac{\sigma_s}{R_{sn}} = \frac{\xi \cdot b_t h_0 R_{bn}}{A_s R_s} + \frac{A'_s \gamma'_{st} R_{sc}}{A_s R_s}. \quad (8.16)$$

Плече внутрішньої пари сил у перерізі при нагріванні приблизно дорівнює плечу внутрішньої пари сил до нагрівання, тоді наближений коефіцієнт умов роботи розтягнутої арматури можна визначити за формулою:

$$\gamma_{st} = M / M_p = M / A_s R_s \left( 1 - 0,5 A_s R_s / b R_{bn} \right), \quad (8.17)$$

де  $M$  та  $M_p$  – нормативний і руйнівальний моменти до нагріву.

Для прийнятого часу вогневого впливу за графіками визначають середню температуру нагріву стиснутої зони бетону, що знаходиться біля сторони, яка не обігривається. Залежно від цієї температури за табл. 8.5 встановлюють граничну деформацію крайнього стиснутого волокна бетону  $\varepsilon_{b2}$ ; потім за формулою (8.4) обчислюють критичну деформацію розтягнутих арматур  $\varepsilon_{s,cr}$ .

Знаючи значення  $\gamma_{st}$  та  $\varepsilon_{s,cr}$  за діаграмами деформування арматури  $\sigma_s - \varepsilon_s$  (див. розділ 9) визначають критичну температуру розтягнутої арматури  $t_{s,cr}$ . За діаграмами визначають фактичну температуру нагріву арматури заданого часу вогневого впливу. Якщо ця температура арматури дорівнює або є меншою за критичну температуру нагріву арматури, то необхідна межа вогнестійкості забезпечується.

Час настання межі вогнестійкості балки за втратою несучої здатності визначають за кривими нагріву арматур до критичної температури. Якщо прийнята конструкція балки у значній мірі відрізняється від стандартних конструкцій, то температуру нагрівання арматури визначають теплотехнічним розрахунком.

#### 8.1.4 Розрахунок межі вогнестійкості статично невизначених конструкцій

У статично невизначених конструкціях – плитах, балках, ригелях, колонах, кінцівки яких жорстко закріплені або які при шарнірному закріпленні мають проміжні вузли обпирання, вогнестійкість вище, ніж у статично визначених конструкцій. У багатопрогонових багатоповерхових будівлях і спорудах при локальній пожежі в одному прольоті або одному поверсі взаємодія окремих монолітно сполучених елементів приводить до виникнення додаткових зусиль в інших прольотах, у яких немає пожежі. Тобто при дії вогню у статично невизначених стрижневих елементах відбувається перерозподіл моментів. Елемент намагається вигнутися униз, чому перешкоджає замурування на опорах (половинки конструкції працюють як консолі).

Міцність прольотних перерізів, як і у випадку статично визначених елементів, зменшується внаслідок нагрівання розтягнутої арматури. Зниження міцності опорних перерізів відбувається внаслідок нагрівання стиснутого бетону і стиснутої арматури до високих температур.

У елементів при нагріванні утворюються *пластичні шарніри* на опорах. Після утворення опорних пластичних шарнірів елемент перетворюється у статично визначену конструкцію з відомими моментами на опорах. Повна руйнація елемента викликається утворенням третього пластичного шарніру в середині прольоту, коли в нагрітій до високих температур прольотній розтягнутій арматурі різко збільшуються деформації температурної повзучості. Іншими словами, якщо конструкція має жорсткі вузли обпирання, то її руйнування станеться тільки після того, як зруйнуються опорні вузли.

Зусилля у статично невизначених конструкціях від навантаження та вогневого впливу визначають за формулами з галузі будівельної механіки з урахуванням дійсної твердості перерізів.

Переміщення в основній системі, викликані впливом температури в  $i$ -тім напрямку, дорівнюють:

$$\Delta_{it} = \sum_0^l \int M_i \left( \frac{1}{r} \right)_{tx} dx + \sum_0^l \int N_i \varepsilon_{tx} dx, \quad (8.18)$$

де  $M_i$  та  $N_i$  – згинальний момент та поздовжня сила в перерізі  $i$ -го елемента основної системи від дії в  $i$ -ому напрямку відповідної одиничної сили;  $(1/r)_{tx}$ ,  $\varepsilon_{tx}$  – температурні кривизна й подовження  $x$ -елемента, викликані вогнеvim впливом.

Згинальний момент від нерівномірного нагріву за висотою перерізу елемента, жорстко закріпленого на опорах, а також у замкнутих рамах кільцевого, квадратного та прямолінійного контурів, що мають однаковий переріз, визначають за формулі:

$$M_t = \left( \frac{1}{r} \right)_t \cdot B, \quad (8.19)$$

де:  $(1/r)_t$  – температурна кривизна;  $B$  – жорсткість перерізу, яку приймають за СНиП 2.03.04-84 або за Посібником до нього.

### **1. Елементи, жорстко закріплені на опорах**

У статично невизначеному елементі, жорстко закріпленому на опорах, вже через 15 хвилин однобічного вогневого впливу виникає температурний момент, який приводить до утворення пластичних шарнірів на опорах, де моменти від навантаження і температурного перепаду за висотою перерізу підсумовуються (рис. 8.5). Температурні зусилля впливають на утворення перших *пластичних шарнірів*, але значення їх знижується на 50 % через розвиток пластичних деформацій бетону та арматури, нагрітих до високих температур. Зусилля при утворенні перших пластичних шарнірів будуть рівними:

$$M_{oh} = M_0 + 0,5M_t, \quad (8.20)$$

де:  $M_{oh}$ ,  $M_0$  та  $M_t$  – моменти при утворенні перших пластичних шарнірів на опорах від нормативного навантаження та вогневого впливу.

У прольоті момент від нормативного навантаження знижується через утворення температурного моменту іншого знака. Після утворення опорних пластичних шарнірів залізобетонний елемент перетворюється у статично визначену конструкцію. Температурний момент у прольоті пропадає, і залишається тільки момент від навантаження. Повне руйнування елемента відбувається при утворенні пластичного шарніра в середині прольоту, коли в нагрітій до високих температур арматурі різко збільшуються пластичні деформації.

Зниження міцності перерізів на опорах відбувається через прогрів стиснутого бетону і стиснутої арматури до високих температур.

Теплотехнічним розрахунком визначають температури арматури і бетону у прольотних і опорних перерізах. Розв'язання статичної задачі зводиться до відшукування умов, за яких міцність перерізів у критичний час вогневого впливу, до граничного стану, буде дорівнювати максимальному зусиллю від нормативного навантаження й короткочасного температурного впливу.

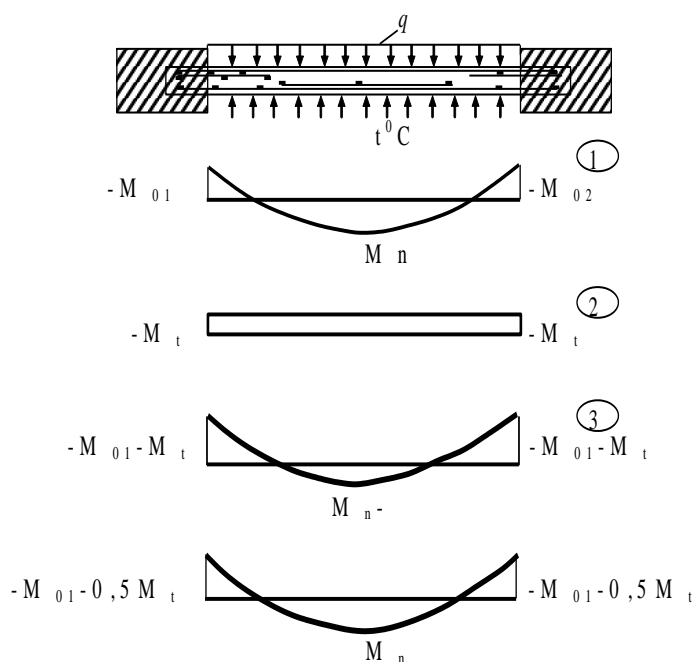


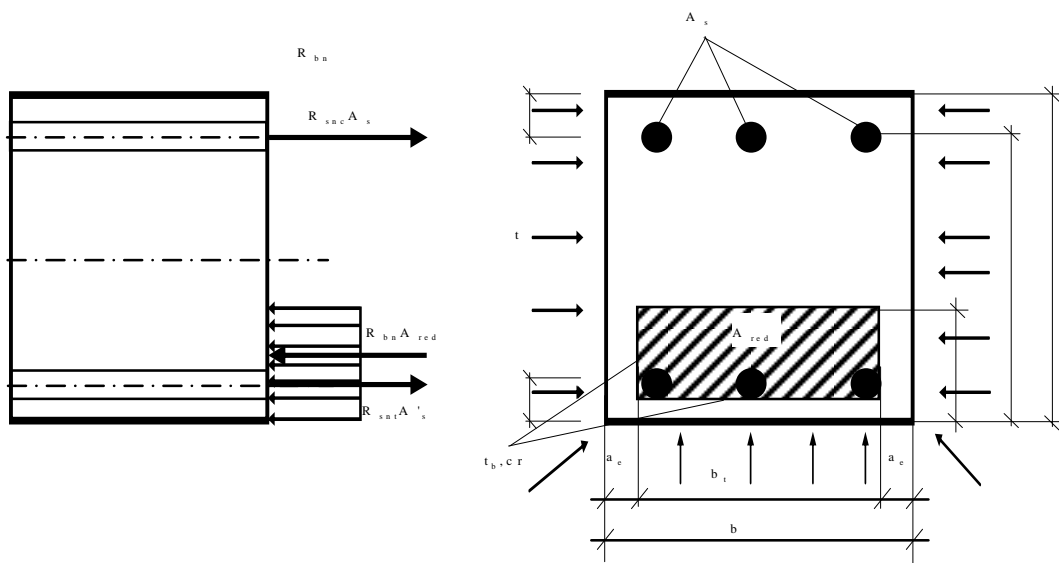
Рисунок 8.5 – Моменти у статично невизначеній конструкції:

- 1 – момент від рівномірно розподіленого навантаження;
- 2 – температурний момент від вогневого впливу;
- 3 – сумарний момент до утворення перших пластичних шарнірів на опорах;
- 4 – сумарний момент при утворенні останнього пластичного шарніра у прольоті

При тристоронньому обігріві опорного перерізу статично невизначеного елемента бетон стиснутої зони нижньої та бічної граней перерізу, нагрітій до температури, вищої за критичну, виключається з роботи. Міцність опорних перерізів знижується, в основному, за рахунок нагрівання бетону стиснутої зони

до критичної температури  $t_i$ , внаслідок цього, зменшення розмірів перерізу (рис. 8.6).

Глибина прогріву бетону до критичної температури в нижній грані перерізу буде більше, ніж у бічних граней, як видно з додатка 33. У бічних граней при  $h \geq 2b$  визначають  $t_{b,cr}$ , приймаючи висоту плити не менше  $0,5b$ . Потім визначають  $h_{ot}$  (див. п. 8.9) та  $b_t$  за формулою (8.14).



**Рисунок 8.6 – Схема зусиль і епюра напруг в опорному перерізі, нормальному до поздовжньої осі статично невизначеного згинального елемента при обігріві із трьох сторін**

Міцність опорних перерізів  $M_0$  розраховують за формулою:

$$M_0 = \left( R_{sn} \gamma_{st} A_s - R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \right) \xi_{ot} - 0,5x \left[ R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \left( \xi_o - a' \right) \right] \quad (8.21)$$

Відносна висота стиснутої зони  $\xi$  дорівнює:

$$\xi = \left( R_{sn} \gamma_{st} A_s - R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \right) \left[ b_t h_{ot} R_{bn} \right] \quad (8.22)$$

У плит, що обігріваються із нижньої сторони, ширина  $b_t = b$ , і міцність опорних перерізів визначають за формулами (8.21)–(8.22).

Міцність прольотних перерізів знижується через нагрівання арматури до критичної температури. Руйнування перерізів є наслідком зниження норматив-

ного опору нагрітих арматур до робочих напружень. Передчасного руйнування стиснутої зони прольотних перерізів до початку збільшення пластичних деформацій арматурам не відбувається, тому що вона перебуває під дією менших зусиль, ніж до початку вогневого впливу. Міцність прольотних перерізів  $M_{\Pi}$  статично невизначених елементів при однобічному вогневому впливі знизу, тобто з боку розтягнутої зони, обчислюють за формулою:

$$M_{\Pi} = R_{sn} \gamma_{st} A_s \left( \eta_o - 0,5 R_{sn} \gamma_{st} A_s / b_t R_{bn} \right) \quad (8.23)$$

Для прийнятої за таблицею межею вогнестійкості за графіками знаходять температуру арматури в опорному і прольотному перерізах. За графіками визначають значення коефіцієнтів  $\gamma_{st}$  та  $\gamma_{st}'$ . Знаючи значення  $b_t$  та  $h_{ot}$ , за формулами (8.21)–(8.23) розраховують міцність опорного і прольотного перерізів при вогневому впливі.

Стадія граничної рівноваги у статично невизначених системах базується на перерозподілі зусиль з умови вогневого впливу внаслідок утворення пластичних шарнірів в опорних прольотних перерізах. Умова граничної рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями буде визначатися залежністю:

$$M_0 + M_{\Pi} = M_{max}, \quad (8.24)$$

де  $M_0$  та  $M_{\Pi}$  – опорний та прольотний моменти.

Ця схема виникнення стадії граничної рівноваги затисненого на опорах елемента, що вигинається, припускає утворення трьох *пластичних шарнірів* як необхідної і достатньої умови для оцінки несучої здатності елемента при вогневому впливі. У цьому зв'язку несуча здатність такого елемента в цілому буде визначатися граничним станом найбільш небезпечного опорного перерізу.

Несуча здатність згинального елемента, жорстко закріпленого на опорі, дорівнює:

а) для рівномірно розподіленого навантаження (рис. 8.7):

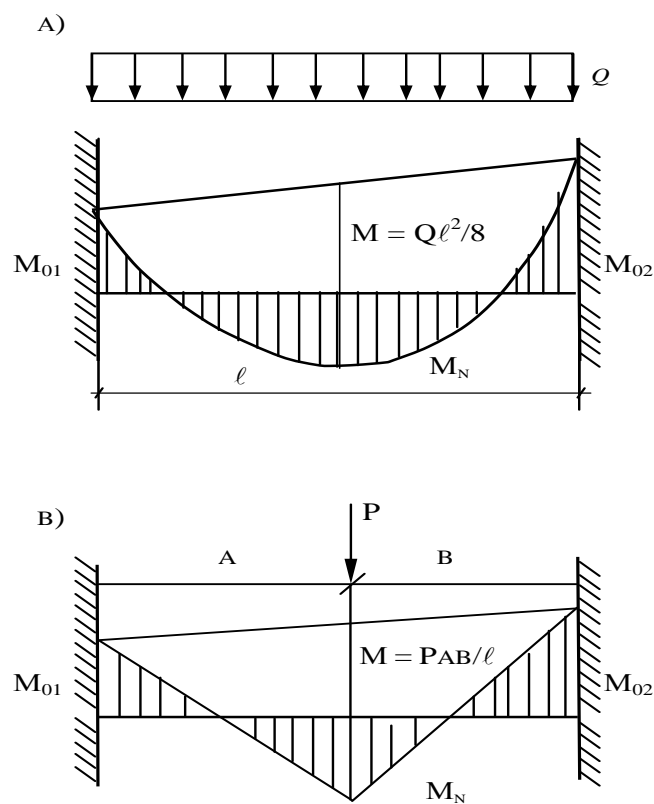
$$M = M_{\Pi} + M_{01} + \frac{x}{\ell(M_{02} - M_{01})}; \quad (8.25)$$

$$x = \frac{\ell}{2} - \frac{(M_{02} - M_{01})}{q\ell};$$

б) для зосередженого навантаження

$$M = M_{\Pi} + \frac{M_{01} \cdot b}{\ell} + \frac{M_{02} \cdot a}{\ell}, \quad (8.26)$$

де  $M_{\Pi}$ ,  $M_{01}$ ,  $M_{02}$  – прольотний й опорні моменти.



**Рисунок 8.7 – Розрахункові епюри згинальних моментів статично невизначених конструкцій:**

- а) за рівномірно розподіленого навантаження;**
- б) за зосередженої сили**

Якщо розраховані за формулами (8.25, 8.26) моменти при вогневому впливі є рівними або більшими за моменти від нормативного навантаження при нормальній температурі, то прийнята межа вогнестійкості забезпечується.



## 2. Плити, обперті по контуру

Плити, обперті по контуру, деформуються у двох напрямках. Середня частина плити у прольоті розтягнута на всю висоту. Стиснута зона утворюється на опорі, ближче до контуру. Плита сильно прогинається. Така просторова робота плит викликає зміцнення за рахунок збільшення плеча внутрішньої пари сил, тому що центр ваги розтягнутої арматури, розташованої по дузі провисання, опускається вниз відносно стиснутого контуру (рис. 8.8). При вогневому впливі це збільшує критичну температуру нагрівання розтягнутої арматури  $t_{s,cr}$ , яку визначають за формулою:

$$t_{s,cr} = 350 \left( \frac{A_{sx}}{A_{sy}} \right)^2 + 150 \left( \frac{A_{sx}}{A_{sy}} \right) + 470, \quad (8.27)$$

де  $A_{sx}$  та  $A_{sy}$  – площа перерізу арматури в короткому  $\ell_x$  та довгому  $\ell_y$  прольотах плити.

Ця формула є справедливою при  $A_{sx}/A_{sy} \geq 1,3$ . При менших значеннях, тобто при  $A_{sx}/A_{sy} < 1,3$  критичну температуру нагрівання розтягнутої арматури приймають рівною  $800^\circ\text{C}$ . За більшої температури нагріву розтягнутої арматури у прольоті плити утворюються наскрізні тріщини, і плита втрачає вогнеперешкоджувальну здатність, тобто настає межа вогнестійкості плити за втратою її цілісності.

Для визначення межі вогнестійкості плит будують криву зміни середньої температури арматури, використовуючи формулу:

$$t_{sm} = \left( A_{sx} t_{sx} + A_{sy} t_{sy} \right) / \left( A_{sx} + A_{sy} \right). \quad (8.28)$$

Температури  $t_{sx}$  та  $t_{sy}$  нагріву арматур  $A_{sx}$  та  $A_{sy}$  знаходять із графіків залежно від часу нагрівання плити і товщини захисного шару бетону.

Розрахований час, за якого середня температура арматур  $t_{sm}$  буде дорівнювати  $t_{s,cr}$ , приймається за межу вогнестійкості плити.

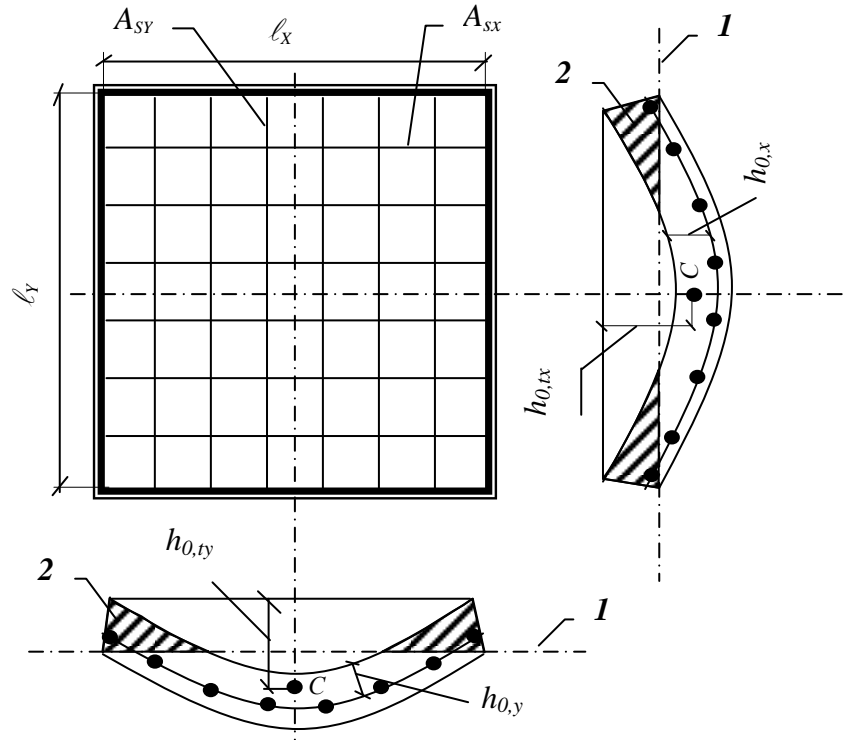


Рисунок 8.8 – Схема роботи плити, вільно обпертої по контуру, при вогневому впливі знизу:

- $h_0$  – робоча висота перерізу до вогневого впливу;
- $h_{0t}$  – робоча висота перерізу при вогневому впливі;
- $C$  – центр ваги арматури;
- 1 – нейтральна вісь;
- 2 – стиснута зона бетону

Робочу висоту плити, яка спирається по контуру, визначають за формулою:

$$h_{0t} = s l^2 (\ell/r + \ell/r_t), \quad (8.29)$$

де  $s$  – коефіцієнт, що дорівнює:

- при рівномірному навантаженні  $s = 0,1$ ;
- при зосередженій силі  $s = 0,08$ ;

$\ell/r$  – кривизна від нормативного навантаження;

$\ell/r_t$  – кривизна від нерівномірного нагрівання по висоті перерізу.

Кривизни від навантаження і температури визначають за СНиП 2.03.04-84 або за Посібником до нього.

### 8.1.5 Методика розрахунку вогнестійкості збірно-монолітних залізобетонних нерозрізних конструкцій

Зниження несучої здатності нерозрізних, статично невизначених конструкцій (балок, балкових плит) при короткочасному нагріванні знизу відбувається за рахунок зменшення міцності опорних і прольотних перерізів.

Міцність прольотних перерізів, як і у випадку розрізних, статично визначених елементів, зменшується внаслідок нагрівання розтягнутої арматури. Зниження міцності *опорних перерізів* відбувається внаслідок нагріву стиснутого бетону і стиснутої арматури до високих температур.

Термін "*нерозрізна балка (плита)*" у системі європейських норм – Єврокод 2 відноситься до усіх випадків, для яких рівновага вимагає урахування в розрахунку моментів на опорах, не рівних нулю, тобто до цієї категорії, крім статично невизначених (гіперстатичних), включають також статично визначні (ізостатичні) балки (плити) із продовженими консолями.

Для визначення вогнестійкості розглянутих конструкцій використовують загальні і спрощені методи розрахунку.

Загальні методи розрахунку ґрунтуються на фундаментальних законах про фізичне поведіння матеріалів при впливі нагрівання і дозволяють визначити надійне наближення ймовірного поведіння компонентів конструкції при пожежі. Вони включають визначення як розвитку і розподілу температури усередині конструктивних елементів (*модель теплової реакції*), так і механічного поведіння конструкції (*модель механічної реакції*).

У деяких випадках розрахунки слід виконувати також з урахуванням геометричної нелінійності. Повинні бути враховані температурні деформації, що виникають за зростання температури, і виникнення температурних напружень. Під час впливу вогню деформацією повзучості можна знехтувати; крім розрахунку прогину після пожежі.

Основні положення інженерного методу розрахунку балок і балкових плит полягають у застосуванні стрижневої лінійної розрахункової схеми і мето-

ду граничної рівноваги. На підставі проведених теоретичних і експериментальних досліджень виявлено *три характерні стадії* роботи у процесі нагрівання.

1. У *першій стадії* роботи конструкції при пожежі ( $\tau_f = 0$ ) у ній виникають зусилля від нормативного навантаження  $Q_n$ , що значно нижче граничних, тобто у конструкції наявний запас міцності. Найбільш небезпечними перерізами є прольотні з максимальним згинальним моментом  $M_{n,sp}$  і опорні з моментами на опорах  $M_{n,sup1}$ ,  $M_{n,sup2}$ . В міру нагрівання конструкції знизу в ній виникають температурні моменти  $M_{N,sp}$  та  $M_{N,sup}$ , що збільшують опорні моменти і зменшують прольотні.
2. *Друга стадія* роботи характеризується станом, коли при збільшенні температури збільшуються опорні моменти, і за досягнення граничної величини  $M_{u,sup}$  на опорах утворюються *пластичні шарніри*. Балка з гіперстатичної (за визначенням Єврокоду 2) перетворюється в ізостатичну з моментами на опорах  $M_{u,sup1}$ ,  $M_{u,sup2}$ . Прольотний момент зменшується на величину температурного моменту. Подальший нагрів не викликає збільшення температурного моменту. Зниження міцності опорного перерізу внаслідок зміни міцнісних і деформативних характеристик нагрітого бетону нижньої стиснутої зони зменшує моменти в опорних пластичних шарнірах, що, у свою чергу, приводить до збільшення прольотного моменту. До цього моменту часу істотно знижується міцність прольотного перерізу.
3. *Третя стадія* характеризується утворенням *пластичного шарніра* у прольоті, виникненням геометрично змінюваної схеми, тобто руйнацією конструкції.

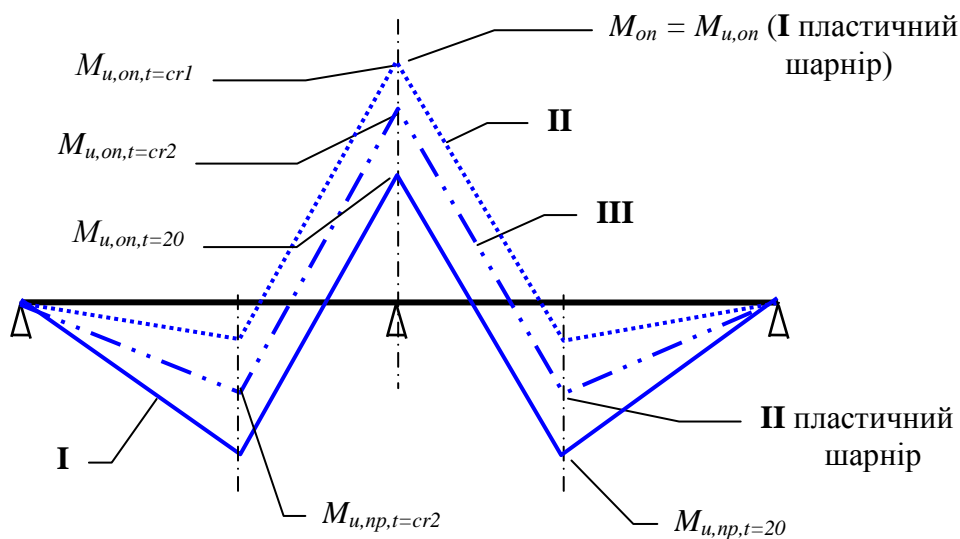
Статично невизначені конструкції при проектуванні розраховуються на розрахункові навантаження при нормальних температурах, за результатами яких призначаються епюри матеріалів. На рис. 8.9 приведено характер зміни згинальних моментів у нерозрізних балках при нагріванні і зміні епюри матеріалів на опорах і в прольоті.

При розрахунку вогнестійкості приймається, що під час пожежі діє нормативне навантаження ( $M_{n,sp}$ ,  $M_{n,sup1}$ ,  $M_{n,sup2}$  – прольотний і опорні згинальні мо-

менти від нормативного навантаження відповідно). У процесі нагрівання виникає температурний момент, що приводить до збільшення опорних моментів  $M_{n,sup1}$ ,  $M_{n,sup2}$  до значень  $M_{u,sup1,fi}$  і  $M_{u,sup2,fi}$  відповідно:

$$M_{n,sup1} + M_{t,sup1} = M_{u,sup1}; \quad (8.30)$$

$$M_{n,sup2} + M_{t,sup2} = M_{u,sup2}. \quad (8.31)$$



**Рисунок 8.9 – Схема розрахунку межі вогнестійкості нерозрізних залізобетонних конструкцій:**

- I** – стадія роботи нерозрізної залізобетонної балки до початку пожежі;
- II** – стадія роботи у процесі нагріву, виникнення пластичного шарніра на опорі;
- III** – стадія зниження опорного моменту внаслідок нагріву опорного перерізу, збільшення прольотного моменту до  $M_{u,np,t}$ , виникнення II пластичного шарніра – руйнація балки

Величина прольотного моменту  $M_{n,sp}$  у цьому інтервалі часу зменшується. Протягом усього часу нагрівання внаслідок зниження міцності стиснутої зони бетону і стиснутої арматури граничні опорні моменти  $M_{u,sup1,fi}$  та  $M_{u,sup2,fi}$  знижуються. Відбувається також зниження граничного прольотного моменту через нагрівання робочої арматури  $M_{u,sp,fi}$ . Після утворення першого і другого пластичних шарнірів на опорах прольотний момент збільшується, і при досягненні значення, рівного граничному  $M_{u,sp,fi}$ , відбувається утворення третього пластич-

ного шарніра у прольоті.

Умова втрати несучої здатності нерозрізних залізобетонних балок і плит позначається наступним чином:

$$M_{max} \leq M_{u,sp} \quad (8.32)$$

Міцність прольотних перерізів визначають за формулою:

$$M_{u,sp,fi} = R_{sn} \gamma_{st} A_s \zeta_o - 0,5 R_{sn} \gamma_{st} A_s / b R_{bn} \quad (8.33)$$

Коефіцієнт умов роботи арматури  $\gamma_{st}$  нормований для різних класів арматури залежно від температури нагрівання.

Міцність опорних перерізів визначається з розрахунку за нелінійною деформаційною моделлю з урахуванням повних діаграм " $\sigma$ - $\varepsilon$ " бетону і арматури при нагріванні. В інженерних розрахунках міцність опорних перерізів визначають за формулою:

$$M_{u,sup,fi} = R_{sn} A_s \zeta_o - 0,5 R_{sn} A_s / b \gamma_{bt} R_{bn} \quad (8.34)$$

де коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{bt}$  приймається залежно від температури центру ваги стиснутої зони опорного перерізу балки.

Межа вогнестійкості відповідає часу виконання умови (8.32), за якого виникає третій пластичний шарнір у прольоті.

### 8.1.6 Розрахунок межі вогнестійкості стиснутих залізобетонних елементів

Колони, що перебувають у стінах, можуть піддаватися вогневному впливу з однієї, двох і трьох сторін. Колони, що стоять окремо, як правило, піддаються

вогневому впливу з чотирьох сторін. Для визначення межі вогнестійкості залізобетонних стиснутих елементів використовують третю розрахункову схему (див. рис. 6.3).

Залізобетонні колони під час пожежі, як правило, руйнуються у своїй центральній частині. Це пояснюється тим, що колона під час пожежі починає інтенсивно прогріватися, починаючи від зовнішніх шарів, і таким чином через деякий час поздовжня робоча арматура може опинитися у зоні прогріву. Наприклад, у процесі нагрівання колони перерізом  $20 \times 20$  см і більше спостерігається великий перепад температури між центром і периметром –  $800$  °C і більше. Міцність бетону по перерізу змінюється від початкового значення в центрі колони до нуля на поверхні.

Відповідно робоча арматура починає втрачати свої механічні властивості і фактично може виключитися із сумісної роботи із бетоном. Наслідком цього буде перерозподіл розтягувальних навантажень з арматури на бетон і крихке руйнування конструкції під навантаженням.

Вогневий вплив викликає нерівномірний розподіл температур у бетоні по поперечному перерізу колони. Периферійні шари бетону прогриваються значно більше, ніж внутрішні, що призводить до зниження міцності та сильного розвитку деформацій бетону по краях перерізу колони. Менш нагрітий бетон центральної частини перерізу має більшу міцність і меншу деформативність. Руйнування колон відбувається по менш нагрітому, більш міцному бетону, при деформації стиску, близької до граничної.

В арматурі, розташованій біля країв перерізу колони, за високих температур нагрівання розвиваються більші пластичні деформації, і вона перестає сприймати зусилля від зовнішнього навантаження, які передаються на менш нагрітий бетон у центральній частині перерізу колони.

Розрахунок вогнестійкості за втратою несучої здатності колони повинен проводитись за граничним станом з урахуванням зміни механічних властивостей арматури, прогріву бетону до критичної температури і гнучкості колони при вогневому впливі.

Слід зауважити, що будь-яка залізобетонна конструкція має захисний шар бетону. Крім того, бетон є достатньо ефективним теплоізолятором, але при досягненні бетоном критичної температури він сам починає випромінювати тепло, а також втрачати свої механічні властивості. Вимоги до мінімальних розмірів залізобетонних колон і товщини захисного шару бетону до осі арматур наведені в табл. 8.8.

**Таблиця 8.8 – Мінімальні розміри залізобетонних колон і товщина захисного шару бетону**

Вид бетону	Вогневий вплив при пожежі	Ширина колони $b$ у мм (над рисою) і відстань до осі арматур $a$ в мм (під рисою) при межі вогнестійкості, хв.					
		30	60	90	120	180	240
Важкий з гранітним заповнювачем	з усіх сторін	$\frac{150}{25}$	$\frac{200}{35}$	$\frac{240}{50}$	$\frac{300}{50}$	$\frac{400}{50}$	$\frac{450}{55}$
	з однієї сторони	$\frac{100}{20}$	$\frac{120}{25}$	$\frac{140}{40}$	$\frac{160}{40}$	$\frac{200}{40}$	$\frac{240}{45}$
Конструкційний керамзитобетон Д 1400-1600	з усіх сторін	$\frac{150}{25}$	$\frac{160}{35}$	$\frac{190}{50}$	$\frac{240}{50}$	$\frac{320}{50}$	$\frac{360}{55}$
	з однієї сторони	$\frac{100}{20}$	$\frac{110}{25}$	$\frac{130}{40}$	$\frac{150}{40}$	$\frac{180}{40}$	$\frac{200}{45}$

Примітки:

1. Колона повинна мати гнучкість  $l/b < 25$  та армування не більше 3 %.
2. Колона, що піддається вогневому впливу з одного боку, перебуває у стіні, і поверхні колони і стіни, які нагріваються, розташовані на одному рівні.

*Критична температура для бетону* – це таке значення температури прогріву, при якому починає різко знижуватися розрахунковий опір матеріалу. Стосовно бетону критичною вважається така температура, за якої межа міцності бетону знижується наполовину. Приблизно можна вважати, що критична температура бетону на гранітному щебені дорівнює 650 °С, а для бетону на вапняковому щебені – 750 °С.

Залежно від розміру перерізу прогрівання колони може відбуватись по-різному. З точки зору прогрівання, умовно розрізняють так звані: тонкостінні та товстостінні колони.

*Тонкостінними* вважаються колони з розміром перерізу до 120 мм. Вважається, що ця колона прогривається рівномірно по всій площі перерізу. Унас-



лідок цього гранична стискальність по всьому перерізу є приблизно однаковою, тобто межа міцності досягається по всьому перерізу.

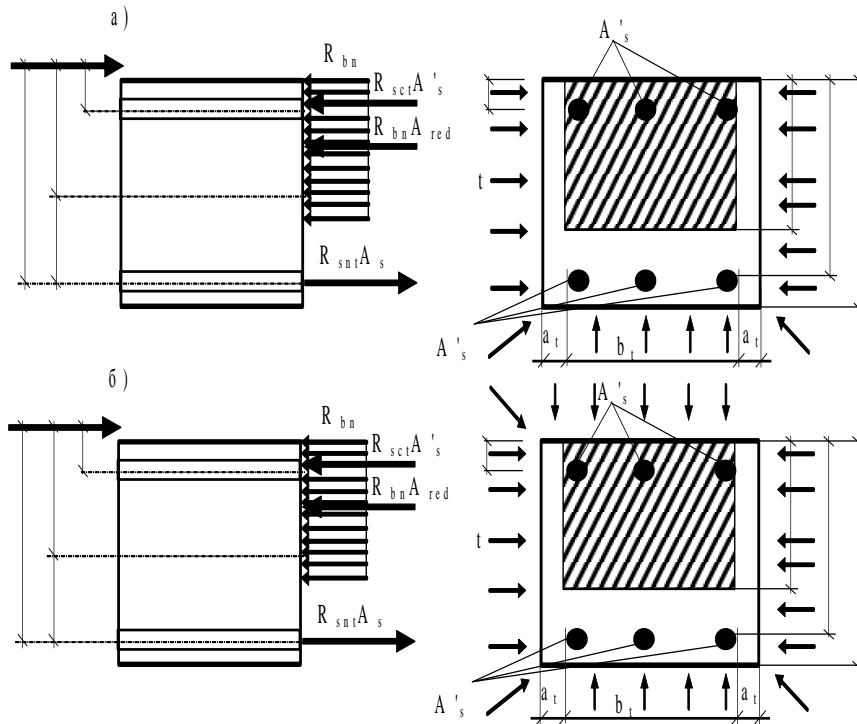
*Товстостінні* колони мають розміри перерізу від 160 мм і вище. Такі колони прогриваються пошарово. При розрахунку на вогнестійкість товстостінних залізобетонних колон слід виходити з умови досягнення на границі ядра перерізу критичних температур, визначених з урахуванням підвищення деформативності бетону при нагріванні.

Враховуючи вищенаведене, розрахунок межі вогнестійкості залізобетонних колон проводиться з урахуванням того, що при пошаровому прогріві робоча площа перерізу колони постійно зменшується. Таким чином, сутність розрахунку межі вогнестійкості залізобетонної колони полягає в тому, щоб визначити несучу здатність конструкції за деякий визначений проміжок часу від початку пожежі.

Несучу здатність стиснутого елемента при нормативній поздовжній силі з випадковим ексцентриситетом  $e_a \leq b/30 \leq l/600 \leq 1$  см та  $\ell_0 \leq 20h$  визначають з умови:

$$N \leq \varphi (R_{bn} A_{red} + R_{sc} \gamma'_{st} A'_s) \quad (8.35)$$

Несучу здатність стиснутих колон з випадковим ексцентриситетом, що обігриваються з однієї, двох суміжних і трьох сторін, розраховують як стиснуті поза центром з малим ексцентриситетом.



**Рисунок 8.10 – Схема зусиль і еюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонного елемента, стиснутого поза центром: а) при тристоронньому; б) при чотирибічному обігріві при пожежі при розрахунку на вогнестійкість**

Несуча здатність стиснутого поза центром елемента прямокутного перерізу (рис. 8.10) при  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$  визначається з умови:

$$N \cdot e \leq R_{bn} b_t x \left( \eta_o - 0,5x \right) + R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \left( \eta_o - a' \right). \quad (8.36)$$

При цьому висоту стиснутої зони визначають із умови:

$$x = \left( N + R_{sn} \gamma_{st} A_s - R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \right) / R_{bn} b_t. \quad (8.37)$$

При  $\xi = x/h_0 > \xi_R$  несучу здатність визначають із умови (8.36). При цьому висоту стиснутої зони визначають за формулою:

$$x = \left( N + \sigma_s A_s - R_{sc} \gamma'_{st} A'_s \right) / R_{bn} b_t. \quad (8.38)$$

де 
$$\sigma_s = \left[ \left( -x/h_0 / \left( -\xi_R \right) \right) R_{sn} \gamma_{st} \right]. \quad (8.39)$$

При чотирибічному обігріві в першому доданку формули (8.36) і у фор-

мулі (8.39) замість  $h_o$  приймають  $h_{ot}$ .

Відстань від стискальної поздовжньої сили до рівнодіючої зусиль в арматурах, з урахуванням поздовжнього вигину, визначають за формулою:

$$e = e_o \eta + e_c + f_t = e_{o1} + e_a \bar{\eta} + e_c + f_t, \quad (8.40)$$

де  $e_{o1} = M/N$ ;  $e_a$  – випадковий ексцентриситет;  $e_c = (0,5h - a)$  – відстань від центра ваги бетонного перерізу до центра ваги поздовжньої арматури  $S'$ ;  $f_t$  – додатковий вигин, викликаний нерівномірним нагріванням по висоті перерізу елемента при одно-, дво- і тристоронньому вогневому впливі, обчислюють за формулою:

$$f_t = \alpha_{st} t_s - \alpha_{st} t_b \bar{\eta}_{o1}^2 / 8h_o. \quad (8.41)$$

Якщо температурний вигин зменшує розрахунковий ексцентриситет поздовжньої сили  $e$ , то він у подальших розрахунках не враховується. Коефіцієнти  $\alpha_{bt}$  та  $\alpha_{st}$  приймають за таблицями залежно від температури бетону стиснутої грані й температури менш нагрітих арматур.

Коефіцієнт  $\eta$ , що враховує вплив поздовжнього вигину, слід визначати за формулою:

$$\eta = \frac{1}{\ell - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (8.42)$$

де  $N_{cr}$  – умовна критична сила, яку визначають за Посібником до СНиП 2.03.04-84 [23].

Розрахункову довжину колон  $\ell_0$  допускається приймати: для збірних конструкцій  $\ell_0 = H$ , для монолітних конструкцій  $\ell_0 = 0,7H$ ; де  $H$  – висота поверху – відстань між центрами вузлів з'єднання.

Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  для нагрітих колон слід приймати залежно від відношення розрахункової довжини  $\ell_0$  до найменшого розміру сторо-

ни наведеного прямокутного перерізу  $b_t$ , а для круглих колон – до наведеного діаметра  $d_t$  за відповідними таблицями.

Площа наведеного прямокутного перерізу дорівнює:

$$A_{red} = (b - 2a_t)(h - 2a) \cdot 0,9; \quad (8.43)$$

площа наведеного круглого перерізу:

$$A_{red} = 0,785d_t = 0,785(d - 2a_t) . \quad (8.44)$$

Для прийнятого за табл. 4 ДБН В1.1-7-2002 часу вогневого впливу глибини прогріву бетону  $a_t$  до критичної температури  $t_{b,cr}$  у прямокутних колонах приймають по графіках залежно від ширини й висоти колони. Глибину прогріву бетону  $a_t$  для колони круглого перерізу знаходять за графіками, приймаючи  $d = 0,9b$ , та знайдене значення  $a_t$  множать на коефіцієнт 1,11.

Для колон шириною 200, 300 та 400 мм температуру арматур можна приймати за таблицями.

Для колон шириною 600 і більше мм температуру арматури допускається визначати як для плит висотою 200 мм, приймаючи температуру бетону на глибині прогріву рівною товщині захисного шару до осі арматур для необхідного часу вогневого впливу.

Знаючи наведену ширину колони  $b_t$  і температуру арматури, за графіками знаходять значення коефіцієнта умов роботи арматури  $\gamma_{st}$ , і за формулами (8.35), (8.36) обчислюють зусилля  $N$ , що сприймає переріз колони при необхідній межі вогнестійкості. Якщо це зусилля є більшим за розрахункове від нормативного навантаження, то необхідна межа вогнестійкості забезпечується.

Межі вогнестійкості колон перерізами 200×200, 300×300 та 400×400 мм із важкого бетону на гранітному і вапняковому заповнювачах, за відсотка армування перерізів 1; 1,5 та 3 % з товщиною захисного шару бетону до осі арматур 3,5 см при дії стискаючої сили з випадковим ексцентриситетом і чотирибічним вогневим впливом, наведено в таблицях.

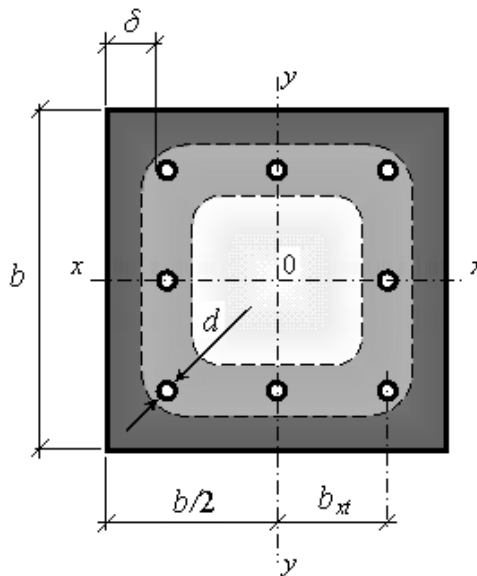
Непряме армування сітками або спіралями підвищує межу вогнестійкості

в середньому на 20 %.

### **ПРИКЛАД 8-Б**

Визначити межу вогнестійкості центрально стиснутої залізобетонної колони (рис. 8.11), що обігривається з усіх боків, за таких умов:

- переріз колони  $0,4 \times 0,4$  м; висота колони  $H = \ell = 5$  м;
- бетон на гранітному щебені класу В20;  $R_b = 11,5$  МПа; щільність бетону  $\rho_b = 2430$  кг/м<sup>3</sup>; вологість  $W = 3,5$  %; товщина захисного шару  $\delta = 25$  мм;
- арматура  $8\varnothing 25$  А–ІІІ,  $R_{su} = 365$  МПа;
- експлуатаційне навантаження  $N_{ser} = 1200$  кН;
- температура теплофізичних випробувань  $t_m = 450$  °С; початкова температура  $t_o = 20$  °С.



**Рисунок 8.11 – Розрахункова схема центрально стиснутої залізобетонної колони**

### **Розв'язок задачі**

**I.** Визначення несучої здатності колони в нормальних умовах (до початку вогневого випробування) при  $\tau = 0$  хв.

1. Відповідно до п. 3.64 Посібника до СНиП 2.03.01-84 [23] несучу здатність колони з випадковим ексцентриситетом  $e_a = b/30$  при  $\ell_0 < 20 \cdot b$ , розраховують за формулою:

$$N_u \leq \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (8-Б.1)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт подовжнього вигину;  $A_b$  – площа поперечного перерізу колони,  $A_b = 0,4 \times 0,4$  м =  $0,16$  м<sup>2</sup>;  $A_{s,tot}$  – сумарна площа поперечного перерізу стрижнів подовжньої

арматури,  $A_{s,tot} = 39,27 \text{ см}^2$ .

За додатком 9 при  $\ell_0/b = 4,8/0,4 = 12$ ,  $\varphi_{\tau=0} = 0,96$ .

Оскільки ( $\ell_0 = 4,8 \text{ м}$ )  $<$  ( $20 \cdot b = 20 \cdot 0,40 = 8,0 \text{ м}$ ), то

$$N_u = 0,96(11,5 \cdot 0,16 + 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 3014 \text{ кН.}$$

2. Визначення критичної температури бетону.

Запас міцності колони  $N_u/N_{ser} = 3014/1200 = 2,52 < 4$ .

За додатком 19 за найменшого розміру перерізу ( $b = 0,4 \text{ м}$ )  $>$   $0,2 \text{ м}$  та при  $N_u/N_{ser} < 4$  для бетону на гранітному щебені критична температура:  $T_{cr} = 500 \text{ }^\circ\text{С}$ .

За додатком 4 при відомому  $T_{cr}$  для бетону на гранітному щебені визначається коефіцієнт роботи бетону при нагріванні:  $\gamma_{bt} = 0,55$ .

3. Визначення коефіцієнта щільності бетону.

Щільність бетону в сухому стані:

$$\rho_{d2} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + W_b} = \frac{100 \cdot 2430}{100 + 3,5} = 2347 \text{ кг/м}^3. \quad (8-Б.2)$$

З додатка 7 за відповідною інтерполяцією розраховують коефіцієнт щільності бетону:  $k = 0,633 \text{ год}^{0,5}$ .

4. Визначення теплофізичних характеристик бетону.

За додатком 6 для бетону на гранітному щебені при  $t_m = 450 \text{ }^\circ\text{С}$  визначають середні значення коефіцієнтів теплопровідності і питомої теплоємності:

$$\lambda_{t,m} = 1,03 - 0,0003 t_m = 1,03 - 0,0003 \cdot 450 = 0,895 \text{ ккал/(м} \cdot \text{год} \cdot \text{град)};$$

$$C_{t,m} = 0,17 + 0,0002 t_m = 0,17 + 0,0002 \cdot 450 = 0,26 \text{ ккал/(кг} \cdot \text{град)}. \quad (8-Б.3)$$

Наведений коефіцієнт температуропровідності визначають за емпіричною формулою:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{t,m}}{C_{t,m} + 0,012 W_b \rho_{d2}} = \frac{0,895}{0,26 + 0,012 \cdot 3,5 \cdot 2347} = 0,00126 \text{ м}^2/\text{год}. \quad (8-Б.4)$$

**II.** Визначення несучої здатності колони при вогневому випробуванні через  $\tau = 60 \text{ хв.} = 1 \text{ год}$ .

5. Визначення безрозмірної відносної температури.

Розрахунок критерію Фур'є:

$$F_{0x} = F_{0y} = \frac{a_{red}\tau}{\left(\frac{b}{2} + k\sqrt{a_{red}}\right)^2} = \frac{0,00126 \cdot 1}{\left(0,2 + 0,633\sqrt{0,00126}\right)^2} = 0,0254, \quad (8-Б.5)$$

де  $\delta_f = k\sqrt{a_{red}}$  – товщина фіктивного шару бетону.

Розрахунок умовної товщини захисного шару бетону  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \frac{\frac{b_{xt}}{2}}{\frac{b}{2} + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,1625}{0,2 + 0,633\sqrt{0,001126}} = 0,269, \quad (8-Б.6)$$

де  $b_{xt}$  – розрахунковий розмір ядра перерізу (див. рис. 8.11),  $b_{xt} = 0,325$  м.

За додатком 23 з відомими  $F_o = 0,0254$  та  $\xi = 0,269$  визначається безрозмірна відносна температура захисного шару бетону:  $\theta = 0,79$ .

6. Розподіл температур.

Температура на поверхні:

$$t_{ext} = 345 \lg(8\tau + 1) + t_o = 345 \lg(0,60 + 1) + 20 = 945 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (8-Б.7)$$

Температура у центрі середніх стрижнів дорівнює:

$$t_{x=0,16;\tau=1} = t_{y=0,16;\tau=1} = t_{np} - (t_{np} - t_o)\theta = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,79 = 278 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (8-Б.8)$$

Температура у центрі кутових стрижнів дорівнює:

$$t_{x=0,16;y=0,16;\tau=1} = t_{ext} - \frac{\left(t_{ext} - t_{x=0,16;\tau=1}\right) \left(t_{ext} - t_{y=0,16;\tau=1}\right)}{t_{ext} - t_o} = 945 - \frac{(945 - 278)(945 - 278)}{945 - 20} = 464 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (8-Б.9)$$

За цією температурою за додатком 5 для сталі класу А-III знаходять коефіцієнт роботи сталевий арматури при нагріванні:  $\gamma_{st} = 0,894$ .

За додатком 10 з відомим  $F_o/4 = 0,0064$  визначається безрозмірна відносна температура у центрі колони:  $\theta_0 = 1,0$ .

Температура у центрі ядра колони дорівнює:

$$t_{x=y=0;\tau=1} = t_{np} - (t_{np} - t_o)\theta_0 = 1250 - (1250 - 20) \cdot 1,0 = 20 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Безрозмірна відносна температура ядра колони  $\theta_{III}$  розраховується за формулою:

$$\theta_{III} = \frac{t_{np} - t_{ext}}{t_{np} - t_0} + \frac{(t_{ext} - T_{cr})(t_{ext} - t_0)}{(t_{ext} - t_{x=y=0;\tau=1})(t_{np} - t_0)} =$$

$$= \frac{1250 - 945}{1250 - 20} + \frac{(45 - 500)(45 - 20)}{(45 - 20)(250 - 20)} = 0,61 \quad (8-Б.10)$$

За додатком 23 з відомими  $F_o = 0,0254$  та  $\theta_{III} = 0,61$  визначається умовна товщина ядра колони:  $\xi_{III} = 0,17$ .

7. Визначення несучої здатності колони через 60 хв. вогневого випробування.

Дійсний розмір ядра перерізу  $b_x$  (за симетрією), який забезпечує несучу здатність колони, дорівнює:

$$b_x = 2 \left( \frac{b}{2} + k \sqrt{a_{red}} \right) (1 - \xi_{III}) = 2 (2 + 0,633 \sqrt{0,00126}) (1 - 0,17) = 0,369 \text{ м.} \quad (8-Б.11)$$

За додатком 9, знаючи відношення  $\frac{\ell_0}{b_x} = \frac{4,8}{0,369} = 13,0$ , можна знайти коефіцієнт поздовжнього вигину з урахуванням дійсного ядра перерізу колони:  $\varphi_{\tau=1} = 0,945$ .

Несуча здатність колони при вогневому випробуванні визначається за формулою:

$$N_{\tau} = \gamma \varphi_{\tau} (R_{bt} R_b A_{III} + \gamma_{st} R_s \sum A_s) \quad (8-Б.12)$$

$$N_{\tau=1} = 1 \cdot 0,945 (0,55 \cdot 11,5 \cdot 0,369^2 + 0,894 \cdot 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 2024 \text{ кН,}$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт умов роботи колони,  $\gamma = 1$ .

Несуча здатність колони через 1 годину після нагрівання становить 2024 кН, що більше навантаження, яке діє на колону в початковий період пожежі (1200 кН). Таким чином, через 1 годину після початку вогневого випробування межу вогнестійкості за I граничним станом не досягнуто.

**III.** Визначення несучої здатності колони при вогневому випробуванні через  $\tau = 120$  хв. = 2 год.

$$Fo_x = Fo_y = \frac{0,00126 \cdot 2}{(2 + 0,633 \sqrt{0,00126})^2} = 0,0508.$$

За додатком 23 при  $F_o = 0,0508$  та  $\xi = 0,269$  визначається  $\theta = 0,63$ .

$$t_{ext} = 345 \lg(8\tau + 1) + t_0 = 345 \lg(8 \cdot 120 + 1) + 20 = 1029 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$t_{x=0,16;\tau=2} = t_{y=0,16;\tau=2} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,63 = 475 \text{ }^\circ\text{C.}$$



$$t_{x=0,16;y=0,16;\tau=2} = 1029 - \frac{(1029 - 475)(1029 - 475)}{1029 - 20} = 725 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

За цієї температури за додатком 5 для сталі класу А-III:  $\gamma_{st} = 0,125$ .

За додатком 10 з відомим  $F_o/4=0,0064$  визначають:  $\theta_0 = 0,9965$ .

$$t_{x=y=0;\tau=0,5} = t_{np} - (t_{np} - t_o)\theta_0 = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,9965 = 24 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

$$\theta_{III} = \frac{1250 - 1029}{1250 - 20} + \frac{(1029 - 500)(1029 - 20)}{(1029 - 24)(1250 - 20)} = 0,611.$$

За додатком 23 з відомими  $F_o=0,0508$  та  $\theta_{III}=0,611$  визначають:  $\xi_{III} = 0,26$ .

$$b_x = 2 \left( 2 + 0,633 \sqrt{0,00126} \right) (-0,26) = 0,329 \text{ м}.$$

За додатком 9, з відношення  $\frac{\ell_0}{b_x} = \frac{4,8}{0,329} = 14,58$ ,  $\therefore \varphi_{\tau=0,5} = 0,92$ .

$$N_{\tau=2} = 1 \cdot 0,92 \left( 55 \cdot 11,5 \cdot 0,329^2 + 0,125 \cdot 365 \cdot 39,27 \cdot 10^{-4} \right) \cdot 10^3 = 795 \text{ кН}.$$

Несуча здатність колони через 2 години після нагрівання складає 795 кН, що менше навантаження, яке діє на колону в початковий період пожежі (1200 кН).

За результатами розрахунків, наведеними у вигляді графіка  $N_{u,\tau} = f(\tau)$  (рис. 8.12), графоаналітичним методом можна визначити час втрати несучої здатності, який в даному випадку становить 1 час 40 хв. Таким чином, межа вогнестійкості залізобетонної колони становить **R 100**.

Результати обчислень зображено у вигляді кривої (рис. 8.12).

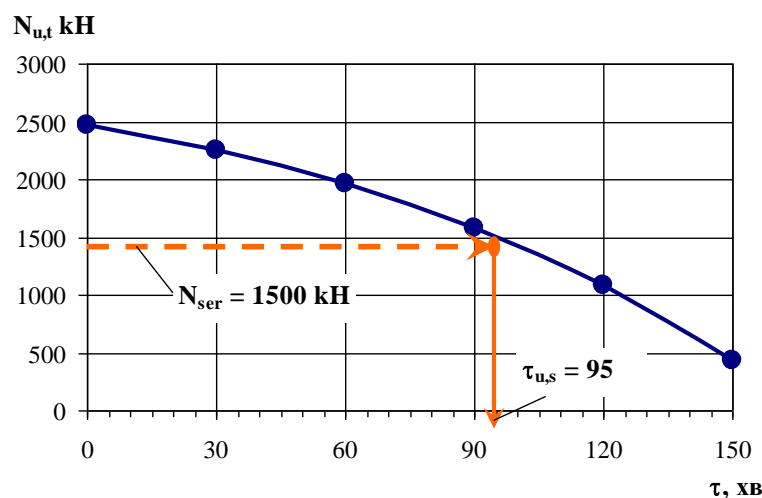


Рисунок 8.12 – Зниження несучої здатності залізобетонної колони при нагріві

### **8.1.7 Конструктивні заходи, що підвищують межу вогнестійкості залізобетонних конструкцій**

Межа вогнестійкості залежить від теплопровідності бетону. Під час пожежі захисний шар бетону захищає арматуру від швидкого нагрівання її до критичної температури. Чим більше захисний шар бетону, тим вище межа вогнестійкості конструкції. Межа вогнестійкості також підвищується, якщо застосувати вогнезахисне покриття.

Вапняково-цементна штукатурка товщиною 5 мм, гіпсова товщиною 10 мм, вермикулітова товщиною 5 мм або теплоізоляція з мінерального волокна товщиною 5 мм є еквівалентними збільшенню на 10 мм товщини захисного шару важкого бетону.

Якщо товщина захисного шару бетону більше 50 мм для важкого бетону і 60 мм для легкого бетону, захисний шар бетону повинен мати армування з боку вогневого впливу у вигляді сітки зі стрижнів  $\varnothing 2 \dots 3$  мм з чарунками не більше  $100 \times 100$  мм. Вогнезахисні покриття товщиною більше 10 мм також повинні мати армування із сітки  $\varnothing 2 \dots 3$  мм із чарунками  $50 \times 50$  мм.

Для підвищення межі вогнестійкості балок, армованих арматурою різного діаметра з її розташуванням у різних рівнях, слід розташовувати арматуру більшого діаметра якнайдалі від поверхні, що обігривається при пожежі.

Балки та колони із жорсткою арматурою, розташованою всередині перерізу, мають значно більшу межу вогнестійкості, в порівнянні з балками й колонами, армованими стрижневою арматурою, розташованою біля поверхні, що обігривається.

Всі арматурні сталі знижують опір розтягу і стиску при вогневому впливі. Ступінь зменшення опору є більшим для зміцненої високоміцної арматурної дротової сталі, ніж для стрижневих арматур з низьковуглецевої сталі.

Межа вогнестійкості статично невизначеної конструкції є вищою за межу

вогнестійкості статично визначеної конструкції на 75 %, якщо арматура на опорі, де діє негативний момент, більше, ніж у прольоті, в 1,25 рази; на 100 %, якщо – в 1,5 рази; на 125 %, якщо – в 1,75 рази і на 150 %, якщо – в 2 рази.

У колонах з поздовжніми арматурами в кількості більше чотирьох стрижнів у перерізі недоцільно встановлювати всі арматури біля поверхні, що обігрівається. Для підвищення межі вогнестійкості колон частина поздовжніх стрижнів повинна встановлюватися біля ядра перерізу колони, якщо це дозволяють зусилля.

При застосуванні у стінових панелях або перекриттях горючого утеплювача слід передбачати захист цього утеплювача по периметру негорючими матеріалами.

Засипки та підлога з негорючих матеріалів включаються до загальної товщини плити та підвищують її межу вогнестійкості. Горючі ізоляційні шари, покладені на цементну підготовку, не знижують межі вогнестійкості плит. Додаткові шари штукатурки можуть бути віднесені до товщини плити.

Колони великого поперечного перерізу з меншим відсотком армування краще чинять опір вогневному впливу, ніж колони меншого поперечного перерізу і з більшим відсотком армування.

Для того щоб конструкція температурного шва могла витримувати вплив вогню і мати достатні теплоізоляційні властивості, необхідно заповнити його незаймистими волокнистими матеріалами. Ширина температурного шва повинна бути не менше  $0,0015\ell$ , де  $\ell$  – відстань між температурними швами.

На опорах між сусідніми балками та між балкою і стіною повинен бути зазор, що дозволить балці вільно подовжуватися у процесі вогневого впливу. Ширина зазору повинна бути не менше  $0,05\ell$ , де  $\ell$  – проліт балки.

Елементи з попередньо напруженою арматурою під час пожежі втрачають попереднє напруження, якщо арматура нагрівалася до 210...330 °С (див. п. 9.1). Після пожежі попередня напруга не відновлюється.

Межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій з інших видів важкого й легкого бетонів, для яких номограми відсутні, допускається визначати за відпо-

відними номограмами, складеними для аналогічних конструкцій з важкого й легкого бетону ідентичного виду.

Залежно від класу арматур за таблицями визначають температуру арматур  $t_{cr}$ , за якої досягається отримане критичне значення  $\gamma_{st,cr}$ . За критичною температурою арматур розраховують або товщину захисного шару бетону, що забезпечує необхідну межу вогнестійкості, або за заданою товщиною захисного шару бетону визначають межу вогнестійкості, яка дорівнює часу досягнення в арматурах критичної температури  $t_{cr}$ .

### Питання для самоконтролю

1. Розкрийте особливості поведінки залізобетонних конструкцій при пожежі.
2. Внаслідок чого знижується несуча здатність залізобетонних конструкцій при пожежі?
3. Внаслідок чого руйнуються залізобетонні конструкції під час пожежі?
4. Наведіть загальну послідовність розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.
5. Поясніть вплив температурного розширення арматури на роботу з/б конструкції при пожежі.
6. Розкрийте характер роботи статично визначеної конструкції при пожежі.
7. Розкрийте характер роботи статично невизначеної конструкції при пожежі.
8. Укажіть характерні стадії роботи при нагріванні нерозрізних, статично невизначених конструкцій.
9. Чому при пожежі статично невизначені конструкції є більш вогнестійкими, ніж статично визначені?
10. Наведіть конструктивні заходи, що підвищують межу вогнестійкості залізобетонних конструкцій.
11. Як визначається межа вогнестійкості конструкції, що складається з кількох елементів?

## РОЗДІЛ 9. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

### 9.1 Поведінка металевих конструкцій в умовах пожежі

Сталі у процесі нагрівання зазнають структурних змін, пов'язаних зі зміною просторового розташування атомів заліза. Такі процеси реструктурування призводять до зниження механічних характеристик будівельних сталей.

Робота сталі в умовах впливу високих температур оцінюється величиною напруження, пластичними властивостями і стабільністю сталі.

Пластичність сталі є показником її здатності до деформування при дії навантаження і високих температур. Більшість сталей, які застосовуються для виготовлення будівельних конструкцій, в умовах нагрівання мають достатню пластичність. У сталях, що мають на діаграмі розтягу площадку текучості, із підвищенням температури ця площадка зменшується і при температурі вище 300 °С зникає.

За досягнення температури 300...350 °С і подальшому охолодженні низьковуглецеві сталі набувають синьоломкості, тобто зміцнюються, але стають менш пластичними і крихкими в умовах нормальної температури. Але при 400 °С і вище тимчасовий опір і межа текучості вуглецевих сталей значно знижуються, а їх пластичні властивості підвищуються.

Низьколеговані сталі мають таку ж залежність механічних властивостей від температури, як і вуглецеві сталі, тільки максимальні значення тимчасового опору і межі текучості спостерігаються при більш високих температурах. Наявність легуючих добавок підвищує температуру початку рекристалізації в порівнянні з вуглецевими сталями. При короткочасному нагріванні сталей цього класу відбувається зменшення щільності сталі за рахунок температурного розширення.

У сталей при напруженні менше  $0,6R_{st}$  спостерігається прямолінійна залежність між подовженням і напруженням. Зі збільшенням легуючих добавок модуль пружності підвищується. Проте різноманітні легуючі добавки по-

різному впливають на розмір модуля пружності. Наприклад, добавки нікелю і кобальту знижують модуль пружності сталі, а хром і вольфрам підвищують його; вуглець же у незначній мірі підвищує модуль пружності.

Як при короткочасному навантаженні і напруженні більше  $0,6R_{st}$  при нормальній температурі, так і при нагріванні спостерігається розвиток пластичних деформацій.

При нагріванні під навантаженням пластичні деформації розвиваються ще більш інтенсивно. Розвиток пластичних деформацій сталі враховується коефіцієнтом  $\eta_s$ , що являє собою відношення пружного подовження до повного, отриманого при короткочасному навантаженні. Модуль деформації визначається як  $E'_{st} = E_{st}\eta_s$ .

З підвищенням напружень коефіцієнт  $\eta_s$  зменшується. При тому самому відношенні  $\sigma_s/R_{st}$  нагрівання мало позначається на розмірі коефіцієнта  $\eta_s$ . З підвищенням температури межа текучості сталі знижується, що свідчить про залежність коефіцієнта  $\eta_s$  від температури (при постійному напруженні).

З підвищенням температури сталь розширюється. Температурне розширення сталі залежить від класу, марки сталі, її хімічного складу, а також від температури. Зі збільшенням ступеня легування сталі температурне розширення сталі зростає.

Деформації температурного розширення сталей зростають у міру підвищення температури. На температурні деформації сталі швидкість нагрівання не впливає.

Хоча металеві (сталеві) конструкції (МК) виконані з негорючого матеріалу, фактична межа їх вогнестійкості в середньому становить 15 хв. Це пояснюється достатньо швидким зниженням міцнісних і деформативних характеристик металу за підвищених температур під час пожежі. Металеві конструкції, що обрушилися або одержали великий прогин, викликають псування устаткування, сировини, готової продукції та ускладнюють вирішення питань евакуації та організації гасіння пожежі.

Інтенсивність нагрівання металевих конструкцій залежить від ряду факторів, до яких відносяться характер нагрівання конструкцій і способи їхнього захисту. При дії «стандартного» режиму пожежі, коли температура навколишнього середовища постійно підвищується, теплова інерція металу обумовлює деяку затримку нагрівання тільки протягом перших хвилин пожежі. Потім температура металу наближається до температури нагрівального середовища. Захист металевих елементів і ефективність цього захисту також впливають на нагрівання металу.

Висока теплопровідність металу дозволяє припускати, що теплоперенос у масі металевих конструкцій є рівномірним і миттєвим, тому для металу можна не використовувати поняття температурного градієнта ні по перерізу, ні по довжині елементів металевих конструкцій. Ступінь нагрівання металевих конструкцій при пожежі залежить від розмірів її елементів і величини поверхні їх обігріву. При збільшенні об'єму металу і зменшенні поверхні його обігріву температура елемента знижується.

В міру нагрівання сталі відбувається зниження її нормативних опорів до величини напружень, що виникають від нормативного навантаження. У цей момент несуча здатність сталевих елементів вичерпується і досягається його межа вогнестійкості (за ознакою руйнування або деформації). Температура, що відповідає цьому моменту, зветься *критичною*  $t_{cr}$  і залежить від виду сталі.

Оскільки будь-який конструктивний елемент зазнає навантажень, то сталеві конструкції, на яку діє висока температура, одразу починає деформуватися (руйнування для металевих конструкцій не є таким характерним, як деформація). Але в той же час слід зауважити, що під час пожежі можуть статися руйнування металевих конструкцій ще до того моменту, як конструкція прогріється до критичної температури. Причини таких руйнувань полягають в утворенні *температурних напружень*. Для сталевих конструкцій граничним станом за вогнестійкістю є втрата несучої здатності не тільки безпосередньо конструкцій, але і вузлів їх з'єднання.

Металеві конструкції з'єднані між собою, а тому вони не мають можливості для вільного збільшення об'єму чи розмірів при нагріванні – це і є основною причиною утворення температурних напружень.

У свою чергу *температурні напруження* призводять до наступних руйнівних наслідків:

- *руйнування вузлів з'єднання конструкцій*: кріпильні болти (заклепки) виготовлені зі сталі інших марок, ніж конструкція, а тому показники температурного розширення у них різні, внаслідок чого може статися зрізання болтів або заклепок. Навіть якщо зрізання болта або заклепки не станеться, вузол буде розхитаний (оскільки заклепки і болти деформуються), а отвори для них збільшуються. Його остаточне руйнування станеться під дією зовнішнього навантаження. Під дією високої температури може розтріскатись зварний шов, особливо, якщо він виконаний із порушеннями технології;
- *місьцеве зминання опорних ділянок конструкцій* – може статися в тому випадку, якщо дія високої температури спрямована безпосередньо на опорну частину конструкції (наприклад, якщо пожежа відбувається поблизу бази сталеві колони);
- *деформації конструкцій у площині та поза площиною*. Деформація «у площині» характеризується переміщенням всього перерізу конструкції вздовж площини, паралельної висоті перерізу. При цьому геометрична форма перерізу конструкції не порушується. Деформації «у площині» частіше виникають у тих випадках, коли конструкції шарнірно закріплені по обох кінцях.

Слід зауважити, що жорстке кріплення викликає більші температурні напруження, ніж шарнірне, оскільки взагалі не припускає будь-яких переміщень конструкції.

Деформації «поза площиною» в першу чергу характеризуються зміною геометричної форми перерізу, а також місцевими вигинами конструкції у напрямку, паралельному ширині перерізу, або під деяким кутом. Деформації «поза площиною» частіше виникають при жорсткому кріпленні вузлів. В деяких



випадках є небезпека виникнення комбінованих деформацій (поєднання деформацій у площині з деформаціями поза площиною).

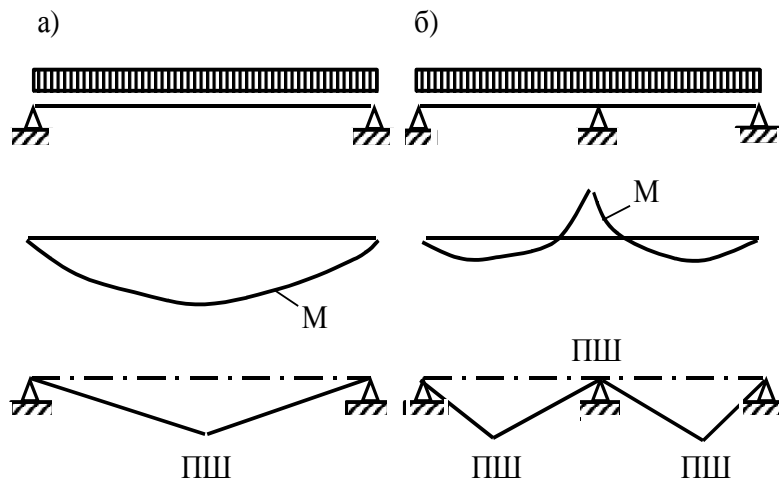
При впливі на балку високих температур під час пожежі навіть на обмежену частину її поверхні переріз конструкції, внаслідок високої теплопровідності металу, швидко прогрівається до однакової температури. При цьому знижується границя текучості і модуль пружності сталі. Обвалення прокатних балок спостерігається в перерізі, де діє максимальний згинальний момент. При використанні таких балок у балковій клітці через передчасний вихід з ладу сталевого настилу, жорстко прикріпленого до балок, спостерігається втрата їх загальної стійкості. Втрата загальної стійкості прокатних балок відбувається також і у випадку шарнірного спирання на них сталевого настилу.

Вичерпання несучої здатності балок складеного перерізу відбувається в зоні дії максимального згинального моменту.

Втрата загальної стійкості сталевих конструкцій відбувається через обвалення зв'язків у виді настилу або другорядних балок балкової клітки, а також через утрату місцевої стійкості стінкою балки або звисами стиснутих полиць. Руйнування конструкції може спостерігатися у зварних, болтових або заклепувальних з'єднаннях елементів складеного перерізу від дії зусиль зсуву.

Руйнування статично визначеної балки відбувається внаслідок утворення *одного пластичного шарніра* (рис. 9.1, а). Статично невизначені балки зазвичай є більш тривкими, в порівнянні зі статично визначеними, за рахунок перерозподілу зусиль.

Так, межа вогнестійкості двопрольотної статично невизначеної балки вище, ніж статично визначеної, бо вона в умовах пожежі руйнується внаслідок утворення *трьох пластичних шарнірів* (рис. 9.1, б). Умови спирання балки також впливають на значення її межі вогнестійкості. Сталева балка, жорстко замурована в залізобетонні або кам'яні стіни, при пожежі за рахунок перерозподілу зусиль руйнується внаслідок утворення *трьох пластичних шарнірів*, за рахунок чого підвищується її межа вогнестійкості.



**Рисунок 9.1 – Утворення пластичних шарнірів (ПШ) у балках:  
а – статично визначених; б – статично невизначених**

Вплив температури пожежі на *ферму* призводить до вичерпання несучої здатності її елементів і вузлових з'єднань цих елементів. Утрата несучої здатності внаслідок зниження міцності металу є характерною для розтягнутих і стиснутих елементів поясів і ґратки конструкції. Стиснуті елементи верхнього пояса і ґратка можуть утратити свою несучу здатність внаслідок втрати стійкості у площині та з площини ферми. Ушкодження при пожежі захисного покриття або зв'язків між фермами призводить до втрати стійкості стиснутих елементів верхнього пояса з площини ферми на нерозкріпленій ділянці.

При розрахунку ферми з'єднання її елементів між собою розглядаються як шарнірні, тому ферма вважається статично визначеною конструкцією. Утрата несучої здатності хоча б одним елементом призводить до руйнування при пожежі всієї конструкції.

Вичерпання несучої здатності сталевих *колон*, що знаходяться в умовах пожежі, може настати внаслідок втрати:

- міцності стрижнем конструкції;
- міцності або стійкості елементами з'єднувальних ґраток, а також вузлів кріплення цих елементів до стояків колони;
- стійкості окремих стояків на ділянках між вузлами сполучних ґраток у колонах наскрізних перерізів;

- місцевої стійкості стінки і звисів стиснутих полиць колони складеного двотаврового перерізу;
- загальної стійкості колони.

Позацентровий стиск, у порівнянні з центральним, є більш не вигідним видом завантаження, що негативно позначається на вогнестійкості конструкції. В ряді випадків колона, що працює як центрально стиснута, в умовах пожежі може зазнавати впливу позацентрово прикладеної сили стиску. Це можливо при локальному впливі температури пожежі на конструкції покриття або перекриття, що спираються на колони середнього ряду, або при обваленні конструкцій покриття або перекриття з однієї сторони від такої колони.

Колони є елементами плоских рам або просторового каркаса, шарнірно або жорстко з'єднаних з конструкціями, що спираються на них. У випадку жорстких з'єднань колони з ригелем її робота залежить від поведінки конструкції ригеля при пожежі. Через наявність у будівлі системи внутрішніх приміщень осередок пожежі в початковій його стадії виявляється локалізованим і тому впливає на обмежене число несучих елементів конструкцій. Це може призвести до збільшення температурних деформацій колони, яка, внаслідок відсутності свободи переміщення уздовж її довжини, одержує додаткове навантаження.

Поведінка арок і рам в умовах пожежі залежить від статичної схеми роботи конструкції, а також конструкції перерізу їх елементів. Робота в умовах високих температур суцільних складених перерізів є аналогічною роботі таких же перерізів сталевих балок і колон, а робота в умовах високих температур наскрізних перерізів – роботі ферм і наскрізних колон. Руйнування арок і рам може статися через утрату несучої здатності опорних і гребеневого вузлів, а втрата стійкості елементів із площини конструкції – через обвалення зв'язків.

Елементи структурних конструкцій, що працюють на розтяг або стиск, мають невеликі перерізи і тому швидко нагріваються в умовах пожежі. Однак ці конструкції, в силу багаторазової статичної невизначеності, є менш чутливими до ушкоджень, тобто вихід з ладу одного або декількох елементів не призводить до обвалення всієї структури.

## 9.2 Методика розрахунку вогнестійкості металевих конструкцій

Настання межі вогнестійкості металевих конструкцій відбувається внаслідок втрати міцності самими конструкціями або їх елементами.

Температура прогріву перерізу конструкції або її окремого елемента в умовах пожежі, за якої настає втрата їх несучої здатності зветься *критичною температурою*. Іншими словами, **критична температура**  $t_{cr}$  – це така, за якої границя міцності конструкції внаслідок нагріву знижується до величин робочих напружень, що виникають від експлуатаційних навантажень та власної ваги конструкції.

Розрахунок межі вогнестійкості зводиться до розв'язання двох задач – *теплотехнічної* (див. розділ 7) та *статичної*.

В результаті розв'язання *теплотехнічної задачі* визначається час нагріву металу – від початку дії пожежі, до настання в розрахунковому перерізі критичної температури, тобто розв'язання цієї задачі дозволяє визначити фактичну межу вогнестійкості конструкції.

*Статична задача* для металевих (сталевих) конструкцій має метою визначення несучої здатності конструкції з урахуванням зміни властивостей металу при високих температурах, тобто визначення критичної температури в момент настання граничного стану при пожежі.

Залежно від марки сталі зміна її межі міцності різним чином залежить від ступеня нагріву матеріалу.

Значення міцності сталі (за межею текучості) при нагріві  $R_T$  дорівнює:

$$R_T = R_m \gamma_T, \quad (9.1)$$

де  $R_m$  – нормативний опір конструкційних прокатних сталей за межею текучості при початковій температурі  $t = 20$  °С;  $\gamma_T$  – коефіцієнт, який враховує зміну міцності сталі при нагріванні.

Значення коефіцієнта  $\gamma_T$  залежно від температури нагріву сталі надані в додатку 11, але вони можуть бути також розраховані за наступними формулами:

при  $t \leq 500$  °С

$$\gamma_T = \frac{750-t}{440}, \quad (9.2)$$

при  $t > 500$  °С

$$\gamma_T = \frac{1330-t}{1330}. \quad (9.3)$$

З використанням формул (9.2, 9.3), за відомих значень коефіцієнта  $\gamma_T$ , можна визначити значення температури нагріву сталі  $t$  або критичної температури  $t_{cr}$  для граничного стану конструкції, яка перебуває в умовах пожежі:

$$\text{при } \gamma_T < 0,6 \quad t_{cr} = 750 - 440\gamma_T, \quad (9.4)$$

$$\text{при } \gamma_T \geq 0,6 \quad t_{cr} = 1330(1 - \gamma_T). \quad (9.5)$$

Модуль пружності сталі при нагріванні  $E_T$  дорівнює:

$$E_T = E\gamma_\sigma, \quad (9.6)$$

де  $E$  – модуль пружності прокатної сталі при початковій температурі  $t_H = 20$ °С дорівнює  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;  $\gamma_\sigma$  – коефіцієнт, який враховує зниження модуля пружності сталі залежно від температури її нагріву (див. додаток 11).

Граничний стан металевих конструкцій та їх елементів, які знаходяться в умовах пожежі, з умови міцності настає внаслідок зниження міцності сталі  $R_{yn}$  до величини робочих напружень  $\sigma_n$  від дії нормативних навантажень. При цьому температура в розрахунковому перерізі досягає свого критичного значення  $t_{cr}$  (рис. 9.2, а).

Настання граничного стану в умовах пожежі оцінюється наступною рівністю:

$$\sigma_n = R_T . \quad (9.7)$$

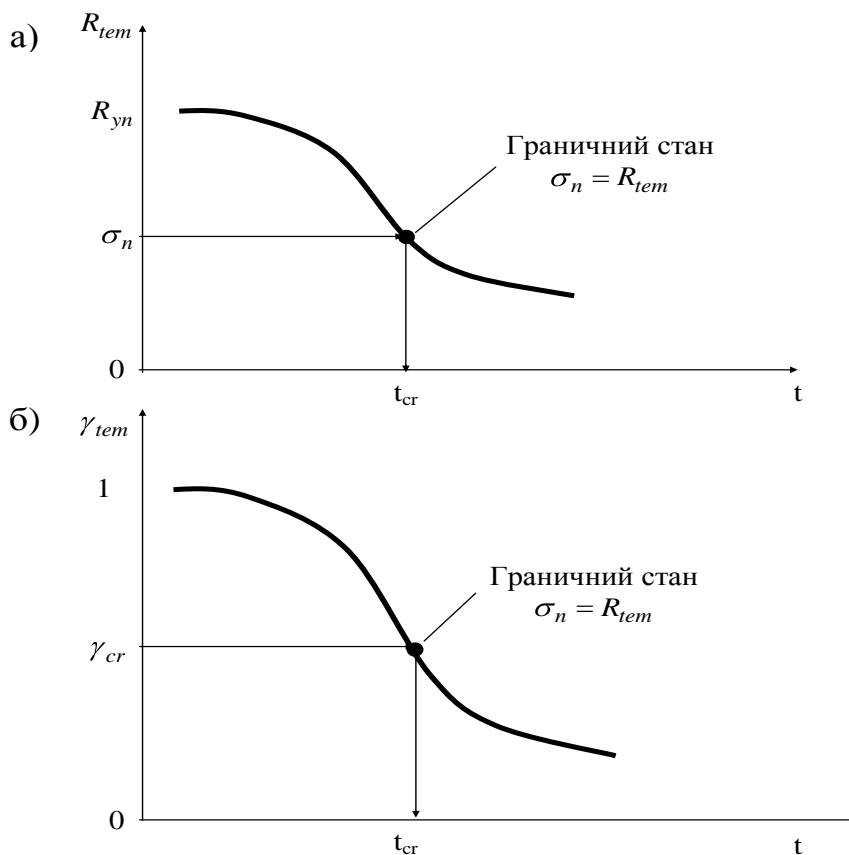
При перетворенні рівняння (9.7)

$$\frac{\sigma_n}{R_{yn}} = \frac{R_T}{R_{yn}}$$

його можна надати у вигляді рівності коефіцієнтів (рис. 9.2, б)

$$\gamma_{cr} = \gamma_T , \quad (9.8)$$

де  $\gamma_{cr}$  – коефіцієнт, який враховує рівень навантаження конструкції або її елемента.



**Рисунок 9.2 – Визначення і граничного стану конструкції за досягненням критичної температури при використанні величин міцнісних характеристик:  
а – абсолютних; б – відносних**

З урахуванням формул (9.1, 9.7) значення коефіцієнта  $\gamma_T$  в момент на-

стання граничного стану дорівнює:

$$\gamma_T = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}. \quad (9.9)$$

Далі критична температура визначається за додатком 11 або з використанням формул (9.4, 9.5).

Коефіцієнт  $\gamma_T$  з використанням формули (9.9) визначається залежно від характеру роботи сталевих елементів.

Для центрально розтягнутих і центрально стиснутих сталевих елементів (з умови міцності):

$$\gamma_T = \frac{N_n}{A_n R_{yn}}, \quad (9.10)$$

де  $N_n$  – зусилля розтягу або стиску від дії нормативних навантажень;  $A_n$  – площа розрахункового перерізу нетто (у випадку відсутності послаблень у розрахунковому перерізі площа перерізу нетто прирівнюється площі перерізу брутто, тобто  $A_n = A$ ).

Для сталевих елементів, які працюють на поперечний вигин в одній з головних площин ( $X$  або  $Y$ ), при значенні  $R < 530$  МПа:

$$\gamma_T = \frac{M_n}{W_{pl} R_{yn}}, \quad (9.11)$$

де  $M_n$  – згинальний момент у розрахунковому перерізі від дії нормативних навантажень;  $W_{pl}$  – пластичний момент опору розрахункового перерізу.

У формулі (9.11) значення  $W_{pl} = cW_n$ , де  $c$  – коефіцієнт, який враховує розвиток пластичних деформацій у розрахунковому перерізі (для двотавра і швелера в середньому можна прийняти  $c = 1,12$ ; для труби  $c = 1,26$ ; для таврового перерізу, виконаного з листів або з двох кутків,  $c = 1,6$ ; для квадратного

перерізу  $c = 1,5$ );  $W_n$  – момент опору розрахункового перерізу нетто при наявності послаблень або бруто,  $W = W_n$  – за відсутності цих послаблень.

Якщо сталевий елемент працює на вигин у двох головних площинах ( $X$  та  $Y$ ), значення  $\gamma_T$  дорівнює:

$$\gamma_T = \frac{1}{R_{yn}} \left( \frac{M_{xn}}{W_{plx}} \pm \frac{M_{yn}}{W_{ply}} \right), \quad (9.12)$$

де  $M_{xn}$  та  $M_{yn}$  – згинальні моменти в розрахунковому перерізі від дії нормативних навантажень уздовж осей  $Y$  та  $X$ ;  $W_{plx}$  та  $W_{ply}$  – моменти опору розрахункового перерізу відносно осей  $X$  та  $Y$  при  $R_{yn} = 530$  МПа.

У формулі (9.12) значення  $W_{plx} = c_x W_{xn}$  та  $W_{ply} = c_y W_{yn}$ , де  $c_x$ ,  $c_y$  – коефіцієнти, які враховують розвиток пластичних деформацій (для двотавра і швелера  $c_x = 1,47$ ; для труби  $c_x = 1,26$ ; для таврового перерізу з листів або з двох кутків  $c_x = 1,47$ ; для квадратного перерізу  $c_x = 1,5$ );  $W_{xn}$  та  $W_{yn}$  – моменти опору розрахункового перерізу відносно осей  $X$  та  $Y$  (за відсутності послаблень  $W_n = W_{xn}$ ,  $W_n = W_{yn}$ ). При  $R_{yn} > 530$  МПа значення  $c$ ,  $c_x$  та  $c_y$  у формулах (9.11, 9.12) приймаються рівними одиниці.

Для позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих (з умови міцності) сталевих елементів при  $R_{yn} > 530$  МПа:

$$\gamma_T = \frac{N_n}{R_{yn}} \left( \frac{e_o}{W_n} + \frac{1}{A_n} \right), \quad (9.13)$$

де  $N_n$  – зусилля розтягу або стиску в розрахунковому перерізі від дії нормативних навантажень;  $e_o$  – ексцентриситет прикладення зусилля  $N_n$ ;  $W$  – момент опору розрахункового перерізу нетто (за відсутності послаблень  $W_n = W$ );  $A_n$  – площа розрахункового перерізу нетто (при відсутності послаблень  $A_n = A$ ).

У випадку використання елементів, виготовлених зі сталей з  $R < 530$  МПа, значення критичної температури  $t_{cr}$  визначаються графоаналітич-



ним методом з використанням наступної формули:

$$\left( \frac{N_n}{A_n R_{yn} \gamma_T} \right)^n + \frac{M_n}{W_{pl} R_{yn} \gamma_T} = 1, \quad (9.13a)$$

де  $N_n$  та  $M_n$  – зусилля розтягнення (стиску) та згинальний момент від нормативного навантаження;  $A_n$  – площа розрахункового перерізу нетто;  $W_{pl}$  – пластичний момент опору розрахункового перерізу, див. формули (9.11, 9.13);  $\gamma_T$  – коефіцієнт, який визначається згідно додатка 11 або з формул (9.2, 9.3);  $n$  – значення, яке залежить від форми перерізу елемента (для рівнополицевого двотавра, а також труб круглого та прямокутного перерізів  $n = 1,5$ ).

Центрально стиснуті і позацентрово стиснуті сталеві елементи з великою гнучкістю можуть втратити несучу здатність при нагріві внаслідок втрати їх стійкості. Втрата стійкості настає через зниження модуля пружності, зростання деформацій температурної повзучості металу і його температурного розширення. Для таких стрижнів критична температура  $t_{cr}$  визначається за критичними деформаціями.

Значення  $\varepsilon_n$  для центрально стиснутих стрижнів визначається за наступною формулою:

$$\varepsilon_n = \left[ \left( \frac{\pi}{\lambda} \right)^2 - \frac{\sigma_n}{E} \right] \cdot \frac{1}{K}, \quad (9.14)$$

де  $\lambda$  – максимальна гнучкість елемента;  $\sigma_n$  – напруження в перерізі від дії нормативного навантаження;  $E$  – модуль пружності сталі при температурі 20 °С;  $K$  – коефіцієнт, який враховує вплив зміни температурного прогину на деформацію температурної повзучості сталі ( $K = 0,5$  при  $\lambda < 125$ ;  $K = 0,75$  при  $125 < \lambda < 150$ ;  $K = 1$  при  $\lambda > 150$ ).

У формулі (9.14) значення розрахункових параметрів відповідно дорівнюють:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i};$$

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A},$$

де  $A$  – площа перерізу бруто;  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа.

Критична температура  $t_{cr}$  для центрально стиснутих елементів, з умови втрати несучої здатності внаслідок втрати їх стійкості, визначається з використанням кривих деформації повзучості  $\varepsilon_n$  залежно від значення коефіцієнта  $\gamma_T$  (рис. 9.2). При цьому коефіцієнт  $\gamma_T$  розраховується за формулою (9.10), в якій площа перерізу нетто замінюється на площу перерізу бруто, тобто  $A_n = A$ .

Для центрально стиснутих елементів гнучкістю  $\lambda > 104$  критична температура  $t_{cr}$ , за якої внаслідок нагріву, настає втрата їх стійкості, може бути визначена без використання формули (9.14) і графіків на рис. 9.2, а з використанням наступної формули:

$$t_{cr} = 20 + \sqrt{2,5R_{yn} \cdot 10^8 \left( \frac{\pi^2}{\lambda^2 \sigma_n} - \frac{1}{E} \right)}. \quad (9.15)$$

Для позацентрово стиснутих елементів значення критичної деформації повзучості дорівнює:

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_n} \left( \frac{\pi^2}{\lambda^2} - \frac{\sigma_n}{E} \right), \quad (9.16)$$

де  $\sigma_{cp}$  – середнє арифметичне значення напружень у граничних волокнах розрахункового перерізу;  $\sigma_n$  – напруження, які визначаються аналогічно для формули (9.14);  $E$  – початковий модуль пружності сталі, який дорівнює  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;  $\lambda$  – гнучкість елемента у площині його вигину.

При цьому якщо:

$$\sigma_n \geq \sigma_e, \text{ то } \sigma_{cp} = \sigma_n; \gamma_T = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}, \quad (9.17)$$

якщо ж

$$\sigma_n < \sigma_e, \text{ то } \sigma_{cp} = \sigma_e; \gamma_T = \frac{\sigma_e}{R_{yn}}. \quad (9.18)$$

Величина напруження  $\sigma_e$  в формулах (9.17, 9.18)

$$\sigma_e = \frac{N_n e_p}{W},$$

де  $e_p$  – ексцентриситет з урахуванням гнучкості стиснутого елемента у площині його вигину;  $W$  – момент опору розрахункового перерізу бруто.

Значення ексцентриситету  $e_p$  для визначення напруження  $\sigma_e$  дорівнює:

$$e_p = e_o \left( 1 + \frac{1}{\frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \sigma_n} - 1} \right),$$

де  $e_o$  – ексцентриситет від сумісної дії нормативних значень згинального моменту  $M_n$  і сили стиску  $N_q$  дорівнює  $e_o = \frac{M_n}{N_0}$ .

Критична температура визначається за графіками, поданими у додатку 34, за значень  $\gamma_T$ , розрахованих за формулами (9.17, 9.18).

Таким чином, критична температура центрально стиснутих і позацентрово стиснутих сталевих елементів повинна визначатися з умови втрати їх міцності з використанням формул (9.4, 9.5) або даних з додатка 11, а також з умови втрати їх стійкості з використанням формул (9.14)–(9.18) або графіків з додатка 34. Мінімальне значення критичної температури, отримане з цих двох умов, використовується для подальшого визначення межі вогнестійкості стиснутих елементів.

Зміна температури у твердих тілах визначається за результатом розв'язання диференціального рівняння теплопровідності Фур'є. Стосовно металевих конструкцій для отримання аналітичних розв'язків цього рівняння ви-

користують граничні умови третього роду, тобто необхідно знати закон зміни температури нагрівального середовища і зміни коефіцієнта теплообміну між нагрівальним середовищем і металевою конструкцією.

Для отримання аналітичного розв'язку рівняння теплопровідності Фур'є необхідно використовувати постійне значення питомої теплоємності металу. В цьому випадку диференціальне рівняння нагріву металевого стрижня набуває наступного вигляду:

$$\alpha (t_d - t_{cr}) S d\tau = C_m \rho_o V dt_{cr}, \quad (9.19)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт теплообміну, Вт/(м<sup>2</sup>К);  $t_d$  – температура нагрівального середовища, °С;  $S$  – поверхня стрижня, що обігривається, м<sup>2</sup>;  $C_m$  – усереднене (постійне) значення питомої теплоємності металу, Дж/(кг·град);  $\rho_o$  – середня щільність металу, кг/м<sup>3</sup>;  $V$  – об'єм стрижня, м<sup>3</sup>.

Відповідно до даних рівняння (9.19), яке являє собою рівняння теплового балансу, тепло, що поступає у стрижень через обігривальну поверхню  $S$ , витрачається на нагрів цього стрижня об'ємом  $V$ .

Чисельні розв'язки дозволяють розв'язати диференціальне рівняння Фур'є не тільки для будь-яких граничних умов і будь-якої геометрії перерізу конструкції, але також урахувати нелінійність характеристик теплопереносу.

Якщо виразити диференціальне рівняння (9.19) в різницевому вигляді, то:

$$\alpha (t_d - t_{cr}) S \Delta\tau = C_m \rho_o V (t_{cr,\Delta\tau} - t_{cr}), \quad (9.20)$$

де  $t_{cr,\Delta\tau}$  – зміна температури стрижня за розрахунковий інтервал часу  $\Delta\tau$ .

Якщо представити геометричні параметри стрижня у вигляді:  $S = U \cdot \ell$ , а  $V = A \cdot \ell$  (де  $U$  – периметр стрижня, що обігривається, м;  $A$  – площа перерізу стрижня, м<sup>2</sup>;  $\ell$  – довжина стрижня), то, підставивши значення  $S$  та  $V$  в рівняння (9.20) і розв'язавши його відносно  $\Delta\tau$ , можна отримати:

$$t_{cr,\Delta\tau} = t_{cr} + \frac{\alpha (t_{cr} - t_{cr})}{C_m \rho_o h_{red}}, \quad (9.21)$$

де  $h_{red}$  – наведена товщина металу, яка дає можливість стрижень з будь-якою конфігурацією поперечного перерізу привести до простої пластини, м.

З формули (9.21) випливає, що температура стрижня за розрахунковий проміжок часу  $\Delta\tau$  залежить тільки від наведеної товщини металу, значення якої дорівнює:

$$h_{red} = \frac{A}{U}. \quad (9.22)$$

Формули для визначення наведеної товщини металевих елементів для форм перерізу, що найбільш часто зустрічаються, і умов їх нагріву надані в табл. 9.1.

З використанням формул (9.21, 9.22) були побудовані графіки залежності температури незахищених елементів сталевих конструкцій від наведеної товщини металу та часу їх нагріву за режимом "стандартної пожежі". За допомогою цих графіків визначається фактична межа вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій та їх елементів з умови втрати несучої здатності в умовах пожежі.

При спиранні на сталеві елементи інших конструкцій (варіанти часткового обігріву поверхні елемента, див. табл. 9.1) теплообмін між ними, при побудові графіків на додатку 25, не враховувався.

Таким чином, для визначення фактичної межі вогнестійкості незахищених елементів металевих конструкцій при дії "стандартної пожежі" необхідно визначити значення коефіцієнта  $\gamma_T$  і критичної температури  $t_{cr}$  (статична задача), а потім значення наведеної товщини металу  $h_{red}$  і межю вогнестійкості  $\tau_{\phi}$  (теплотехнічна задача).

Таблиця 9.1 – Наведена товщина металевих елементів,  $t_{red}$ , без урахування вогнезахисту

Перерізи, що обігріваються за усім периметром	$t_{red}$	Перерізи при частковому обігріві периметру	$t_{red}$
1	2	3	4
	$\frac{A}{2(h+2b_f \cdot t_w)}$		$\frac{A}{2h+3b_f \cdot 2t_w}$
	$\frac{A}{2(h+2b_f \cdot t_w)}$		$\frac{A}{2h+3b_f \cdot 2t_w}$
	$\frac{A}{2(b_{f1} + b_{f2})}$		$\frac{A}{2b_{f1} + b_{f2}}$
	$\frac{hb}{2(h+b)}$		$\frac{hb}{2h+b}$
	$\frac{ht_1 - 2t_1t_2 + bt_2}{h+b}$		$\frac{2(ht_1 - 2t_1t_2 + bt_2)}{2h+b}$
	0,25d		
	$\frac{t(d-t)}{d}$		

**Примітка:** А – площа перерізу, значення якої для прокатної фасонної сталі надані в сортаменті, а для складених перерізів визначається як сума площин окремих елементів.

Межа вогнестійкості металевих конструкцій, які знаходяться в умовах реальної пожежі, визначається таким чином: для обраних проміжків часу  $\Delta\tau$  за формулою (9.21) розраховується зміна температури в конструкції  $t_{cr,\Delta\tau}$  (для визначення  $t_{cr,\Delta\tau}$  використовують значення, розраховані за формулами (9.2, 9.3); визначаються значення коефіцієнта  $\gamma_T = f(t_{cr})$ ; за формулою (9.1) розраховують міцність сталі при нагріванні  $R_{st}$ ; залежно від характеру роботи конструкції визначають її несучу здатність  $\Phi_t = N_{pt}(M_{pt})$ ; будують графік залежності  $\Phi_{ii} - \tau_i$ ;

для граничного стану, при якому несуча здатність, знижуючись, досягає значення зусилля  $N_n$  або згинального моменту  $M_n$  від нормативних навантажень, визначають фактичну межу вогнестійкості  $\tau_{\phi}$ .

### **ПРИКЛАД 9-А**

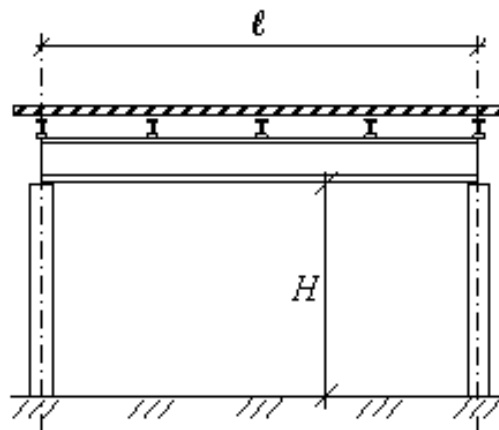
Визначити межу вогнестійкості металевих балок нормальної балкової клітки та центрально стиснутої металевої колони замкненого квадратного профілю при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу – двотавр № 30, згинальний момент від нормативних навантажень  $M_{n1} = 93,52$  кН·м;
- головна балка – двотавр № 60, згинальний момент від нормативних навантажень  $M_{n2} = 397,54$  кН·м;
- сталеві колони – труба 120×120×4 мм, поздовжня стискальна сила  $N_{n3} = 57,58$  кН, довжина колони  $H = 4,8$  м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором  $R_{st} = 20$  кН/см<sup>2</sup>, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ .

**Мета задачі** – визначити інтервал часу, протягом якого під час пожежі металеві конструктивні елементи балкової клітки прогріються до критичної температури, тобто визначити межу вогнестійкості металевої конструкції за першим граничним станом.

Якщо конструкція складається з декількох окремих елементів (на рис. 9.3 балкова клітка складається з балок настилу, головних балок та колон), то необхідно розрахувати межі вогнестійкості для кожного елемента окремо, результати порівняти між собою і найменший обрати як загальну межу вогнестійкості для всієї конструкції в цілому.



**Рисунок 9.3** – Схема для розрахунку межі вогнестійкості сталеві балкової клітки

Враховуючи нехтовно малу імовірність збігу розрахункового сполучення навантажень за час експлуатації конструкцій з навантаженнями при пожежі, рекомендовано при встановленні межі вогнестійкості користуватися нормативними навантаженнями.

Межа вогнестійкості сталевих конструкцій визначається часом їх нагріву до температури, що відповідає зниженню несучої здатності до рівня діючих при пожежі навантажень. Цю температуру називають *критичною*.

### **Загальна послідовність розв'язання задачі:**

а) для балок:

- визначення коефіцієнта зниження опору сталі під час прогрівання балки;
- визначення критичної температури для балки;
- визначення обігрітого периметра балки;
- визначення наведеної товщини балки;
- визначення межі вогнестійкості балки;

б) для колон:

- визначення фактичної гнучкості та коефіцієнта поздовжнього вигину колони;
- визначення коефіцієнта зниження опору сталі під час прогрівання колони;
- визначення критичної температури для колони;
- визначення обігрітого периметра колони;
- визначення наведеної товщини колони;
- визначення межі вогнестійкості колони;
- порівняння меж вогнестійкості елементів конструкції за результатами розрахунків.

### **Розв'язання задачі**

#### **I. Розрахунок межі вогнестійкості балки настилу**

1. Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності металевої конструкції за підвищеної температури:

$$\gamma_{T1} = \frac{M_{n1}}{W_{30} \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{9352}{472 \cdot 20 \cdot 1} = 0,99, \quad (9-A.1)$$

де  $W_{30}$  – момент опору перерізу для двотаврової балки № 30 визначається за таблицею з додатка 14.

За таблицею в додатка 11 визначається критична температура:  $t_{kp1} = 20$  °С.

2. Визначення обігріваного периметра перерізу балки настилу:



На балку настилу опирається залізобетонний настил, у якого теплопровідність є набагато нижчою, ніж у металу (рис. 9.3). Виходячи з цього, для балки настилу приймається схема обігріву з трьох боків, а відтак периметр балки, що обігрівається, розраховується без урахування верхньої полиці двотавра (значення  $b, d, h, t$  – див. додаток 14):

$$P_1 = b + 2 \cdot (d - t) + 2 \cdot h = 13,5 + 2 \cdot (3,5 - 0,65) + 2 \cdot 30 = 99,2 \text{ см.} \quad (9-A.2)$$

3. Враховуючи, що площа поперечного перерізу балки настилу № 30  $A_{30} = 46,5 \text{ см}^2$  (додаток 14), наведена товщина балки настилу:

$$\delta_{np1} = \frac{A_{30}}{P_1} = \frac{46,5}{99,2} = 0,47 \text{ см.} \quad (9-A.3)$$

Враховуючи критичну температуру ( $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ) та наведену товщину двотаврової балки за номограмою у додатку 25 межа вогнестійкості дорівнює **2 хвилини**.

## II. Розрахунок межі вогнестійкості головної балки

4. Визначення коефіцієнта зниження несучої здатності металеві конструкції за підвищеної температури:

$$\gamma_{T2} = \frac{M_{n2}}{W_{60} \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{39754}{2560 \cdot 20 \cdot 1} = 0,78,$$

де  $W_{60}$  – момент опору перерізу для двотаврової балки № 60 визначається за таблицею з додатка 14.

За додатком 11 критична температура  $t_{кр2} = 300 \text{ }^\circ\text{C}$ .

5. На головну балку у декількох точках спираються балки настилу, виготовлені зі сталі. Отже, для головної балки приймається схема обігріву з чотирьох боків. Залежно від геометричних характеристик заданого двотавра (значення  $b, d, h, t$  див. додаток 14) периметр головної балки дорівнює:

$$P_2 = 2 \cdot b + 2 \cdot (d - t) + 2 \cdot h = 2 \cdot 19 + 2 \cdot (9 - 1,2) + 2 \cdot 60 = 194,6 \text{ см.}$$

6. Враховуючи, що площа поперечного перерізу головної балки № 60  $A_{60} = 138 \text{ см}^2$  (додаток 14), наведена товщина головної балки дорівнює:

$$\delta_{np2} = \frac{A_{60}}{P_2} = \frac{138}{194,6} = 0,71 \text{ см.}$$

Враховуючи критичну температуру (300 °C) та наведену товщину двотаврової балки за додатком 25, межа вогнестійкості дорівнює **4 хвилини**.

### III. Розрахунок межі вогнестійкості металеві колони

7. За умовою, що колону закріплено шарнірно по обох кінцях,  $\mu = 1$ . За додатком 22, відповідно до заданого профілю  $i = 4,74$  см. Гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot H}{i} = \frac{1 \cdot 480}{4,74} = 101,3. \quad (9-A.4)$$

За додатком 20 коефіцієнт поздовжнього вигину дорівнює  $\varphi = 0,599$ .

8. За додатком 22 площа перерізу колони  $A_k = 18,56$  см<sup>2</sup>. З умови досягнення граничного стану з вогнестійкості стиснутих елементів коефіцієнт  $\gamma_{T3}$  дорівнює:

$$\gamma_{T3} = \frac{N}{\varphi \cdot A_k \cdot R_{st} \cdot \gamma_c} = \frac{57,58}{0,599 \cdot 18,56 \cdot 20 \cdot 1} = 0,26. \quad (9-A.5)$$

9. За додатком 11 при відомому коефіцієнті  $\gamma_{T3}$  критична температура визначається з інтерполяції:  $t_{кр3} = 625$  °C.

Обігріваний периметр колони:

$$P_3 = 4 \cdot b = 4 \cdot 120 = 480 \text{ мм} = 40 \text{ см}. \quad (9-A.6)$$

10. Наведена товщина колони дорівнює:

$$\delta_{кр3} = \frac{A_k}{P_3} = \frac{18,56}{48} = 0,39 \text{ см}.$$

Враховуючи критичну температуру та наведену товщину металу за додатком 25, межа вогнестійкості колони дорівнює **12 хвилини**.

За порівнянням меж вогнестійкості балки настилу, головної балки і колони **межа вогнестійкості металеві балкової клітки  $\tau = 2$  хв.**

## 9.3 Вогнезахист металевих конструкцій

### 9.3.1 Види вогнезахисту металевих конструкцій

Фактична межа вогнестійкості сталевих конструкцій при "стандартному" режимі пожежі, залежно від товщини елементів перерізу і величини діючих на-

пружень, становить від 0,1 до 0,4 годин. Виняток складають сталеві оболонки, мембранні покриття, у яких межа вогнестійкості без вогнезахисту можуть досягати 0,75...1 год. При проектуванні будівель та споруд межу вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій з наведеною товщиною металу в 1 см допускається приймати рівною 0,25 год. Значення необхідних меж вогнестійкості  $\tau_T$  основних будівельних конструкцій, в тому числі металевих, становлять від 0,25 до 2,5 годин залежно від ступеня вогнестійкості будівлі і типу конструкцій. Таким чином, більшість незахищених сталевих конструкцій задовольняють лише вимогам по межі вогнестійкості 0,25 год. Це дозволяє зробити висновок про те, що сфера використання металевих конструкцій обмежена за вогнестійкістю, оскільки не виконується умова безпеки  $\tau_\phi > \tau_T$ .

Ця умова безпеки є основним критерієм обґрунтування необхідності вогнезахисту металевих конструкцій, тобто якщо  $\tau_\phi > \tau_T$  – вогнезахист не потрібен, а при  $\tau_\phi < \tau_T$  – вогнезахист необхідний.

Вибір конкретного типу вогнезахисного складу і матеріалу, визначення їх сфер використання здійснюється на основі техніко-економічного аналізу з урахуванням: величини необхідної межі вогнестійкості конструкції; типу конструкції, яка потребує захисту; виду навантаження; температурно-вологісних умов експлуатації і проведення монтажних робіт; ступеня агресивності навколишнього середовища по відношенню до вогнезахисту і матеріалу конструкції; збільшення навантаження на конструкцію за рахунок маси вогнезахисту; трудомісткості монтажу вогнезахисту; естетичних вимог до конструкцій, техніко-економічних показників.

Найбільш надійними способами вогнезахисту металевих конструкцій на сьогодні є: вогнезахисні покриття; облицювання з негорючих матеріалів; підвісні стелі, водяне охолодження.

Як облицювальні матеріали для вогнезахисту металевих конструкцій використовують бетон, цеглу, гіпсокартонні листи (ГКЛ) та ін. плитні і листові вироби, а також різні типи штукатурки.

*Обетонування* є ефективним способом вогнезахисту металевих конструк-

цій. Використання бетонного захисту є найбільш раціональним в тому випадку, коли одночасно проводиться підсилення ригелів, колон або стояків, наприклад, при реконструюванні будівель та споруд. Обетонування виконують після прикріплення до колони армувальної сітки. Товщина шару бетону становить 5 см, якщо за вимогами має бути межа вогнестійкості 2 години, і 6 см, якщо необхідна за умовами межа вогнестійкості має дорівнювати 2,5 години.

*Цегляне облицювання* найбільш часто використовують для підвищення межі вогнестійкості колон та стояків. Кладку для вогнезахисного облицювання виконують з глиняної звичайної та силікатної цегли на цементно-піщаному розчині марки не нижче 50. При облицюванні цеглою влаштовують зазор між металевою конструкцією та цегляною кладкою. Для підсилення цегляну кладку армують. Для отримання межі вогнестійкості 2 години достатнім є шар цегли товщиною 6,5 см.

Облицювання з бетону та цегли не бояться вологості, можуть використовуватися за практично будь-яких температурно-вологісних умов за наявності агресивного середовища, вони є стійкими до атмосферних впливів і динамічних навантажень. Але ці способи вогнезахисту пов'язані з трудомісткими опалубочними та арматурними роботами, значно збільшують вагу каркаса будівлі та подовжують терміни будівництва.

*Облицювання з теплоізоляційних плит* на основі перліту, вермикуліту та цементу, азбоперлітоцементних і напівжорстких мінераловатних плит є надійним та менш трудомістким. Заводська товщина плит становить близько 5 см, що забезпечує межу вогнестійкості до 2 годин, за умови надійного закріплення плит до конструкції.

*Облицювання гіпсокартонними плитами (ГКЛ)* є індустріальним та ефективним з точки зору вогнестійкості, та значно легшим за цегляне або бетонне облицювання. При використанні ГКЛ допускається демонтаж вогнезахисного облицювання та виконання різних робіт з підсилення несучих конструкцій, а також повторне нанесення антикорозійного покриття на несучі конструкції будівлі. Один шар товщиною 16 мм може забезпечити межу вогнестійкості колон

і ригелів до 1 год.

*Цементно-піщана штукатурка* є традиційним видом вогнезахисного покриття. Її рекомендовано застосовувати для захисту таких металоконструкцій будівлі як колони, ригелі, елементи зв'язків, вузли сполучення між елементами.

Використання цементно-піщаної штукатурки обумовлене такими достоїнствами як недефіцитність матеріалів для виготовлення складу, простота виготовлення, можливість механізованого нанесення, забезпечення високої межі вогнестійкості конструкції, що потребує захисту. Ефективність використання цементно-піщаної штукатурки як вогнезахисного матеріалу надано в табл. 9.2.

В той же час цей вид вогнезахисту має ряд недоліків, які обмежують його використання і до яких відносяться: велика трудомісткість робіт з нанесення покриття через необхідність армування сталеву сіткою; великі навантаження на фундаменти будівель за рахунок обваження каркаса; необхідність використання антикорозійних складів.

**Таблиця 9.2 – Вогнезахисний ефект цементно-піщаної штукатурки**

Елемент конструкції	Товщина захисного шару штукатурки, мм, при межах вогнестійкості, необхідних за вимогами, хв			
	45	90	120	150
Колона	25	38	50	60
Ригель	10	20	25	30

Також використовують полегшені штукатурки на основі азбесту, перліту, вермикуліту, фосфатних сполук та інших ефективних матеріалів. Приклад застосування перлітової штукатурки наведено в табл. 9.3.

**Таблиця 9.3 – Вогнезахисний ефект перлітової штукатурки**

Конструкції	Мінімальна товщина конструкції, мм	Мінімальна товщина покриття, мм, за меж вогнестійкості, хв.	
		60	30
Зварена балка і колона двотаврового перерізу	14	20	15
	16	20	15
	20	15	10
	30	10	10
	50	10	5

Легкі вогнезахисні штукатурки є більш ефективними, у порівнянні з цементно-піщаними, оскільки, забезпечуючи однакову межу вогнестійкості конс-

трукції, вони значно менше збільшують вагу каркаса будівлі. В той же час цьому виду покриттів властиві недоліки: матеріал покриттів є м'яким, має невелику конструктивну міцність, легко відшаровується від поверхні металу. Таке покриття неможливо використовувати для відкритих поверхонь, не захищених від механічних ушкоджень, а також для зовнішніх робіт. Ці покриття не захищають від корозії і не відповідають естетичним вимогам. Необхідність використання арматурних сіток збільшує трудомісткість робіт.

**Вогнезахисні покриття**, які наносять на поверхню конструкції порівняно тонким шаром, є одним з перспективних способів вогнезахисту металевих конструкцій. Ці покриття можуть бути *неспучуваними та спучуваними*.

Серед вогнезахисних *неспучуваних покриттів* часто застосовуються покриття типу ОФП (наприклад, склад ОФП-МВ (ГОСТ 25665-83), в якому використовується гранульована мінеральна вата).

Також широко використовується полегшене покриття марки ОПВ-180 (ВСН 113-84), вогнезахисні властивості якого забезпечують гіпсоцементне пуццоланове в'язуче, муліто-кремнеземисте волокно та шлам флотації фосфоритних руд.

*Спучувані вогнезахисні покриття* являють собою композиційні матеріали, які включають полімерне в'язуче та наповнювачі (антипірени, газоутворювачі, жаростійкі речовини та стабілізатори спіненого вугільного шару). При спучуванні та одночасному вуглецюванні відбувається виникнення дрібнопористого за структурою шару, який має низьку теплопровідність, внаслідок чого різко сповільнюється прогрів металевих конструкцій.

Вогнезахисний склад ОЗС-МВ на основі рідкого скла, неорганічних наповнювачів та вигоряючих домішок для утворення на поверхні металу вогнезахисного спучуваного покриття використовується з метою підвищення вогнестійкості сталевих металевих конструкцій, які експлуатуються всередині приміщень будівель і споруд промислового та громадського призначення. На сьогодні використовуються також вогнезахисні покриття типу ОВС-Мн, ОВПФ-Л, «Екран-М».

Порівняльна ефективність вказаних видів вогнезахисту надана в табл. 9.4.

*Вогнестійкі підвісні стелі* є ефективним засобом підвищення вогнестійкості металевих конструкцій покриттів і перекриттів. Особливо доцільно використовувати підвісні стелі для вогнезахисту ферм і структур. Безпосередній захист кожного елемента цих конструкцій облицюванням або спучуваними покриттями є трудомістким і недостатньо надійним, оскільки є важко здійсненим у вузлових з'єднаннях елементів конструкцій.

Влаштування підвісної вогнезахисної стелі є більш надійним, оскільки між стелею та конструкцією, що вимагає захисту, утворюється повітряний зазор, який додатково підвищує її межу вогнестійкості. Найбільш простою та дешевою підвісною стелею є стеля з мінераловатних плит, укладених на сталеву сітку. При товщині плит 50...80 мм підвісна стеля підвищує межу вогнестійкості ферм і структур до 45...60 хв.

**Таблиця 9.4 – Вогнезахисна ефективність різних видів вогнезахисту**

№ з/п	Вид вогнезахисту	Середня щільність, кг/м <sup>3</sup>	Товщина вогнезахисту, мм, при межі вогнестійкості, необхідної за вимогами				
			45	60	90	120	150
1	Вогнезахисне облицювання:						
	- цегла	1820	65	65	65	65	120
	- гіпсокартонні листи (ГКЛ)	850	16	16	32	32	–
2	Обетонування	2500	–	–	–	50	60
3	Вогнезахисне покриття:						
	- цементно-піщана штукатурка	1800	28	30	40	50	60
	- перлітова штукатурка	500	15	20	30	40	50
	- фосфатне покриття (ОФП-ММ, ОФП-МВ)	300	15	20	30	40	45
4	Вогнезахисні спучувані покриття ОВС-Мн	1230	8,1	–	–	–	–

Підвісні стелі з використанням ГКЛ складаються з металевого каркаса, облицювання та кріпильних елементів. Товщина підвісних стель становить 80...350 мм. Використання таких підвісних стель товщиною 14...30 мм дозволяє забезпечити межу вогнестійкості МК до 45...150 хв.

В якості вогнезахисту металевих конструкцій використовують водяне охолодження цих конструкцій. Вода для охолодження може подаватися безпо-

середньо на поверхню конструкції від спринклерних, дренчерних та інших систем.

Конструкції, виконані з елементів порожнього перерізу, наприклад труб, можуть заповнюватись водою для їх охолодження при пожежі. Такі конструкції називають *водонаповненими*. Водонаповнені конструкції зверху та знизу поєднані в замкнену сітку. Рівень води підтримується за допомогою вищерозташованого резервуара, який одночасно є компенсатором, при збільшенні об'єму води, та джерелом випаровування. Коли під час пожежі такі колони нагріваються, в системі, за рахунок піднімання нагрітої в окремих місцях води, встановлюється природна циркуляція, яка видаляє приплив тепла та сприяє охолодженню конструкції, яка знаходиться в осередку пожежі.

### 9.3.2 Розрахунок межі вогнестійкості елементів, що захищені вогнезахисними сполуками

Розрахунок фактичної межі вогнестійкості металевих конструкцій з урахуванням вогнезахисної оболонки виконується в наступній послідовності: в рамках статичного (міцнісного) розрахунку, залежно від характеру роботи конструкції або її елементів, визначається значення критичної температури  $t_{cr}$  без урахування їх вогнезахисту; в рамках теплотехнічного розрахунку визначають наведену товщину металу з урахуванням його вогнезахисту  $t_{red,0}$  та за графіками – значення фактичної межі вогнестійкості  $\tau_{\phi} = f\{t_{cr}; t_{red,0}\}$ .

Значення наведеної товщини захищеної металевої конструкції, яка обігривається з усіх боків, визначають залежно від конфігурації її перерізу.

Для коробчастого перерізу з вогнезахисним облицюванням (рис. 9.4, а) значення наведеної товщини дорівнює:

$$t_{red,0} = \frac{t_{red,x}h + t_{red,y}b}{h + b}, \quad (9.23)$$

де  $t_{red,x}$  та  $t_{red,y}$  – значення наведеної товщини при обігріві конструкції вздовж осей



$X$  та  $Y$ ;  $h$  та  $b$  – висота і ширина перерізу.

У формулі (9.23) значення  $t_{red,x}$  та  $t_{red,y}$  відповідно дорівнюють:

$$t_{red,x} = \delta_x \frac{h - \delta_y}{h + \delta_o} - 0,25K_o \frac{\delta_o^2}{h + \delta_o}; \quad (9.24)$$

$$t_{red,y} = \delta_y \frac{h - \delta_x}{h + \delta_o} - 0,25K_o \frac{\delta_o^2}{h + \delta_o};$$

де  $\delta_x$  та  $\delta_y$  – товщина стінок уздовж осей  $X$  та  $Y$ ;  $\delta_o$  – товщина вогнезахисного облицювання.

Значення коефіцієнта  $K_o$  у формулах (9.24)

$$K_o = \frac{C_o \rho_o}{C_{cm} \rho_{cm}}, \quad (9.25)$$

де  $C_o$  та  $C_{cm}$  – початкові значення питомої теплоємності вогнезахисного облицювання та сталі (додаток б);  $\rho_o$  та  $\rho_{cm}$  – середня щільність вогнезахисного облицювання та сталі (додаток б).

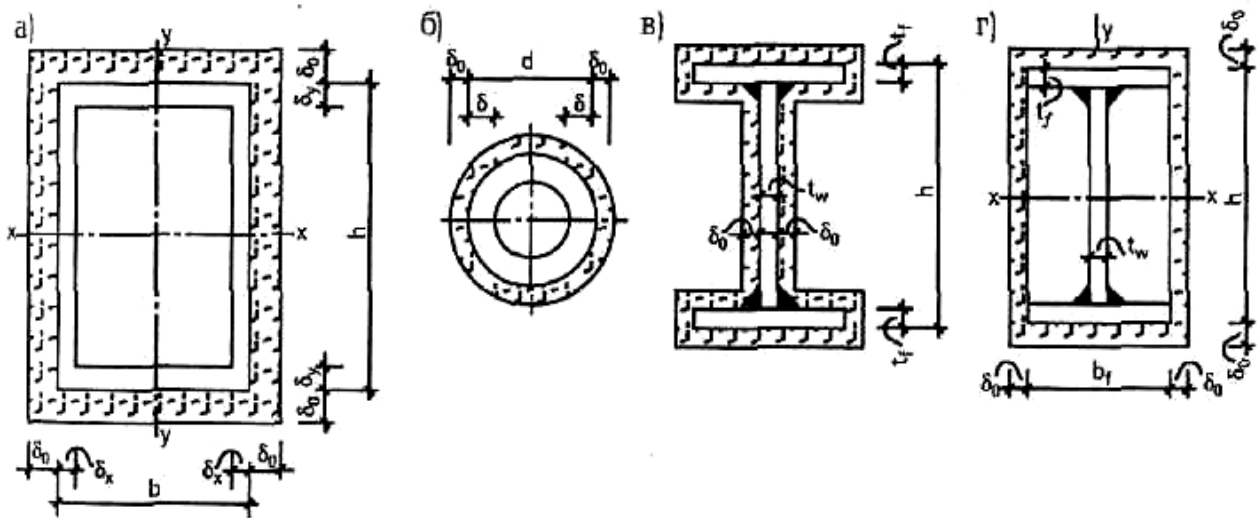


Рисунок 9.4 – До розрахунку межі вогнестійкості металевих конструкцій з урахуванням їх вогнезахисного облицювання залежно від виду перерізу: а – коробчастий; б – труба; в, г – двотавр

Наведена товщина перерізу труби (рис. 9.4, б):

$$t_{red,o} = \delta \frac{d - \delta}{d + \delta_o} - 0,25K_o \frac{\delta_o^2}{d + \delta_o}, \quad (9.26)$$

де  $\delta$  – товщина стінки перерізу труби;  $d$  – зовнішній діаметр труби;  $\delta_o$  – товщина вогнезахисного облицювання;  $K_o$  – коефіцієнт, який визначається за формулою (9.25).

У випадку суцільного круглого перерізу значення  $t_{red,0}$  визначається за формулою (9.26) при  $\delta = 0,5d$ , де  $d$  – діаметр перерізу.

Наведена товщина для двотаврового перерізу висотою  $h$  у випадку облицювання товщиною  $\delta_{\bar{v}}$  по контуру (рис. 9.4, в):

$$\text{для полиць товщиною } t_f: \quad t_{red} = 0,5t_f; \quad (9.27)$$

$$\text{для стінки товщиною } t_w: \quad t_{red} = 0,5t_w \frac{h - 1,5t_f}{h - 2t_f - \delta_o} - 0,25K_o \frac{\delta_o^2}{h - 2t_f - \delta_o}, \quad (9.28)$$

де  $K_o$  – коефіцієнт, який визначається за формулою (9.25). Далі в розрахунках як  $t_{red,0}$  використовується мінімальне значення  $t_{red}$ , розраховане за формулами (9.27, 9.28).

Наведена товщина для двотаврового перерізу висотою  $h$  та шириною полиці  $b_f$ , у випадку використання облицювання товщиною  $\delta_o$  з повітряним зазором між стінкою двотавра та облицюванням (рис. 9.4, г), розраховується за формулами (9.23–9.25), при цьому:  $\delta_x = 0,5t_w$ ;  $\delta_y = t_f$ ;  $b = b_f$ .

Обчисливши значення наведеної товщини  $t_{red,0}$ , залежно від виду і товщини вогнезахисного облицювання (рис. 9.4), за графіками з додатка 25 визначають значення фактичної межі вогнестійкості металевій конструкції або її елементів, які обігріваються температурою "стандартної пожежі".

### Питання для самоконтролю

1. Охарактеризуйте поведінку будівельних сталей при нагріванні.

2. Охарактеризуйте особливості поведінки будівельних сталевих конструкцій при нагріванні.
3. Охарактеризуйте особливості руйнування статично визначених та статично невизначених згинальних сталевих елементів при нагріванні.
4. Охарактеризуйте особливості руйнування сталевих ферм при нагріванні.
5. Охарактеризуйте особливості руйнування сталевих колон при нагріванні.
6. Що таке критична температура?
7. Сформулюйте мету статичної задачі для сталевих конструкцій при нагріванні.
8. Наведіть умову настання граничного стану в умовах пожежі для сталевих конструкцій.
9. Що таке наведена товщина металевого елемента?
10. Наведіть загальну послідовність розрахунку межі вогнестійкості сталевих конструкцій.
11. Вкажіть основні способи вогнезахисту сталевих конструкцій.
12. Охарактеризуйте особливості розрахунку межі вогнестійкості сталевих конструкцій, захищених вогнезахисними сполуками.

## РОЗДІЛ 10. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 10.1 Поведінка будівельних конструкцій з деревини в умовах пожежі

*Деревина* є матеріалом природного походження, який на 99 % складається з органічних речовин (50 % складових деревини – це целюлоза, а іншу частину складає лігнін та геміцелюлоза, які вміщують речовини ароматичної природи, полісахариди, моносахариди, органічні кислоти). Наявність целюлози у структурі деревини і обумовлює її *горючість*. Під дією високої температури відбувається так званий *піроліз целюлози* – процес хімічного перетворення целюлози в інші речовини, який супроводжується виділенням газів.

Піроліз проходить у *дві стадії*:

- 1 стадія** – спостерігається при нагріванні деревини до температури 200...250 °С. Целюлоза перетворюється на вугілля і виділяє негорючі гази (чадний газ, вуглекислий газ, водяний пар);
- 2 стадія** – спостерігається при нагріванні деревини до температури 280...360 °С і вище. Целюлоза перетворюється на смоли і виділяє горючі гази, зокрема метан.

При піролізі лігніну, який інтенсивно іде при температурі 350...500 °С, утворюється, в основному, *вугілля та дьоготь*.

Характер будови деревини визначає її низьку теплопровідність і, одночасно, швидку займистість.

При впливі джерела запалювання відбувається швидке нагрівання тонкого шару, випаровування вологи і розкладення деревини. Продукти розкладу, що утворюються при температурах нижче 250 °С, містять, в основному, водяну пару, вуглекислий газ і малу кількість пальних газів (вони не загоряються).

При  $t = 250...260$  °С починає виділятися велика кількість окису вуглецю і метану і виникає можливість запалювання і самостійного горіння.

*Механізм розвитку горіння* деревини у загальному випадку виглядає наступним чином:

- на початку впливу високої температури поверхневі шари деревини починають прогріватися. Целюлоза, що міститься там, починає перетворюватися на вугілля (поверхнєве обвуглення деревини) під дією зовнішнього теплового випромінювання, вугілля починає тліти і саме виділяє тепло;
- від розігрітого вугілля тепла енергія розповсюджується вглиб деревини, температура прогріву деревини підвищується. Внаслідок подальшого прогріву розпочинається піроліз целюлози у більш глибоких шарах деревини; при цьому виділяються горючі гази;
- горючі гази по капілярах починають виходити на поверхню, де вступають у взаємодію із киснем зовнішнього повітря і спалахують від тліючого вугілля, розпочинаючи самостійне горіння деревини; горіння газів підтримує тління у деревному вугіллі;
- шари деревини послідовно перетворюються на вугілля, деревина прогривається далі углибину; піроліз целюлози триває за рахунок прогріву глибинних шарів деревини. Таким чином триває горіння деревини.

Дерев'яні будівельні конструкції, що піддаються дії вогню, практично не чинять опору розповсюдженню полум'я та вважаються горючими конструкціями.

Однією з причин обвалення огорожувальних дерев'яних конструкцій при вогневому впливі є швидкий прогрів несучих ребер дерев'яного каркаса. В утеплених панелях несучі ребра частково закриваються утеплювачем, що захищає їх від безпосереднього впливу температури при пожежі. За даними вогневих випробувань, у клеєфанерних утеплених огорожувальних конструкціях нижня фанерна обшивка товщиною 8 мм прогоряє через 7–8 хв. Вихід з ладу нижньої обшивки у плитах покриття сприяє випадінню утеплювача, який захищає несучі ребра цих конструкцій. Наявність пропусків в утеплених огорожувальних конструкціях сприяє розповсюдженню полум'я в будівлі та збільшенню розмірів осередку пожежі, що ускладнює організацію його гасіння.

Проведені експериментальні дослідження, з метою вивчення впливу підвищених температур при пожежі на міцність клеєних з'єднань, показали, що їх міцність в необвугленій частині перерізу дерев'яного елемента не змінювалася. Це пояснюється тим, що обвуглений шар деревини володіє термоізолюючою здатністю, тому внутрішня частина перерізу дерев'яних клеєних конструкцій при тепловому впливі прогривається повільно. На відміну від масивних клеєних конструкцій, при впливі високих температур на фанерні елементи в клеєфанерних конструкціях клеєві шви фанери прогриваються швидше, що призводить до зниження їх міцності.

Причиною обвалення дерев'яних елементів конструкції під час пожежі є обвуглення частини перерізу.

Діюче на дерев'яний елемент або конструкцію навантаження сприймається необвугленою частиною перерізу, зменшення розмірів якого під час пожежі сприяє зниженню несучої здатності елемента. Вогневі випробування засвідчили, що згинальні дерев'яні елементи або конструкції, до яких відносяться балки, можуть руйнуватися не тільки в перерізі, де діють максимальні нормальні напруження від вигину, але і в їх опорних зонах, де спостерігається дія максимальних дотичних напружень зім'яття. Це пояснюється тим, що міцність деревини на дію дотичних напружень зім'яття, які сприяють її сколюванню вздовж волокон, а також міцність клеєвого шва в умовах температурного впливу при пожежі знижується швидше, ніж згинальна міцність деревини. Результати вогневих випробувань показали, що межа вогнестійкості клеєних балок з розмірами перерізу 200×200 мм, 130×200 мм, 130×400 мм при дії зосереджених навантажень, розташованих на 1/3 прольоту конструкції, дорівнює 27–28 хвилин. При співвідношенні розмірів поперечного перерізу  $h/b > 6$  в умовах пожежі може спостерігатися втрата стійкості балки плоскої форми, небезпека якої зростає з обваленням сталевих або дерев'яних елементів зв'язків, а також через обвалення огорожувальних конструкцій. Несуча здатність армованих балок при пожежі менше, ніж у неармованих. Це пояснюється низькою термостійкістю епоксидних клеїв при прогріві їх до температури 80...100 °С. З урахуванням за-

хисного шару деревини товщиною 20...40 мм прогрів клейового шва в армованих балках до критичної температури виникає через 20...25 хвилин після початку дії “стандартної” пожежі. З розглянутих конструктивних рішень балок найбільш пожежонебезпечними є клеєфанерні балки, що пояснюється невеликими розмірами поперечних перерізів їх елементів. Обвалення клеєфанерних балок в умовах пожежі може статися через вичерпання несучої здатності розтягнутого нижнього поясу, руйнування клейового шва, який кріпить дерев’яний пояс до фанерної стінки, а також виходу з ладу самої фанерної стінки. Наявність порожнин у балках коробчастого перерізу сприяє розповсюдженню полум’я по конструкціях.

При визначенні межі вогнестійкості балок з умови міцності за нормальними напруженнями необхідно враховувати, що в балках з перемінною за довжиною висотою, на відміну від балки з постійною висотою, переріз, де діють максимальні нормальні напруження від вигину, не співпадає з перерізом, в якому спостерігається дія максимального моменту. Так, для двосхильної шарнірно-обпертої балки, яка сприймає рівномірно розповсюджене навантаження, перерізи з максимальними нормальними напруженнями розташовуються від опор на відстані  $x = eh_0/2h$ .

Через невеликі розміри перерізів дерев’яних та сталевих елементів, а також велику кількість вузлів з використанням сталевих нагелів та сталевих з’єднувальних елементів, металодерев’яні ферми мають низьку межу вогнестійкості. При цьому, в першу чергу, під час пожежі можна очікувати руйнування сталевих елементів ферми, а дерев’яні елементи сприяють розповсюдженню полум’я по конструкції.

Межа вогнестійкості арок та рам вище, ніж у ферм, що пояснюється більш потужними розмірами перерізу їх елементів. Вичерпання несучої здатності цих конструкцій при вогневому впливі може статися через втрату міцності клеєних елементів у перерізах, де діє максимальний згинальний момент, а також через втрату стійкості або плоскої форми перерізів внаслідок обвалення зв’язків або елементів огороження, які виконують роль зв’язків. Крім того, ві-

дмова арок та рам може статися через втрату несучої здатності вузлів. В умовах пожежі найбільш небезпечними є арки, в яких розпір сприймається сталевую зтяжкою, яка має низьку межу вогнестійкості. При оцінці меж вогнестійкості арок та рам необхідно враховувати, що дерев'яні елементи цих конструкцій працюють в умовах складного опору від сумісної дії нормальної сили стиску та згинального моменту.

## 10.2 Фактори, які визначають вогнестійкість дерев'яних конструкцій

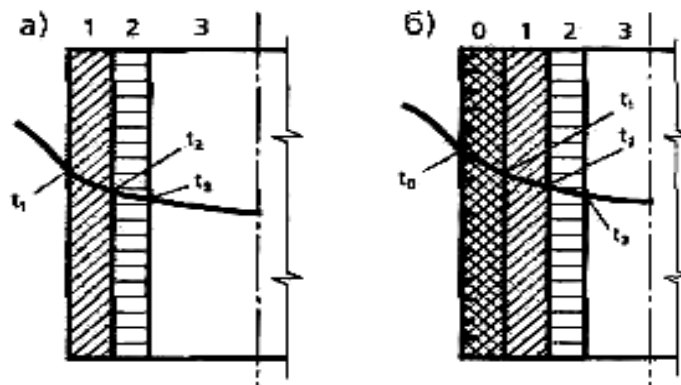
В умовах пожежі зниження несучої здатності дерев'яних конструкцій визначається зниженням несучої здатності їх дерев'яних елементів та вузлових з'єднань цих елементів. Зниження несучої здатності дерев'яних елементів стається через обвуглення деревини, що призводить до зменшення розмірів їх робочих перерізів, які здатні сприймати діючі навантаження, а також через зміну міцності деревини в необвугленій частині перерізу. На зміну несучої здатності вузлових з'єднань при пожежі справляє вплив як обвуглення деревини, так і зниження міцності сталевих елементів, що використовуються в конструкціях цих з'єднань (нагелі, сталеві накладки, башмаки).

За результатами досліджень фізична модель (рис. 10.1) обвуглення деревини дерев'яних конструкцій при впливі на них стандартної пожежі складається з двох етапів.

Перший етап процесу характеризується інтенсивним прогрівом поверхневих шарів деревини, що викликає випаровування вологи, яка міститься в деревині, в навколишнє середовище і переміщенням її вглибину перерізу елемента (рис. 10.1, а). При цьому виникає розподіл температури по перерізу дерев'яних елементів при “стандартному” режиму пожежі. Значення температур на межах цієї зони відповідно дорівнюють:  $t_1 < 300$  °С та  $t_2 > 175$  °С. У другій зоні при  $t_3 > 100$  °С відбувається фазове перетворення вологи в пару. У третій зоні температура в деревині коливається в межах  $20$  °С  $< t < 100$  °С. Через 3–5 хв після початку теплового впливу за режимом “стандартної” пожежі на поверхні дере-



вини з вологістю не більше 9 % температура досягає 280...300 °С. При цьому починається карбонізація поверхневих шарів деревини, яка втрачає свої первісні механічні властивості.



**Рисунок 10.1 – Модель процесу обвуглення деревини і три характерні зони:  
а – перший етап, в якому спостерігається часткова деструкція деревини;  
б – другий етап**

Другий етап процесу, згідно з моделлю, що розглядається, починається, коли, окрім зон 1, 2, 3, з'являється зона 0, в якій при  $t > 300$  °С утворюється шар вугілля з неоднорідною пористою структурою та з усадними тріщинами (рис. 10.1, б). Цей перевуглений шар деревини має нижчі, у порівнянні з необвугленою деревиною, теплофізичні характеристики: коефіцієнт теплопровідності  $\lambda_{lm}$ , питому теплоємність  $C_{lm}$ . Процес обвуглення відбувається поступово, розповсюджуючись від поверхневих шарів углибину перерізу елемента, що призводить до зменшення його розмірів.

Швидкість обвуглення різних порід деревини коливається в межах від 0,6 до 1,0 мм/хв і залежить від зміни і тривалості температурного режиму пожежі; щільності та вологості деревини; кількості боків обігріву дерев'яного елемента, а також розмірів його перерізу та шорсткості поверхні. Зі збільшенням щільності, вологості деревини і розмірів перерізу дерев'яного елемента швидкість обвуглення знижується, а зі збільшенням температури нагрівального середовища при пожежі, притоку повітря, кількості боків обігріву поверхні і шорсткості поверхні їх площин швидкість обвуглення деревини зростає. У порівнянні зі склеєною деревиною, швидкість обвуглення суцільної деревини вище. Зі збільшен-

ням тривалості температурного впливу швидкість обвуглення деревини знижується. Для елементів прямокутного перерізу швидкість обвуглення деревини залежить від відношення висоти перерізу  $h$  до його ширини  $b$ . Так, при обігріванні елемента з трьох боків при  $h/b = 1$  (квадратний переріз) швидкість обвуглення  $v$  бокових граней дорівнює швидкості обвуглення нижньої грані ( $v_{низ} = v_{бок}$ ), а для відношення  $h/b = 1,1$ ;  $v_{низ} = 1,3v_{бок}$ . При розрахунку меж вогнестійкості дерев'яних конструкцій за “стандартним” режимом швидкість обвуглення деревини приймається постійною. Для деревини (ялина, сосна) з вологістю не більше 9 % значення швидкості обвуглення цілісної та клеєної деревини надані в табл. 10.1.

**Таблиця 10.1 – Швидкість обвуглення деревини**

Найменший розмір	Швидкість обвуглення деревини $v$ , мм/хв	
	Клеєної	Цілісної
Менше 120 мм	0,7	1,0
120 мм та більше	0,6	0,8

Зміна глибини обвуглення деревини  $Z$  від часу її нагрівання  $\tau$  має лінійний характер. При цьому значення глибини обвуглення дорівнює:

$$Z = \tau v, \quad (10.1)$$

де  $v$  – швидкість обвуглення деревини.

Обробка поверхні елементів дерев'яних конструкцій вогнезахисними сполуками затримує початок обвуглення деревини, але не впливає на швидкість її обвуглення. В елементах прямокутного перерізу більш інтенсивно обвуглюються кути перерізів, округлення яких спостерігається через 10...15 хв після початку карбонізації деревини. При тепловому впливі на елементи дерев'яних конструкцій, крім зменшення розмірів робочого перерізу внаслідок обвуглення деревини, спостерігається зниження її міцності та пружних характеристик.

При температурі 230...250 °С деревина повністю втрачає здатність чинити опір діючим навантаженням. Товщина шару деревини, який прогрівся до

значень температури 230...250 °С і знаходиться за фронтом обвуглення в межах зони 1 (рис. 10.1), становить 5...6 мм.

У масивних клеєних дерев'яних елементах при "стандартному" режимі пожежі товщина шару деревини, який змінюється в межах від 300 °С до первісної температури, формується протягом 1...1,5 години, просуваючись з переміщенням фронту обвуглення вглиб перерізу елемента, зберігає свою довжину в межах 40...55 мм.

Для оцінювання міцності деревини в конструкціях, які знаходяться в умовах пожежі, використовуються розрахункові опори  $R_f$ , величини яких для середнього значення температури в необвугленій частині перерізу, що дорівнює 80 °С, залежно від напруженого стану та сортності деревини, визначаються за табл. 10.2.

При порівнянні значень  $R_f$  в табл. 10.2 з величинами нормативних опорів  $R_n$  для різних сортів деревини виявляється, що  $R_n = R_f$  за виключенням сколювання вздовж волокон клеєної деревини. Оскільки за фронтом обвуглення наявний шар деревини товщиною  $\delta = 5$  мм, який не чинить опору діючим на елемент навантаженням, вводиться поняття "розрахункова глибина обвуглення",  $\xi$ .

### **10.3 Методика розрахунку вогнестійкості несучих дерев'яних конструкцій**

Зміна в умовах пожежі міцнісних, а для деревини і геометричних характеристик перерізів, сприяє зниженню несучої здатності елементів та вузлів дерев'яних конструкцій. Нормальні та дотичні напруження в перерізах елементів при цьому збільшуються. Граничний стан елемента дерев'яних конструкцій при пожежі настає у випадку досягнення нормальними (дотичними) напруженнями від нормативного навантаження значення величини міцності, що нормується (розрахункового опору), або зниження несучої здатності елемента до величини внутрішнього силового фактора.

**Таблиця 10.2 – Розрахункові опори  $R$  для визначення фактичних меж вогнестійкості дерев'яних конструкцій**

Напружений стан	Розрахункові опори для сортів деревини, МПа		
	1	2	3
1	3	4	5
Вигин	29	26	18
Стиск та зминання вздовж волокон деревини	26	23	16
Розтяг уздовж волокон деревини	20	15	-
Розтяг поперек волокон деревини	1,1	1,1	-
Сколювання вздовж волокон деревини	3,7	3,2	2,9
Клеєної	1,3	1,2	1,1

На рис. 10.2 показано графіки зміни напружень у перерізі елемента від глибини обвуглювання деревини та зниження несучої здатності від часу дії пожежі. Граничний стан дерев'яних конструкцій, елементів та їх з'єднань визначається наступними рівностями:

$$\sigma_f \leq R_f; \quad (10.2)$$

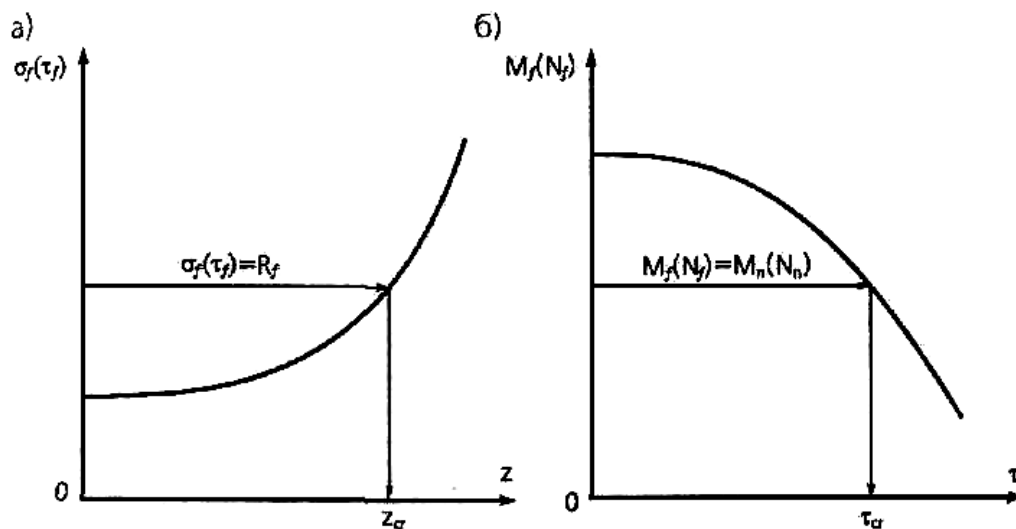
$$M_f(N_f) \leq M_n(N_n), \quad (10.3)$$

де  $\sigma_f$  та  $\tau_f$  – нормальні та дотичні напруження в розрахунковому перерізі від дії нормативних навантажень;  $R_f$  – розрахунковий опір для визначення межі вогнестійкості;  $M_f(N_f)$  – несуча здатність елемента або конструкції;  $M_n(N_n)$  – силові фактори в розрахунковому перерізі від нормативних навантажень.

Робочий переріз дерев'яного елемента, при досягненні якого внаслідок обвуглення настає граничний стан, зветься *критичним*, а розрахункова глибина обвуглення  $Z-Z_{cr}$  – *граничною*. Граничне значення глибини обвугленого шару деревини становить  $Z_{fcr} = Z_a - \delta$  (мм). Найменше значення часу від початку впливу температури на конструкцію в умовах пожежі до настання граничного стану її дерев'яних або металевих елементів, а також вузлів є значенням межі вогнестійкості дерев'яної конструкції, яке розраховується.

Розрахунок фактичних меж вогнестійкості дерев'яних конструкцій базується на таких припущеннях:

- нагрівання дерев'яних конструкцій виникає за режимом "стандартної" пожежі;
- в горизонтальному та вертикальному напрямках перерізу елемента деревина обвуглюється з постійною швидкістю;
- температура в різних точках необвугленого перерізу дерев'яного елемента приймається рівною 80 °С;
- міцнісні, пружні та теплофізичні характеристики в усіх точках необвугленої частини перерізу приймаються однаковими;
- радіус закруглення вузлів прямокутного перерізу  $r$  приймається рівним розрахунковій глибині обвуглення  $Z$ .



**Рисунок 10.2 – Залежність величини напружень у перерізі від:**  
**а – розрахункової глибини обвуглення;**  
**б – несучої здатності від часу дії пожежі**

На рис. 10.3 показано різні схеми обігріву дерев'яних елементів і конструкцій в умовах пожежі.

Фактична межа вогнестійкості дерев'яного елемента або конструкції  $P_{ф}$ , з умови втрати їх несучої здатності, дорівнює:

$$\Pi_{\phi} = \tau_o + \tau_{cr}, \quad (10.4)$$

де  $\tau_o$  – час від початку впливу на деревину температури при пожежі до початку обуглення, приймається за табл. 10.3;  $\tau_{cr}$  – час від початку обуглювання деревини до настання граничного стану при пожежі.

У формулі (10.4) час  $\tau_{cr} = \frac{Z_{cr} - \delta}{v}$ , де швидкість обуглення деревини  $v$  визначається за табл. 10.1. Якщо  $Z_{cr} < \delta$ , значення фактичної межі вогнестійкості дорівнює:

$$\Pi_{\phi} = \frac{Z_{cr} \tau_o}{\delta}. \quad (10.4a)$$

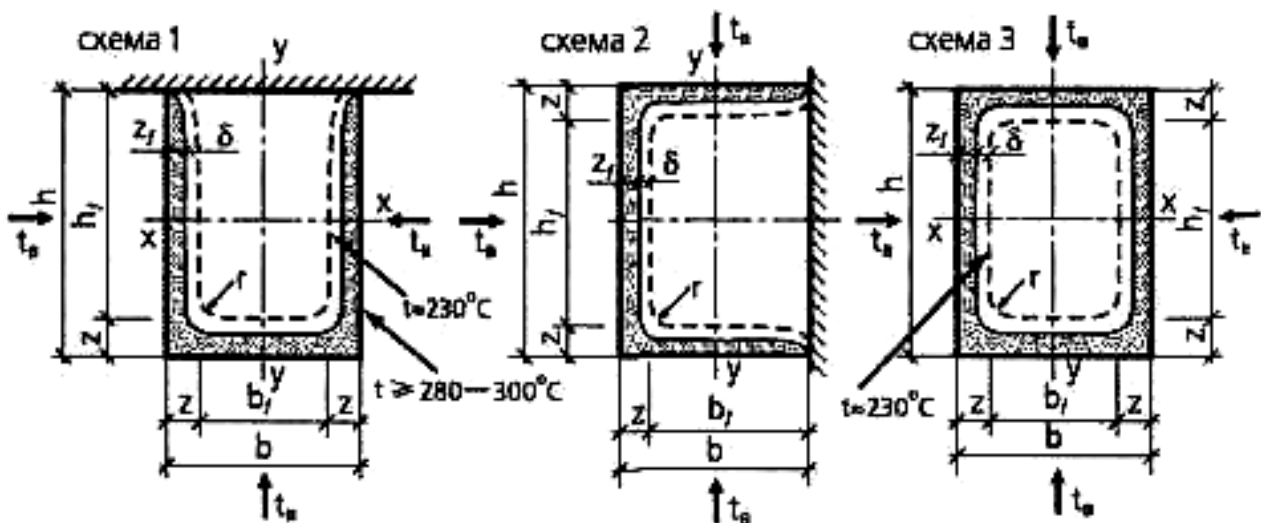


Рисунок 10.3 – Схеми обігріву дерев'яних елементів і конструкцій в умовах пожежі

За формулою (10.4) для визначення межі вогнестійкості дерев'яного елемента необхідно знати значення граничної глибини обуглення,  $Z_{cr}$ , яку можна визначити, використовуючи залежність "напруження – розрахункова глибина обуглення" (рис. 10.2, а) і рівняння (10.2). При визначенні межі вогнестійкості вузлових з'єднань елементів дерев'яної конструкції використовується залежність "несуча здатність – час дії пожежі" (рис. 10.2, б) і рівняння (10.3).

В умовах пожежі, через обуглення деревини виникає зміна геометричних характеристик розрахункового перерізу дерев'яного елемента або констру-

кції. Прямокутний переріз висотою  $h$  та шириною  $b$ , при  $h < b$ , має наступні геометричні характеристики: площа  $A$ , момент опору перерізу  $W$ , момент інерції перерізу  $J$ , статичний момент  $S$ .

**Таблиця 10.3 – Значення часу до початку обвуглення деревини**

Спосіб вогнезахисту	Час $\tau$ , хв
Без вогнезахисту при обробці антипіренами	4
Гіпсокартонний лист: ГКЛ ( $\delta=10$ мм), ГОСТ 6266-89 ГКЛ ( $\delta = 12,5$ мм), ГОСТ 6266-89	14
Піщано-цементна штукатурка товщиною 20...25 мм по металевій сітці	30
Напівжорстка негорюча мінераловатна плита товщиною 50 мм (ГОСТ 9573-89)	30
Азбестоцементноперлітовий плоский лист товщиною 10...12 мм	15
Спучуване покриття ВПД (4 шари), ГОСТ 25130-82 ОФП-9 (2 шари), ГОСТ 23790	88

При обігріві цього перерізу з трьох або чотирьох боків зміна геометричних характеристик враховується відповідними коефіцієнтами:  $\eta_{A3}, \eta_{W3}, \eta_{J3}, \eta_{S3}$  та  $\eta_{A4}, \eta_{W4}, \eta_{J4}, \eta_{S4}$ . Коефіцієнт зміни геометричної характеристики при пожежі визначається таким чином:

$$\eta = \frac{\text{геометрична характеристика при пожежі}}{\text{геометрична характеристика до пожежі}} \leq 1$$

Залежність значень цього коефіцієнта від розрахункової глибини обвуглення  $Z$  і розмірів перерізу  $h$  та  $b$  для різних схем обігріву перерізу дерев'яного елемента надана у нормативній літературі у вигляді графіків (див. додаток 35). З допомогою цих графіків визначається гранична глибина обвуглювання деревини  $Z_{cr}$ , величина якої не повинна перевищувати 0,25 найменшого розміру перерізу до пожежі. Залежно від схеми обігріву для таких характеристик як  $A$ ,  $W$ ,  $J$ ,  $S$  відносно осей  $X$  або  $Y$ , значення відповідного коефіцієнта  $\eta$  розглядається у вигляді функції  $\eta = f\left(\frac{z}{b}; \frac{z}{h}\right)$  або  $\eta = f\left(\frac{z}{h}; \frac{z}{b}\right)$ . Ці дані, залежно від схем обігріву прямокутного перерізу, надані в табл. 10.4.

Гранична глибина обвуглення для складених перерізів дерев'яних елементів, виконаних з окремих брусів, при ширині зазору, який перевищує 7 мм, ви-

значається з урахуванням зменшення розмірів внаслідок обвуглення кожного з елементів складеного перерізу.

**Таблиця 10.4 – Коефіцієнт  $\eta$  як функція відношень:  $h/b$ ,  $Z/h$  та  $b/h$  та  $Z/b$  залежно від схеми обігріву прямокутного перерізу**

Геометрична характеристика	Коефіцієнт $\eta$ (додаток 35)	
	обігрів з трьох боків (рис. 10.3, схема 1)	обігрів з чотирьох боків (рис. 10.3, схема 3)
$A$	$\eta_{A3} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$	$\eta_{A4} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$
$W_x$	$\eta_{W3} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$	$\eta_{W4} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$
$W_y$	$\eta_{W3} = f \left( \frac{h}{h}; \frac{Z}{b} \right)$	$\eta_{W4} = f \left( \frac{h}{h}; \frac{Z}{b} \right)$
$J_x$	$\eta_{J3} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$	$\eta_{J4} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$
$J_y$	$\eta_{J3} = f \left( \frac{h}{h}; \frac{Z}{b} \right)$	$\eta_{J4} = f \left( \frac{h}{h}; \frac{Z}{b} \right)$
$S_x$	$\eta_{S3} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$	$\eta_{S4} = f \left( \frac{h}{b}; \frac{Z}{h} \right)$

При несиметричному обігріві центрально та позацентрово навантажених дерев'яних елементів необхідно враховувати зсув центра ваги перерізу, внаслідок обвуглення, відносно точки прикладання зовнішнього поздовжнього зусилля. Порядок визначення межі вогнестійкості для центрально розтягнутих, центрально стиснутих (з умови міцності) дерев'яних елементів при обігріві перерізу з чотирьох боків і поперечно-згинальних (з умови міцності) за нормальним напруженням при обігріві елементів з трьох або чотирьох боків виконується в наступній послідовності:

- залежно від характеру роботи дерев'яного елемента визначається значення коефіцієнта зниження геометричної характеристики  $\eta$ ;
- залежно від схеми обігріву на рис. 10.3 знаходять відношення  $h/b$  або  $b/h$ ;
- з урахуванням геометричної характеристики (див. додаток 35), яка входить у формулу для визначення коефіцієнта  $\eta$ , розраховують значення відношення  $\frac{Z_{cr}}{h}$ ;  $\frac{Z_{cr}}{b}$  і, помноживши це відношення на  $h$  або  $b$ , знаходять значення  $Z_{cr}$ ;
- за формулою (10.4) розраховують шукану межу вогнестійкості дерев'яного елемента.



Наприклад, значення коефіцієнта  $\eta$  для центрально розтягнутих і центрально стиснутих (з умови міцності) дерев'яних елементів, які обігріваються з чотирьох боків, розраховують використовуючи рівняння (10.2):

– для центрально розтягнутого елемента 
$$\sigma_{ft} = R_{ft}; \quad (10.5)$$

– для центрально стиснутого елемента (з умови міцності) 
$$\sigma_{fc} = R_{fc}. \quad (10.6)$$

Значення нормальних напружень у вигляді рівнянь:

$$\sigma_{ft} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A4}}; \quad \sigma_{fc} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A4}}$$

підставляють у формули (10.5, 10.6) і тоді: 
$$\frac{N_n}{A \eta_{A4}} = R_{ft}; \quad \frac{N_n}{A \eta_{A4}} = R_{fc},$$

де  $A_n$  – площа перерізу елемента до пожежі нетто;  $N_n$  – зусилля розтягу або стиску від нормативного навантаження;  $R_{ft}$  та  $R_{fc}$  – розрахункові опори для визначення межі вогнестійкості розтягнутих і стиснутих елементів, значення яких надані в табл. 10.2.

Звідси значення коефіцієнта  $\eta_n$ , який враховує зменшення площі перерізу при пожежі для центрально розтягнутого та центрально стиснутого (з умови міцності) дерев'яних елементів, відповідно дорівнюють:

$$\eta_{A4} = \frac{N_n}{A_n R_{ft}} = \frac{\sigma_n}{R_{ft}}; \quad (10.7)$$

$$\eta_{A4} = \frac{N_n}{A_n R_{fc}} = \frac{\sigma_n}{R_{fc}}. \quad (10.8)$$

Аналогічно значення коефіцієнтів  $\eta_{w3}$  та  $\eta_{w4}$ , які враховують зменшення моменту опору дерев'яного елемента (з умови міцності згинального елемента за нормальними напруженнями), що обігрівається з трьох або чотирьох боків, дорівнюють:

$$\eta_{w3} = \frac{M_n}{W_n R_{fw}}; \quad (10.9)$$

$$\eta_{w4} = \frac{M_n}{W_n R_{fw}}, \quad (10.10)$$

де  $W_n$  – момент опору перерізу елемента до пожежі нетто;  $M_n$  – згинальний момент у перерізі від нормативного навантаження;  $R_{fw}$  – розрахунковий опір для визначення межі вогнестійкості згинальних дерев'яних елементів, значення якого наведено в табл. 10.2.

За наявності послаблень у розрахунковому перерізі значення  $A_n$  та  $W_n$  у формулах (10.7)–(10.10) приймають рівними площині  $A$  та моменту опору перерізу  $W$  бруття.

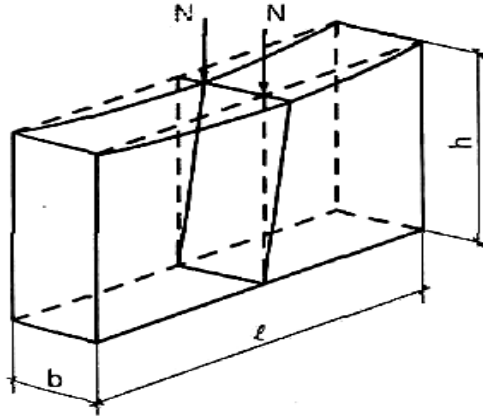
Таким чином, для розглянутих випадків значення коефіцієнта зміни геометричної характеристики дерев'яного елемента в умовах пожежі можна виразити загальною формулою через напруження в перерізі  $\sigma_n$  від дії нормативного навантаження, яке визначається залежно від характеру роботи елемента та розрахункового опору для визначення межі вогнестійкості:

$$\eta = \frac{\sigma_n}{R_f}. \quad (10.11)$$

При обвугленні розтягнутого або стиснутого елементів, які обігриваються з трьох боків, між лінією дії зусилля розтягу або стиску  $N_n$  та віссю, яка проходить через центр ваги необвугленого перерізу елемента, виникає ексцентриситет, значення якого дорівнює  $e_f = Z/2$ , де  $Z$  – розрахункова глибина обвуглення. В цьому випадку елементи працюють на розтяг з вигином або стиск із вигином, а їх межа вогнестійкості визначається як для елементів, що працюють в умовах складного опору.

При визначенні граничної глибини обвуглення  $Z_{cr}$  для оцінки межі вогнестійкості центрально стиснутого елемента (з умови міцності), який обігривається з чотирьох боків, згинального елемента з умови міцності за дотичними напруженнями та стійкості плоскої форми деформування (рис. 10.4), а також

елементів, що працюють в умовах складного опору, які обігріваються з трьох або чотирьох боків, необхідно побудувати графік залежності значень напружень  $\sigma_f(\tau_f)$  від розрахункових значень глибини обвуглення  $Z$ .



**Рисунок 10.4 – Втрата стійкості плоскої форми деформування згинального дерев'яного елемента**

Оцінка межі вогнестійкості дерев'яних елементів у цьому випадку виконується в такій послідовності:

– довільно задаються розрахунковими значеннями глибини обвуглення  $Z_i = Z_{fi} + \delta \leq 0,25b$  при  $b < h$ ;

– залежно від схеми обігріву (табл. 10.4 та рис. 10.3) визначають відношення  $\frac{h}{b} \left( \frac{b}{h} \right), \frac{Z_i}{h} \left( \frac{Z_i}{b} \right)$ ;

– за додатком 35 знаходять значення коефіцієнтів  $\eta_i$ , які враховують зміну геометричних характеристик ( $A, W, J, S$ );

– розраховують значення коефіцієнтів  $(\varphi_{fi}, \varphi_{mb}, K_{fi}, \xi_{fi})$ , які залежать від зміни розрахункової глибини обвуглення  $Z_i$ ;

– в межах заданих значень глибини обвуглення визначають величини напружень  $\sigma_{fi}(\tau_{fi})$  або параметра  $Y_{ii}$ , який використовується при розрахунку стійкості плоскої форми стиснуто-згинального елемента;

– будують графік залежності  $\sigma_{fi}(\tau_{fi})-Z_i$  або  $Y_{ii}-Z_i$ ;

– для граничного стану, при якому  $\sigma_{fi}(\tau_{fi})=R_f$ , а також для рівняння  $Y_f=1$  за

допомогою побудованого графіка знаходять значення граничної глибини обвуглення  $Z_{cr}$  ;

– далі за формулою (10.4) визначають межу вогнестійкості дерев'яного елемента.

В тому випадку, якщо значення напружень  $\sigma_i(\tau_i)$ , знайдені за розрахункової глибини обвуглювання  $Z = 0,25b$  ( $b \leq h$ ), є меншими за значення розрахункового опору  $R_f$ , за граничну глибину обвуглення приймають величину  $Z_{cr} = 0,25b$ .

Межа вогнестійкості поперечно-згинального дерев'яного елемента, а також елемента, який працює в умовах складного опору, назначається за мінімальним значенням межі вогнестійкості, яке розраховується з умови міцності за нормальними та дотичними напруженнями, а також з умови стійкості плоскої форми деформування.

Нижче приведені формули для розрахунку значень нормальних  $\sigma_{fi}$  та дотичних  $\tau_{fi}$  напружень і параметра  $Y_{ti}$ , а також коефіцієнтів і геометричних характеристик, які залежать від розрахункових значень глибини обвуглення  $Z_i$ .

Центрально-стиснутий елемент (з умови стійкості)

$$\sigma_{f1...i} = \frac{N_n}{\varphi_{1...i} A \eta_{A1...i}}, \quad (10.12)$$

де  $A$  – площа перерізу бруто;  $\varphi_{1...i}$  – значення коефіцієнта поздовжнього вигину.

За формулою (10.12) значення коефіцієнта  $\varphi_{1...i}$  розраховують залежно від значення гнучкості  $\lambda_{fi}$ . Причому вид емпіричних формул залежить від пружно-пластичних властивостей деревини:

а) при допущенні, що пружно-пластична стадія роботи спостерігається до граничного значення  $\lambda_{sp} \leq 90$  :

$$\varphi_{fi} = 1 - 0,625 \left( \frac{\lambda_{fi}}{100} \right)^2; \quad (10.13)$$

якщо граничне значення  $\lambda_{zp} \leq 70$  :

$$\varphi_{fi} = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda_{fi}}{100} \right)^2; \quad (10.13a)$$

б) при допущенні, що пружна стадія роботи спостерігається після граничного значення  $\lambda_{zp} > 90$ :

$$\varphi_{fi} = \frac{4000}{\lambda_{fi}^2}; \quad (10.14)$$

якщо граничне значення  $\lambda_{zp} > 70$ :

$$\varphi_{fi} = \frac{3000}{\lambda_{fi}^2}, \quad (10.14a)$$

де  $\lambda_{fi} = \ell_0 / i_{fi}$ ,  $i_{fi}$  – значення радіуса інерції;  $\ell_0$  – розрахункова довжина елемента:

$$\ell_0 = \mu \ell,$$

де  $\mu$  – коефіцієнт, який залежить від закріплення елемента на опорах (рис. 4.9);  $\ell$  – геометрична довжина елемента.

Значення радіуса інерції перерізу розраховують за формулою:

$$i_{fi} = \sqrt{\frac{J \cdot \eta_{Ii}}{A \cdot \eta_{Ai}}}, \quad (10.15)$$

де  $J$  та  $A$  – момент інерції та площа перерізу до пожежі брутто.

Для прямокутного перерізу висотою  $h$  та шириною  $b$  значення радіуса інерції дорівнюють:

– відносно осі  $x$ :

$$i_{fi} = 0,289h \sqrt{\frac{\eta_{li}}{\eta_{Ai}}}; \quad (10.16)$$

– відносно осі  $y$ :

$$i_{fi} = 0,289b \sqrt{\frac{\eta_{li}}{\eta_{Ai}}}, \quad (10.17)$$

де  $\eta_{li}$  та  $\eta_{Ai}$  – значення коефіцієнтів, які враховують зміну геометричних характеристик ( $I, A$ ); визначаються за табл. 10.4, рис. 10.2 і графіками.

Поперечно-згинальний елемент визначають:

– з умови міцності за дотичними напруженнями:

$$\tau_{fi} = \frac{Q_n S \eta_{si}}{J \eta_{li} (2 - k Z_i)}, \quad (10.18)$$

де  $Q_n$  – поперечна сила в розрахунковому перерізі від нормативного навантаження;  $S$  – статичний момент бруто до пожежі частини поперечного перерізу елемента, яка зсувається, відносно нейтральної осі ( $S = bh^2/8$  – для прямокутного перерізу відносно осі  $x$ );  $J$  – момент інерції бруто до пожежі поперечного перерізу елемента відносно нейтральної осі ( $J = bh^3/12$  – для прямокутного перерізу відносно осі  $x$ );  $b$  – ширина перерізу елемента;  $k$  – коефіцієнт, який дорівнює 2 (для схем обігріву 1 та 3 на рис. 10.3) та 1 (для схеми обігріву 2 на рис. 10.3);  $Z_i$  – розрахункові значення глибини обвуглення ( $Z_i \leq 0,25b$  при  $b \leq h$ );  $\eta_{si}, \eta_{li}$  – значення коефіцієнтів, які враховують зміну геометричних характеристик перерізу ( $S, J$ ), що визначаються за табл. 10.4, рис. 10.3 і графіками (див. додаток 35);

– з умови стійкості плоскої форми деформування:

$$\sigma_{fi} = \frac{M_n}{\varphi_{fi} W \eta_{wi}}, \quad (10.19)$$


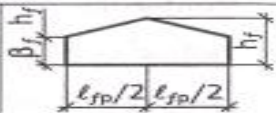
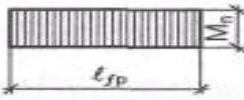
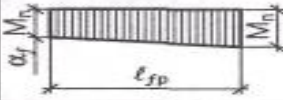
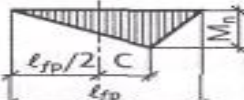
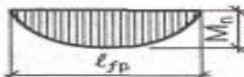

де  $M_n$  – максимальне значення згинального моменту на ділянці, що розглядається  $\ell_{fp}$ ;  $W$  – момент опору розрахункового перерізу до пожежі брутто відносно нейтральної осі ( $W = bh^2/6$  для прямокутного перерізу шириною  $b$  та висотою  $h$  відносно нейтральної осі  $x$ );  $\varphi_{fi}$  – значення коефіцієнта, що враховує стійкість плоскої форми деформування;  $\eta_{wi}$  – значення коефіцієнта, який враховує зміну геометричної характеристики ( $W$ ).

Значення коефіцієнта  $\eta_{wi}$  у формулі (10.19) для елемента прямокутного перерізу шириною  $b$  та висотою  $h$ , який не має закріплень з площини по розтягнутій від згинального моменту кромці, дорівнюють:

$$\varphi_{fi} = 250 \frac{\left( 1 - kZ_i \right)^2 K_{f\Phi} K_{fMi}}{\left( 1 - nZ_i \right)_{fp}}, \quad (10.20)$$

де  $K_{f\Phi}$  – коефіцієнт, який залежить від форми згинальних моментів на ділянці  $\ell_{fp}$  та визначається за формулами, наведеними в табл. 10.5;  $K_{fMi}$  – значення коефіцієнта, який враховує перемінну висоту перерізу згинального елемента; визначається за табл. 10.5 ( $K_{fMi} = 1$  для елементів з постійною висотою перерізу);  $\ell_{fp}$  – довжина ділянки між точками згинального елемента, що підкріплені зв'язками з площини;  $n = 1$  – для схеми обігріву 1,  $n = 2$  – для схем обігріву 2 та 3. В тому випадку, якщо значення добутку  $\varphi_{fi} \cdot \eta_{wi} \geq 1$  стійкість плоскої форми деформування за формулою (10.19) можна не перевіряти.

**Таблиця 10.5.** Значення коефіцієнтів  $K_{f\phi}$  та  $K_{f\phi,mi}$ , які використовуються при розрахунку на стійкість плоскої форми деформування згинальних елементів прямокутного перерізу

Форма епюри моментів	$K_{f\phi}$		$K_{f\phi,mi}$	
	при закрєпленні тільки по кінцям участка $\ell_{f\phi}$			
1	2	3	4	
	1	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{0,5}$	
	$1,75 - 0,75 \alpha_f$ $0 < \alpha_f \leq 1$	$\beta_f^{\frac{1}{3-\alpha_f}}$	$\beta_f^{0,5}$	
	$1,35 + 1,45 \left(\frac{C}{M_n}\right)^2$	$\beta_f^{\frac{1}{2+2\frac{C}{M_n}}}$	$\beta_f^{\frac{1}{3-2\frac{C}{M_n}}}$	
	1,13	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{2/5}$	
	2,54	$\beta_f^{0,25}$	$\beta_f^{0,5}$	

### ПРИКЛАД 10-А

Визначити межу вогнестійкості стиснутого дерев'яного стояка при обігріві з усіх боків за таких умов (рис. 10.5):

- швидкість згоряння  $v = 2$  мм/хв;
- розрахунковий опір стиску  $R_c = 4$  кН/см<sup>2</sup>;
- довжина стояка  $\ell = 3,5$  м; розміри поперечного перерізу 200×200 мм;
- поздовжня стискальна сила  $N_n = 100$  кН;
- гранична гнучкість  $\lambda_{cp} = 70$ .

**Мета задачі** – визначити інтервал часу від початку пожежі, протягом якого несуча здатність стояка зменшиться настільки, що виявиться меншою, ніж зовнішнє навантаження (визначити межу вогнестійкості дерев'яного стояка за першим граничним станом).

За нормальних умов експлуатації робочі напруження в перерізі стиснутих елементів можна розрахувати за формулою:

$$\sigma_{p,\max} = \frac{N}{\phi A_p}, \quad (10-A.1)$$



де  $A_p$  – розрахункова площа перерізу,  $m^2$ ;  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину;  $N$  – поздовжня стискальна сила, кН.

Гнучкість елемента  $\lambda$  є відношенням розрахункової довжини  $\ell_0$  до радіуса інерції  $i$ . У свою чергу розрахункова довжина залежить від висоти стояка та коефіцієнта гнучкості, який для дерев'яних конструкцій дорівнює  $\mu=1$  (див. рис. 4.9). Таким чином, гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{\ell_0}{i} = \frac{\mu \ell}{i}. \quad (10-A.2)$$

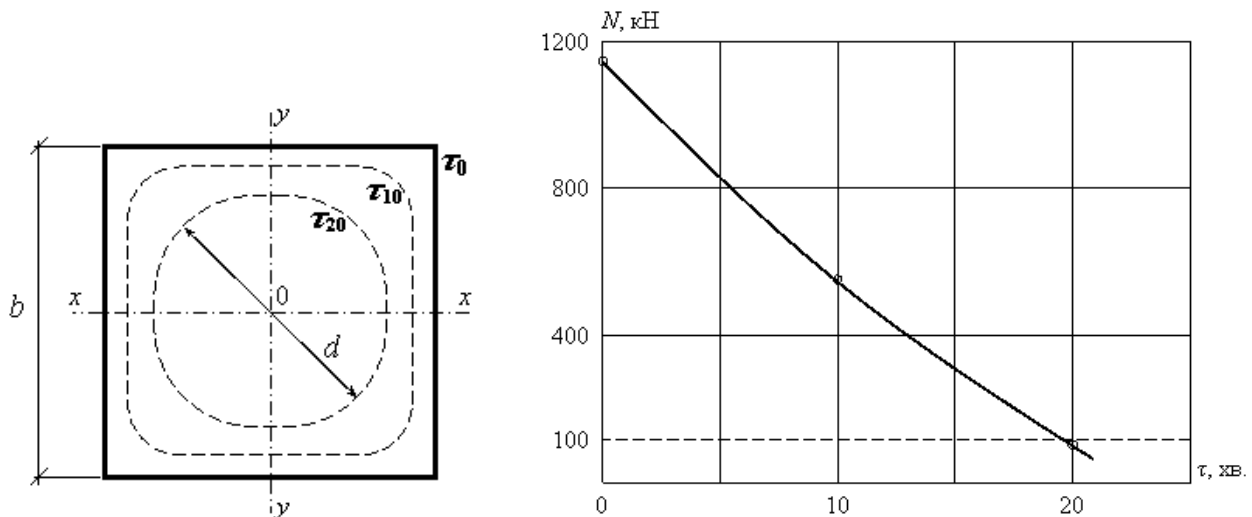
Радіус інерції залежить від форми перерізу та визначається для прямокутних перерізів за формулою:

$$i_{x(y)} = 0,29h(b). \quad (10-A.3)$$

Якщо прийняти площу несучого перерізу конструкції, що зменшується при обгорянні, за  $A_n$ , то за деякої заданої товщини шару обвуглення  $\delta_i$  можна розрахувати напруження за рівнянням:

$$N_i = \varphi \cdot A_i \cdot R_c. \quad (10-A.4)$$

В цьому випадку при нагріві стрижня стояка з 4-х боків можна розрахувати несучу здатність стояка у будь-який час.



**Рисунок 10.5 – Схема обвуглення дерев'яного стояка та графік зміни його несучої здатності при пожежі**

#### Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити параметри стояка до пожежі (гнучкість, коефіцієнт поздовжнього вигину, площу перерізу, несучу здатність);

- тривалість пожежі розбити на певні інтервали часу;
- для кожного інтервалу часу визначити зміни у параметрах стояка;
- розрахунок продовжувати до тих пір, поки несуча здатність стояка за певний інтервал часу не виявиться меншою, ніж зовнішнє навантаження.

### Розв'язок задачі

1. Визначення несучої здатності дерев'яного стояка до пожежі,  $\tau = 0$  хв.

Радіус інерції для квадратного перерізу:

$$i = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 200 = 57,8 \text{ мм} = 5,78 \text{ см.}$$

Гнучкість стояка: 
$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{350}{5,78} = 60,55 < 70.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$ :

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{60,55}{100} \right)^2 = 0,71.$$

Несуча здатність стояка до пожежі:

$$N = \varphi \cdot A_{cm} \cdot R_d = 0,71 \cdot 400 \cdot 4 = 1130 \text{ кН.}$$

Запропоновано тривалість пожежі умовно розбити на інтервали часу по 10 хвилин.

2. Розрахунок несучої здатності стояка через  $\tau = 10$  хв. від початку вогневого впливу:

– переріз стояка:  $A_{10} = [b - (\tau \cdot v)]^2 = [20 - (10 \cdot 2 \cdot 0,2)]^2 = 16^2 = 256 \text{ см}^2;$

– радіус інерції для квадратного перерізу:  $i_{10} = 0,289 \cdot 16 = 4,62 \text{ см};$

– гнучкість стояка: 
$$\lambda_{10} = \frac{350}{4,62} = 76 > 70;$$

– коефіцієнт поздовжнього вигину: 
$$\varphi_{10} = \frac{3000}{\lambda_{fi}^2} = \frac{3000}{76^2} = 0,52;$$

– несуча здатність стояка: 
$$N_{10} = 0,52 \cdot 256 \cdot 4 = 536 \text{ кН.}$$

Несуча здатність стояка через 10 хвилин після початку пожежі перевищує зовнішнє навантаження. Тому треба продовжити розрахунки для наступних інтервалів часу, доки несуча здатність стояка не знизиться до величини поздовжньої стискальної сили, яка діє на дерев'яний елемент.

Зручно результати розрахунків оформити у вигляді таблиці та побудувати графік зниження міцності дерев'яного стояка (див. рис. 10.5), згідно якого визначити фактичну межу вогнестійкості конструкції.

3. Розрахунок несучої здатності стояка через  $\tau = 20$  хв. від початку вогневого впливу:

– товщина стояка:  $d_{20} = 20 - (10 \cdot 0,4) = 12$  см;

– переріз стояка після 20 хвилин горіння нагадує коло, тому його площа:

$$A_{20} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 12^2}{4} = 113 \text{ см}^2 ;$$

– радіус інерції для круглого перерізу:  $i_{20} = 0,25 \cdot 12 = 3$  см;

– гнучкість стояка:  $\lambda_{20} = \frac{350}{3} = 117 > 70$ ;

– коефіцієнт поздовжнього вигину:  $\varphi_{20} = \frac{3000}{\lambda_{fi}^2} = \frac{3000}{117^2} = 0,22$ ;

– несуча здатність стояка:  $N_{20} = 0,22 \cdot 113 \cdot 4 = 99$  кН.

Несуча здатність стояка через 20 хвилин після початку пожежі зменшилася настільки, що стала нижче рівня зовнішнього навантаження. За побудованим графіком (див. рис. 10.5) графоаналітичним способом фактична межа вогнестійкості визначається як  $P_{\phi} = 19$  хв.

#### 10.4 Вогнезахист елементів дерев'яних конструкцій та їх вузлів

Пожежна небезпека дерев'яних конструкцій може бути знижена за рахунок їх вогнезахисної обробки просочувальними та фарбувальними сполуками, а також використання захисних конструктивних заходів.

Для глибокого просочування деревини в автоклавах рекомендовано використовувати водорозчинні сполуки типу МС 1:1; МС 3:7; ББ-П, ПП.

Деревина, просочена цими сполуками, відноситься до важкогорючих матеріалів.

Сполуки МС не змінюють кольору деревини, надають деревині біостійкості, однак сприяють зниженню її міцності на 10 %, знижують здатність склеюватися та офарблюватися, легко вимиваються з деревини, а контакт просоченої деревини з металом викликає його корозію. Дані сполуки рекомендовано вико-

ристовувати в будівлях з відносною вологістю повітря в період експлуатації не більше 80 %.

Препарат типу ББ-11 не змінює кольору деревини, підвищує її міцність на стиск уздовж волокон і на поперечний вигин, не викликає корозії металу, володіє біозахисними властивостями, є безпечним для людей та тварин, не перешкоджає склеюванню та фарбуванню деревини.

Для просочування деревини способом нанесення на поверхню (занурення, розпилення, нанесення кистю) використовують сполуки МС і ПП. Оброблена цими сполуками деревина відноситься до групи важкозаймистих матеріалів.

Сполука ПП не перешкоджає офарбленню деревини, але не має біозахисних властивостей, легко вимивається з деревини, без додаткового вологозахисту може експлуатуватися тільки в сухих приміщеннях.

Глибоке просочування використовується тільки для елементів конструкцій, виконаних із суцільної деревини. Для виготовлення клеєної конструкції дошки, оброблені глибоким просочуванням в антипіренах, важко склеїти, тому клеєні елементи обробляються фарбувальними сполуками та сполуками для поверхневого просочування.

Елементи дощатого каркаса в огорожувальних конструкціях обов'язково підлягають глибокому просочуванню антипіренами, а клеєні ребра повинні пройти поверхневу обробку вогнезахисними сполуками.

Вогнезахист листів фанери різними сполуками мало перспективний через її розклеювання в умовах пожежі. З метою утримання фанерного обшивання, приклеєного до каркаса, у проектному положенні рекомендовано додатково використовувати оцинковані шурупи.

Вогнезахист балок, виготовлених із суцільної деревини, виконується за допомогою глибокого або поверхневого просочування антипіренами, а клеєні балки захищаються вогнезахисними фарбами. Клеєфанерні балки, найбільш небезпечні в пожежному відношенні, можна захищати мінераловатними плитами товщиною 50 мм, які утримуються в робочому положенні додатковими шарами фанери.

Якщо дозволяють умови експлуатації внутрішніх приміщень будівлі, більш ефективним захистом клеєних та клеєфанерних балок може служити підвісна стеля.

Також є ефективним застосування підвісної стелі для вогнезахисту металодерев'яних ферм. Коли умови виключають використання підвісної стелі, дерев'яні і сталеві елементи ферм, а також її вузли необхідно обробляти вогнезахисними сполуками.

Вогнезахист поверхонь дерев'яних елементів арок і рам виконується аналогічно. Найбільш небезпечними в пожежному відношенні є вузли таких конструкцій, вихід яких з ладу визначає межу вогнестійкості усієї конструкції. Вони повинні бути оброблені вогнезахисними сполуками, ефективність яких визначає несучу здатність конструкції в умовах пожежі.

Сталеві затяжки в розпірних конструкціях, які можуть піддаватися безпосередньому впливу температури при пожежі, також повинні оброблятися вогнезахисними сполуками.

При розробці заходів, спрямованих на зниження пожежної небезпеки дерев'яних конструкцій, необхідно звертати увагу на вогнезахист зв'язків, що забезпечують стійкість як окремих несучих конструкцій та їх елементів, так і просторову жорсткість усієї будівлі. Елементи зв'язків у будівлях з використанням дерев'яних конструкцій можуть виконуватися з клеєної та суцільної деревини, а також із фасонної сталі. Дерев'яні елементи зв'язків піддаються глибокому просочуванню антипіренами або поверхневій обробці вогнезахисними сполуками. Сталеві елементи зв'язків, а також вузли кріплення дерев'яних та сталевих елементів зв'язків повинні бути захищені від безпосереднього впливу на них температури при пожежі.

### **Питання для самоконтролю**

1. Наведіть причини обвалення дерев'яних елементів конструкцій під час пожежі.
2. Розкрийте етапи обуглення деревини дерев'яних конструкцій при пожежі.

3. Порівняйте поведінку суцільних та клеєних елементів дерев'яних конструкцій при пожежі.
4. Що таке граничний стан елемента дерев'яних конструкцій при пожежі?
5. Що таке критичний переріз дерев'яного елемента?
6. Наведіть припущення при розрахунку фактичних меж вогнестійкості дерев'яних конструкцій.
7. Вкажіть схеми обігріву дерев'яних елементів і конструкцій в умовах пожежі.
8. Розкрийте порядок визначення межі вогнестійкості для центрально розтягнутих та центрально стиснутих (з умови міцності) дерев'яних елементів.
9. Наведіть умови стійкості центрально стиснутого елемента.
10. Розкрийте основні способи вогнезахисту елементів дерев'яних конструкцій.

**ЧАСТИНА ТРЕТЯ**  
**РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ**  
**ОСОБЛИВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

**РОЗДІЛ 11. ВПЛИВ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ**  
**НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

**11.1 Загальні поняття про землетруси**

Швидкі, раптові струси земної кори, викликані різного роду природними причинами, називаються *землетрусами*. Основна причина землетрусів – розрядка внутрішніх напруг Землі. Землетруси мають місце, головним чином, в зонах активних рухів земної кори. Ці зони називаються *сейсмічними* (грець. seismos – коливання).

Область усередині Землі, де раптово виділяється потенційна енергія, називається *сейсмічним осередком*. Центр області називають *гіпоцентром H*, а його проекцію на поверхню Землі – *епіцентром E*. Відстань між гіпоцентром і епіцентром – *глибина сейсмічного осередку*. За глибиною сейсмічного осередку землетруси поділяють на:

- поверхневі – відстань від епіцентру до гіпоцентру до 10 км;
- нормальні – 10...75 км;
- проміжні – 75...300 км;
- глибокофокусні – 300...700 км.

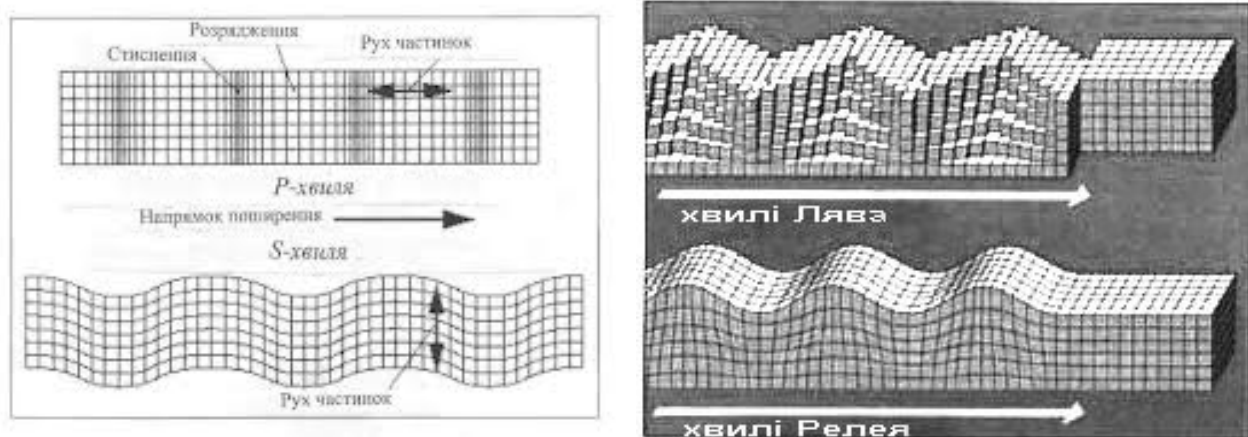
Пружні коливання, що розповсюджуються в Землі від осередків землетрусів, вибухів та інших джерел, називають *сейсмічними хвилями*. Швидкість розповсюдження хвиль залежить від щільності і пружності середовища. Швидкість має тенденцію до зростання у міру заглиблення: в земній корі вона становить 2...8 км/с, а при заглибленні до мантії – 13 км/с. Розрізняють *об'ємні* та *поверхневі сейсмічні хвилі*; у свою чергу об'ємні хвилі поділяють на *подовжні* і *поперечні* (рис. 11.1).

*Поверхневі сейсмічні хвилі* – це такі, що розповсюджуються тільки уздовж

поверхні Землі. Швидкість поверхневих хвиль менше швидкості об'ємних хвиль. Через свою низьку частоту, час дії і велику амплітуду вони є найбільш руйнівними зі всіх типів сейсмічних хвиль. Розрізняють два типи поверхневих хвиль: *хвилі Лява* і *Релея*.

*Хвилі Релея* (J.Strutt, Baron Rayleigh, 1842–1919) – розповсюджуються вздовж границі твердої поверхні з повітрям з вертикальною поляризацією. У них вектор коливального зміщення часток розташований у площині, перпендикулярній до поверхні, а частки рухаються по еліпсам.

*Хвилі Лява* (A. Love, 1863–1940) – розповсюджуються горизонтальною поляризацією, тобто поперечно відносно напрямку розповсюдження, а пружна деформація у них є чистим зсувом.



**Рисунок 11.1 – Види сейсмічних хвиль**

*Об'ємні хвилі* проходять крізь надра Землі.

*Подовжні сейсмічні хвилі* (*Р-хвилі, первинні хвилі, компресійні хвилі*) – найбільш швидкі хвилі, що розповсюджуються від джерела сейсмічних коливань і є чергуванням послідовних стиснень і розрядок матеріалу. Подовжні хвилі проходять через всі середовища. Їх швидкість у 1,7 разу є вищою за швидкість поперечних S-хвиль. Стандартна швидкість Р-хвиль у граніті – 5000 м/с.

*Поперечні сейсмічні хвилі* (*S-хвилі, вторинні хвилі*) – сейсмічні хвилі, що розповсюджуються повільніше, ніж подовжні Р-хвилі. Вони складаються з пружних коливань, поперечних по відношенню до напрямку розповсюдження



хвилі. Поперечні хвилі не проходять через рідину.

Сейсмічні хвилі у міру віддалення від сейсмічного осередку втрачають інтенсивність. Зменшується і сейсмічна енергія. Ці зміни на спеціальних сейсмічних картах позначають *ізолініями (ізосейстами)*. Кожна ізосейста з'єднує точки з рівною щільністю потоку сейсмічної енергії. Дальність розповсюдження багато в чому визначається геологічною будовою району. У складчастих областях сейсмічні хвилі затухають значно швидше, ніж на рівнинах.

В Україні до сейсмічно небезпечних районів віднесені Карпати і Крим. Сейсмічна зона Криму займає південну частину півострова. Тут відомі землетруси силою до 8 балів.

За причинами, що їх викликають, землетруси поділяють на *тектонічні, вулканічні і денудаційні*.

**Тектонічні** землетруси пов'язані з розрядженням напруг, що періодично накопичуються в земній корі і верхній мантії внаслідок рухів блоків та брил, що зачіпають різні глибини земної кори і верхню мантію. На них припадає 95 % всіх землетрусів.

**Вулканічні** землетруси передують виверженням вулканів або супроводжують їх. Вони мають локальне розповсюдження: обмежені областю, прилеглою до діючого вулкана.

**Денудаційні** (або *обвальні*) землетруси відбуваються в районах розповсюдження легкорозчинних гіпсових, сольових і карбонатних порід, де виникають значних розмірів карстові порожнини і печери. Підземний обвал віддає по поверхні сейсмічним поштовхом. На частку денудаційних припадає близько 1 % всіх відомих землетрусів. Один з найбільш сильних денудаційних землетрусів спостерігався в Харківській області в 1915 р.

Коливання ґрунту, викликані проходженням поверхневих хвиль, фіксуються за допомогою приладів – *сейсмографів* і записуються у вигляді *сейсмограм*. **Сейсмограми** – основний документ, що характеризує землетрус. На них відбиті амплітуди подовжніх, поперечних і поверхневих хвиль.

Основні показники сили землетрусу – його енергія та інтенсивність. Ене-

рґія, що виділяється при розрядженні напруг у сейсмічному осередку, вимірюється у джоулях або магнітудах. *Магнітуда*  $M$  – умовна енергетична характеристика землетрусу. За відомим значенням енергії у сейсмічному осередку  $E$  магнітуду обчислюють за формулою:

$$M = \frac{2}{3} (\lg E - 11,8). \quad (11.1)$$

Практично магнітуду обчислюють за логарифмом відношення амплітуди коливань землетрусу  $A_r$ , який вивчається, до амплітуди коливань стандартного землетрусу  $A$ :

$$M = \lg(A_r / A). \quad (11.2)$$

Як еталонний, або стандартний землетрус, прийнято землетрус із амплітудою 1 мкм, який можна зареєструвати на відстані 100 км сейсмографом стандартного типу.

Шкала, запропонована Ч. Ріхтером (Ch.F. Richter, 1900–1985), налічує 9 магнітуд. Між енергією і магнітудами існує залежність. Співвідношення магнітуди, енергії та інтенсивності землетрусів наведені в табл. 11.1.

**Таблиця 11.1 – Співвідношення інтенсивності, магнітуди та енергії землетрусів**

Характер землетрусів	Інтенсивність, бали	Магнітуда, $M$	Енергія $E$ , Дж	Число землетрусів на рік (частота землетрусів)
Катастрофічне	11...12	8,0...9,0	$10^8$	1
Сильно руйнівне	9...11	7,0...7,9	$10^{16}$	10
Руйнівне	7...9	6,0...6,9	$10^{14}$	100
Супроводжується пошкодженнями	6...7	5,0...5,9	$10^{12}$	1000
Тільки відчувається	4...5	3,0...3,9	$10^8$	100000

При глибокофокусних землетрусах поверхні Землі досягає лише 7–8 % енергії, що виділяється. Тому невеликі за енергією землетруси з малою глибиною сейсмічного осередку бувають більш руйнівними, ніж глибокофокусні з високою енергією сейсмічного осередку.

*Інтенсивність землетрусу* характеризує силу підземних поштовхів на поверхні Землі. Для оцінки її розвитку використовують 12-бальну шкалу MSK-1964 (табл. 11.2). В її основу покладені ступінь руйнування будівель, зміни у ґрунтах, поведінка людей та інші ознаки. Характер руйнувань на поверхні залежить від напрямку ударної хвилі.

**Таблиця 11.2 – Класифікація землетрусів за проявами за шкалою MSK-1964**

<b>VI</b>	<b>3,0...3,9 М</b>	Легкі пошкодження будівель. Спостерігаються тонкі тріщини у штукатурці. У сирих ґрунтах з'являються тріщини шириною до 1 см.
<b>VII</b>	<b>4,0...4,9 М</b>	Легкі та значні пошкодження будівель. Спостерігаються тріщини та сколювання штукатурки. Спостерігаються випадки руйнування споруд із природного каменю (глинобитних і з рваної цегли). На дорогах з'являються тріщини, порушуються стики трубопроводів.
<b>VIII</b>	<b>5,0...5,9 М</b>	Сильне пошкодження будівель. Руйнується багато будівель із природного каменю. У кам'яних будівлях з'являються численні великі тріщини та розшарування кладки, руйнування окремих ділянок стін, обсипається штукатурка. Тріщини у ґрунтах досягають декількох сантиметрів.
<b>IX</b>	<b>6,0...6,9 М</b>	Загальне пошкодження будівель. Руйнування стін та перекриттів. Окремі випадки руйнування цегляних споруд. Скривлюються залізничні колії. Тріщини у ґрунтах досягають 10 см завширшки.
<b>X</b>	<b>7,0...7,9 М</b>	Загальне руйнування будівель. Цегляні будівлі руйнуються, серйозні пошкодження виникають у дамбах, греблях, мостах. Дорожні асфальтовані покриття набувають хвилястої поверхні. Тріщини у ґрунтах досягають 1 м. На берегах річок, морів, схилах гір спостерігаються великі обвали, випадки випліскування води через береги озер, каналів, річок.
<b>XI</b>	<b>8,0...8,9 М</b>	Катастрофа. Ушкоджуються будівлі залізобетонних конструкцій. Значних руйнувань зазнають мости, дамби, залізничні колії. Рівна поверхня стає хвилястою. Ширина тріщин у ґрунтах досягає 1 м. Уздовж розривів відбуваються вертикальні й горизонтальні переміщення гірських порід.

Між енергією землетрусу та його інтенсивністю існує залежність, що виражається формулою:

$$M = 1,3 + 0,6 B, \quad (11.3)$$

де  $M$  – магнітуда;  $B$  – інтенсивність землетрусу, балів.

## 11.2 Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах

Сейсмічними вважають райони, де зареєстровані або теоретично очікувані землетруси у 6 балів та вище. Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах зведено до вжиття таких заходів:

1. Вибір ділянки для будівництва.
2. Вибір конструктивного рішення (КР) та об'ємно-планувального рішення (ОПР).
3. Забезпечення високої якості будівництва.
4. Поділ будівель і споруд антисейсмічними швами.

Будівельні майданчики під населені пункти і споруди обираються з урахуванням геологічних даних, якнайдалі від можливих або явних розривних порушень, далеко від крутих схилів, що загрожують обвалами і зсувами. Несприятливими для будівництва вважають пухкі ґрунти і тріщинуваті породи.

При виборі ділянки для забудови враховують такі поняття як *сейсмостійкість* будівельних об'єктів та *сейсмічність* будівельного майданчика.

*Сейсмостійкістю* називають здатність ґрунтів, будівель і споруд протистояти сейсмічним впливам. Заходи з підвищення сейсмостійкості будівель застосовуються у районах із сейсмічністю у 7 балів і вище. Нормативне обґрунтування цих заходів здійснюється за «ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України». За сейсмічності більше 9 балів зведення капітальних будівель заборонено.

*Сейсмічність будівельного майданчика* залежить від сейсмічності району та сейсмостійкості ґрунтів, на яких розташовано майданчик та які поділяються на категорії. Сейсмічну інтенсивність майданчика будівництва визначають з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування (СМР), яке виконується для районів із сейсмічністю 6 і більше балів. У разі відсутності карт сейсмічного мікрорайонування допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно з табли-

цею 11.3.

При проектуванні будівель зазвичай приймають нормативну сейсмічність будівельного майданчика, яка відповідає 2-й категорії. Для ґрунтів 1-ї категорії розрахункова сейсмічність знижується на 1 бал, а для ґрунтів 3-ї категорії – підвищується на 1 бал, порівняно з нормативною.

Відомо, що споруди, які будуються у сейсмічно небезпечному районі, проектуються так, щоб відповідати різним критеріям поведінки за різної інтенсивності землетрусів.

**Таблиця 11.3 – Сейсмічність майданчика будівництва залежно від категорії ґрунтів**

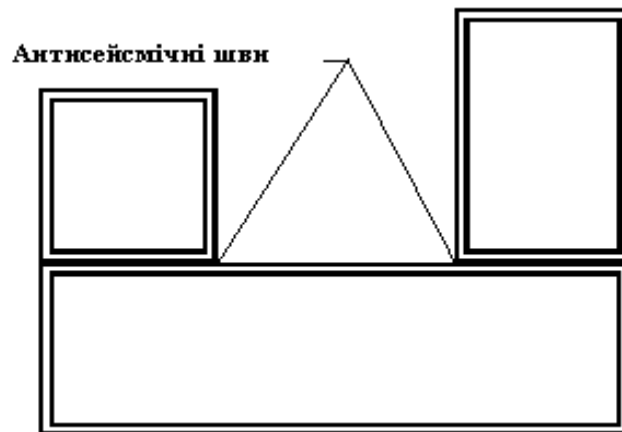
Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Сейсмічність майданчика будівництва при сейсмічності району, балів				Швидкості розповсюдження сейсмічних хвиль у ґрунті, $v_s$ , м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі, які вміщують до 30 % піщано-глинистого заповнювача. Глибина ґрунтових вод більше 15 м.	5	6	7	8	$v_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі; піски гравелісті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі; пілуватоглинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків та $e < 0,7$ – для супісків. Глибина ґрунтових вод 15...5 м.	6	7	8	9	$500 < v_s < 800$
III	Піски крихкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравелісті крупні; дрібні та пілуваті вологі та водонасичені; пілуватоглинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$ ; пілуватоглинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ – для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ – для супісків. Глибина ґрунтових вод – менше 4 м.	7	8	9	10	$200 < v_s < 500$
IV	Піски крихкі водонасичені, схильні до розрідження; насипні ґрунти; пливуні, біогенні ґрунти та намули	За результатами спеціальних досліджень				$v_s < 200$

При проектуванні сейсмостійких споруд дотримуються таких принципів:

**1. Принцип симетрії:** маса і жорсткість конструкції повинні бути розподілені рівномірно і симетрично відносно площин симетрії, що проходять крізь центр ваги споруди. Тобто будівлі проектують простої форми у плані та симетричними (круг, квадрат, прямокутник). Будівлі складної форми у плані поділя-

ють на відсіки простої форми *антисейсмічними швами* (рис. 11.2) у вигляді парних стін (у стінових будівлях) або парних рам (у каркасних будівлях).

**2. Принцип гармонії:** необхідно дотримуватися пропорційності у розмірах будівлі; при цьому її довжина або висота не повинні бути надзвичайно великими. Граничні розміри, поверховість, висоту поверхів будівель приймають згідно з вимогами ДБН В.1.1-12:2006.



**Рисунок 11.2 – Приклад проектування будівель складної форми в сейсмічних районах**

**3. Принцип антиважкості:** необхідно проектувати споруду якомога більш легкою, з центром ваги, розташованим якнайнижче.

**4. Принцип еластичності:** матеріали в конструкції бажано застосовувати міцні, легкі, такі, що мають пружні властивості; конструкції з них повинні мати однорідні властивості.

**5. Забезпечення замкнутого контуру:** несучі елементи конструкції повинні бути зв'язані між собою, утворюючи замкнуті контури як у вертикальному напрямку, так і в горизонтальному.

**6. Забезпечення надійності фундаментів:** для сейсмостійких конструкцій фундаменти повинні бути міцними, достатньо глибоко закладеними, бажано на податливих прошарках або спеціальних субструкціях, що замінюють слабкі ґрунти, для забезпечення однорідності і міцності ґрунтової основи. Стрічкові збірні фундаменти закладають на одній відмітці та роблять неперервними. Ростверк пальового фундаменту роблять низьким, заглибленим у ґрунт. Реко-

менддовано застосовувати суцільний плитний фундамент. Підвал розташовується під усім відсіком. В каркасних будівлях фундаменти під колони зв'язують між собою неперервними залізобетонними фундаментними балками у вигляді перехресних стрічок.

**7. Застосування сейсмоізоляції:** доцільно застосовувати пристрої, що знижують інтенсивність коливальних процесів, які передаються від ґрунту на будівлю.

При будівництві дамб і мостів підсилюють їх основи, влаштовують більш пологі укоси. Нові конструкції будівель здорожують будівництво, але це врешті-решт виправдовує себе: рятує життя багатьом людям, зберігає від руйнування дороги промислові об'єкти.

Будівлі і споруди слід розділяти антисейсмічними швами у випадках, якщо:

- будівля або споруда має складну форму в плані;
- суміжні ділянки будівлі або споруди мають перепади висот 5 м і більше. В одноповерхових будівлях заввишки до 10 м за розрахункової сейсмічності 7 балів антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлі і споруди по всій висоті. Допускається не влаштовувати шов у фундаменті, за винятком випадків, коли антисейсмічний шов співпадає з осадовим.

Сходові клітки слід передбачати закритими, такими, що мають у зовнішніх стінах віконні отвори. Розташування і кількість сходових кліток слід визначати за результатами розрахунку, що виконується відповідно до вимог «ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожеж. Пожежна безпека будівель та споруд», але приймати не менше однієї сходової клітки між антисейсмічними швами в будівлях заввишки більше трьох поверхів.

Антисейсмічні шви слід виконувати шляхом зведення парних стін або рам, а також зведення рами і стіни.

### 11.3 Міцність будівельних матеріалів за сейсмічних навантажень

*Міцність* будівельних матеріалів і конструкцій залежить не тільки від фізичних властивостей, але багато в чому визначається тими умовами, в яких вони знаходяться за експлуатаційних навантажень. В умовах землетрусів міцнісні характеристики матеріалів, природно, більшою мірою визначатимуться особливостями самого сейсмічного навантаження.

Однією з таких особливостей, характерною для всякого землетрусу, є короткочасність дії навантаження, тобто порівняно мала кількість циклів його повторення. Іншим чинником, що має велике значення для роботи будівельних конструкцій і матеріалів, є частота навантаження.

Як свідчать численні експериментальні дослідження, споруди коливаються з частотою, що відповідає частоті їх власних коливань, незалежно від частот зовнішньої дії. Періоди ж вільних коливань більшості будівель і споруд становлять близько 0,1...2,0 с, та, отже, частота динамічного навантаження, що впливає на споруду в умовах землетрусів, знаходитиметься, в основному, в межах 0,5...10 Гц.

Розглядаючи несучу здатність конструкцій і матеріалів, слід мати на увазі, що сильний землетрус – явище відносно рідкісне, тому забезпечення експлуатаційної повноцінності об'єктів після землетрусу може бути економічно недоцільним, оскільки термін служби таких будівель може бути меншим за період повторюваності сильних землетрусів. Тому в сейсмостійкому будівництві не ставиться вимога забезпечення повного збереження і придатності до подальшої експлуатації будівель, що зазнали сейсмічних навантажень; головне – забезпечити безпеку людей і збереження найбільш цінного майна. Така вимога визначає поняття граничного стану конструкції; у конструкціях можна допустити будь-які деформації, які, проте, не призведуть до обвалення.

У цих умовах гранична несуча здатність конструкцій може визначатися тільки граничними міцнісними характеристиками матеріалів. Наприклад, несуча здатність залізобетонних конструкцій не повинна обмежуватися моментом



появи в арматурі напруг, відповідних межі текучості арматурної сталі; вона повинна визначатися межею її міцності, що, природно, приводить до істотного збільшення несучої здатності.

Як наголошувалося раніше, несуча здатність сталі, бетону, залізобетону та інших матеріалів в умовах сейсмічних дій визначається, в основному, динамічним характером навантаження за порівняно невеликої кількості циклів його дії. При цьому міцнісні характеристики, природно, відрізнятимуться як від міцності при одноразовому швидкому навантаженні (ударі), так і від міцності при великому, обчислюваному мільйонами циклів, числі навантажень (втомна міцність). Проте оскільки міцність матеріалів в області нечисленних повторних навантажень до певної міри пов'язана і з їх ударною та втомною міцністю, треба розглянути більш загальну характеристику несучої здатності матеріалів за різних видів навантажень.

Для прикладу можна розглянути такий будівельний матеріал як сталь. Дослідження сталі показали, що її ударна міцність на 20...40 % є вищою за статичну, а межа текучості при ударі зростає, в порівнянні зі статичними випробуваннями, на 30...60 %. Слід зазначити, що м'які сталі, які мають добрі пластичні властивості, виявляють значно помітніше збільшення міцнісних характеристик, ніж крихкі.

Збільшення міцнісних характеристик зі зміною швидкості навантаження спостерігається і в інших будівельних матеріалів, наприклад, у бетоні, алюмінії, деревині. Ударна міцність алюмінієвих сплавів на 20...30 % є вищою за статичну межу міцності. Міцність бетону на стиснення при ударі виявляється вищою за  $R_{n,n}$ , причому це перевищення, залежно від швидкості навантаження, коливається в діапазоні від 10 % до 85 %. Ударна міцність деревини при вигині на 10...75 % є вищою за своє статичне значення. Тобто як правило, міцнісні характеристики будівельних матеріалів підвищуються зі зростанням швидкості додавання навантаження.

Міцнісні характеристики будівельних матеріалів залежать від повторності додавання навантаження. Дослідами встановлено, що якщо матеріал піддавати

дії навантаження, величина якого є дещо меншою за статично руйнуючу, то після деякого числа повторень навантаження викликає руйнування цього матеріалу. Якщо потім зменшити величину навантаження, то для руйнування такого ж зразка вже буде потрібна більша кількість циклів. За зменшення навантаження до певної межі стане можливим навантажувати зразок нескінченну кількість разів без руйнування. Ця характеристика матеріалу носить назву "*межа втоми*", або "*витривалість*".

Практично *межею витривалості* прийнято вважати максимальну напругу, яку матеріал витримує в кількості  $5 \cdot 10^6$  або  $5 \cdot 10^7$  циклів.

Дослідження втомної міцності сталі, бетону, залізобетону та інших будівельних матеріалів були проведені багатьма ученими. За даними цих досліджень, величина межі витривалості для сталі становить близько  $0,5 R_{n,n}$  (при  $n = 6 \cdot 10^6$  та  $q = 0$ ), для бетону на стиск – приблизно  $0,5 \dots 0,6 R_{n,n}$  (при  $n = 2 \cdot 10^6$  та  $q = 0$ ). Для залізобетонних елементів межа витривалості залежить від відсотка армування і коливається в межах  $0,4 \dots 0,6 R_{n,n}$ .

Слід зазначити, що втомна міцність матеріалів залежить від цілого ряду чинників: від виду напруженого стану, меж зміни напруг при кожному циклі динамічного навантаження (коефіцієнта асиметрії  $q = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ ), швидкості навантаження, режиму зміни амплітуд напруг та ін.

Міцнісні характеристики будівельних матеріалів в області обмеженої втоми мають безпосереднє відношення до несучої здатності за сейсмічних навантажень.

Дослідженням міцності сталі, бетону, залізобетону, алюмінію у сфері нечисленних повторних навантажень останнім часом приділяється багато уваги. Було встановлено, що в цьому діапазоні на міцність і деформативність будівельних матеріалів впливають як швидкість додавання навантаження, що веде до збільшення міцнісних характеристик матеріалів, так і повторність динамічної дії, що знижує несучу здатність. Істотний вплив на зниження міцнісних показників конструктивних елементів справляють також "*перевантажувальні цикли*", що мають місце, як це вже було відмічено, при землетрусах.

У результаті досліджень несучої здатності матеріалів (сталі, алюмінію і бетону) і простих конструкцій (балок і стояків) при нечисленних повторних навантаженнях вдалося встановити, що залежність між міцністю і логарифмом числа навантажень для досліджуваних матеріалів має прямолінійний характер і може бути виражена рівняннями: для сталі  $\sigma_n = R_{n.n} (1,34 - 0,13 \lg n)$ ; для алюмінію  $\sigma_n = R_{n.n} (1,41 - 0,15 \lg n)$ ; для бетону  $\sigma_n = R_{n.n} (1,15 - 0,09 \lg n)$ .

Таким чином, міцність сталі, алюмінію і бетону за порівняно невеликого числа повторних навантажень (до 80...100 циклів) у ряді випадків перевищує статичну межу міцності, а при одноразовому навантаженні ( $n = 1$ ) це перевищення стає вельми значним (для сталі А-I – 30 %, для алюмінієвого сплаву АМг/кб1 – 40 % і для бетону марки 200 – 15 %), тобто швидкість навантаження істотно впливає на міцнісні характеристики матеріалів.

Величина відносного подовження  $\mu$  при розриві для балок зі звичайного і попередньо напруженого залізобетону, армованого сталлями класів А-I, А-IIIв і А-IV, за різного вмісту арматури, становить: для сталі класу А-I – близько 25 %, для сталей класів А-IIIв і А-IV – 6 %.

Для залізобетонних балок з арматурою класу А-I  $\mu = 1,7$  %; з арматурою класу А-III  $\mu = 1,0$  %.

У результаті проведених досліджень було встановлено залежність міцності зразків від кількості циклів динамічного навантаження.

Як показує аналіз поведінки будівель, що зазнали сильних землетрусів, одним з основних чинників, що справляють вирішальний вплив на поведінку конструктивних елементів при сейсмічних навантаженнях, є деформативні властивості матеріалів, оскільки вони, в основному, визначають запаси несучої здатності конструкцій. Вище наголошувалося, що при будь-якому землетрусі разом з більш-менш стабільним значенням амплітуд динамічного навантаження зустрічаються і перевантажувальні цикли. Ці "піки" є найбільш небезпечними для крихких матеріалів, оскільки межа пружності в них є близькою до межі міцності, і якщо зовнішнє навантаження навіть протягом деякого проміжку часу викличе в такому матеріалі напруги, що перевищують межу пружності, то його

несуча здатність вичерпується і наступає руйнування.

Саме таким матеріалом, що не є здатним до пластичних деформацій, для якого є надзвичайно небезпечними перевантаження, є цегляна кладка. Так, під час ташкентського землетрусу спостерігалися достатньо сильні пошкодження будівель з несучими цегляними стінами, тоді як будівлі інших типів майже не постраждали.

Велику роль відіграють шви і стикові з'єднання між різними конструктивними елементами. Матеріал шва може відрізнятись від матеріалу елементів. Поведінка конструкцій під час землетрусів зумовлена характером зв'язків.

#### 11.4 Системи сейсмосахисту будівель і споруд

Загальна класифікація систем сейсмосахисту споруд представлена на рис. 11.3. Вона складається з традиційних методів забезпечення сейсмостійкості та спеціальних засобів сейсмосахисту.

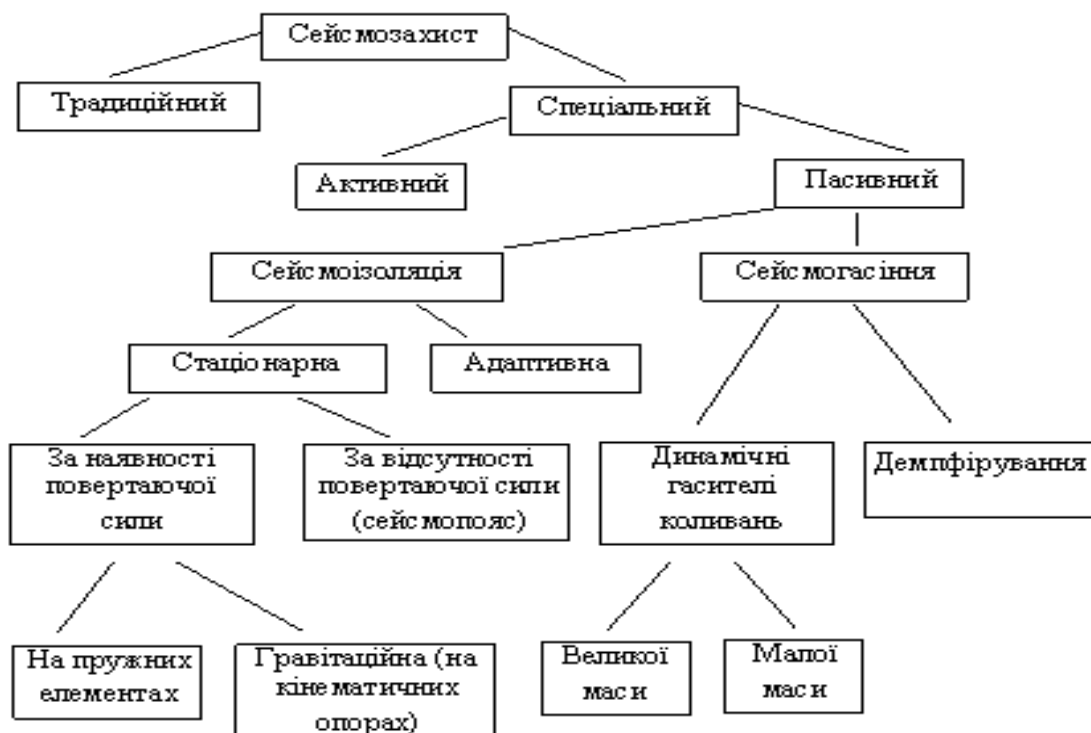


Рисунок 11.3 – Класифікація систем сейсмосахисту

## **11.4.1 Традиційні методи забезпечення сейсмостійкості**

### **1. Цегляні будівлі**

Цегляні будинки висотою до чотирьох поверхів є найпоширенішим типом будівель у сейсмічних районах.

Міцнісні і деформаційні властивості кам'яних кладок є такими, що вони погано чинять опір дії сейсмічних навантажень. Вразливими місцями будівель при землетрусах є ділянки з'єднання поздовжніх і поперечних стін. При дії горизонтальних сил у площині перекриттів найскладніше зусилля зсуву сприймаються в місцях з'єднання перекриттів зі стінами.

Тому в кам'яних стінах влаштовуються окремі залізобетонні включення, що істотно підвищують несучу здатність кам'яних конструкцій.

У стінових будівлях стійкість та жорсткість несучих стін підсилюється залізобетонними *обв'язками замонолічування, антисейсмічними поясами та антисейсмічними сердечниками.*

### **2. Великопанельні будівлі**

Зведення великопанельних будинків у сейсмічних районах вважають більш доцільним, бо вони приблизно у 2 рази є легшими за цегляні та мають більшу просторову жорсткість. Нові будівлі із залізобетонними конструкціями витримують підземні поштовхи силою до 8 балів і більше.

Великопанельні будівлі для підвищення механічної міцності слід проектувати з подовжніми і поперечними несучими стінами, об'єднаними між собою і з перекриттями та покриттями в єдину просторову систему, що сприймає сейсмічні навантаження.

Зовнішні стіни розраховують на горизонтальні навантаження. У будівлях вище 5 поверхів застосовують панелі з подвійною арматурою. Перекриття рекомендовано виконувати з панелей "на кімнату" з рифленими гранями.

### **3. Каркасні будівлі**

У каркасних будівлях конструкцією, що сприймає горизонтальне сейсмічне навантаження, може служити: каркас, каркас із заповненням, каркас із

вертикальними зв'язками, діафрагмами або ядрами жорсткості.

Для сприйняття сейсмічних впливів жорсткі вузли залізобетонних каркасів будівель повинні бути посилені застосуванням зварних сіток, спіралей або замкнутих хомутиків.

В каркасних будівлях враховують додаткові сейсмічні горизонтальні навантаження, встановлюючи діафрагми і зв'язки.

Деякі землетруси викликають у каркасних будівлях руйнування колон за великих переміщень нижнього поверху. Одним з можливих шляхів збереження колон нижнього поверху, а значить і будівлі в цілому, є застосування в нижньому поверсі *резервних жорстких вертикальних елементів (РВЕ)*, що *викликаються (що руйнуються)* у процесі наростання амплітуд коливань споруди при деяких сейсмічних діях. Виключення цих РВЕ викликає перебудову внутрішньої структури системи, зміну її динамічних характеристик і підвищує надійність споруди при сейсмічних діях різного типу.

#### **11.4.2 Спеціальні засоби сейсмосахисту**

Спеціальні засоби сейсмосахисту є на сьогодні одним з найбільш перспективних напрямів у галузі сейсмостійкого будівництва.

Згідно з прийнятою класифікацією, всі методи спеціального *сейсмосахисту* можна поділити на *активні* (що мають додаткове джерело) і *пасивні*. Такий поділ відповідає термінології, що склалася, в теорії віброзахисту.

Активний *сейсмосахист* включає додаткові джерела енергії та елементи, що регулюють роботу цих джерел, проте його реалізація вимагає значних витрат на улаштування й експлуатацію. Це виключає можливість широкого застосування активного сейсмосахисту для будівельних конструкцій. Далі розглядаються спеціальні методи пасивного сейсмосахисту, які не використовують додаткових джерел енергії. Ці методи поділяють на *сейсмоізоляцію* та *сейсмогасіння*.

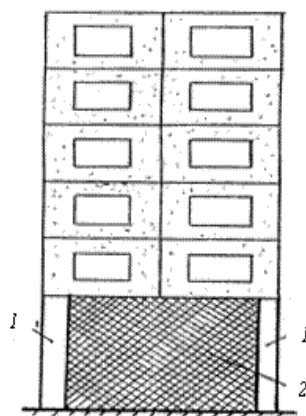
У *системах сейсмоізоляції* забезпечується зниження механічної енергії,

одержуваної конструкцією від основи, шляхом настроювання частот коливань споруди від переважаючих частот дії. Розрізняють *адаптивні* і *стаціонарні* системи сейсмоізоляції.

В *адаптивних* системах динамічні характеристики споруди незворотно змінюються у процесі землетрусу, "приспосовуючись" до сейсмічної дії. Наприклад, у нижній частині будівлі між несучими стояками нижнього поверху встановлюють зв'язкові панелі (рис. 11.4), що відключаються (руйнуються) при інтенсивних сейсмічних діях, коли у спектрі дії переважають періоди, рівні або близькі до періоду вільних коливань споруди. Після відключення панелей частота вільних коливань падає, період збільшується, внаслідок чого відбувається зниження сейсмічного навантаження. Як недоліки *адаптивних* систем слід вказати, що після руйнування зв'язків, які вимикаються, під час землетрусу необхідне їх відновлення, що не завжди можна здійснити практично.

У *стаціонарних* системах динамічні характеристики зберігаються у процесі землетрусу.

Найбільшого розповсюдження серед систем стаціонарної сейсмоізоляції набули *сейсмоізолюючі фундаменти*, які достатньо широко застосовуються у практиці сейсмостійкого будівництва.



**Рисунок 11.4 – Приклад застосування *адаптивної* системи сейсмоізоляції:  
1 – несучі стояки; 2 – зв'язкові панелі**

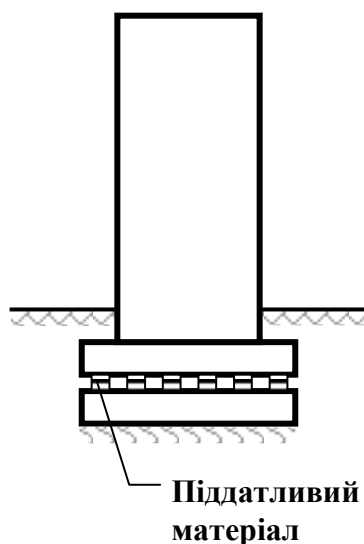
Основні принципи влаштування сейсмоізолюючих фундаментів зводяться до того, що:

- їх доцільно застосовувати в районах, для яких упевнено прогножуються високо- і середньочастотні землетруси з періодом прискорення не більше 1 с (у районах, для яких є характерними низькочастотні землетруси, сейсмоізолюючі конструкції не рекомендовані);
- вони повинні обов'язково включати систему додаткових засобів сейсмозахисту, що знижують небезпечні відносні зсуви ізолюваного об'єкта; такими засобами можуть бути спеціальні пристрої енергопоглинання, наприклад, динамічні гасителі, енергопоглиначі сухого і в'язкого тертя і т.п.

Всі конструкції сейсмоізолюючих фундаментів можна поділити на дві великі групи, залежно від того, виникає чи не виникає повертаюча сила при взаємному зсуві сейсмоізолюваних частин споруди.

Сейсмоізоляція, яка не забезпечує повертаючої сили, що діє на сейсмоізолюючі частини конструкцій, реалізується шляхом влаштування *ковзаючого поясу* (рис. 11.5). При землетрусі за збільшенням горизонтального навантаження сила тертя долається і відбувається прослизання верхньої фундаментної плити відносно нижньої. При цьому вдається у декілька разів знизити навантаження на устаткування і будівлю. Перевагами цієї конструкції є її відносна простота і чіткість роботи. Недоліком слід вважати відсутність можливості регулювання сил тертя.

Сейсмичні коливання можна істотно знизити за рахунок використання сипких матеріалів у вигляді піску, щебеню, гравію тощо у фундаментних частинах сейсмоізолюваної споруди (рис. 11.6).

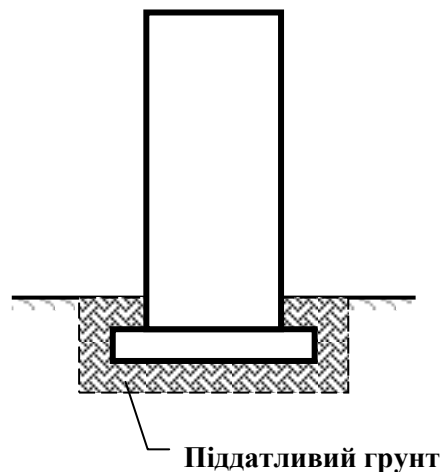




**Рисунок 11.5 – Приклад застосування системи ковзаючого поясу у фундаменті споруди**

Ефект зниження сейсмічного навантаження у результаті пропонуванних заходів може бути дуже великим, проте важко підібрати оптимальні характеристики сейсмоізолюючих фундаментів такого типу, не ясна їх поведінка при низькочастотних землетрусах, немає можливості регулювання параметрів демпфування і т.п.

Конструкції, в яких виникає повертаюча сила між сейсмоізолюючими частинами споруди, можна поділити на дві групи: *із пружними та кінематичними опорами гравітаційного типу.*



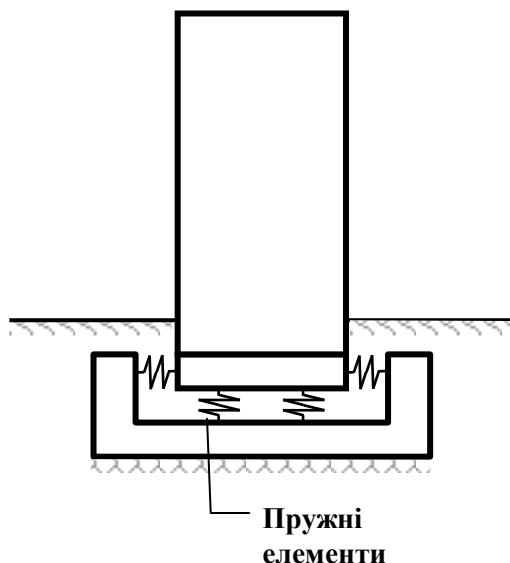
**Рисунок 11.6 – Приклад системи сейсмоізолюючого фундаменту з використанням сипких матеріалів**

У системі з пружними елементами амортизуючі опорні елементи виконуються з різних еластичних матеріалів (гуми, поліхлоропрену, фторопласту і т.п.) і пружних елементів (рис. 11.7). Ці опори можуть надійно захищати конструкції від сейсмічних дій.

Дослідження споруд на гумометалевих опорах указують на їх високу надійність, проте вартість самих фундаментів виявляється значною і може досягати 30 % від вартості будівлі.

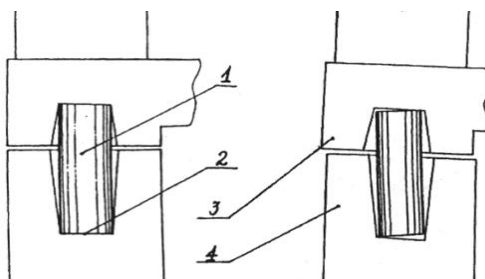
Застосування таких пристроїв дозволяє знизити сейсмічні навантаження і внутрішні зусилля, викликані ними, в конструкціях будівель. Проте серйозною

проблемою при проектуванні споруд на пружних опорах виявилася складність забезпечення їх міцності при значних взаємних зсувах сейсмоізолюваних частин фундаменту.



**Рисунок 11.7 – Приклад системи сейсмоізолюючого фундаменту з пружними елементами**

Принцип роботи конструкцій гравітаційного типу на гравітаційних кінематичних опорах полягає в тому, що під час землетрусу центр тяжіння опор піднімається (рис. 11.8), в результаті чого утворюється гравітаційна поновлююча сила. При цьому коливання будівлі відбуваються біля положення рівноваги, і їх початкова частота й період залежатимуть від геометричних розмірів використовуваних опор.



**Рисунок 11.8 – Приклад системи сейсмоізолюючого фундаменту гравітаційного типу на гравітаційних кінематичних опорах**

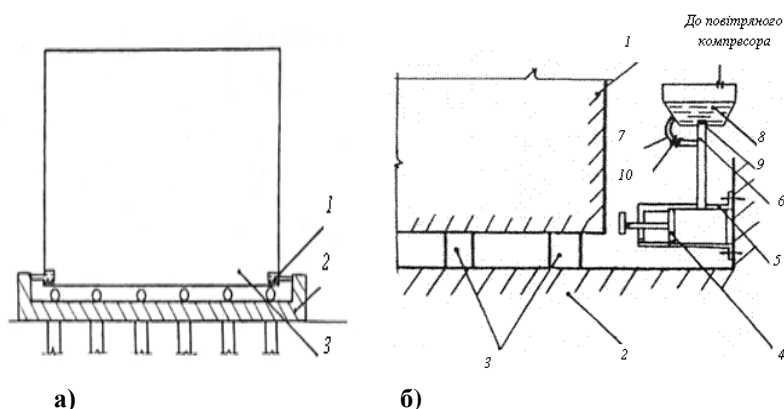
Пропоноване рішення дозволяє збільшити площу передачі навантаження

на опорні частини і тим самим зменшити виникаючі напруги в зоні контакту рухомих елементів із опорними частинами.

У системах *сейсмогасіння*, що включають енергопоглиначі і динамічні гасителі, значний ефект гасіння коливань досягається шляхом використання спеціальних поглиначів енергії, що мають підвищені *дисипативні властивості*. Механічна енергія конструкції, що коливається, переходить в інші види енергії, що приводить до демпфування коливань або до перерозподілу енергії від захищеної конструкції до гасителя. Розсіювання енергії в системах *сейсмогасіння* відбувається за рахунок:

- роботи сил пластичної деформації,
- сухого або в'язкого тертя;
- застосування пружнофрикційних зв'язків;
- динамічних гасителів коливань.

*Енергопоглиначі* сухого або в'язкого тертя, що застосовуються в системах сейсмоізоляції фундаментів (рис. 11.9), можуть використовуватися не тільки у вигляді нерозривного зв'язку між досліджуваним об'єктом і основою, але також і як обмежувачі переміщення, що встановлюються із заданим зазором. Вони є найбільш зручними, з погляду практичної реалізації та експлуатації.



**Рисунок 11.9 – Приклад системи з енергопоглиначами сухого або в'язкого тертя**

**а) 1 – енергопоглинач; 2 – підземна сейсмоізолююча частина будівлі; 3 – надземні конструкції будівлі;**

**б) 1 – надземні конструкції споруди; 2 – нижня частина фундаменту; 3 – вертикальні амортизуючі елементи; 4 – поршень гідросистеми; 5 – циліндр гідросистеми; 6 – патрубок; 7 – перехідна трубка; 8 – резервуар; 9 –**

зворотний клапан; 10 – дросель

Застосування пружнофрикційних зв'язків (рис. 11.10) дозволяє не тільки значно підвищити дисипативні властивості системи, але й регулювати її енергопоглинаючу здатність, настроювати систему на оптимальний режим роботи. Втіленням фрикційних зв'язків є штучне розрізання остову будівлі на самостійні несучі блоки, з'єднані між собою у швах фрикційними зв'язками. Як фрикційні зв'язки можуть використовуватись, наприклад, болтові з'єднання.

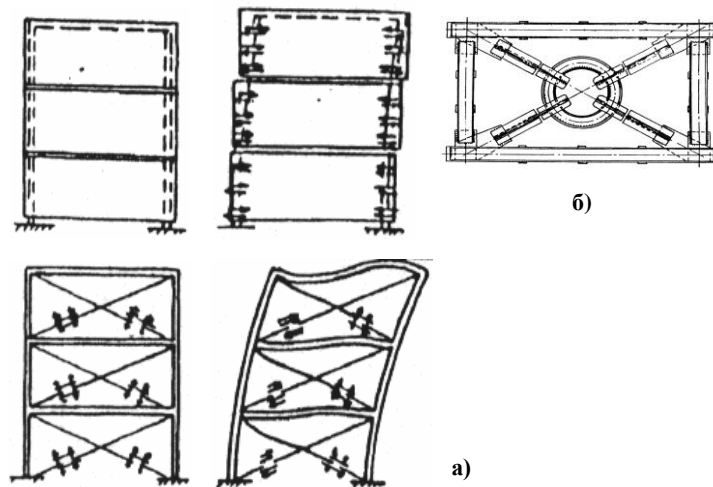
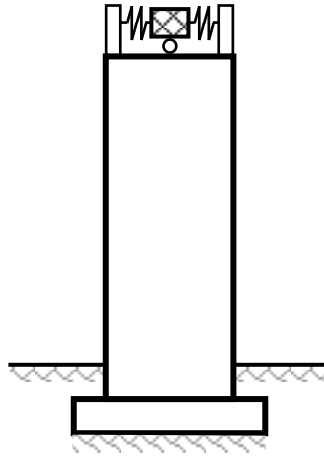


Рисунок 11.10 – Приклади систем з енергопоглиначами пружнофрикційних зв'язків (а). Пластичні енергопоглиначі в системах зв'язків сталевих каркасів (б)

У системах сейсмогасіння з *динамічним гасителем коливань (ДГК)*, як на рис. 11.11, механічна енергія конструкції, що коливається, не тільки може переходити в інші види енергії, але і перерозподілятися від конструкції, що захищається, до гасителя. Для забезпечення ефективної роботи ДГК потрібне істотне збільшення гасячої маси. Системи сейсмогасіння з ДГК використовують для захисту хмарочосів.

Існують адаптивні *системи сейсмотрахисту*, динамічні характеристики яких можуть змінюватися (самонастроюватися) і пристосовуватися до спектрального складу землетрусу. Один із різновидів таких систем – комбінована система, що складається з кінематичних опор і упорів-обмежувачів переміщень. Існує декілька конструктивних рішень, що по-різному втілюють цю систему.

Кожне з конструктивних рішень має специфічні особливості, які так чи інакше можуть вплинути на будівлю при землетрусі, її сейсмічну реакцію і врешті решт сейсмічність.



**Рисунок 11.11 – Приклад системи з динамічним гасителем коливань**

### **11.5 Методи розрахунку будівель на сейсмічні впливи**

Розрахунок конструкцій і фундаментів будівель та споруд для будівництва в сейсмічних районах повинен виконуватися на основні та особливі сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій. В особливе сполучення навантажень входять постійні, ймовірні довготривалі та короткочасні навантаження, сейсмічні дії, а також дії, що обумовлені деформаціями основи при замочуванні просідаючих ґрунтів.

При розрахунку будівель і споруд (окрім транспортних і гідротехнічних) на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів до розрахункових значень навантажень вводяться коефіцієнти сполучень за табл. 11.4.

**Таблиця 11.4 – Значення коефіцієнтів сполучень**

Види навантажень	Значення коефіцієнта сполучень, $n_c$
Постійні для залізобетонних, кам'яних, дерев'яних конструкцій	0,9
Те саме для металевих конструкцій	0,95

Тимчасові тривалі	0,8
Короткочасні (на перекриття та покриття)	0,5

Розрахунки споруд на особливі сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій належить виконувати із використанням:

- а) *спектрального методу* – слід виконувати для всіх будівель і споруд. Цей метод є достатнім для будівель і споруд простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані не більше 30 м;
- б) *прямого динамічного методу* – із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або стандартного набору синтезованих акселерограм – для будівель і споруд особливо відповідальних, заввишки понад 50 м (більше 16 поверхів) та споруд із прогонами більше 30 м або із принципово новими конструктивними рішеннями. При цих розрахунках слід враховувати можливість розвитку непружних деформацій конструкцій.

Сейсмічні дії можуть мати будь-який напрям у просторі. При цьому максимальні амплітуди прискорень основи слід приймати не менше 100, 200 або 400 см/с<sup>2</sup> при сейсмічності майданчиків будівництва 7, 8 і 9 балів відповідно.

Для будівель і споруд простої геометричної форми розрахункові сейсмічні навантаження слід приймати такими, що діють горизонтально у напрямку їх подовжньої і поперечної осей. Дію сейсмічних навантажень у вказаних напрямках слід враховувати роздільно.

При розрахунку споруд складної геометричної форми слід враховувати найбільш небезпечні для даної конструкції або її елементів напрямку дії сейсмічних навантажень.

Вертикальну складову сейсмічної дії необхідно враховувати при розрахунку:

- горизонтальних і похилих консольних конструкцій;
- прольотних споруд мостів;
- рам, арок, ферм, просторових покриттів будівель і споруд прольотом

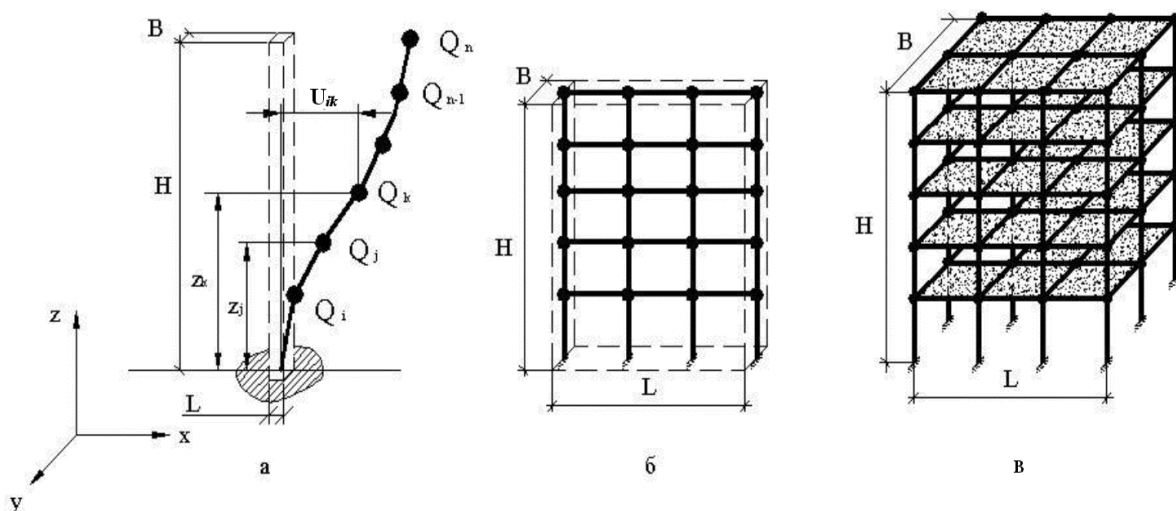
- 12...24 м та більше залежно від сейсмічності майданчика;
- будівель, споруд і фундаментів на стійкість проти перекидання або проти ковзання;
  - пальових конструкцій з високим ростверком;
  - міцності несучих стін із кам'яної кладки;
  - опорних елементів сейсмоізоляції.

### Спектральний метод розрахунку

При визначенні розрахункових значень горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою  $H$ , яка перевищує у два і більше разів її ширину  $B$  і довжину  $L$ , допускається приймати розрахункову схему (рис. 11.12, а) у вигляді багатомасового пружно-деформованого консольного стрижня, жорстко закріпленого на основі, який несе зосереджені маси вагою  $Q_k$ , розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух в одному з напрямків ( $x$  або  $y$ ).

При ширині будівлі  $B$ , яка в три і більше разів є меншою від двох інших її розмірів ( $H$  і  $L$ ), допускається приймати розрахункову схему (рис. 11.12, б) у вигляді багатомасової пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів.

Як правило, рекомендовано використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рис. 11.12, в).



**Рисунок 11.12 – Розрахункові схеми будівель і споруд:**  
а – у вигляді багатомасового консольного стрижня; б – у вигляді

**багатомасової перехресної системи; в – у вигляді просторової динамічної моделі**

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження  $S_{ki}$ , прикладеного до точки  $k$  і яке відповідає  $i$ -й формі власних коливань будівлі або споруди, треба визначати за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki} , \quad (11.4)$$

де  $k_1$  – коефіцієнт, що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівлі і приймається за табл. 11.5;

$k_2$  – коефіцієнт відповідальності споруди, приймається за табл. 11.6;

$k_3$  – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5) , \quad (11.5)$$

де  $n$  – кількість поверхів у будівлі. Максимальне значення  $k_3$  приймається не більше 2,0 (в тому числі для рамних, рамно-зв'язкових та зв'язкових систем), а для стінових та каркасно-стінових конструктивних систем – не більше 1,8;

$S_{0ki}$  – горизонтальне сейсмічне навантаження за  $i$ -ою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{zp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki} , \quad (11.6)$$

де  $Q_k$  – навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці  $k$  і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 2.1.1.

$a_0$  – відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічністю 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт А і В – залежно від розрахункових значень  $a_0$  згідно з таблицею 11.7;

$k_{zp}$  – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів; вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконане на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань відповідно до таблиці 11.3, і приймається за таблицею



11.8;

$\beta_i$  – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає  $i$ -й формі власних коливань будівлі або споруди; приймається відповідно до рис. 11.13;

$\eta_{ki}$  – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рис. 11.12); визначається за формулою:

а) для консольної розрахункової схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (11.7)$$

де  $U_i(z_k)$  і  $U_i(z_j)$  – переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за  $i$ -ю формою;

$n$  – число зосереджених навантажень;

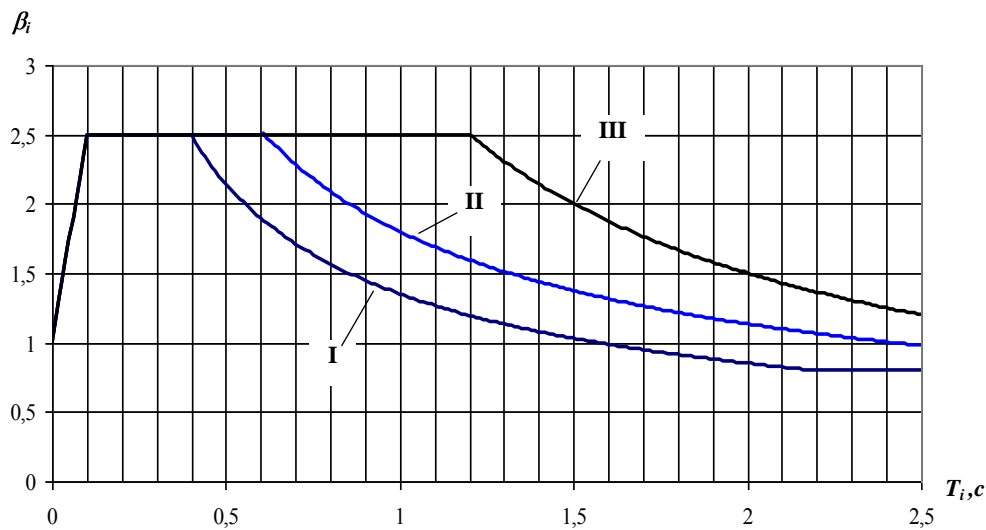
б) для перехресної та просторової розрахункових схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (11.8)$$

де  $\cos(U_{ki}, U_0)$  – косинуси кутів між напрямками переміщення  $U_{ki}$  і вектора сейсмічної дії  $U_0$ .

**Таблиця 11.5 – Коефіцієнт  $k_L$ , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівель**

Конструктивні рішення систем і несучих елементів споруд	Значення коефіцієнта $k_L$
1. Споруди, в яких залишкові (непружні) деформації і локальні пошкодження (осідання, тріщини тощо) не допускаються	1,0
2. Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть допускатись залишкові деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів і т.п., що утруднюють нормальну експлуатацію, при забезпеченні безпеки людей і збереження устаткування (житлові, громадські, виробничі, сільськогосподарські будівлі і споруди; гідротехнічні і транспортні споруди; системи енерго- і водопостачання, пожежні депо, системи пожежогасіння, деякі споруди зв'язку і т.п.)	0,25...0,7
3. Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть допускатись значні залишкові деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів, їх зміщення і т.п., що тимчасово припиняє нормальну експлуатацію, при	0,2...0,3



**Рисунок 11.13 – Значення спектрального коефіцієнта динамічності  $\beta_i$ , залежно від категорії ґрунту (I–III) за сейсмічними властивостями та періоду власних коливань  $T_i$  будівлі**

Розрахункові значення поперечної і подовжньої сил, вигинаючого і перекидаючого моментів, нормальних і дотичних напружень  $N_p$  в конструкціях від сейсмічного навантаження, за умови його статичної дії на споруду, слід визначати за формулою:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (11.9)$$

де  $N_p$  – зусилля, напруження або інші силові фактори в елементах конструкцій від сейсмічного навантаження;

$N_i$  – значення відповідного фактора зусиль або напружень у перерізі, що розглядається, яке викликане сейсмічними навантаженнями за  $i$ -ою формою коливань;

$n$  – число форм коливань, які враховуються в розрахунку.

**Таблиця 11.6 – Коефіцієнт відповідальності споруд  $k_2$**

№	Характеристика споруд	Значення $k_2$
1	Особливо відповідальні та унікальні споруди, в тому числі виробничі корпуси, складські будівлі хімічної промисловості з вибухонебезпечними, токсичними і отруйними речовинами.	1,5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей (великі вокзали, аеропорти, театри, цирки, музеї, виставкові і концертні зали з числом місць більше 1000 чоловік, криті ринки та стадіони). Будівлі та споруди, функціонування яких необхідне при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водозабезпечення, пожежогасіння, зв'язку, адміністративні органи тощо).	1,4
3	Будівлі і споруди лікарень, пологових будинків, станцій швидкої допомоги, шкіл, дитячих садків, вищих навчальних закладів, залізниць і автомобільних доріг.	1,3
4	Будівлі готелів, спальних корпусів на 250 місць і більше	1,2
5	Висотні споруди невеликих у плані розмірів (башти, щогли, димові труби, шахти ліфтів, що стоять окремо, тощо) при відношенні $H/B \geq 5$ , і великопрогонові споруди ( $L \geq 30$ м).	1,4
6	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформативність: при $h/b \geq 25$ ; при $h/b \leq 15$ .	1,4 1,0
7	Будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язане із загибеллю людей, втраченою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища.	0,5

**Таблиця 11.7 – Значення відносних прискорень  $a_0$  для даного майданчика (населеного пункту) залежно від сполучень розрахункової сейсмічної інтенсивності на картах А і В**

Номер сполучення	Інтенсивність за картами, бали шкали		Розрахункові значення, $a_0$
	А	В	
1	6	6	0,05
2	6	7	0,08
3	7	7	0,10
4	7	8	0,15
5	8	8	0,20
6	8	9	0,30
7	9	9	0,40

Вертикальне сейсмічне навантаження у всіх випадках, окрім кам'яних конструкцій, слід визначати за формулами (11.3) і (11.4); при цьому коефіцієн-

ти  $k_{zp}$  та  $k_2$ , приймаються рівними одиниці.

Консольні конструкції, вага яких в порівнянні з вагою будівлі є незначною (балкони, козирки, консолі для навісних стін і т.п. та їх кріплення), слід розраховувати на вертикальне сейсмічне навантаження при значенні  $n = 5$ .

**Таблиця 11.8 – Значення коефіцієнта  $k_{zp}$ , який враховує нелінійне деформування ґрунту при інтенсивних сейсмічних коливаннях**

Категорія ґрунту	Сейсмічність майданчика будівництва в балах			
	6	7	8	9
I	1,0	1,2	1,3	1,4
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,0	0,8	0,75	0,7
IV	За даними спеціальних досліджень			

Конструкції, що підносяться над будівлею або спорудою і мають у порівнянні з нею незначні перерізи і вагу (парапети, фронтони і т.п.), а також кріплення важкого устаткування, що встановлюється на першому поверсі, слід розраховувати з урахуванням горизонтального сейсмічного навантаження, обчисленого за формулами (11.3) і (11.4) при  $n = 5$ .

Стіни, панелі, перегородки, з'єднання між окремими конструкціями, а також кріплення технологічного устаткування, слід розраховувати на горизонтальне сейсмічне навантаження за формулами (11.3) та (11.4) при  $n$ , відповідному даній відмітці споруди, але не менше 2. Сили тертя враховуються лише при розрахунку горизонтальних стикових з'єднань у великопанельних будівлях.

При розрахунку конструкцій на міцність і стійкість, крім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються відповідно до інших ДБН, слід запроваджувати додатково коефіцієнт умов роботи  $m_{kp}$ , що визначається за табл. 11.9.

При розрахунку будівель і споруд (окрім гідротехнічних споруд) завдовжки або шириною більше 30 м, крім сейсмічного навантаження, необхідно враховувати крутильний момент відносно вертикальної осі будівлі або споруди, що проходить через його центр жорсткості. Значення розрахункового ексцентриситету між центрами жорсткостей і мас будівель або споруд у даному рівні слід приймати не менше  $0,1B$ , де  $B$  – розмір будівлі або споруди у плані в на-

прямку, перпендикулярному дії сили  $S_{ki}$ .

**Таблиця 11.9 – Визначення коефіцієнта умов роботи  $m_{кр}$  при розрахунку конструкцій на міцність і стійкість з урахуванням сейсмічної дії**

Конструкції	Значення коефіцієнта $m_{кр}$
<b>При розрахунках на міцність</b>	
1. Сталеві і дерев'яні	1,4
2. Залізобетонні зі стрижневою і дротяною арматурою (окрім перевірки міцності похилих перерізів):	
а) з важкого бетону з арматурою класів А-I, А-II, А-III, Вр-I;	1,2
б) те ж, з арматурою інших класів;	1,1
в) з легкого бетону;	1,1
г) з пористого бетону з арматурою всіх класів.	1
3. Залізобетонні, такі, що перевіряються за міцністю похилих перерізів:	
а) колони багатоповерхових будівель;	0,9
б) інші елементи.	1
4. Кам'яні, армокам'яні і бетонні:	
а) при розрахунку на позацентрове стискання;	1,2
б) при розрахунку на зсув і розтяг.	1
5. Зварні з'єднання.	1
6. Болтові (зокрема такі, що з'єднуються на високоміцних болтах) і заклепувальні з'єднання.	1,1
<b>При розрахунках на стійкість</b>	
7. Сталеві елементи гнучкістю понад 100.	1
8. Те ж, гнучкістю до 20.	1,2
9. Те ж, гнучкістю від 20 до 100.	від 1,2 до 1 (за інтерполяцією)

**Примітки:** 1. Для вказаних поз. 1–4 конструкцій будівель і споруд (окрім транспортних і гідротехнічних), що зводяться в районах з повторюваністю 1, 2, 3, значення  $m_{кр}$  слід умножити на 0,85; 1 або 1,5 відповідно.

2. При розрахунку сталевих і залізобетонних несучих конструкцій, що підлягають експлуатації в неопалюваних приміщеннях або на відкритому повітрі при розрахунковій температурі нижче мінус 4 °С, слід приймати  $m_{кр} = 1$ ; у випадках перевірки міцності похилих перерізів колон  $m_{кр} = 0,9$ .

При розрахунку підпірних стін необхідно враховувати сейсмічний тиск ґрунту.

Розрахунок будівель і споруд з урахуванням сейсмічної дії, як правило, проводиться по граничних станах першої групи. У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається проводити розрахунок за другою групою граничних станів.

## Прямий динамічний метод розрахунку із застосуванням розрахункових сейсмічних дій як функцій часу

Прямі динамічні методи розрахунку будівель і споруд належить виконувати з використанням розрахункових акселерограм  $a_i(t) = A_i y_i(t)$ , де  $i$  – номер складової вектора коливань;  $A_i$  – максимальне значення амплітуди прискорень;  $y_i(t)$  – нормована на одиницю функція, що описує коливання ґрунту в часі. Величина прискорення коливань  $A_0$  на максимальній горизонтальній складовій вектора сейсмічних рухів у точці  $O$ , яка знаходиться у сейсмічній зоні з інтенсивністю  $I$  на відповідній карті загального сейсмічного районування, розраховується за допомогою формули:

$$A_0 = A_{i_{\max}} = 2^{I+\Delta I-7+\frac{d}{D}}, \quad (11.10)$$

де  $d$  – відстань від точки  $O$  до середини відрізка прямої, проведеної через цю точку так, щоб довжина відрізка  $D$ , який відсікається обмежуючими зону ізосейстами, була мінімальною. Значення  $d$  є додатним, якщо точка  $O$  розташована у сторону зростання сейсмічної бальності відносно середини відрізка, і від'ємним – у сторону зменшення;

$\Delta I$  – приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика, одержаний при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

Проектуючи особливо важливі об'єкти і об'єкти підвищеної небезпеки у прямих динамічних розрахунках належить використовувати розрахункові акселерограми, побудовані для заданої вірогідності неперевищення максимальних сейсмічних дій, що відповідає карті ЗСР. Розрахункові акселерограми будуються на основі інструментальних записів сильних і проміжних за величиною землетрусів, що зареєстровані безпосередньо на будівельному майданчику або в умовах, близьких до умов майданчика будівлі або споруди, яка проектується. Величини  $A_i$  у цьому випадку визначаються за допомогою робіт щодо уточнення сейсмічної небезпеки майданчика.

При проектуванні нетипових і відповідальних будівель та споруд у прямих динамічних розрахунках допускається використовувати синтезовані розрахункові

акселерограми, побудовані з урахуванням умов майданчика і його положення відносно небезпечних сейсмогенних зон. У разі відсутності інструментальних записів для генерації розрахункових акселерограм можуть використовуватись розрахункові методи і дані щодо приросту сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика –  $\Delta I$ , що одержані при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

### **Розрахунки елементів конструкцій**

Підбір перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень.

У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається виконувати розрахунок за другою групою граничних станів. Розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд належить виконувати з урахуванням нелінійного деформування матеріалу.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів належить обмежувати допустимі значення параметра  $\gamma$  (табл. 11.10).

Для колон, стовпів і вузьких простінків (при перевірці на позacentровий стиск)

$$\frac{\Sigma P}{R_p} \leq \gamma, \quad (11.11)$$

де  $\Sigma P$  – розрахункове сумарне статичне навантаження від власної ваги та інших вертикальних навантажень, включаючи сейсмічне, які діють у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

$R_p$  – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які несуть вертикальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалось  $\Sigma P$ .

Для широких простінків, діафрагм, поперечних стін (при перевірці на зріз та на головні розтягувальні напруження)

$$\frac{\Sigma Q}{R_Q} \leq \gamma, \quad (11.12)$$

де  $\Sigma Q$  – розрахункове сумарне горизонтальне навантаження, включаючи сейсмічне, що діє у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

$R_Q$  – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалось  $\Sigma Q$ .

**Таблиця 11.10 – Гранично допустимі значення параметра  $\gamma$  для залізобетонних і кам'яних несучих конструкцій залежно від інтенсивності землетрусів у балах**

Бали шкали MSK-64	Значення параметра $\gamma$
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

При розрахунку елементів конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються відповідно до інших норм, належить вводити додаткові коефіцієнти  $m$ , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження. Наприклад, при розрахунках на міцність для сталевих та дерев'яних конструкцій  $m = 1,3$ ; для залізобетонних конструкцій  $m = 1,0 \dots 1,1$ . При розрахунках на стійкість для сталевих стиснутих елементів  $m = 1,0 \dots 1,2$ .

Перерізи елементів слід приймати не меншими, ніж отримані за результатами розрахунку на основне сполучення навантажень.

### Питання для самоконтролю до розділу 11

1. Що таке гіпоцентр, епіцентр та сейсмічний осередок землетрусу?
2. Охарактеризуйте види сейсмічних хвиль.
3. Наведіть класифікацію землетрусів за глибиною сейсмічного осередку та за причинами, що їх викликають.
4. За якими показниками вимірюється сила землетрусу?



5. Які пошкодження будівель можуть виникати під час землетрусів різної сили?
6. Охарактеризуйте поняття "сейсмічний район".
7. Охарактеризуйте поняття "сейсмічність будівельного майданчика".
8. В чому полягає сутність заходів при проектуванні конструкцій в сейсмічних зонах?
9. Яким питанням треба приділяти особливу увагу при будівництві в сейсмічних районах?
10. З якою метою у будівлі влаштовуються антисейсмічні шви?
11. Вкажіть основні принципи будівництва у сейсмічних районах.
12. Як змінюються міцнісні характеристики матеріалів зі зміною швидкості навантаження та повторності додавання навантаження?
13. Вкажіть методи забезпечення сейсмостійкості цегляних будинків.
14. Охарактеризуйте антисейсмічні властивості великопанельних будинків.
15. Наведіть класифікацію методів сейсмозахисту.
16. Охарактеризуйте активні методи сейсмозахисту.
17. Чим відрізняється сейсмогасіння від сейсмоізоляції?
18. Чим відрізняються адаптивні та стаціонарні системи сейсмоізоляції?
19. Вкажіть методи, які використовуються для розрахунку споруд на сейсмічні дії.

## РОЗДІЛ 12. ВПЛИВ ВИБУХУ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

### 12.1 Загальні відомості про вибух

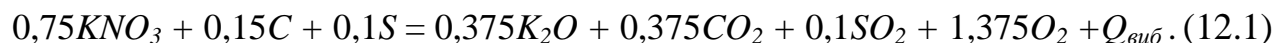
Досвід експлуатації обладнання з вибухопожежонебезпечними технологічними процесами (приміщення та будівлі категорій А та Б) свідчить, що в окремих випадках внаслідок аварій, а також порушення режиму експлуатації технологічного обладнання та невиконання вимог охорони праці під час виконання робіт виникають вибухи, які супроводжуються загибеллю людей, руйнуванням будівельних конструкцій та технологічного обладнання.

На сьогодні з метою інтенсифікації виробництв у різних технологіях широко застосування знайшла енергія вибуху, акумульована у *вибухових речовинах* (ВР). При будівництві доріг, спорудженні гребель, при обробці твердих будівельних матеріалів, видобутку корисних копалин, у військовій техніці (усі види вибухових боєприпасів), у наукових дослідженнях будови гірських порід (сейсмовибухи), у космонавтиці (ракети на твердому паливі) широко використовують вибухові речовини. Поводження цих речовин при нагріванні, ударі, горінні істотно відрізняється від горіння інших горючих речовин.

*Вибухові речовини (ВР)* – речовини або суміші, здатні до вибухових перетворень. *Вибухові перетворення* – це швидка хімічна реакція, що супроводжується вибухом.

Викликати вибух можуть фізичні процеси та хімічні перетворення. Тому прийнято розрізняти вибухи фізичні та хімічні (теплові). До **фізичних** відносяться вибухи, при яких не відбуваються хімічні реакції. Це вибухи посудин, що працюють під тиском, вибухи електродинамічні і термодинамічні. **Хімічним** вибухом ВР називають хімічне перетворення, що самопоширюється з великою швидкістю і протікає з виділенням великої кількості тепла та утворенням газів. До хімічних вибухів відносяться вибухи конденсованих ВР, вибухи палих газопароповітряних або пилоповітряних сумішей. Прикладом є вибух димного пороху, при якому відбувається швидка хімічна реакція між селітрою,

сіркою і вуглецем, що супроводжується виділенням великої кількості теплоти. Таку хімічну реакцію можна записати у вигляді формули:



Газоподібні продукти, що утворилися, нагріваються за рахунок теплоти реакції до високої температури (кілька тисяч градусів) і мають високий тиск (сильно стиснуті). При розширенні ці гази виконують механічну роботу, тобто в ході вибуху відбувається звільнення накопиченого в речовині або в системі великого запасу енергії. Таким чином, можна визначити чотири умови, при яких хімічна реакція буде протікати у формі вибуху:

- а) екзотермічність;
- б) утворення газів;
- в) велика швидкість;
- г) здатність до самопоширення.

**Вибух** – це процес швидкого виділення великої кількості енергії, викликаного раптовим фізичним або хімічним перетворенням речовини або суміші. Він може бути викликаний детонацією або фізичним розкладом речовин, а також під час хімічних перетворень, при швидкому згорянні газо-, паро- або пилоповітряних сумішей. Основною ознакою вибуху є миттєва зміна тиску, який залежить від температури та об'єму продуктів горіння.

У найбільш широкому значенні слова *вибухом* називають фізичне або хімічне перетворення речовини, що супроводжується у край швидким переходом її енергії в енергію стиску і руху вихідної речовини або продуктів її перетворення та навколишнього середовища.

При вибуху розрізняють дві стадії:

**Перша стадія** – перетворення того чи іншого виду енергії в енергію сильно стиснутих газів. У випадку вибуху димного пороху – це екзотермічна реакція, що протікає з дуже великою швидкістю і в якій утворюються сильно стиснуті гази та пари. При ядерному вибуху – це швидкопротікаючі ядерні або тер-

моядерні реакції – реакції поділу або з'єднання атомних ядер, при яких звільняється велика кількість теплоти. Продукти реакції, оболонка атомної або водневої бомби і деяка кількість середовища навколо бомби миттєво перетворюються в нагріті до дуже високої температури газу, що мають високий тиск.

**Друга стадія** – миттєве розширення сильно стиснутих газів і парів. У процесі розширення потенційна енергія стиску звичайно переходить у механічну роботу. Ця робота приводить навколишнє середовище в рух, що може викликати руйнування конструкцій, якщо виниклі напруги перевищують їх межу міцності. Унаслідок швидкості, з якою реакція проходить по ВР, газу, що утворюється, навіть за відсутності міцної оболонки, набувають високого тиску і здатні, розповсюджуючись по навколишньому середовищу, породжувати в ньому *ударні хвилі*, здійснювати сильний удар, що руйнує і розкидає перепони. Таким чином, у край швидкий прояв дії тиску, як правило, дуже великого, являє собою основну характерну ознаку вибуху.

Спостерігаються дві форми вибуху:

1. Гомогенний вибух має місце, коли відбувається одночасне і рівномірне нагрівання всієї системи вибухової речовини, внаслідок чого по досягненні температури самозапалювання або вибуху виникає вибухове перетворення по всій масі речовини.
2. Вибух, що самопоширюється, має місце тоді, коли вибухове перетворення виникає в якій-небудь ділянці заряду ВР і потім поширюється по речовині. Він характеризується наявністю фронту перетворення, тобто вузької зони інтенсивної хімічної реакції, що відокремлює в кожен даний момент продукти реакції від вихідної речовини, що ще не прореагувала, і рухається з визначеною швидкістю. Швидкість поширення вибухового перетворення визначається відстанню, на яку переміщається фронт реакції в одиницю часу.

Унаслідок вибуху звичайно утворюються *вибухові хвилі*.

**Вибухові хвилі** поширюються у вигляді *ударних хвиль* або *хвиль стиску*. На фронті *ударних хвиль* стрибкоподібно змінюється тиск, щільність, темпера-

тура, швидкість руху часток середовища (рис. 12.1). Для *хвиль стиску* є характерною поступова зміна цих параметрів. Під тиском мається на увазі надлишковий тиск, який виникає у середовищі при проходженні вибухової хвилі. Параметри хвиль (тиск, час дії, швидкість поширення і т.п.) залежать від:

- джерела енергії вибуху;
- навколишнього середовища (повітря, ґрунт, вода);
- інтенсивності протікання хімічної реакції (режиму горіння);
- інших факторів.

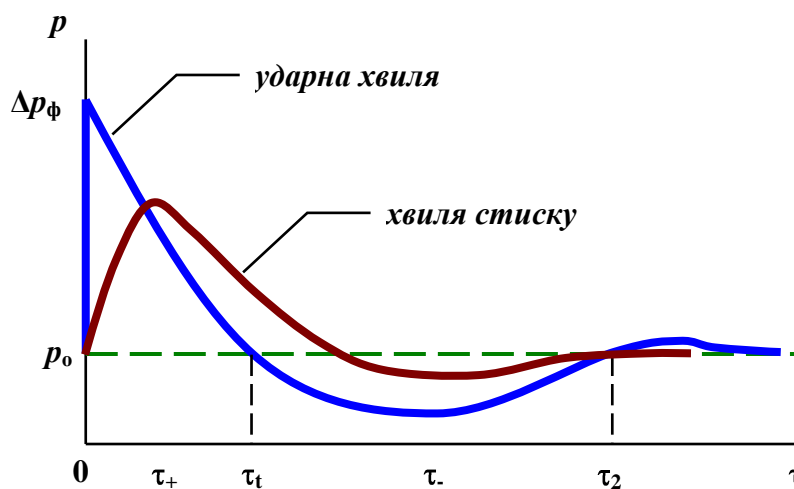


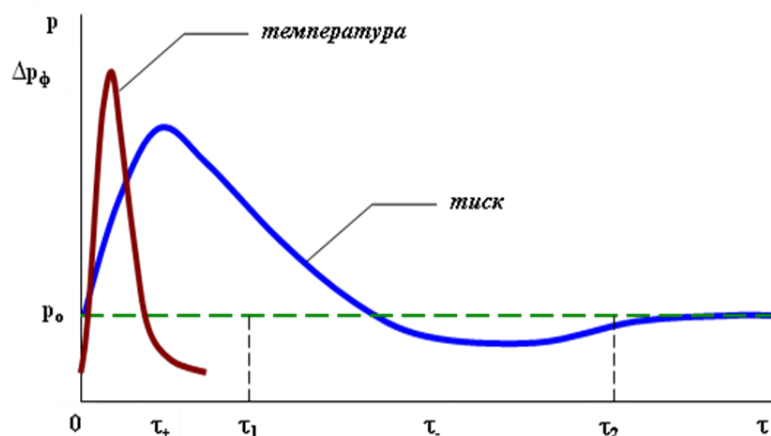
Рисунок 12.1 – Схема зміни тиску в часі у фіксованій на місці точці для ударної хвилі та хвилі стиску

*Вибухові хвилі* впливають на конструкції споруд як короточасні динамічні навантаження. Залежно від призначення споруди та причин вибуху короточасні динамічні навантаження можуть бути *експлуатаційними* та *аварійними*. При *експлуатаційних навантаженнях* у конструкціях не повинні виникати деформації, що порушують нормальну експлуатацію споруди. При *аварійних навантаженнях* у деяких конструкціях споруди можуть виникати пластичні деформації і навіть руйнації.

Залежно від механізму передачі теплоти від шару до шару ВР розрізняють два види вибухового перетворення: *детонацію* і *дефлаграцію* (горіння).

При *дефлаграційному процесі (горінні)* теплота, що виділяється в зоні реакції, передається шляхом теплопередачі від гарячих продуктів реакції до найближчого шару ВР, викликаючи в ньому, у свою чергу, інтенсивну хімічну реакцію. Процес повторюється й у наступних шарах ВР. У цьому випадку хімічне перетворення поширюється при атмосферному тиску з дозвуковою швидкістю. Швидкість поширення сильно залежить від тиску, за якого протікає процес.

Фронт *дефлаграційного* горіння нагадує "проникний поршень", що створює при русі попереду себе *хвилю стиску*. Надмірний тиск  $\Delta P_\phi$  у хвилі стиску поступово збільшується від фронту хвилі до фронту полум'я. Хвиля стиску також утворює так званий *швидкісний натиск* – динамічне навантаження, що утворюється потоком повітря (див. додаток 42). *Швидкісний натиск* є основним руйнівним чинником для будівельних конструкцій. Максимальні значення надмірного тиску і *швидкісного натиску* досягаються перед фронтом полум'я, позаду якого утворюється вогненна куля з високою температурою випромінювання (1800...2500 °С).



**Рисунок 12.2** – Схема зміни тиску і температури в часі у фіксованій на місці точці при дефлаграційному вибуху

Коли горіння відбувається в незамкненому просторі, воно не супроводжується ані характерним звуковим ефектом, ані механічною роботою. У замкненому ж просторі процес протікає енергійніше: швидко піднімається тиск, у зв'язку з чим збільшується швидкість горіння. При горінні в замкненому об'ємі,

наприклад, у зарядній камері гармати або у шпурі, характерно більш-менш швидке, але не різке наростання тиску газів до значень декількох сотень МН/м<sup>2</sup> (декількох тисяч атмосфер).

При *детонаційному процесі* механізм поширення хімічного перетворення ВР обумовлений передачею енергії від шару до шару хвилею стиску, тобто ударною хвилею. У цьому випадку хімічне перетворення поширюється по речовині з надзвуковою швидкістю або швидкістю, близькою до швидкості звуку.

*Детонація* може виникнути за наявності деяких умов, при яких горіння вибухових речовин стає нестійким, швидкість його починає збільшуватися, а починаючи з деякого її значення, змінюється режим вибухового перетворення – виникає *ударна хвиля*. Швидкість ударної хвилі продовжує наростати, але до деякого граничного значення. Таким чином, швидкість вибухового перетворення, що протікає по механізму детонації, безупинно зростає від мінімального до граничного, постійного значення.

Детонація характеризується різким стрибком тиску в місці вибухового перетворення до 30...40 млн. Н/м<sup>2</sup> (300...400 тис. кгс/см<sup>2</sup>) і дуже різкою дією на навколишнє середовище. У момент підходу ударної хвилі до перешкоди тиск стрибком підвищується від атмосферного  $P_o$  до значення  $P_o + \Delta P_\phi$  у фронті хвилі, а потім поступово убуває (рис. 12.3). Після часу  $\tau_t$  від моменту приходу ударної хвилі фаза стиснення переходить у фазу розрядки, але максимальна розрядка  $\Delta P < 0,3\Delta P_\phi$ . Одночасно з тиском у фазі стиснення виникає рух повітря у напрямку розповсюдження хвилі – *швидкісний натиск*, який рухається за фронтом ударної хвилі.

Безпосереднє ураження ударною хвилею виникає внаслідок дії надлишкового тиску та швидкісного натиску повітря. Ступінь пошкодження будівель та споруд, залежно від їх конструктивних особливостей, визначається або надлишковим тиском, або швидкісним натиском. Наприклад, при невеликих розмірах об'єкта ударна хвиля майже миттєво охоплює його та справляє сильний тиск (людиною миттєве підвищення тиску сприймається як різкий удар). В той

же час швидкісний натиск утворює сильний лобовий тиск на об'єкт, який обумовлює його зсув у просторі та/або перекидання.

У фазі розрядки повітря рухається у зворотному напрямку. А на дальніх відстанях ударні хвилі від вибухів переходять у слабкі хвилі стиску.

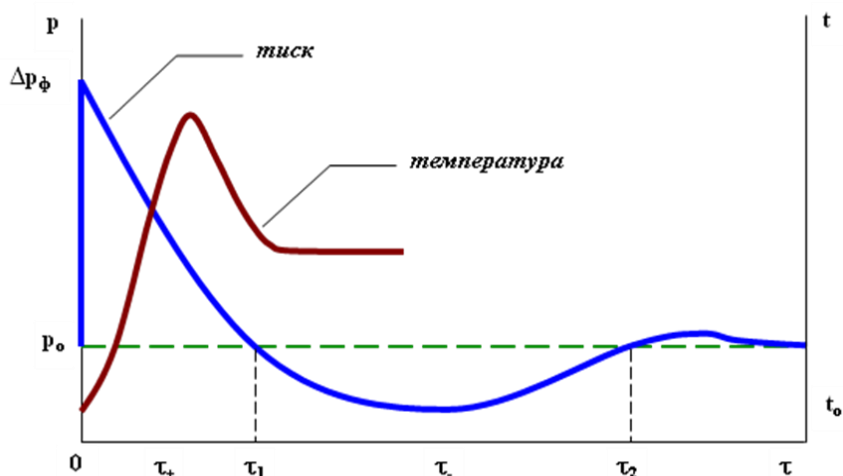


Рисунок 12.3 – Схема зміни тиску і температури в часі у фіксованій на місці точці при детонаційному вибуху

Класифікація вибухових речовин (ВР) здійснюється за декількома ознаками:

- 1) за агрегатним станом – гази, рідини і тверді речовини;
- 2) за складом – однорідні речовини і суміші;
- 3) за приналежністю до певного класу хімічних сполук;
- 4) за ступенем стійкості горіння.

Більшість вибухових речовин є твердими тілами (наприклад, тротил, ксилол і т.п.). Менш поширеними, але так само різноманітними є рідкі вибухові речовини. Вибуховими речовинами можуть бути і гази, наприклад суміші повітря з парами бензину або горючими газами. Так, суміш повітря з газом метаном призводить до вибухів у шахтах, якщо в них не забезпечена правильна вентиляція. Нарешті, вибуховою системою можуть бути пилоповітряні горючі суміші, наприклад вугільний пил, пил борошна і т.п.

ВР, що належать до одного класу хімічних сполук, можуть значно різнитися за стійкістю горіння, тобто за характером вибухового перетворення, а отже



й за можливостями їхнього застосування. За вказаними ознаками виділяють три групи ВР:

Група I – *ініціюючі* (первинні) вибухові речовини (ІВР). Вони легко вибухають від простих видів зовнішнього впливу – полум'я, удару, тертя. Тому вони служать для збудження детонації бризантних ВР. Найважливішими представниками ІВР є гримуча ртуть, тетразен, азид свинцю та ін. Призначення ІВР – запалення порохових зарядів, сповільнювачів у дистанційних трубках і підрильниках та інших об'єктів.

Група II – *бризантні* або подрібнювальні (вторинні) вибухові речовини (БВР). Характерним видом вибухового перетворення ВР цієї групи є детонація. У звичайних умовах БВР не здатні вибухати від підпалювання, тому для виникнення їх детонації застосовують ІВР. БВР застосовують головним чином для спорядження боєприпасів і для підривних робіт.

Група III – *метальні* вибухові речовини (МВР), або порохи. Для речовин цієї групи характерним видом вибухового перетворення є горіння, що не переходить у детонацію. Для збудження горіння необхідна дія полум'я.

Таким чином, вибух заряду ВР може бути збуджений вибухом іншого заряду. Заряд, що вибухає першим, називають *ініціюючим зарядом*. Заряд, що вибухає під впливом вибуху активного заряду, називають *пасивним зарядом* або *ініційованим зарядом*.

## 12.2 Поведінка будівельних конструкцій при вибухах

Залежно від величини тиску виділяють 4 ступені руйнування будівель.

1. *Слабкий ступінь руйнування* – руйнування скла, легких перегородок, відкриття *легкоскидних конструкцій (ЛСК)*, дверей, воріт відбувається за надмірного тиску ударної хвилі від 5 до 20 кПа. Основні будівельні конструкції не руйнуються. Ступінь пошкодження – 10...30 %. Усунення наслідків – за допомогою малого або середнього ремонту.

2. *Середній ступінь руйнування* – руйнування плит покриття, перекриття, стін із цегли завтовшки 51 см, бетонних стін завтовшки 26 см починається за надмірного тиску ударної хвилі від 20 до 30 кПа. Ступінь пошкодження – 30...60 %. Усунення наслідків – за допомогою капітального ремонту.

3. *Сильний ступінь руйнування* – руйнування будівель зі сталевим каркасом, стін із цегли завтовшки 64 см, бетонних стін завтовшки 36 см починається за надмірного тиску ударної хвилі від 30 до 50 кПа. Ступінь пошкодження – 50...90 %. Доцільність капітального ремонту є сумнівною.

4. *Повне руйнування* – відбувається за надмірного тиску ударної хвилі більше 50 кПа. Ступінь пошкодження – 90...100 %. Доцільне розбирання завалів та очищення території (див додаток 41).

Питанням запобігання вибухам приділяється багато уваги. Це регулювання параметрів технологічних процесів, влаштування автоматичних сигналізаторів довибухової концентрації речовин, застосування об'ємно-планувальних та конструктивних рішень.

**Вибухобезпечність** об'єктів у будівництві повинна забезпечуватися:

- системою інженерно-технічних заходів:
  - системою запобігання вибуху (вибухопопередження);
  - системою противибухового захисту (вибухозахист) тощо;
- системою організаційних заходів.

**Противибуховий захист** – комплекс організаційних заходів та технічних засобів, спрямованих на запобігання впливу на людей небезпечних факторів вибуху. Іншими словами, **вибухозахист** – це заходи, що забезпечують захист обслуговуючого персоналу, технологічного устаткування, а також будівель і споруд від небезпечних і шкідливих дій вибуху, основними з яких є:

- максимальний надмірний тиск  $\Delta P_{\phi}$ ;
- зруйновані конструкції будівель, устаткування, комунікацій та їх частини, що розлітаються;
- небезпечні чинники пожежі (відкритий вогонь та іскри, токсичні продукти горіння, дим і т.д.).

До *будівельних заходів* щодо вибухопопередження і вибухозахисту відносяться:

- раціональне планування території підприємства;
- розташування на ній технологічних установок, будівель і споруд, що забезпечує ефективне провітрювання і виключає утворення зон можливого скупчення вибухонебезпечної пари і газів;
- розміщення будівель адміністративного, господарчо-побутового призначення поза зоною небезпечної інтенсивності дії вибухової хвилі;
- раціональне взаємне розміщення технологічних установок і виробничих будівель з урахуванням дії на них вибухової хвилі, що виключає можливість послідовного розвитку аварії;
- влаштування захищених пунктів управління технологічними процесами у вибухонебезпечних будівлях (операторні);
- використання запобіжних (легкоскидних) конструкцій (стекол глухого скління, стулок віконних палітурок, дверей, воріт, легкоскидних стінних панелей і покриттів, що відкриваються назовні);
- обмеження розливу рідини при можливих аваріях (пристрій обвалування, піддонів і т.д.);
- обґрунтований вибір матеріалів і влаштування поверхонь (твердих покриттів), що знижують швидкість тепловіддачі, кількість рідини, що випарувалася;
- розміщення технологічного устаткування на відкритих етажерках і майданчиках і т.д.

***Вибухотривкість*** – граничний тиск у фронті вибухової хвилі, який можуть сприйняти конструкції будівлі без втрати ними несучої здатності або придатності до подальшої експлуатації.

### 12.2.1 Особливості вибухозахисту при загрозі зовнішніх вибухів

При проектуванні та розрахунках будівельних конструкцій треба мати на увазі особливості їх поведінки при впливі навантажень, що виникають при вибухах. Під впливом ударної хвилі будівлі і споруди поведуться як пружні коливальні системи. Розрахункова оцінка такої дії вимагає розв'язання досить складних динамічних задач, пов'язаних з описом поведінки пружних конструктивних елементів будівель і споруд під впливом ударних навантажень, визначуваних такими, що змінюються в часі і просторі параметрами ударної хвилі. Виникаючі в конструктивних елементах навантаження залежать від параметрів хвилі, характеристик об'єкта, його розмірів і орієнтації щодо фронту хвилі.

Особливостями дії вибуху на будівельні конструкції є поєднання постійних та тимчасових навантажень з потужними короткочасними динамічними навантаженнями вибухових впливів з вільною орієнтацією. Об'єкти, які з великою імовірністю можуть опинитися під впливом вибухів, слід розраховувати на особливі поєднання навантажень. Але в будь-якому випадку треба підтверджувати розрахунками умову перевищення навантажень від вибуху над природними навантаженнями. Наприклад, конструкції, вузли і фундаменти будівель слід розраховувати тільки на основне поєднання навантажень, тобто без урахування дії вибуху при виконанні умови:

$$\Delta P_{\phi} < 2,5 \cdot W_0 \quad (12.2)$$

де  $\Delta P_{\phi}$  – надмірний тиск у фронті повітряної хвилі, що проходить, у фазі стиснення, визначається за відповідними методиками;  $W_0$  – нормативне значення вітрового тиску.

На дію короткочасних динамічних навантажень будівельні конструкції розраховують за двома групами граничних станів:

I – на відсутність руйнувань або відсутність пластичних деформацій конструкції;

II – на відсутність надмірного розкриття тріщин або відсутність надмірного переміщення.

Руйнування конструкцій при вибухових впливах відбувається при перевищенні їх межі міцності розрахунковими навантаженнями або при зміщенні конструкцій на опорах. Дію ударної хвилі можна розглядати як рівномірно розподілене динамічне навантаження.

Руйнування згинальних конструкцій при дії вертикальної ударної хвилі відбувається, як і у випадку впливу пожежі, внаслідок утворення шарнірів пластичності.

**Балка з шарнірно-обпертими кінцями** під впливом рівномірно розподіленого статичного та динамічного навантажень руйнується внаслідок утворення в середині прольоту *шарніра пластичності* (рис 12.4, а).

**Балка із защемленими кінцями** під впливом рівномірно розподіленого статичного та динамічного навантажень руйнується внаслідок утворення спочатку двох шарнірів пластичності на опорах, а потім – *шарніра пластичності* в середині прольоту (рис 12.4, б).

**Балка з одним защемленим кінцем і другим шарнірно-обпертим кінцем** під впливом рівномірно розподіленого статичного та динамічного навантажень руйнується внаслідок утворення спочатку одного *шарніра пластичності* на опорі, а потім – шарніра пластичності в середині прольоту.

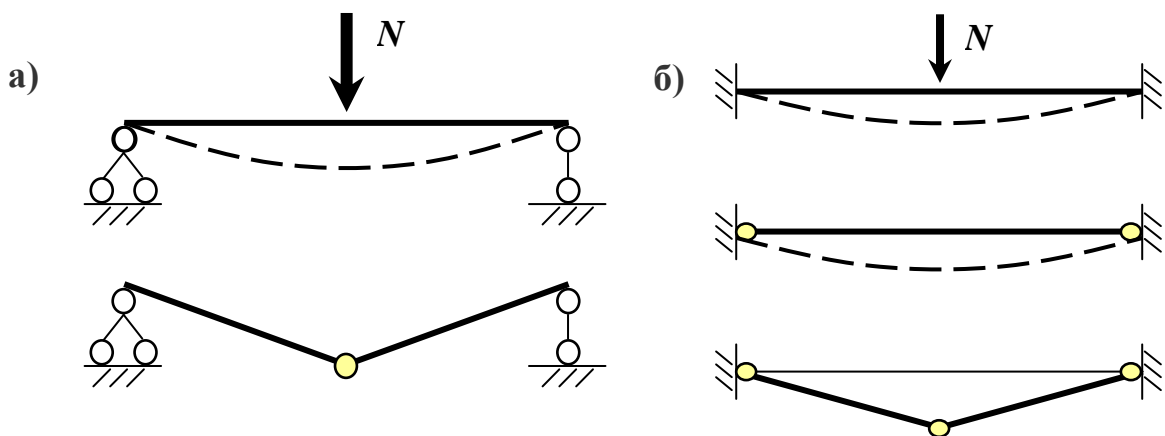


Рисунок 12.4 – Схема утворення пластичних шарнірів при впливі вибуху на згинальні конструкції

При дії на споруду вертикально спрямованого вибухового навантаження виникає зміщення опор перекриттів. Це зміщення може бути викликане деформаціями колон або стін, зміщенням опорних конструкцій та усієї споруди у цілому. Залежно від співвідношення поздовжнього та поперечного навантажень можливі два випадки руйнування залізобетонних колон:

- руйнування починається з досягнення межі текучості в розтягнутій арматурі з розвитком пластичних деформацій та з подрібнення бетону стиснутої зони;
- руйнування внаслідок подрібнення бетону при частково розтягнутому перерізі, але за відсутності пластичних деформацій в розтягнутій арматурі.

Особливі умови проектування передбачені для будівель управління виробництвом (операторних) вибухопожежонебезпечних хімічних, нафтохімічних і нафтопереробних підприємств, в яких передбачене постійне перебування технічного персоналу. Існуючі будівлі операторних не витримують навантажень від аварійних вибухів газоповітряних палих сумішей (ГС). При традиційних конструктивних рішеннях ці будівлі довелося б розташовувати від джерела вибуху на відстанях більше кілометра, що є економічно недоцільним і практично неможливим.

У вибухотривких будівлях повинна бути виключена імовірність руйнування основних несучих і захищаючих конструкцій. Допускаються пошкодження конструкцій випадкового характеру, що не впливають на їх міцність, стійкість.

Забезпечення вибухотривкості при зовнішніх аварійних вибухах ГС може здійснюватися у двох напрямках:

- зниженням надмірного тиску  $P_{\phi}$ , за рахунок віддалення будівель операторних від потенційних джерел вибуху ГС;
- підвищенням міцності та стійкості конструкцій до дії динамічних навантажень від повітряної хвилі вибуху ГС.

Вибухотривкі будівлі на територіях підприємств слід розташовувати:

- на відстанях від сусідніх будівель і споруд, що перевищують половину висоти більшого з них, але не менше визначуваних відстаней;
- на відмітках землі, вищих по відношенню до виробничих будівель, споруд, автомобільних шляхів і залізниць, що проходять по території підприємства;
- торцевим фасадом до можливого джерела вибуху;
- з урахуванням рози вітрів і рельєфу місцевості.

У приміщеннях вибухотривких будівель слід передбачати системи вентиляції, опалювання, зв'язку, водопостачання, електропостачання і каналізації. Прокладка транзитних ліній водопроводу, каналізації, опалювання, електропостачання, а також трубопроводів стиснутого повітря, газопроводів і трубопроводів з перегрітою водою через вибухотривкі будівлі не допускається.

Систему вентиляції слід проектувати на два режими: чистої вентиляції (режим I) і фільтровентиляції (режим II).

При дії розрахункових навантажень, що перевищують 400 кПа, каналізаційні стояки мають поміщатись у сталеві труби або залізобетонні коробки, надійно закладені в конструкції підлоги.

### **Об'ємно-планувальні рішення**

Вибухотривкі будівлі операторних слід проектувати одноповерховими, невеликого розміру, простої форми у плані, без перепаду висот суміжних ділянок, з організованим зовнішнім водостоком. Фасади вибухотривких будівель повинні бути простими – без виступаючих частин, виїмок і ніш, а зовнішні стіни – обтічними і гладкими, тобто без архітектурних деталей, парпетних плит, козирків, технологічного устаткування на покритті і т.п.

Висоту приміщень слід приймати мінімально можливою, але не менше 2,4 м. Висота від підлоги до низу виступаючих частин комунікацій, устаткування і будівельних конструкцій в місцях регулярного проходу людей і на шляхах евакуації – не менше 2,2 м, а в місцях нерегулярного проходу людей – не менше 2,0 м.

Входи і віконні отвори слід розташовувати на бічних і задньому по відношенню до можливого напрямку розповсюдження вибухової хвилі фасадах вибухотривких будівель. Кількість входів у будівлю операторної повинна бути, як правило, не менш двох.

Для входів у будівлю операторної слід влаштовувати тамбури, обладнані зовнішніми захисно-герметичними дверима, що сприймають розрахункові навантаження, і внутрішніми герметичними дверима. Двері тамбура повинні відкриватися назовні.

Фільтровентиляційні приміщення (ФВП) повинні примикати до зовнішніх стін будівлі операторної і розміщуватися поблизу входів у будівлю.

### **Конструктивні рішення**

Вибухотривкі будівлі операторних проектуються каркасними з повним або неповним каркасом і безкаркасними, зокрема з монолітного залізобетону.

Зовнішні захисні стінові конструкції можуть виконуватися зі збірних панелей, монолітного залізобетону з утеплювачем, тришарових панелей з посиленням шаром залізобетону, ребристих плит з шаром утеплювача між ребрами, наприклад, легкого бетону і т.д. Для каркасних будівель операторних слід застосовувати збірно-монолітні покриття, що складаються зі збірних залізобетонних плит і монолітних ділянок.

Як кроквяні конструкції застосовуються залізобетонні балки, сталеві балки зварні або з прокатних профілів.

Установка колон по координаційних осях з кроком 2 м дозволяє збільшити несучу здатність типових стінних панелей більш ніж в 15 разів.

У покритті вибухотривких будівель слід використовувати залізобетонні балки, встановлювані з кроком, що дозволяє сприймати задані навантаження. Якщо типові збірні балки запроектовані на навантаження  $10 \text{ кН/м}^2$  і крок 12 м, то установка цих балок через 1,5 м дозволить збільшити їх несучу здатність в 10 разів (з урахуванням динамічних опорів бетону і арматури).



Незмінність каркасів вибухотривких будівель по поперечних координаційних осях забезпечується жорсткістю стін, колон і затисканням колон у фундаменти, а по подовжніх осях, крім того, – вертикальними сталевими зв'язками.

Збірно-монолітні конструкції покриття слід проектувати нерозрізними з установкою надпорної арматури в шарах з монолітного залізобетону.

Обрамлення вхідних і монтажних отворів рекомендується проектувати зі сталевих профілів і кріпити до стін за допомогою анкерів.

Приміщення вибухотривких будівель повинні бути герметичними, якщо при аварійній ситуації є ймовірність задимлення або загазованості будівель небезпечними для життєдіяльності персоналу речовинами.

### **12.2.2 Особливості вибухозахисту при загрозі внутрішніх вибухів**

Надмірний тиск при внутрішньому дефлаграційному вибуху в замкнутому об'ємі досягає 700...900 кПа. При вибухах усередині будівель і споруд надмірний тиск не повинен перевищувати значень, що перевищують несучу здатність будівельних конструкцій. Максимальний тиск, який здатні витримати будівлі з цегляними стінами, становить 2...4 кПа, а будівлі із залізобетонними типовими стінами та перекриттями – 8...10 кПа.

Основною причиною виникнення вибухонебезпечної ситуації в житлових будівлях є витік газу. Вибухонебезпечна концентрація на кухні може реалізуватися при одній незасвіченій газовій конфорці. При цьому час формування вибухонебезпечної хмари є достатньо великим і становить, залежно від часу початку витоку, від 10 до 25 годин. Наявність постійної (навіть незначної) вентиляції істотно підвищує рівень вибухобезпечності, оскільки різко знижує здатність формування вибухонебезпечних хмар у житлових приміщеннях. Таким чином, ймовірність вибуху значно зростає при погіршенні якості вентиляції.

## Двостадійний аварійний дефлаграційний вибух

Газопароповітряні суміші здатні до горіння тільки за певної концентрації горючої компоненти в повітрі, тому аварійні вибухи в житлових будівлях часто носять багастадійний характер. *Вибухові виляски (хлопки)* можуть слідувати один за одним, тобто бути рознесеними в часі на декілька секунд.

До особливостей дефлаграційних вибухів усередині приміщень слід віднести формування могутніх повітряних потоків у міжквартирних і міжкімнатних проходах, коридорах і т.д. Саме *швидкісний натиск* цих потоків (а не ударні хвилі) призводить до викиду фрагментів будівельних конструкцій і предметів з аварійної квартири. Руйнування конструкцій може відбуватися і під дією надмірного тиску, але подальший їх викид відбувається під дією швидкісного натиску.

Якщо у момент початкового вибуху на кухні двері в коридор квартири закриті, то реалізується «*виляск*» і подальша незначна пожежа на кухні.

Якщо двері на кухні у момент першого *виляску* відкриті, то суміш через дверний отвір спрямовується в сусідні кімнати, турбулізується і збагачується киснем (рис. 12.5). В результаті формується добре підготовлена до горіння вибухонебезпечна хмара, яка через незначний проміжок часу (через 10...15 секунд) вибухає, що призводить до вторинного вибуху, який заподіює основні руйнування будівлі.

Причинами значних руйнувань житлових будівель при аварійних вибухах газопароповітряної суміші можуть бути:

- мала несуча здатність будівель відносно горизонтальних навантажень;
- установка у приміщеннях з газовими приладами посиленних варіантів скління.

Вищою несучою здатністю щодо подібних вибухів володіють панельні будівлі та будівлі каркасного типу (див. додаток 41). А особливо небезпечно, коли газопароповітряна хмара формується у замкненому просторі, наприклад, у підвальних приміщеннях.

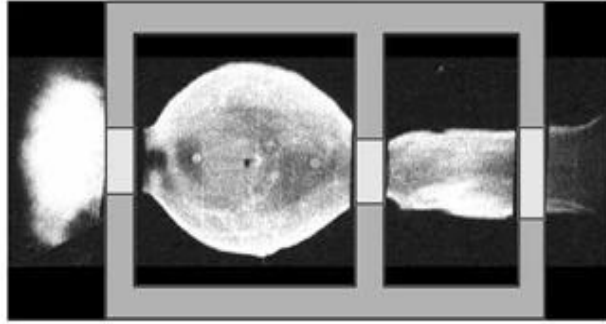


Рисунок 12.5 – Схема вибуху газоповітряної суміші всередині приміщення

Забезпечення вибухозахисту промислових будівель при внутрішніх аварійних вибухах може здійснюватися у двох напрямках:

- зниженням надмірного тиску, що виникає при внутрішньому аварійному вибуху;
- підвищенням міцності та стійкості конструкції до дії аварійних (вибухових) навантажень.

Поєднання обох вказаних напрямів є необхідною умовою розробки оптимальних рішень по забезпеченню вибухотривкості будівель при внутрішніх аварійних вибухах.

Для зниження надмірного тиску, що виникає при внутрішніх аварійних вибухах, використовують **запобіжні (легкоскидні) конструкції (ЗК)**: стекла глухого скління приміщень і віконних палітурок (руйнівні ЗК), що відкриваються всередину стулок, стулки віконних палітурок, дверей і комір (обертові ЗК), що відкриваються назовні, а також легкоскидні стінні панелі і полегшені плити покриттів приміщень (зміщувані ЗК). Стінні панелі можуть бути запроєктовані як обертові ЗК.

Запобіжні конструкції встановлюються у приміщеннях будівель або пожежних відсіків категорій А і Б.

За допомогою ЗК надмірний тиск у приміщенні при аварійному вибуху знижується до допустимої величини ( $P_{дон}$ ). При проектуванні будівель вибухонебезпечних виробництв надмірний тиск приймають, як правило, від 3 до 5 кПа. Нижнє значення надмірного тиску відповідає будівлям, конструкції яких

не розраховані на дію аварійного вибуху. При зменшенні  $P_{дон}$  площа запобіжних конструкцій збільшується.

Якщо необхідна площа отворів перекривних ЗК не може бути розміщена у стінах будівлі і ліхтарях, то їх слід розташовувати в покритті вибухонебезпечного приміщення; при цьому легкоскидні покриття можуть бути достатньо ефективними тільки за порівняно великого значення надмірного тиску вибуху.

У будівлях і приміщеннях вибухонебезпечних виробництв повинна бути виключена імовірність руйнування основних несучих і захищаючих конструкцій за розрахункової величини вибухових навантажень. Допускаються пошкодження конструкцій випадкового характеру, що не впливають на їх міцність і стійкість, а також експлуатаційні характеристики, і вимагають незначних матеріальних витрат на ліквідацію цих пошкоджень.

### **Об'ємно-планувальні і конструктивні рішення**

Форма вибухонебезпечних приміщень повинна бути по змозі простою. Елементи несучих, захищаючих і огорожувальних конструкцій, а також устаткування не повинні призводити до значної інтенсифікації вибухового горіння ГС унаслідок звуження перерізів приміщень на шляху розповсюдження полум'я.

При розробці об'ємно-планувальних рішень вибухонебезпечних приміщень необхідно прагнути до того, щоб їх лінійні розміри за довжиною, шириною і висотою відрізнялися одне від одного не більше ніж у п'ять разів.

Запобіжні конструкції слід розміщати якомога ближче до очікуваних місць займання горючої суміші (ГС), що утворюється в аварійних ситуаціях у вибухонебезпечному приміщенні.

За відсутності даних про місця можливого займання ГС у приміщеннях, лінійні розміри яких за довжиною, шириною і висотою не більше ніж у три рази відрізняються одне від одного, ЗК слід розміщати рівномірно за площею стін приміщення, а якщо є потреба – і в його покритті.

У сильно витягнутих у довжину приміщеннях ЗК розташовують, як правило, в бічних стінах по довжині приміщення, а також в його покритті. У приміщеннях, що мають велику висоту (більше 6 м), ЗК розміщують переважно в їх стінах.

В отворах, що відокремлюють вибухонебезпечні приміщення від інших виробничих приміщень, слід встановлювати двері, люки, ворота і т.д., які не повинні руйнуватися або відкриватися під дією надмірного тиску. За наявності відкритого отвору в стіні між двома приміщеннями обидва приміщення повинні вважатися вибухонебезпечними навіть у тому випадку, якщо виникнення або займання ГС можливі тільки в одному приміщенні.

У приміщеннях, де можуть утворюватися вибухонебезпечні пальні суміші, поверхня стін, стель і підлог повинна бути гладкою, без борозен, без виступаючих елементів і ніш. Кути і пази між підлогами та стінами повинні бути згладжені і закруглені.

В одноповерхових виробничих будівлях вибухонебезпечних виробництв слід приймати найменшу сітку колон, що задовольняє технологічним вимогам.

Багатоповерхові виробничі будівлі в обох напрямках координаційних осей проектується переважно у вигляді рамних або рамно-зв'язкових систем. Зв'язкові каркаси застосовувати для вибухонебезпечних будівель не рекомендується.

Стики з'єднань елементів рекомендовано виконувати жорсткими для створення ефективніших статично невизначених систем і забезпечення просторової жорсткості будівель.

Стекляне застосування приміщень можуть працювати достатньо ефективно як ЗК тільки в тому випадку, якщо час утворення отворів у віконних палітурках при руйнуванні стекол буде набагато менше тривалості горіння ГС. Одним з прийомів, що забезпечує розтин стекол, зокрема різних розмірів, є їх надрізка або ослаблене кріплення скла.

При дефлаграційному горінні ГС навантаження, що діє на стекла, може бути прийнято рівним надмірному тиску  $P_{\phi}$ , що виникає у приміщенні, помноженому на коефіцієнт, рівний 1,2.

Руйнівними ЗК у світлоаераційних і аераційних ліхтарях використовуються стекла глухого скління, що відкриваються всередину стулок і фрамуг віконних палітурок, а обертовими ЗК – стулки, що відкриваються назовні, і фрамуги віконних палітурок.

### 12.3 Розрахунок параметрів вибуху

Для ухвалення рішень із захисту від дії повітряної ударної хвилі (ПУХ) вибуху на будівлі, споруди, техніку або на людей, а також для вироблення заходів вибухобезпечності необхідні дані, що характеризують вибухи. Найбільш достовірні відомості про вибух можна одержати шляхом проведення експерименту. Проте такий підхід не завжди є застосовним. Тому найбільш поширені розрахункові методи, що дозволяють визначати значення параметрів, що характеризують вибухи. В ході розрахунків використовуються наступні показники:

- вигляд і кількість вибухової речовини (ВР);
- умови вибуху;
- відстань від місця вибуху до місця оцінки його наслідків;
- параметри ударної хвилі;
- ступінь пошкодження (руйнування) будівель, споруд, техніки або ступінь ураження людей.

Для проведення розрахунків розроблено і представлено значну кількість функціональних залежностей, які пов'язують між собою ці показники. Конкретний вид розрахункових співвідношень, що виражають ці функціональні залежності, визначається умовами вибуху, до яких відносяться:

1) тип ВР:

- конденсовані ВР;

- газоповітряні суміші;
  - пилоповітряні суміші та ін.;
- 2) місце вибуху:
- повітряний;
  - наземний;
  - заглиблений вибух;
- 3) наявність перешкод, що відбивають ударну хвилю, та інші умови.

При оцінюванні ступеня впливу вибуху на будівельні конструкції та людей до небезпечних параметрів вибуху відносять:

- температуру;
- тиск;
- швидкість наростання тиску;
- швидкість розповсюдження горіння;
- час (протяжність) вибуху (який становить, звичайно 0,05–0,6 секунди).

Енергія вибуху призводить до стиснення продуктів вибуху і навколишнього середовища, різкої зміни тиску. Витрати тепла під час цього є дуже незначними. Практично 90 % тепла іде на нагрів продуктів горіння. Температура продуктів горіння при вибуху визначається:

$$T_e = 0,9 T_p, \quad (12.3)$$

де  $T_p$  – теоретична (розрахункова) температура продуктів горіння, К.

Кількість вибухової речовини або її масу  $C$  при проведенні розрахунків виражають через *тритиловий еквівалент*  $M_T$ . **Тритиловий еквівалент** є масою тротилу, при вибуху якої виділяється стільки ж енергії, скільки виділиться при вибуху заданої кількості конкретного ВР. Значення тритилового еквівалента визначається за співвідношенням:

$$M_T = K_{ef} C, \quad (12.4)$$

де  $C$  – маса вибухової речовини;  $K_{ef}$  – коефіцієнт приведення вибухової речовини до тротилу (див. додаток 37).

Вираз (12.4) складений для вибуху, при якому ударна хвиля розповсюджується у вигляді сфери. Коли вибух відбувається на деякій поверхні, ударна хвиля розповсюджується в повітрі у вигляді півсфери. Для вибухів на абсолютно твердій поверхні вся енергія, що виділилася при вибуху, розповсюджується в межах півсфери і, отже, значення маси вибухаючої речовини мовби подвоюється. Для вибуху на не абсолютно твердій поверхні, наприклад, на ґрунті, частина енергії витрачається на утворення воронки. Урахування цієї витрати виконується за допомогою коефіцієнта  $\eta$  (наприклад, для ґрунту  $\eta = 0,6$ ; для бетону  $\eta = 0,95$ ).  $M_T$  в загальному випадку визначається за формулою:

$$M_T = 2\eta K_{ef} C . \quad (12.5)$$

За законом подібності кубічного кореня значення параметрів ударної хвилі для вибуху деякої потужності можна перерахувати для вибухів інших потужностей, користуючись виразами закону подібності:

$$r_2 = r_1 \sqrt[3]{M_{T2}/M_{T1}} , \quad \tau_2 = \tau_1 \sqrt[3]{M_{T2}/M_{T1}} , \quad (12.6)$$

де  $r_2, r_1$  – відстані від центрів двох вибухів до деяких точок 1 і 2, в яких параметри ударної хвилі цих вибухів є рівними між собою;  $\tau_2, \tau_1$  – час з моменту вибуху до приходу ударної хвилі в ці точки;  $M_{T2}, M_{T1}$  – відповідні тротиліві еквіваленти зарядів.

Ґрунтуючись на цих залежностях, отримують приведений радіус вибуху  $R_{np}$ , яким зручно користуватися в різних розрахункових співвідношеннях для визначення параметрів ударної хвилі вибуху.

$$r_2/\sqrt[3]{M_{T2}} = r_1/\sqrt[3]{M_{T1}} = r/\sqrt[3]{M_T} = R_{np} . \quad (12.7)$$



Різниця між вибухами конденсованих ВР і ГПС обумовлює особливості їх впливу на будівельні конструкції та особливості відповідних розрахунків.

### **12.3.1 Розрахунок параметрів вибуху при підриві заряду конденсованої вибухової речовини**

При підриві заряду конденсованої ВР утворюється *осередок вибуху*, ударні хвилі якого здатні викликати великі руйнування на будівельних об'єктах. Залежно від місця підриву ВР розрізняють повітряний, наземний або заглиблений вибух.

Таким чином, при розрахунках для оцінювання пошкоджень треба розглянути впливи на будівлі та споруди від:

- 1) продуктів вибуху та розльоту уламків;
- 2) впливу ударної хвилі;
- 3) сейсмічного ефекту вибуху.

#### **1. Вплив продуктів вибуху та розльоту уламків**

При підриві заряду ВР на поверхні землі максимальний радіус розльоту уламків  $r_{max}$ , м, визначають за формулою:

$$r_{max} = 238 \sqrt[3]{C}, \quad (12.8)$$

де  $C$  – загальна маса заряду ВР, кг, яку визначають за формулою:

$$C = C_1 K_{ef} + C_2, \quad (12.9)$$

де  $C_1$  – маса діючого заряду ВР, кг;  $K_{ef}$  – коефіцієнт ефективності ВР у порівнянні із зарядом тротилу тієї ж маси (див. додаток 37);  $C_2$  – маса зовнішнього контактного заряду тротилу для підриву діючого заряду ВР, кг (див. додаток 38).

## **2. Вплив ударних хвиль при вибуху**

Надлишковий тиск  $\Delta P_\phi$  для сферичної повітряної ударної хвилі, що вільно розповсюджується, убуває у міру віддалення від місця вибуху. Тому розрахунок його значень звичайно проводиться на підставі співвідношень, в яких тиск є функцією двох аргументів – маси ВР і відстані від місця вибуху.

Швидкість спаду значення  $\Delta P_\phi$  у міру віддалення від місця вибуху змінюється за рахунок впливу на ударну хвилю середовища, в якому вона розповсюджується. Чим більше відстань від місця вибуху, тим сильніше спотворюється характер зміни тиску у фронті ударної хвилі.

З викладених причин у технічній літературі представлений достатньо широкий спектр розрахункових співвідношень для визначення значень  $\Delta P_\phi$ , кожне з яких має свою сферу застосування і призначення; наприклад, для повітряного вибуху, для наземного вибуху, для малих відстаней від місця вибуху, для значних відстаней від місця вибуху, для невеликих зарядів ВР, для великих зарядів ВР і т.д.

Вплив ударних хвиль на конструкції та споруди розрізняється при вибуху в повітрі та при вибуху на поверхні землі.

### **Ударні хвилі при вибуху в повітрі**

Закони зміни тиску в повітряній ударній хвилі в часі не залежать від виду вибухової речовини. Головна особливість цієї хвилі – різке зростання тиску в її фронті, що рухається, від  $P_o$  (вихідний атмосферний тиск) до максимального значення  $P_o + \Delta P_\phi$  і потім падіння до атмосферного тиску  $P_o$ . Час  $\tau_+$ , протягом якого тиск падає з  $P_o + \Delta P_\phi$  до  $P_o$ , визначає тривалість фази стиску (рис. 12.3). Фаза стиску змінюється фазою розрідження, в якій тиск виявляється нижче атмосферного. Механічна дія ударної хвилі на споруди в більшості випадків визначається тиском у фазі стиску, оскільки він звичайно перевищує тиск у фазі розрідження. При визначенні навантажень, що виникають при дії ударної хвилі на перешкоду, необхідно враховувати умови її взаємодії з перешкодою (відбиття, обтікання, затікання).

Основні параметри повітряної ударної хвилі при поширенні в повітрі від центру вибуху (минаюча хвиля) визначають за емпіричними формулами.

При повітряному вибуху тротилового заряду:

– надлишковий тиск на фронті ударної хвилі (МПа):

$$\Delta P_{\phi} = 0,084 \frac{\sqrt[3]{C}}{r} + 0,27 \frac{\sqrt[3]{C^2}}{r^2} + 0,7 \frac{C}{r^3} , \quad (12.10)$$

де  $C$  – маса тротилового заряду, кг;  $r$  – відстань від центру вибуху до перешкоди, м. Враховуючи (12.7), формулу (12.10) можна записати у вигляді формули Садовського:

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{84}{R_{np}} + \frac{270}{R_{np}^2} + \frac{700}{R_{np}^3} . \quad (12.11)$$

За необхідності можна вирішувати зворотну задачу, тобто визначати відстань від місця вибуху за заданим значенням  $\Delta P_{\phi}$ , користуючись співвідношенням:

$$R_{np} = \sqrt[3]{\left[1 + \frac{337}{\Delta P_{\Phi}}\right]^2 - 1} ; \quad (12.12)$$

– тривалість фази стиску (с):

$$\tau_{+} = 1,5 \cdot 10^{-3} \sqrt[6]{C} \sqrt{r} ; \quad (12.13)$$

– імпульс тиску у фазі стиску, віднесений до поверхні фронту хвилі площею  $1 \text{ м}^2$ ;

$$i = 4 \frac{\sqrt[3]{C^2}}{r} \quad (\text{МПа} \cdot \text{с}). \quad (12.14)$$

### Ударні хвилі при наземному вибуху

При вибуху заряду у ґрунті виникає подрібнення ґрунту і руйнування його структури з утворенням воронки. За межами воронки вибухові хвилі розповсюджуються у вигляді ударних хвиль або хвиль стиснення. Також виникають хвилі у ґрунті внаслідок розповсюдження над поверхнею повітряної ударної хвилі.

При наземному вибуху тротилового заряду, враховуючи те, що ударна хвиля розповсюджується в повітрі у вигляді півсфери, надлишковий тиск на фронті ударної хвилі, тривалість фази стиску, імпульс тиску у фазі стиску розраховують за формулами:

$$\Delta P_{\phi} = 0,1 \frac{\sqrt[3]{C}}{r} + 0,43 \frac{\sqrt[3]{C^2}}{r^2} + 1,4 \frac{C}{r^3} \quad (\text{МПа}); \quad (12.15)$$

$$\tau_{+} = 1,7 \cdot 10^{-3} \sqrt[6]{C} \sqrt{r} \quad (\text{с}), \quad (12.16)$$

$$i = 6,3 \frac{\sqrt[3]{C^2}}{r} \quad (\text{МПа} \cdot \text{с}). \quad (12.17)$$

Радіус руйнуючої дії повітряної ударної хвилі  $r_{yx}$  визначають за формулою:

$$r_{yx} = a \sqrt{C}, \quad (12.18)$$

де  $C$  – маса заряду, що підривається, у тротиловому еквіваленті, кг;  $a$  – коефіцієнт пропорційності, величина якого залежить від умов вибуху та інтенсивності руйнувань (див. додаток 36). Коефіцієнт  $a$  для деяких випадків також можна визначити за формулами, наприклад, при пошкодженні стіни товщиною  $b$ , м:

- при виникненні тріщин у цегляних стінах:  $a = \frac{0,6}{\sqrt{b}};$
- при наскрізних проломах у цегляних стінах:  $a = \frac{0,4}{\sqrt{b}};$
- при наскрізних проломах у бетонних стінах:  $a = \frac{0,25}{\sqrt{b}};$

– при наскрізних проломах у залізобетонних стінах:  $a = \frac{0,2}{\sqrt{b}}$ .

### **ПРИКЛАД 12-А**

Визначити надмірний тиск та ступінь руйнування цегляної будівлі з залізобетонним перекриттям при вибуху на відстані 10 м від неї на ґрунті заряду гексогену масою 10 кг.

1. Визначення тротилового еквівалента  $M_T$ :

$$M_T = 2\eta K_{ef} C = 2 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 10 = 15,6 \text{ кг}$$

2. Визначення приведенного радіуса вибуху  $R_{np}$ :

$$R_{np} = r / \sqrt[3]{M_T} = 10 / \sqrt[3]{15,6} = 4.$$

3. Визначення надмірного тиску  $\Delta P_\Phi$ :

$$\Delta P_\Phi = \frac{84}{R_{np}} + \frac{270}{R_{np}^2} + \frac{700}{R_{np}^3} = \frac{84}{4} + \frac{270}{4^2} + \frac{700}{4^3} = 48,8 \text{ кПа.}$$

4. За додатком 41, зменшуючи розраховане значення  $\Delta P_\Phi$  в 1,5 рази, можна зробити висновок, що будівля зазнає середніх руйнувань.

### **3. Вплив сейсмічного ефекту вибуху**

Розрахунок конструкцій заглиблених у ґрунті споруд на вплив вибухової хвилі від підірваного у ґрунті тротилового заряду проводять на *еквівалентне статичне навантаження*  $q$  за емпіричною формулою:

$$q = k_m k_h \frac{C^{\frac{2}{3}}}{r^2} \omega f(\beta), \quad (12.19)$$

де  $k_m$  – коефіцієнт, що залежить від властивостей ґрунту (пісок – 0,11; глина – 0,14);  $k_h$  – коефіцієнт, що залежить від глибини закладення заряду (при  $h \geq 5r_o$   $k_h=1$ ; на поверхні ґрунту –  $k_h=0,2$ );  $C$  – маса заряду тротилу, кг;  $r$  – відстань від центру вибуху до перешкоди, м;  $\omega$  – частота власних коливань перешкоди, 1/с;  $f(\beta)$  – коефіцієнт, що залежить від кута  $\beta$  руху вибухової хвилі (при  $15r_o < r \leq 25r_o$   $f(\beta)=1$ ; при  $r > 25r_o$   $f(\beta)=0,3+0,7\cos\beta$ );  $r_o$  – умовний радіус тротилового заряду, м (вважають, що  $r_o = 0,053\sqrt[3]{C}$ ).

Емпіричну формулу (12.19) вважають справедливою при умові

$$\frac{\sqrt[6]{C}\sqrt{r}}{T} \leq 1000, \quad (12.19a)$$

де  $T = \frac{2\pi}{\omega}$  – період власних коливань конструкції без урахування ґрунту.

Вплив сейсмічного ефекту вибуху на заглиблені частини будівель та споруд визначають за формулою:

$$R_c = a_c K_c \sqrt[3]{C}, \quad (12.20)$$

де  $R_c$  – радіус сейсмічно небезпечної зони, м;  $a_c$  – коефіцієнт пропорційності, величина якого залежить від показника дії вибуху (див. додаток 39);  $K_c$  – коефіцієнт, величина якого залежить від властивостей ґрунту в основі фундаментів будівель та споруд (див. додаток 40);  $C$  – загальна маса заряду ВР.

При вибухах в умовах міської забудови характер розповсюдження ударної хвилі істотно змінюється через її багатократне відбиття та екранування стінами будівель. З цих же причин звичайно використовувані для розрахунку значень  $\Delta P$  формули, у тому числі і розглянуті вище, не придатні.

Для оцінки ступеня пошкодження або руйнування будівель у місті використовується формула:

$$r = \frac{K_p \sqrt[3]{M_T}}{\sqrt[6]{1 + \left(\frac{3180}{M_T}\right)^2}}, \quad (12.21)$$

де  $r$  – відстань від місця вибуху в метрах;  $M_T$  – тротиловий еквівалент заряду в кілограмах;  $K_p$  – коефіцієнт, відповідний різним ступеням руйнування:

$K_p < 5,6$  – повне руйнування будівель;

$K_p = 5,6 \dots 9,6$  – сильні руйнування будівлі (будівля підлягає зносу);

$K_p = 9,6 \dots 28$  – середні руйнування (можливе відновлення будівлі);

$K_p = 28 \dots 56$  – руйнування внутрішніх перегородок, дверних і віконних отворів;  
 $K_p = 56$  – руйнування 90 % скління.

### **ПРИКЛАД 12-Б**

Визначити для умов міської забудови відстань, починаючи з якої будівлі зазнають сильних руйнувань при вибуху заряду 500 кг гексогену.

1. Визначення тротилового еквівалента:

$$M_T = K_{rf} C = 1,3 \cdot 500 = 650 \text{ кг.}$$

2. Визначення шуканої відстані:

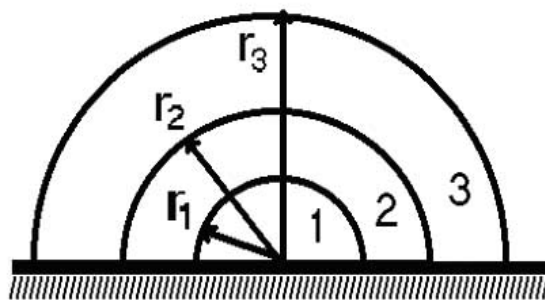
$$r = K_p \sqrt[3]{M_T} / \sqrt[6]{1 + (3180 / M_T)^2} = 9,6 \sqrt[3]{650} / \sqrt[6]{1 + (3180 / 650)^2} = 48,6 \text{ м.}$$

### **12.3.2 Розрахунок параметрів ударної хвилі при вибуху газоповітряних сумішей**

При вибуху газоповітряної суміші (ГПС) утворюється *осередок вибуху*, ударні хвилі якого здатні викликати вельми великі руйнування на будівельних об'єктах.

У наземному вибуху ГПС прийнято виділяти три півсферичні зони у надземному просторі (рис. 12.6) та зону сейсмічного ефекту вибуху. Будівлі та споруди можуть зазнати пошкоджень від:

- 1) детонаційної хвилі;
- 2) розльоту осколків та продуктів вибуху;
- 3) впливу ударної хвилі;
- 4) сейсмічного ефекту вибуху.



**Рисунок 12.6 – Зони осередку вибуху ВР:**

**1 – зона детонаційної хвилі,  $r_1$ ;**

**2 – дії продуктів вибуху,  $r_2$ ;**

**3 – повітряної вибухової хвилі,  $r_3$ .**

### 1. Вплив детонаційної хвилі

Зону детонаційної хвилі (зона 1) можна розглядати в межах газової хмари вибуху, де  $r < r_1$ .

При вибухах газоповітряних сумішей параметри усередині газової хмари можуть змінюватися в дуже широких межах залежно від умов вибуху, концентрації горючої компоненти і характеру вибухового горіння, які при прогнозуванні вибухів, особливо на відкритому повітрі, врахувати практично не можливо. Тому звичайно розрахунки проводять для гіршого випадку, при якому руйнівні наслідки вибуху є найбільшими.

Таким якнайгіршим випадком є детонаційне горіння суміші стехіометричного складу. Швидкість розповсюдження процесу детонаційного горіння усередині хмари є дуже великою і перевищує швидкість звуку. Проте для проведення наближеної оцінки параметрів вибуху можна умовно прийняти, що хмара має форму півсфери з центром на поверхні землі, вибух ГПС відбувається миттєво і тиск у процесі вибуху є однаковим і постійним в усіх точках, що знаходяться усередині хмари.

Для більшості вуглеводневих газових сумішей стехіометричного складу можна прийняти, що тиск усередині газової хмари становить 1700 кПа.

Якщо вибухонебезпечна суміш стехіометричної концентрації знаходиться в замкнутому об'ємі, то при згорянні суміші її тиск, порівняно з початковим, збільшиться. Цей процес описується формулою:



$$\frac{P_B}{P_{\Pi}} = \frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}}, \quad (12.22)$$

де  $P_{\Pi}$  – початковий тиск суміші до горіння, Па;  $P_B$  – тиск продуктів згорання після реакції, Па;  $T_B$  – температура продуктів горіння під час вибуху, К;  $T_{\Pi}$  – початкова температура суміші, К;  $\Sigma n_{\Pi}$  – початкова кількість молей суміші до горіння;  $\Sigma n_{\Pi\Gamma}$  – число молей продуктів згорання, що утворились внаслідок реакції. Величини  $\Sigma n_{\Pi}$  та  $\Sigma n_{\Pi\Gamma}$  визначаються з реакції горіння.

Враховуючи об'єднаний закон газового стану, рівняння (12.22) можна подати у вигляді:

$$\frac{V_B}{V_{\Pi}} = \frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}}; \quad V_B = \frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}} V_{\Pi}, \quad (12.23)$$

де  $V_{\Pi}$  – початковий об'єм суміші до горіння;  $V_B$  – об'єм продуктів вибуху.

Тобто якщо початковий об'єм прийняти за одиницю, тоді при вибуху об'єм продуктів горіння буде перевищувати початковий у

$$V_B = \frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}} \text{ разів.} \quad (12.24)$$

Іншими словами *ступінь розширення* продуктів горіння  $\varepsilon$  при вибуху можна виразити:

$$\frac{T_B \Sigma n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \Sigma n_{\Pi}} = \varepsilon. \quad (12.25)$$

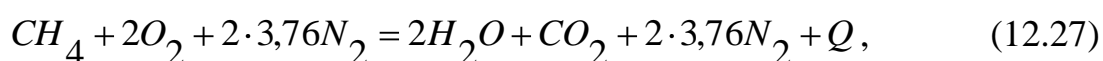
Відомо, що максимально можливий надмірний тиск в замкнутому об'ємі буде при  $V_{\text{сум}} = V_{\text{нр}}$ , де  $V_{\text{сум}}$  – об'єм вибухонебезпечної суміші при стехіометричній концентрації, а  $V_{\text{нр}}$  – об'єм приміщення.

Його можна визначити за формулою:

$$\Delta P_B = P_{\Pi} \left( \frac{T_B \sum n_{\Pi\Gamma}}{T_{\Pi} \sum n_{\Pi}} - 1 \right) \frac{V_{\text{сум}}}{V_{\text{np}}}, \text{ Па}, \quad (12.26)$$

де  $P_{\Pi}$  – початковий тиск у приміщенні, Па;  $\sum n_{\Pi\Gamma}$ ,  $\sum n_{\Pi}$  – кількість молей продуктів горіння та початкової суміші, моль;  $T_B$ ,  $T_{\Pi}$  – температура вибуху та початкова температура, К.

Наприклад, при горінні метану:



$$\Delta P_B = 10^5 \left( \frac{10,52 \cdot (235 + 273)}{10,52 \cdot (20 + 273)} - 1 \right) = 7,56 \cdot 10^5, \text{ Па.}$$

У реальній ситуації необхідно враховувати додаткові чинники, які впливають на процес вибуху, наприклад, участь горючої речовини у дефлаграційному процесі, її густину при різних температурах, нещільність об'єму приміщення тощо. Надмірний тиск вибуху  $\Delta P$  для індивідуальних пальних речовин, що складаються з атомів С, Н, О, N, Cl, Br, I, F, визначається за формулою:

$$\Delta P = (P_{\text{max}} - P_0) \cdot \frac{m \cdot z}{V_{\text{CB}} \cdot \rho_{\Pi\Gamma}} \cdot \frac{100}{C_{\text{CT}}} \cdot \frac{1}{K_H}, \quad (12.28)$$

де  $P_{\text{max}}$  – максимальний тиск вибуху стехіометричної газоповітряної або пароповітряної суміші в замкнутому об'ємі, визначений експериментально або за довідковими даними. За відсутності даних допускається приймати  $P_{\text{max}} = 900$  кПа;

$P_0$  – початковий тиск повітря до вибуху, кПа (допускається приймати рівним  $P_0 = 101$  кПа);

$m$  – маса горючого газу (ГГ) або пари легкозаймистих (ЛЗР) і горючих рідин (ГР), що вийшли внаслідок аварії у приміщення, кг;

$z$  – коефіцієнт участі пального у вибуху, який може бути розрахований на основі характеру розподілу газів і пари в об'ємі приміщення згідно додатка. Для горючих газів (окрім водню)  $z = 1,0$ ;

$V_{CB}$  – вільний об'єм приміщення, м<sup>3</sup>;

$K_H$  – коефіцієнт, що враховує негерметичність приміщення і неадіабатичність процесу горіння. Допускається приймати  $K_H = 3$ ;

$\rho_{ПГ}$  – густина газу або пари при розрахунковій температурі  $t_p$ , кг·м<sup>-3</sup>, що обчислюється за формулою (наприклад, для ацетилену  $C_2H_2$   $\rho_{ПГ} = 1,079$  кг/м<sup>3</sup>);

$$\rho_{ПГ} = \frac{M}{V_0 (1 + 0,00367 t_p)}, \quad (12.29)$$

де  $M$  – молярна маса, кг·кмоль<sup>-1</sup>;

$V_0$  – молярний об'єм,  $V_0 = 22,413$  м<sup>3</sup>·кмоль<sup>-1</sup>;

$t_p$  – розрахункова температура, °С. Як розрахункову температуру слід приймати максимально можливу температуру повітря в даному приміщенні у відповідній кліматичній зоні або максимально можливу температуру повітря за технологічним регламентом з урахуванням можливого підвищення температури в аварійній ситуації. Якщо такого значення розрахункової температури  $t_p$  з яких-небудь причин визначити не вдається, допускається приймати її рівною 61 °С;

$C_{СТ}$  – стехіометрична концентрація ГГ або пари ЛЗР і ГР % (об.), обчислювана за формулою:

$$C_{СТ} = 100 / (1 + 4,84 \cdot \beta), \quad (12.30)$$

де  $\beta$  – стехіометричний коефіцієнт кисню в реакції згорання:

$$\beta = n_C + \frac{n_H - n_X}{4} - \frac{n_O}{2}; \quad (12.31)$$

де  $n_C$ ,  $n_H$ ,  $n_O$ ,  $n_X$  – число атомів С, Н, О та галоїдів у молекулі пального.

Розрахунок  $\Delta P$  для індивідуальних речовин, окрім згаданих в (12.28), а також для сумішей може бути виконаний за формулою:

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{mQP_0Z}{V_{np}\rho_B c_B T_0 K_H} \quad (12.32)$$

де  $Q$  – теплота згоряння речовини, Дж·кг<sup>-1</sup>;

$\rho_B$  – густина повітря до вибуху при початковій температурі  $T_0$ , кг·м<sup>-3</sup>;

$c_B$  – теплоємність повітря, Дж·кг<sup>-1</sup>·К<sup>-1</sup> (допускається приймати  $c_B = 1,01 \cdot 10^3$  Дж·кг<sup>-1</sup>·К<sup>-1</sup>);

$V_{np}$  – об'єм приміщення, м<sup>3</sup>;

$T_0$  – початкова температура повітря, К.

Ступінь пошкодження об'єкта (будівлі, споруди і т.п.) оцінюється за критерієм оцінки фізичної стійкості (сильне пошкодження, середнє, слабке), а об'єктів дії (устаткування, установок і т.п.) – за критерієм перекидання і зсуву. Критерієм оцінки фізичної стійкості будівельного об'єкта є надмірний тиск при вибуху  $\Delta P_{\Phi}$ , а критерієм оцінки за перекиданням і зсувом – швидкісний натиск вибуху  $P_{СК}$ .

$$P_{СК} = \frac{2,5 \cdot \Delta P_{\Phi}^2}{\Delta P_{\Phi} + 7P_0} \quad (12.33)$$

Розрахований швидкісний натиск вибуху порівнюється зі стійкістю об'єкта при перекиданні та з його опором до зсуву за формулами:

при перекиданні 
$$P_{СК}^{опр} \geq \frac{a \cdot G}{b \cdot \xi_x S} ; \quad (12.34)$$

при зсуві 
$$P_{СК}^{см} \geq \frac{fG}{\xi_x S} , \quad (12.35)$$

де  $a$  – висота об'єкта, м;  $b$  – ширина об'єкта, м;  $G$  – вага об'єкта, Н;  $C_x$  – коефіцієнт опору;  $S$  – площа поперечного перерізу, м<sup>2</sup>;  $f$  – коефіцієнт тертя;  $G$  – вага об'єкта, Н;  $\xi_x$  – коефіцієнт опору;  $S$  – площа поперечного перерізу, м<sup>2</sup>.

## ПРИКЛАД 12-Б

Оцінити ступінь пошкодження приміщення в цегляній безкаркасній будівлі із залізобетонним перекриттям при вибуху в ньому газоповітряної суміші та швидкісний натиск вибуху при перекиданні устаткування за умов:

- маса суміші  $m = 2$  кг;
- теплота згоряння суміші  $Q = 40 \cdot 10^3$  Дж·кг<sup>-1</sup>;
- коефіцієнт участі пальної суміші у вибуху  $Z = 0,5$ ;
- початкова температура повітря  $T_0 = 300$  К;
- густина повітря до вибуху  $\rho_e = 1,29$  кг·м<sup>-3</sup>;
- теплоємність повітря  $c_B = 1,01 \cdot 10^3$  Дж·кг<sup>-1</sup>·К<sup>-1</sup>;
- початковий тиск повітря до вибуху  $P_0 = 101$  кПа;
- об'єм приміщення  $V_{np} = 100$  м<sup>3</sup>;
- коефіцієнт негерметичності і неадіабатичності  $K_H = 3$ ;
- параметри устаткування:  $a=3$  м;  $b=2$  м;  $G=20$  кН;  $C_x=0,8$ ;  $S=6$  м<sup>2</sup>.

1. Визначення надмірного тиску при вибуху газоповітряної суміші:

$$\Delta P_{\Phi} = \frac{mQP_0Z}{V_{\Pi}\rho_B c_B T_0 K_H} = \frac{2 \cdot 40 \cdot 10^3 \cdot 101 \cdot 0,5}{100 \cdot 1,29 \cdot 1,01 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 3} = 34,44 \text{ кПа}.$$

За розрахунком, згідно додатка 41, очікується середній ступінь пошкодження приміщення.

2. Визначення швидкісного натиску вибуху:

$$P_{СК} = \frac{2,5 \cdot \Delta P_{\Phi}^2}{\Delta P_{\Phi} + 7P_0} = \frac{2,5 \cdot 34,44^2}{34,44 + 7 \cdot 101} = 3,999 \text{ кПа};$$

$$P_{СК}^{opr} = \frac{a}{b} \frac{G}{\xi_x S} = \frac{3}{2} \cdot \frac{20}{0,8 \cdot 6} = 6,25 \text{ кПа}.$$

Необхідний тиск при перекиданні перевищує швидкісний натиск вибуху, тому устаткування не перекинеться.

Троїловий еквівалент газоповітряних сумішей  $M_T$  (кг) визначається зі співвідношення (12.5), в якому  $K_{ef}=Q/Q_T$  та  $\eta=1$ , тобто у припущенні, що енергія вибуху півсферичної хмари повністю відбита поверхнею, над якою ця хмара утворилася. З урахуванням викладеного:

$$M_T = 2C_B \frac{Q}{Q_T}, \quad (12.36)$$

де  $C_B$  – маса речовини, що вибухає у складі хмари ГПС (кг);  $Q$  – теплота, що виділяється при згоранні даної речовини (кДж/кг);  $Q_T$  – теплота вибуху тротилу (4520 кДж/кг).

$Q$  є табличною величиною (додаток 44), яка показує кількість енергії, що виділяється при вибуху (згоранні) одиниці маси даної речовини.

Значення  $C_B$  визначається співвідношенням

$$C_B = \delta \cdot M_{XP}, \quad (12.37)$$

де  $M_{XP}$  – маса речовини, що зберігалася у сховищі до аварії (до вибуху), кг;

$\delta$  – коефіцієнт, залежний від способу зберігання речовини, що показує частку речовини, перехідну при аварії в газ:

$\delta = 1$  – для газів при атмосферному тиску;

$\delta = 0,5 \dots 0,6$  – для зріджених газів, що зберігаються під тиском;

$\delta = 0,1$  – для зріджених газів, що зберігаються ізотермічно;

$\delta = 0,02-0,07$  – для розлитих ЛЗР.

Об'єм газової хмари  $V_0$  та розмір півсфери газової хмари  $r_1$  (рис. 12.6, зона I) залежать від кількості початкової речовини, що зберігалася у сховищі до аварії, і способу її зберігання. Ці параметри можна визначити за формулами:

$$V_0 = \frac{V_a \delta M_{XP}}{\mu c_{cmx}}, \text{ м}^3; \quad r_1 = \sqrt[3]{\frac{3 V_a \delta M_{XP}}{2 \pi \mu c_{cmx}}} = 2,2 \sqrt[3]{\frac{\delta M_{XP}}{\mu c_{cmx}}}, \text{ м}; \quad (12.38)$$

де  $V_a$  – об'єм кіломоля ідеального газу або постійна Авогадро (А. Avogadro 1776–1856),  $V_a = 22,4 \text{ м}^3/\text{кмоль}$ ;  $\mu$  – молярна маса речовини, що зберігається (кг/кмоль);  $c_{cmx}$  – стехіометрична об'ємна концентрація (в абсолютних долях).

Радіус зони детонаційної хвилі  $r_1$ , м, для найбільш часто використовуваних вуглеводнів можна приблизно розрахувати за емпіричною формулою:

$$r_1 = 17,5 \sqrt[3]{\delta \cdot M_{XP}} . \quad (12.39)$$

## **2. Вплив розльоту продуктів вибуху**

Радіус зони дії продуктів вибуху ГПС, які здатні пошкодити будівельні об'єкти  $r_2$ , м, розраховують за емпіричною формулою:

$$r_2 = 1,7 \times r_1 . \quad (12.40)$$

## **3. Вплив вибухових хвиль на відстанях $r > r_1$**

Формули для визначення значень параметрів ударної хвилі на відстанях, що перевищують радіус півсфери газової хмари в навколишньому повітрі, одержані шляхом апроксимації чисельного розв'язання задачі про детонацію пропаноповітряної суміші. Спосіб розрахунку параметрів ударної хвилі для горючих сумішей різних вуглеводнів з повітрям, що задовільно узгоджуються з експериментальними даними, отримано з розв'язання системи нестационарних рівнянь газової динаміки.

Максимальний надмірний тиск у фронті ударної хвилі  $\Delta P_\phi$  (кПа):

$$\Delta P_\phi = P_0 \cdot P_{np} ; \quad (12.41)$$

$$\lg P_{np} = 0,65 - 2,18 \lg R_{np} + 0,52 (\lg R_{np})^2 ; \quad R_{np} = r / \sqrt[3]{M_T} , \quad (12.42)$$

де  $M_T$  – тротиловий еквівалент наземного вибуху півсферичної хмари ГПС (кг);  $P_0$  – атмосферний тиск,  $P_0 = 101$  кПа.

Питомий імпульс  $I$ , Па·с:

$$I = I_{np} \sqrt[3]{M_T} ; \quad (12.43)$$

$$\lg I_{np} = 2,11 - 0,97 \lg R_{np} + 0,44 (\lg R_{np})^2 . \quad (12.44)$$

### ПРИКЛАД 12-В

Визначити надмірний тиск і питомий імпульс у фронті повітряної ударної хвилі на відстані 100 м від ємності, в якій знаходиться 10 т пропану, що зберігається в рідкому вигляді під тиском, при її розгерметизації і вибуху утвореної ГПС.

1. Визначення маси пропану у складі ГПС:

$$C_B = \delta M_{XP} = 0,5 \cdot 10000 = 5000 \text{ кг.}$$

2. Визначення тротилового еквівалента:

$$M_T = 2C_B \frac{Q}{Q_T} = 2 \cdot 5000 \cdot \frac{46,4}{4,52} = 102655 \text{ кг.}$$

3. Визначення приведенного радіусу вибуху:

$$R_{np} = \frac{r}{\sqrt[3]{M_T}} = 100 / \sqrt[3]{102655} = 2,14.$$

4. Визначення надмірного тиску у фронті ударної хвилі:

$$\lg P_{np} = 0,65 - 2,18 \lg R_{np} + 0,52 (\lg R_{np})^2 = 0,65 - 2,18 \cdot \lg 2,14 + 0,52 \cdot (\lg 2,14)^2 = -0,0135,$$

$$\text{звідки } P_{np} = 10^{-0,0135} = 0,97.$$

$$\text{Отже } \Delta P_{\Phi} = P_0 \cdot P_{np} = 100 \cdot 0,97 = 97 \text{ кПа.}$$

5. Визначення значення питомого імпульсу ударної хвилі:

$$\lg I_{np} = 2,11 - 0,97 \lg R_{np} + 0,44 (\lg R_{np})^2 = 2,11 - 0,97 \lg 2,14 + 0,44 (\lg 2,14)^2 = 1,84,$$

$$\text{звідки } I_{np} = 10^{1,84} = 69,2;$$

$$I = I_{np} \sqrt[3]{M_T} = 69,2 \sqrt[3]{102655} = 3240 \text{ Па}\cdot\text{с.}$$

Параметри повітряної ударної хвилі поза межами газової хмари (див. рис.12.6, зона 3) залежать від потужності вибуху. За законом подібності надмірний тиск у цій зоні для найбільш часто використовуваних вуглеводнів можна визначити з достатнім наближенням через відносний коефіцієнт  $\psi_1$ , використовуючи емпіричні розрахункові формули:



$$\psi_1 = 0,24 \cdot \frac{r_3}{r_1}, \quad (12.45)$$

$$\text{при } \psi_1 \leq 2 \quad \Delta P_{III} = \frac{700}{3 \times \sqrt[3]{1 + 29,8 \cdot \psi_1^3 - 1}} \quad (12.46)$$

$$\text{при } \psi_1 > 2 \quad \Delta P_{III} = \frac{22}{\psi_1 \cdot \sqrt{\lg \psi_1 + 0,158}}, \quad (12.47)$$

де  $r_3$  – відстань від місця вибуху до точки в зоні 3;  $\Delta R_{III}$  – надмірний тиск вибухової хвилі на відстані  $r_3$ .

### ПРИКЛАД 12-Г

Визначити небезпечні зони при вибуху ємності, в якій міститься 100 т зрідженого бутан-пропану та оцінити характер руйнувань промислової будівлі з металевим каркасом на відстані 500 м від місця вибуху. Коефіцієнт переходу рідкого продукту в ГПС  $\delta = 1$ .

1. Визначення радіусу зони детонаційної хвилі (зони 1):

$$r_1 = 17,5 \cdot \sqrt[3]{\delta \cdot M_{xp}} = 17,5 \cdot \sqrt[3]{1 \cdot 100} = 81,21 \text{ м.}$$

2. Визначення радіусу зони дії продуктів вибуху (зона 2):

$$r_2 = 1,7 \times r_1 = 1,7 \times 81,21 = 138,06 \text{ м.}$$

3. Визначення надмірного тиску вибухової хвилі на відстані 500 м від місця вибуху:

$$\psi_1 = 0,24 \cdot \frac{r_3}{r_1} = 0,24 \cdot \frac{500}{81,21} = 1,47.$$

Оскільки  $\psi_1 \leq 2$ , то

$$\Delta P_{III} = \frac{700}{3 \cdot \sqrt[3]{1 + 29,8 \cdot \psi_1^3 - 1}} = \frac{700}{3 \cdot \sqrt[3]{1 + 29,8 \cdot 1,47^3 - 1}} = 26,57 \text{ кПа.}$$

Згідно додатка 41 можна очікувати слабких пошкоджень промислової будівлі з металевим каркасом на відстані 500 м від місця вибуху.

Для пилоповітряних сумішей вугільного пилу  $P_B = (4 \dots 5) \cdot 10^5$  Па. Навантаження на огорожувальні конструкції, що виникає під час вибуху, досягає сотень кілоПаскалей. Допустимий надмірний тиск для конструкцій приймається

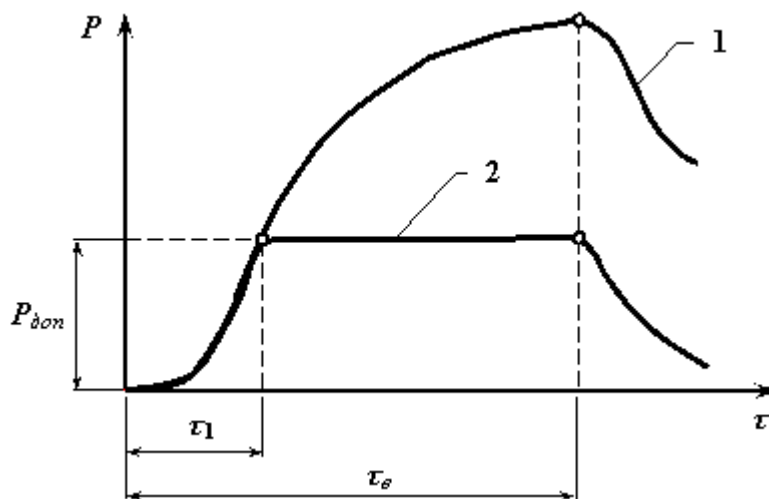
набагато меншим (див. додаток 41). Таким чином, для зменшення тиску на будівельні конструкції необхідно вжити відповідних заходів, наприклад, забезпечити швидке зниження тиску на них після вибуху.

Під час вибуху газоповітряної суміші всередині приміщення зміну тиску в ньому можна охарактеризувати графіком, поданим на рис. 12.7, на якому продемонстровано зменшення тиску вибуху в закритому приміщенні при застосуванні ЛСК.

Оскільки конструкції приміщення мають власну міцність, яка дозволяє витримувати певний тиск, то надмірний об'єм продуктів вибуху, який потрібно видалити із приміщення для недопущення його пошкодження, можна визначити за формулою:

$$\Delta V_B = V_B - V_{\Pi} \frac{P_{\text{дон}}}{P_{\Pi}}, \quad (12.48)$$

де  $P_{\text{дон}}$  – допустимий тиск на конструкції приміщення, Па.



**Рисунок 12.7 – Схема зміни тиску при вибуху:**

**1 – крива зміни тиску в закритому приміщенні;**

**2 – крива зміни тиску в будівлі з вибуховими отворами (ЛСК)**

Швидкість витікання та витрати газу при адіабатичному стиску залежать від відношення тиску в середовищі, в яке витікає газ  $P_a$ , до тиску в замкненому приміщенні  $P_{\Pi}$ , де сталася реакція.

Відношення  $P_a/P_{\text{дон}}$ , при якому витрати газу стають максимальними, при незруйнованому об'ємі приміщення називається *критичним* і позначається  $v_{кр}$ .

Для двохатомних газів  $v_{кр} = 0,528$ . Тобто для будь-яких значень має зберігатися нерівняння  $P_a/P_{\text{дон}} > 0,528$ . Це означає, наприклад, що при  $P_a = 1 \cdot 10^5$  Па,  $P_{\text{дон}}$  буде знаходитися в межах  $1,15 \cdot 10^5 \dots 1,5 \cdot 10^5$  Па. Для цього випадку розрахункова формула для визначення швидкості витікання  $v$  має наступний вигляд:

$$v = \varphi \sqrt{2g \frac{k}{k-1} P_{\text{дон}} V_t \left[ 1 - \left( \frac{P_a}{P_{\text{дон}}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}, \quad (12.49)$$

де  $g$  – прискорення сили ваги, м/с<sup>2</sup>;

$V_t$  – питомий об'єм продуктів горіння з урахуванням температури, м<sup>3</sup>/Н;

$\varphi$  – коефіцієнт витрати;

$P_a$  – тиск середовища, в яке відбувається витікання, Н/м<sup>2</sup>;

$k$  – показник адіабати для двохатомних газів (відношення питомої теплоємності при  $P = \text{const}$  до питомої теплоємності при  $V = \text{const}$ ). Для розрахунків показника адіабати  $k$  виходять з наступних значень молярної теплоємності газів:

- одноатомний газ  $\mu c_v = 12,6$  кДж/моль·град;
- двохатомний газ  $\mu c_v = 21$  кДж/моль·град;
- трьох- і багатоатомний газ  $\mu c_v = 29,4$  кДж/моль·град.

Між молярними теплоємностями ідеальних газів при  $P = \text{const}$  і  $V = \text{const}$  існує залежність  $\mu c_p - \mu c_v = 8,4$  кДж/моль·град. Таким чином, наприклад, для двохатомних газів, до числа яких відносяться продукти згорання,  $\mu c_p$  буде дорівнювати  $29,4$  кДж/моль·град. Для цих умов:

$$k = \frac{c_p}{c_v} = \frac{29,4}{21,0} = 1,4. \quad (12.50)$$

Якщо підставити у формулу (12.49) значення питомого об'єму газу  $V_t$  з урахуванням поправки на температуру:

$$V_i = \frac{1}{\rho_0} \frac{T_{\text{ПГ}}}{T_0} \frac{P_a}{P_{\text{дон}}}, \quad (12.51)$$

де  $\rho_0$  – питома вага продуктів згоряння при  $0^\circ\text{C}$ ,  $\text{Н/м}^3$ ;  $T_{\text{ПГ}}$  – температура згоряння при вибуху,  $\text{К}$ ;  $T_0$  – початкова температура продуктів згоряння,  $\text{К}$ .

Тоді в перетвореному виді формула (12.49) набуде вигляду:

$$v = \varphi \sqrt{2g \frac{k}{k-1} P_{\text{П}} \frac{T_{\text{ПГ}}}{\rho_0 T_0} \left[ 1 - \left( \frac{P_a}{P_{\text{дон}}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}. \quad (12.52)$$

Якщо у формулу (12.52) підставити значення  $\varphi=0,75$ ,  $g=9,81 \text{ м/с}^2$ ,  $k=1,4$ ,  $P_a=10^5 \text{ Н/м}^2$ ,  $T_0=273 \text{ К}$ ,  $\rho_0=12,93 \text{ Н/м}^3$ , то в остаточному вигляді:

$$v = 33,5 \sqrt{T_{\text{ПГ}} \left[ 1 - \left( \frac{P_a}{P_{\text{дон}}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}. \quad (12.53)$$

Для недопущення пошкодження приміщення, в якому стався вибух, треба, щоб продукти вибуху мали змогу витікати назовні через прорізи. Площа вибухових прорізів відповідає вимогам безпеки при дотриманні двох умов:

$$\Delta V_B = \Delta V_i; \quad (12.54)$$

$$\left. \frac{dP}{d\tau} \right|_B = \left. \frac{dP}{d\tau} \right|_u, \quad (12.55)$$

де  $\Delta V_B$  – надлишковий об'єм продуктів згоряння, що утворилися при вибуху,  $\text{м}^3$ ;  $\Delta V_i$  – витрата продуктів згоряння при витіканні через вибуховий проріз,  $\text{м}^3$ ;

$\left. \frac{dP}{d\tau} \right|_B$  – швидкість зміни тиску при вибуху,  $\text{Н/м, с}$ ;  $\left. \frac{dP}{d\tau} \right|_u$  – швидкість зміни тиску

при витіканні,  $\text{Н/м, с}$ .

З рівняння нерозривності відомо, що

$$\Delta V_i = f_{\text{ВП}} \nu \tau_B, \quad (12.56)$$

де  $f_{\text{ВП}}$  – площа вибухових прорізів, м<sup>2</sup>;  $\nu$  – швидкість витікання продуктів згоряння, м/с;  $\tau_B$  – час вибуху, с.

З формули (12.56) випливає:

$$f_{\text{ВП}} = \frac{\Delta V_B}{\nu \tau_B}. \quad (12.57)$$

З формул (12.53) і (12.57) в остаточному вигляді визначається площа вибухових прорізів  $f_{\text{ВП}}$ :

$$f_{\text{ВП}} = \frac{\Delta V_B}{33,5 \tau_B \sqrt{T_{\text{ПГ}} \left[ 1 - \left( \frac{P_a}{P_{\text{дон}}} \right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}}. \quad (12.58)$$

З формули (12.57) видно, що між припустимими тиском на конструкції та площею вибухових прорізів існує зв'язок. Чим міцніше конструкція, тим менше може бути площа вибухових прорізів. Попередні розрахунки, а також аналіз вибухів показують, що при площі вибухових прорізів, рекомендований нормами, що дорівнює 0,05 м<sup>2</sup>/м<sup>3</sup>, тиск при вибуху може значно перевищити припустимий і зруйнувати будівельні конструкції. Виходячи з цього, нормами рекомендовано визначати площу вибухових прорізів розрахунком.

У випадку, коли  $P_{\text{дон}} = 1,5 \cdot 10^4$  Н/м<sup>2</sup>,

$$f_{\text{ВП}} = \frac{\Delta V_B}{6,7 \tau_B \sqrt{T_{\text{ПГ}}}}. \quad (12.59)$$

Залежність площі вибухових прорізів від різних факторів представлено на рис. 12.8. Графіками цього рисунка можна користуватися для визначення площі

прорізів. Для цього потрібно знати надлишковий об'єм продуктів горіння при вибуху, допустимий тиск на конструкції і температуру горіння при вибуху.

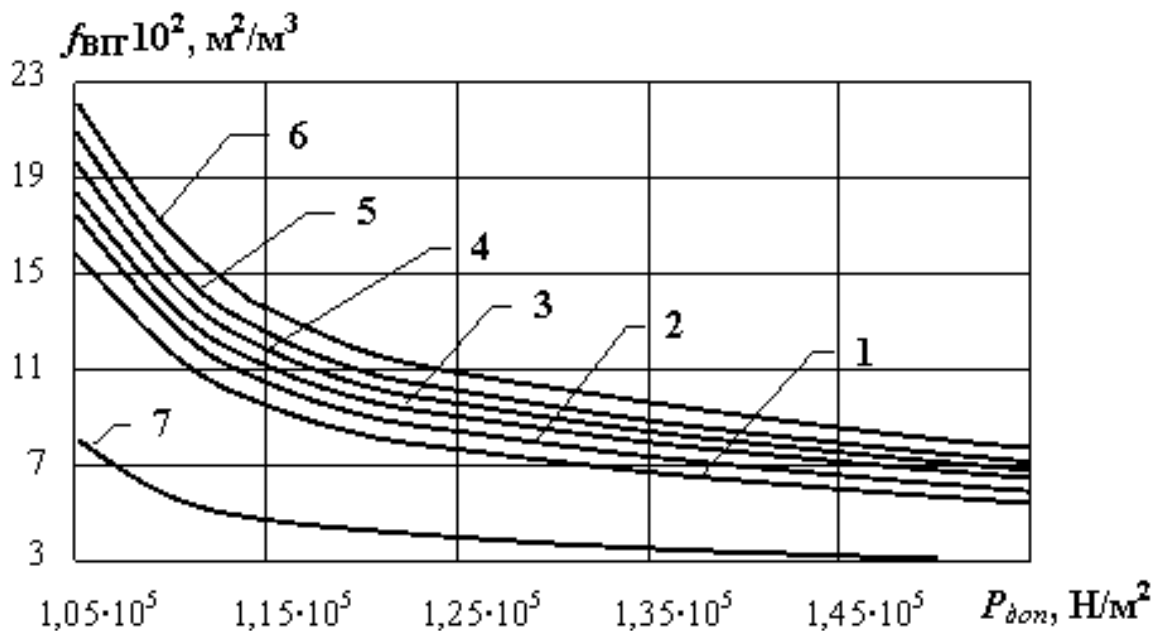
Легкоскидна конструкція розкривається миттєво при досягненні у приміщенні тиску, що дорівнює  $P_{дон}$ . При цьому зміна тиску в будівлі з легкоскидними конструкціями характеризується схемою, наведеною на рис.12.7.

Противибуховий захист повинен створити такі умови, щоб тиск під час вибуху не перевищував допустимий.

Іншими словами, конструктивні елементи будівель та споруд повинні забезпечувати зниження тиску під час вибуху в замкнутому просторі до величини, яка є безпечною.

Якщо рішення противибухового захисту забезпечують зниження тиску під час вибуху до 5 кПа, то перевірка несучої здатності основних конструкцій не потрібна.

У протилежному випадку необхідно виконати розрахунок вибухостійкості конструкцій і, в разі потреби, передбачити їх зміцнення.



**Рисунок 12.8 – Графік визначення площі вибухових прорізів залежно від тиску, що допускається, на будівельні конструкції**

1 –  $T_B=2073$  К;  $\Delta V_B=5,6-6,05$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 2 –  $T_B=2273$  К;  $\Delta V_B=6,3-6,75$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 3 –  $T_B=2473$  К;  $\Delta V_B=6,95-7,4$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 4 –  $T_B=2773$  К;  $\Delta V_B=8-8,45$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 5 –  $T_B=3073$  К;  $\Delta V_B=9-9,45$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 6 –  $T_B=3273$  К;  $\Delta V_B=9,6-10,05$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>; 7 –  $\Delta V_B=5$  м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>;

Вибух як один з вторинних проявів небезпечних факторів пожежі, приводить до руйнування будівель та споруд і нерідко супроводжується загибеллю людей. Противибуховий захист будівель та споруд повинен здійснюватися на стадії проектування.

Дослідженнями встановлено, що фронт полум'я має форму сфери, всередині якої знаходяться продукти горіння, а поза нею незгоріла суміш. Сферичний фронт полум'я зберігається до моменту торкання ним стінок приміщення.

Розміщення джерела запалювання в суміші суттєво не впливає на величину надмірного тиску, але впливає на час вибуху. При розрахунку часу вибуху робиться припущення, що джерело запалювання розміщується в геометричному центрі вибухонебезпечного об'єму. Це найгірший випадок, тому що відбувається найбільше зростання тиску.

Різке підвищення тиску до небезпечного для конструкцій при вибуху починається з моменту досягнення фронтом полум'я  $0,4 \dots 0,5 R$ . Іншими словами, мить досягнення максимального тиску фіксується, як мить досягнення фронтом полум'я стінок приміщення.

Таким чином, час вибуху (розрахунковий) може бути визначений як час переміщення фронту полум'я від центру сфери до стінки приміщення. Фронт полум'я проходить відстань  $0,5r$ .

$$\tau_{\text{в}} = \frac{0,5 r}{v_{\text{п}} \varepsilon}, \quad (12.60)$$

де:  $v_{\text{п}}$  – швидкість розповсюдження полум'я, м/с.

Розрізняють *нормальну швидкість розповсюдження полум'я*  $v_{\text{пн}}$ , яка є меншою від тієї, що спостерігається, на ступінь розширення продуктів згорання при вибуху  $\varepsilon$ . Вона залежить від складу суміші, тиску та температури. Розповсюдження полум'я йде тільки за рахунок теплопередачі.

Враховуючи вираз радіуса сфери через об'єм

$$r = \sqrt[3]{\frac{3 V_{\Sigma}}{4 \pi}}$$

і те, що об'єм вибухонебезпечної суміші  $V_{\Sigma}$  дорівнює об'єму приміщення  $V_{np}$ , можна розрахувати час вибуху:

$$\tau_B = \frac{0,5}{v_{\text{гн}} \varepsilon} \sqrt[3]{\frac{3 V_{np}}{4 \pi}}. \quad (12.61)$$

Дані величини  $v_{\text{гн}}$  та  $\varepsilon$  дуже обмежені.

Для розрахунків на практиці рекомендують час вибуху приймати:

- для газоповітряної суміші – 0,1 с;
- для пароповітряної суміші – 0,2 с;
- для пилоповітряної суміші – 0,3 с.

### 12.3.3 Розрахунок площі легкоскидних конструкцій

Питання противибухового захисту будівель та споруд висвітлено у "СНиП 2.09.02-85. Производственные здания (п. 2.42)".

В приміщеннях категорії А і Б слід передбачати зовнішні *легкоскидні огорожувальні конструкції (ЛСК)*. Площа ЛСК визначається розрахунком.

Зниження тиску під час вибуху досягається за рахунок випуску продуктів вибуху та вибухонебезпечної суміші, яка не вступила в реакцію, через отвори, які звільнили ЛСК, що відкрилися або зруйнувалися.

*Площа ЛСК*, відповідно до СНиП 2.09.02-85, визначається розрахунком.

При цьому приймаються припущення:

- вибухонебезпечна суміш розподілена по всьому об'єму приміщення або його частини;
- концентрація суміші є близькою до стехіометричної;
- горіння суміші розповсюджується по сфері;



- ЛСК руйнуються миттєво при досягненні у приміщенні допустимого надмірного тиску  $\Delta P_{дон}$ ;
- процес витікання газів через отвори розглядається як адіабатичний.

Прийняті допущення добре сходяться з експериментальними даними.

Якщо відсутні розрахункові дані, площа ЛСК приймається не менше  $0,05 \text{ м}^2$  на  $1 \text{ м}^3$  об'єму приміщення категорії А і не менше  $0,03 \text{ м}^2$  на  $1 \text{ м}^3$  об'єму приміщення категорії Б.

## **Загальна методика розрахунку площі легкоскридних конструкцій**

### **1. Загальна площа отворів ЛСК**

Загальна площа отворів ЛСК, які відчиняються,  $F_{ВП}$  визначається за формулою:

$$F_{ВП} = f_{ВП} V_{П}, \quad (12.62)$$

де  $f_{ВП}$  – питома площа перерізу ЛСК,  $\text{м}^2/\text{м}^3$ ;  $V_{П}$  – об'єм приміщення,  $\text{м}^3$ .

### **2. Питома площа перерізу ЛСК**

Питома площа перерізу ЛСК визначається з рівняння нерозривності:

$$f_{ВП} = \frac{\Delta V_B}{v_B \tau_B}, \quad (12.63)$$

де  $\Delta V_B$  – надмірний об'єм продуктів горіння, які утворилися під час вибуху,  $\text{м}^3/\text{м}^3$ ;  $v_B$  – швидкість витікання продуктів горіння,  $\text{м}/\text{с}$ ;  $\tau_B$  – час вибуху,  $\text{с}$ .

Для визначення площі вибухових прорізів у приміщеннях з неповною загазованістю  $f_{ВП}^{nn}$  розглянемо два випадки: неповну загазованість по висоті приміщення і неповну загазованість по площі приміщення. У першому випадку приймається рівномірний розподіл вибухонебезпечної суміші по всій площі підлоги на частину висоти приміщення, а у другому випадку приймається рівномірна загазованість по усій висоті приміщення, але на обмеженій площі.

Визначимо відношення питомої площі вибухових прорізів за неповної загазованості  $f_{ВП}^{НП}$  до питомої площі вибухових прорізів за повної загазованості  $f_{ВП}^П$ . Враховуючи, що допустимий тиск на конструкції  $P_{дон}$  за неповної і повної загазованості однаковий, а також що  $\Delta V_B^{НП} = \Delta V_B^П$ , одержимо для першого випадку загазованості:

$$\frac{f_{ВП}^{НП}}{f_{ВП}^П} = \frac{\Delta V_B^{НП} \tau_B^П \nu_B^П}{\tau_B^{НП} \nu_B^{НП} \Delta V_B^П} = \frac{\tau_B^П}{\tau_B^{НП}} = \sqrt[3]{\frac{V_B^П}{V_B^{НП}}}, \quad (12.64)$$

звідки

$$f_{ВП}^{НП} = f_{ВП}^П \sqrt[3]{\frac{V_B^П}{V_B^{НП}}}, \quad (12.65)$$

де індекси НП і П позначають відповідно неповну і повну загазованість.

Для другого випадку загазованості питому площу вибухових отворів визначають як для випадку повної загазованості приміщень, однак загальну площу вибухових отворів визначають залежно від об'єму вибухонебезпечних ділянок.

### Питання для самоконтролю

1. Що таке вибух? Що таке вибухова хвиля?
2. Охарактеризуйте види вибухових хвиль.
3. Назвіть параметри вибухових хвиль. Від чого вони залежать?
4. Що таке швидкісний натиск?
5. Що таке тротиловий еквівалент?
6. Охарактеризуйте детонаційний вибух.
7. Охарактеризуйте дефлаграційний вибух.
8. У чому полягає різниця між детонаційним та дефлаграційним вибухом?
9. Чим повинна забезпечуватися вибухобезпечність об'єкта?
10. Що таке вибухозахист?
11. Назвіть планувальні заходи щодо вибухопередження.

12. Назвіть конструктивні заходи щодо вибухопопередження.
13. Чим характеризується вибухотривкість конструкцій?
14. Чим забезпечують вибухотривкість об'єкта при зовнішніх аварійних вибухах?
15. Наведіть принципи проектування вибухотривких будівель при загрозі зовнішніх аварійних вибухів.
16. Вкажіть напрями забезпечення вибухозахисту будівель при загрозі внутрішніх аварійних вибухів.
17. Як забезпечують зниження надмірного тиску, що виникає при внутрішніх аварійних вибухах?
18. Наведіть приклади легкоскидних конструкцій.
19. Як під впливом динамічного навантаження руйнується балка із защемленими кінцями?
20. Як під впливом динамічного навантаження руйнується балка з шарнірно-обпертими кінцями?
21. Наведіть причини руйнування будівельних конструкцій при аварійних вибухах.
22. Наведіть особливості впливу вибухових хвиль на будівельні об'єкти.
23. За якими граничними станами розраховують конструкції при загрозі аварійних вибухів?
24. Наведіть вимоги до будівельних конструкцій вибухонебезпечних виробництв.
25. Охарактеризуйте особливості наземного вибуху.
26. Охарактеризуйте особливості розповсюдження вибухових хвиль при наземному вибуху.
27. Вкажіть особливості зонування при вибуху конденсованої ВР.
28. Вкажіть особливості зонування при вибуху газоповітряної суміші.

## РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Барбашин В.В. Основи організації піротехнічних робіт: навч. посібник / В.В.Барбашин, О.О.Назаров, В.В.Рютін, І.О.Толкунов; за ред. В.П.Садкового. – Х.: НУЦЗУ, 2011. – 333 с.
2. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я.Берг. – М.: Госстройиздат, 1962.
3. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: практикум для студентів, курсантів та слухачів заочної форми навчання / Ю.В.Квітковський, М.М.Удянський, О.В.Миргород, Ю.В.Луценко, А.І.Морозов. – Харків: НУЦЗУ, 2011. – 221 с.
4. Васильченко О.В. Безпека експлуатації будівель і споруд та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій: навч. посібник / О.В.Васильченко, Ю.В.Квітковський, Ю.В.Луценко, О.В.Миргород. – Х.: НУЦЗУ, 2010. – 372 с.
5. Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій: навч. посібник / О.В.Васильченко. – Харків, 2007. – 257 с.
6. Гридчин А.М. Строительные материалы для эксплуатации в экстремальных условиях; Учебное пособие / А.М.Гридчин, Ю.М.Баженов, В.С.Лесовик, Л.Х.Загороднюк, А.С.Пушкаренко, А.В.Васильченко. – М.: Изд-во АСВ; Белгород: Изд-во БГТУ, 2008.– 595 с.
7. Грушевский Б.В. Пожарная профилактика в строительстве / Б.В.Грушевский, Н.Л.Котов, В.И.Сидорук. – М.: Стройиздат, 1984. – 368 с.
8. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре: учебник / В.Н. Демехин, И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюснина, Б.Б. Серков, А.Ю. Фролов, Е.Т. Шурин. – М.: Академия ГПС МЧС России, 2003. – 656 с.
9. Клаф Р. Динамика сооружений: пер с англ. / Р.Клаф, Дж.Пензен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
10. Кулешов М.М., Пожежна безпека будівель та споруд: підручник / М.М.Кулешов, Ю.В.Уваров, О.Л.Олійник, В.П.Пустомельник, О.І.Єгурнов. – Харків, АЦЗУ, 2007 – 271 с.

11. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. вузов. В 2-х частях / А.П.Кудзис. – М.: Высш шк., 1988. – 287с.
12. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий / Л.Е.Линович. – Киев: Будівельник, 1972. – 664 с.
13. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведерников и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
14. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: ГУП НИИЖБ, 2000. – 92 с.
15. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / А.Ф.Милованов. – М.: Стройиздат, 1988. – 304 с.
16. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий: учеб. пособие для вузов / С.В. Поляков. – 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1983.
17. Природні та техногенні загрози, оцінювання небезпек: Навч. посібник / В.А. Андронов, А.С. Рогозін, О.М. Соболев та ін. – Х.: НУЦЗУ, 2011 . – 264 с.
18. Проектирование и расчет деревянных конструкций: справ. / И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др. – К.: Будівельник, 1988. – 240 с.
19. Пушкаренко А.С. Будівельні матеріали та їх поведінка в умовах високих температур: навч. посібник / А.С.Пушкаренко, О.В.Васильченко. – Харків: АПБУ, 2001. – 166 с.
20. Пушкаренко А.С. Вогнезахисне оброблення будівельних матеріалів і конструкцій: навч. посіб. / А.С.Пушкаренко, О.В.Васильченко, Ю.В.Квітковський, Ю.В.Луценко, О.В.Миргород. – Х.: НУЦЗУ, 2011. – 176 с.
21. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.
22. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М.Ройтман. – М.: Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. – 382 с.
23. Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве / В.М.Ройтман. – 2-е изд., перераб. и доп. – М., 1985. – 592 с.

24. Романенков И.Г. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов / И.Г.Романенков, В.Н.Зигерн-Корн. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
25. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения / Г.А.Савицкий. – М.: Стройиздат, 1972. – 110 с.
26. Сорокин Е.С. Динамический расчет конструкций зданий / Е.С.Сорокин. – М.: Госстройиздат, 1956. – 338 с.
27. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И.Яковлев. – М.:Стройиздат, 1988. – 143 с.
28. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – Приказ ЦНИИпромзданий Госстроя СССР от 30 ноября 1984 г. № 106а.
29. ДБН В 1.1-7-2002. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К. : Мінбуд України, 2002.
30. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України.
31. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. К: Мінбуд України, 2006.
32. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М: ЦИТП, 1989. – 88 с.
33. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - М.:ЦИТП, 1991. – 94 с.

## ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

аварійне сполучення навантажень .....	29	епюра.....	32
альтернативний температурний режим.....	237	жолоблення .....	178
анкерний стрижень .....	37	жорсткість .....	10
анкерні болти .....	96	закладні деталі .....	37
антисейсмічний шов .....	396	залізобетон.....	35
арматура .....	36	запобіжні (легкоскидні) конструкції .....	442
база колони .....	168	захисний шар бетону.....	37
балка настилу.....	128	зв'язки .....	149
балкова клітка.....	127	зварювання.....	99
бетон .....	36	згинальний момент.....	19
будівля .....	9	землетрус .....	390
вантажна площа.....	64, 131, 135, 202	зім'яття.....	19
вибух .....	426	змінні (тимчасові) навантаження .....	21
вибухобезпечність.....	433	змінні короточасні навантаження.....	21
вибухова хвиля .....	427	змінні тривалі навантаження.....	21
вибухові виляски (хлопки) .....	440	зсув .....	19
вибухові перетворення.....	425	ініціюючий заряд.....	432
вибухові речовини .....	425	інтенсивність землетрусу.....	394
вибухозахист .....	433	каркас будівлі .....	221
вибухотривкість .....	434	коефіцієнт армування .....	60
вигин .....	19	коефіцієнт гнучкості .....	62, 104
випадковий ексцентриситет .....	56	коефіцієнт надійності за матеріалом.....	27
вітрове навантаження .....	24	коефіцієнт надійності за призначенням.....	29
вогнезахисне покриття .....	357	коефіцієнт поздовжнього вигину.....	62, 104, 207
вогнестійкість .....	238	коефіцієнт умов роботи .....	27
втрата стійкості.....	103	колона.....	58
втрата теплоізолюючої здатності .....	241	конструктивний розрахунок.....	13
втрата цілісності.....	240	конструктивні елементи .....	12
геометрично незмінна система .....	31	косий вигин .....	198
гіпоцентр .....	390	крайові умови.....	257
гнучкість .....	61	критична сила .....	61
головна балка .....	128	критична температура .....	70, 243, 319, 339
граничний стан.....	14	критичне навантаження.....	108
граничний стан конструкцій з вогнестійкості .....	239	критичне напруження.....	56, 61, 113
граничні умови .....	257	критичний переріз .....	246
двовимірне температурне поле.....	254	кроквяні ферми.....	146
двотавр .....	89	крутіння.....	19
детонаційний процес .....	429	кутикові профілі .....	88
детонація .....	430	легкоскидні огорожувальні конструкції (ЛСК) .....	432, 471
дефект деревини .....	176	легування .....	75
дефлаграційний процес .....	428	лобові вруби .....	182
деформація .....	10	магнітуда .....	393
довговічність .....	10	марка сталі .....	81
допоміжна балка.....	128	межа вогнестійкості.....	239
дюралумін.....	84	межа міцності.....	78
ексцентриситет .....	55	межа поширення вогню.....	242
епізодичні (особливі) навантаження .....	21	межа пропорційності .....	77
епіцентр .....	390		

межа пружної роботи .....	77
межа текучості.....	77
мікротріщина .....	117
міцність .....	10
нагель.....	184
напружено-деформований стан .....	25
нерозрізна балка .....	120, 314
несучі конструкції.....	12
нормативний опір .....	26
нормативні навантаження .....	22
оголовок.....	151
огороджувальні конструкції.....	12
одновимірне температурне поле.....	254
опалубка .....	35
осередок вибуху .....	454
ослаблення.....	207
ослаблення стиснутих елементів.....	208
основне сполучення навантажень.....	28
пасивний заряд.....	432
питома міцність .....	69
піроліз .....	363
пластична деформація .....	25
пластичний шарнір ....	41, 290, 306, 315, 336
побічна арматура .....	59
пожежа .....	238
позацентрове стискання.....	54
позацентрово стиснуті колони .....	165
покриття .....	143
покрівля .....	144
поперечна арматура .....	59
постійні навантаження .....	20
проліт (прогін).....	72
простий вигин.....	198
противибуховий захист.....	433
профілі для металевих конструкцій.....	85
пружна деформація .....	25
режим вуглеводневої пожежі .....	237
режим зовнішньої пожежі .....	237
робоча арматура.....	58
розрахункова схема .....	30
розрахунковий опір.....	27
розрахункові навантаження .....	23
розрізна балка.....	120
розтяг.....	18
сейсмічний осередок.....	390
сейсмічні хвилі .....	390

сейсмічність будівельного	
майданчика .....	395
сейсмогасіння.....	409
сейсмозахист .....	405
сейсмоізоляція.....	405
сейсмостійкість .....	395
система сейсмозахисту .....	403
снігове навантаження .....	24
сполучення навантажень.....	28
споруда.....	9
спучуване вогнезахисне покриття .....	357
стадія напружено-деформованого	
стану.....	42
сталева арматура .....	36
сталеві балки.....	119
сталеві колони.....	151
сталеві ферми .....	141
сталь .....	73
стандартна температурна крива.....	236
статична задача .....	244
статично визначена система .....	31
статично невизначена система .....	31
стиск .....	18
стійкість .....	10
ступінь вогнестійкості .....	242
ступінь чорноти .....	269
температурне поле .....	254
теплотехнічна задача .....	244
тимчасові (змінні) навантаження .....	21
тривкість .....	10
протиловий еквівалент .....	446
ударна в'язкість.....	79
ударна хвиля .....	427
умова міцності.....	46
умова рівноваги .....	46
фасонка.....	148
ферма .....	141
фіктивний шар.....	263
хвиля стиску .....	427
центральне стискання .....	54
центрально стиснуті колони .....	153
чистий вигин .....	19
шарнір пластичності .....	107, 112, 436
шатро .....	143
швелер .....	88
швидкісний натиск .....	429, 430, 440



# ДОДАТКИ

**Межі вогнестійкості протипожежних перешкод**

Протипожежні перешкоди	Тип протипожежних перешкод	Межа вогнестійкості протипожежної перешкоди не менше	Тип заповнення прорізів не нижче	Тип тамбуршлюзу не нижче
Стіни	1	REI 150	1	1
	2	REI 60	2	1
	3	REI 45	2	2
Перегородки	1	EI 45	2	1
	2	EI 15	3	2
Перекриття	1	REI 150	1	1
	2	REI 60	2	1
	3	REI 45	2	1
	4	REI 15	3	2

**Межа вогнестійкості заповнення прорізів у протипожежних перешкодах**

Заповнення прорізів у протипожежних перешкодах	Тип заповнення прорізів у протипожежних перешкодах	Межа вогнестійкості, не нижче
Двері, ворота, вікна, люки, клапани	1	EI 60
	2	EI 30
	3	EI 15
Завіси	1	EI 60

## Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій та максимальні межі розповсюдження вогню по них

Ступінь вогнестійкості будівель	Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій та максимальні межі поширення вогню по них								
	стіни				колони	сходові майданчики, косоури, сходи, балки, марші сходових кліток	несучі конструкції перекриттів, плити, настили (у тому числі з утеплювачем) тощо	елементи покриттів	
	несучі та сходових кліток	самонесучі	зовнішні несучі	внутрішні несучі				плити, настили (у тому числі з утеплювачем) та прогони	балки, ферми, арки, рами
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	REI 150, M0	REI 75, M0	E 30, M0	EI 30, M0	R 150, M0	R 60, M0	REI 60, M0	RE 30, M0	R 30, M0
II	REI 120, M0	REI 60, M0	EI 15, M0	EI 15, M0	R 120, M0	R 60, M0	REI 45, M0	RE 15, M0	R 15, M0
III	REI 120, M0	REI 60, M0	E 15, M0 E 30, M0	EI 15, M1	R 120, M0	R 60, M0	REI 45, M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60, M0	REI 30, M0	E 15, M1	E 15, M1	R 15, M0	R 60, M0	REI 15, M0	RE 15, M1	R 15, M0
IIIб	REI 60, M1	REI 30, M1	E 15, M0 E 39, M1	EI 15, M0	R 60, M1	R 45, M0	REI 45, M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45, M1
IV	REI 30, M1	REI 15, M1	E 15, M1	EI 15, M1	R 30, M1	R 15, M1	REI 15, M1	Не нормуються	
IVa	REI 30, M1	REI 15, M1	E 15	EI 15, M1	R 15, M0	R 15, M0	REI 15, M0	RE 15	R 15, M0
V	Не нормуються								

## Коефіцієнти умов роботи бетону при нагріванні

Бетон	Середня щільність бетону, $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{bt}$ при температурі бетону, °С								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Важкий бетон з великим заповнювачем із силікатних порід	2350	1,0	0,85	0,95	0,85	0,7	0,55	0,35	0,2	0,05
Те ж, з карбонатних порід	2350	1,0	0,9	1,0	0,9	0,75	0,6	0,4	0,25	0,06
Легкий бетон з великим заповнювачем з керамзиту	1600	1,0	0,95	1,0	0,9	0,75	0,65	0,65	0,55	0,4
Керамзитоперлітобетон	1200	1,0	0,92	0,83	0,74	0,65	0,55	0,47	0,37	0,28

## Коефіцієнти умов роботи сталеві арматури при нагріванні

Клас Арматури	Коефіцієнт умов роботи стрижневих арматур $\gamma_{st}$ при температурі нагріву, °С									
	≤350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
A – I	1,0	1,0	0,8	0,65	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A – II	1,0	1,0	0,9	0,7	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A – IIв	1,0	1,0	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
A – III	1,0	1,0	0,95	0,75	0,6	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
A – IIIв	1,0	1,0	0,9	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-IV	1,0	0,95	0,80	0,65	0,50	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-V	1,0	0,95	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
AT-IV, AT-V	1,0	0,9	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
AT-VI, AT-VII	1,0	0,8	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
B – I, Bp – I	0,85	0,65	0,50	0,30	0,15	0,05	0	0	0	0
B-II, Bp-II	0,65	0,53	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0	0	0

## Теплофізичні характеристики матеріалів

№ п.п.	Вид бетону	$\rho_{gr}$ , кг/м <sup>3</sup>	$\lambda_t = A+B \cdot t$ ,	$C_t = C+D \cdot t$ ,	Ступінь чо- рноти, $\varepsilon$
			$\frac{Вт/(м \cdot град)}{ккал/(м \cdot ч \cdot град)}$	$\frac{Вт \cdot с/(кг \cdot град)}{ккал/(кг \cdot град)}$	
1.	На гранітному щебені, W = (1,2–2,5) %	2350	$\frac{\lambda_t=1,2-0,0003t}{\lambda_t=1,03-0,0003t}$	$\frac{C_t=720+2t}{C_t=0,17+0,0002t}$	0,625
2.	На гранітному щебені В55, W = (3,0–3,3) %	2310	$\frac{\lambda_t=1,17-0,00015t}{-}$	$\frac{C_t=720+2t}{-}$	0,625
3.	На гранітному щебені В60, W = (2,9–3,2) %	2340	$\frac{\lambda_t=1,33-0,00015t}{-}$	$\frac{C_t=720+2t}{-}$	0,625
4.	На вапняковому щебені, W = (1,3–2,5) %	2250	$\frac{\lambda_t=1,14-0,00055t}{\lambda_t=0,98-0,00047t}$	$\frac{C_t=710+0,83t}{C_t=0,17+0,0002t}$	0,625
5.	Піщаний бетон	1900	$\frac{-}{\lambda_t=0,9-0,0005 t}$	$\frac{-}{C_t=0,184+0,00015t}$	0,867
6.	Керамзитобетон	1380	$\frac{-}{\lambda_t=0,33+0,00007t}$	$\frac{-}{C_t=0,2+0,000114t}$	0,8
7.	Керамзитобетон W = 2,5 %	1236	$\frac{\lambda_t=0,174+0,00005t}{-}$	$\frac{C_t=842+0,114t}{-}$	-
8.	Газобетон	1100	$\frac{-}{\lambda_t=0,27 (const)}$	$\frac{-}{C_t=0,22+0,00015t}$	0,85
9	Перегородки і стіни з глиняної цегли (орієнтовно)	1800	$\frac{\lambda_t=0,34-0,00017t}{\lambda_t=0,65-0,0003t}$	$\frac{C_t=710+0,42t}{C_t=0,21+0,0001t}$	0,9...0,93
10	Те ж, із силікатної цегли (орієнтовно)	1900	$\frac{-}{\lambda_t=0,73-0,0003t}$	$\frac{-}{C_t=0,2+0,0001t}$	0,75
11	Сталь вуглецева	7800	$\frac{\lambda_t=48,0-0,0365t}{-}$	$\frac{C_t=440+0,48t}{-}$	0,56...0,74
12	Фосфатне вогнезахисне покриття для сталі	200	$\frac{\lambda_t=0,026-0,00016t}{-}$	$\frac{C_t=1250+0,63t}{-}$	0,92

## Коефіцієнт щільності сухого бетону

$\rho_c$ , кг/м <sup>3</sup>	1000 і менше	1000	1500	2000	2300	2450
$K$ , год <sup>1/2</sup>	0,46	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65

## Функція помилок Гаусса

$Y$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,00	0,0000	0011	0023	0034	0045	0056	0068	0079	0090	0102
0,01	0,0113	0124	0135	0147	0158	0169	0181	0192	0203	0214
0,02	0,0226	0237	0248	0259	0271	0282	0293	0305	0316	0327
0,03	0,0338	0350	0361	0372	0384	0395	0406	0417	0429	0440
0,04	0,0451	0462	0474	0485	0496	0507	0519	0530	0541	0552
0,05	0,0564	0575	0586	0597	0609	0620	0631	0642	0654	0665
0,06	0,0676	0687	0699	0710	0721	0732	0744	0755	0766	0777
0,07	0,0789	0800	0811	0822	0833	0845	0856	0867	0878	0890
0,08	0,0901	0912	0923	0934	0946	0957	0968	0979	0990	1002
0,09	0,1013	1024	1035	1046	1058	1069	1080	1091	1102	1113
0,10	0,1125	1136	1147	1158	1169	1180	1192	1203	1214	1225
0,11	0,1236	1247	1259	1270	1281	1292	1303	1314	1325	1336
0,12	0,1348	1359	1370	1381	1392	1403	1414	1425	1436	1448
0,13	0,1459	1470	1481	1492	1503	1514	1525	1536	1547	1558
0,14	0,1569	1581	1592	1603	1614	1625	1636	1647	1658	1669
0,15	0,1680	1691	1702	1713	1724	1735	1746	1757	1768	1779
0,16	0,1790	1801	1812	1823	1834	1845	1856	1867	1878	1889
0,17	0,1900	1911	1922	1933	1944	1955	1966	1977	1988	1998
0,18	0,2009	2020	2031	2042	2053	2064	2075	2086	2097	2108
0,19	0,2118	2129	2140	2151	2162	2173	2184	2194	2205	2216
0,20	0,2227	2238	2249	2260	2270	2281	2292	2303	2314	2324
0,21	0,2335	2346	2357	2368	2378	2389	2400	2411	2421	2432
0,22	0,2443	2454	2464	2475	2486	2497	2507	2518	2529	2540
0,23	0,2550	2561	2572	2582	2593	2604	2614	2625	2636	2646
0,24	0,2657	2668	2678	2689	2700	2710	2721	2731	2742	2753
0,25	0,2763	2774	2784	2795	2806	2816	2827	2837	2848	2858
0,26	0,2869	2880	2890	2901	2911	2922	2932	2943	2953	2964
0,27	0,2974	2985	2995	3006	3016	3027	3037	3047	3058	3068
0,28	0,3079	3089	3100	3116	3120	3131	3141	3152	3162	3172
0,29	0,3183	3193	3204	3214	3224	3235	3245	3255	3266	3276
0,30	0,3286	3297	3307	3317	3327	3338	3348	3358	3369	3379
0,31	0,3389	3399	3410	3420	3430	3440	3450	3461	3471	3481
0,32	0,3491	3501	3512	3522	3532	3542	3552	3562	3573	3583
0,33	0,3593	3603	3613	3623	3633	3643	3653	3663	3674	3684
0,34	0,3694	3704	3714	3724	3734	3744	3754	3764	3774	3784

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,35	0,3794	3804	3814	3824	3834	3844	3854	3864	3873	3883
0,36	0,3893	3903	3913	3923	3933	3943	3953	3963	3972	3982
0,37	0,3992	4002	4012	4022	4031	4041	4051	4061	4071	4080
0,38	0,4090	4100	4110	4119	4129	4139	4149	4158	4168	4178
0,39	0,4187	4197	4207	4216	4226	4236	4245	4255	4265	4274
0,40	0,4285	4294	4305	4314	4325	4334	4345	4354	4365	4374
0,41	0,4385	4394	4404	4413	4424	4433	4435	4444	4455	4464
0,42	0,4475	4486	4495	4504	4515	4523	4532	4543	4550	4600
0,43	0,4569	4578	4588	4597	4606	4616	4625	4634	4644	4653
0,44	0,4662	4672	4681	4690	4699	4709	4718	4727	4736	4746
0,45	0,4755	4764	4773	4782	4792	4801	4810	4819	4828	4837
0,46	0,4847	4856	4865	4874	4883	4892	4901	4910	4919	4928
0,47	0,4937	4946	4956	4965	4974	4983	4992	5001	5010	5019
0,48	0,5027	5036	5045	5054	5063	5072	5081	5090	5099	5108
0,49	0,5117	5126	5134	5143	5152	5161	5170	5179	5187	5196
0,50	0,5205	5214	5223	5231	5240	5249	5258	5266	5275	5284
0,51	0,5292	5301	5310	5318	5327	5336	5344	5353	5362	5370
0,52	0,5379	5388	5396	5405	5413	5422	5430	5439	5448	5456
0,53	0,5465	5473	5482	5490	5499	5507	5516	5524	5533	5541
0,54	0,5549	5558	5566	5575	5583	5591	5600	5608	5617	5625
0,55	0,5633	5642	5650	5658	5667	5675	5683	5691	5700	5708
0,56	0,5716	5724	5733	5741	5749	5757	5765	5774	5782	5790
0,57	0,5798	5806	5814	5823	5831	5839	5847	5855	5863	5871
0,58	0,5879	5887	5895	5903	5911	5919	5927	5935	5943	5951
0,59	0,5959	5967	5975	5983	5991	5999	6007	6015	6023	6031
0,60	0,6039	6046	6054	6062	6070	6078	6086	6093	6101	6109
0,61	0,6117	6125	6132	6140	6148	6156	6163	6171	6179	6186
0,62	0,6194	6202	6209	6217	6225	6232	6240	6248	6255	6263
0,63	0,6270	6278	6286	6293	6301	6308	6316	6323	6331	6338
0,64	0,6346	6353	6361	6368	6376	6383	6391	6398	6405	6413
0,65	0,6420	6428	6435	6442	6450	6457	6464	6472	6479	6486
0,66	0,6494	6501	6508	6516	6523	6530	6537	6545	6552	6559
0,67	0,6566	6573	6581	6588	6595	6602	6609	6616	6624	6631
0,68	0,6638	6645	6652	6659	6666	6673	6680	6687	6694	6701
0,69	0,6708	6715	6722	6729	6736	6743	6750	6757	6764	6771
0,70	0,6778	6785	6792	6799	6806	6812	6819	6826	6833	6840
0,71	0,6847	6853	6860	6867	6874	6881	6887	6894	6901	6908
0,72	0,6914	6921	6928	6934	6941	6948	6954	6961	6968	6974
0,73	0,6981	6988	6994	7001	7007	7014	7021	7027	7034	7040
0,74	0,7047	7053	7060	7066	7073	7079	7086	7092	7099	7105
0,75	0,7112	7118	7124	7131	7137	7144	7150	7156	7163	7169
0,76	0,7175	7182	7188	7194	7201	7207	7213	7219	7226	7232
0,77	0,7238	7244	7251	7257	7263	7269	7275	7282	7288	7294
0,78	0,7300	7306	7312	7318	7325	7331	7337	7343	7349	7355
0,79	0,7361	7367	7373	7379	7385	7391	7397	7403	7409	7415
0,80	0,7421	7427	7433	7439	7445	7451	7457	7462	7468	7474
0,81	0,7480	7486	7492	7498	7503	7509	7515	7521	7527	7532

Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,82	0,7538	7544	7550	7555	7561	7567	7572	7578	7584	7590
0,83	0,7595	7601	7607	7612	7618	7623	7629	7635	7640	7646
0,84	0,7651	7657	7663	7668	7674	7679	7685	7690	7696	7701
0,85	0,7707	7712	7718	7723	7729	7734	7739	7745	7750	7756
0,86	0,7761	7766	7772	7777	7782	7788	7793	7798	7804	7809
0,87	0,7814	7820	7825	7830	7835	7841	7846	7851	7856	7862
0,88	0,7867	7872	7878	7883	7888	7894	7899	7904	7908	7914
0,89	0,7918	7924	7929	7936	7940	7945	7950	7954	7959	7964
0,90	0,7969	7974	7979	7984	7989	7994	7999	8004	8009	8014
0,91	0,8019	8024	8029	8034	8038	8043	8048	8053	8058	8063
0,92	0,8068	8073	8077	8082	8087	8092	8097	8101	8106	8111
0,93	0,8116	8120	8125	8130	8135	8139	8144	8149	8153	8158
0,94	0,8163	8167	8172	8177	8181	8186	8191	8195	8200	8204
0,95	0,8209	8213	8218	8223	8227	8232	8236	8241	8245	8250
0,96	0,8254	8259	8263	8268	8272	8277	8281	8285	8290	8294
0,97	0,8299	8303	8307	8312	8316	8321	8325	8329	8334	8338
0,98	0,8342	8347	8351	8355	8360	8364	8368	8372	8377	8381
0,99	0,8385	8389	8394	8398	8402	8406	8410	8415	8419	8423
1,00	0,8427	8431	8435	8439	8444	8448	8452	8456	8460	8464
1,01	0,8468	8472	8476	8480	8484	8488	8492	8496	8500	8504
1,02	0,8508	8512	8516	8520	8524	8528	8532	8536	8540	8544
1,03	0,8548	8552	8556	8560	8563	8567	8571	8575	8579	8583
1,04	0,8586	8590	8594	8598	8602	8606	8609	8613	8617	8621
1,05	0,8624	8628	8632	8636	8639	8643	8647	8650	8654	8658
1,06	0,8661	8665	8669	8672	8676	8680	8683	8687	8691	8694
1,07	0,8698	8701	8705	8708	8712	8716	8719	8723	8726	8730
1,08	0,8733	8737	8740	8744	8747	8751	8754	8758	8761	8765
1,09	0,8768	8771	8775	8778	8782	8785	8789	8792	8795	8799
1,10	0,8802	8805	8809	8812	8815	8819	8822	8825	8829	8832
1,11	0,8835	8839	8842	8845	8848	8852	8855	8858	8861	8865
1,12	0,8868	8871	8874	8878	8881	8884	8887	8890	8893	8897
1,13	0,8900	8903	8906	8909	8912	8915	8918	8922	8925	8928
1,14	0,8931	8934	8937	8940	8943	8946	8949	8952	8955	8958
1,15	0,8961	8964	8967	8970	8973	8976	8979	8982	8985	8988
1,16	0,8991	8994	8997	9000	9003	9006	9008	9011	9014	9017
1,17	0,9020	9023	9026	9029	9031	9034	9037	9040	9043	9046
1,18	0,9048	9051	9054	9057	9060	9062	9065	9068	9071	9073
1,19	0,9076	9079	9082	9084	9087	9090	9092	9095	9098	9100
1,20	0,9103	9106	9108	9111	9114	9116	9119	9122	9124	9127
1,21	0,9130	9132	9135	9137	9140	9143	9145	9148	9150	9153
1,22	0,9155	9158	9160	9163	9165	9168	9171	9173	9176	9178
1,23	0,9181	9183	9185	9188	9190	9193	9195	9198	9200	9203
1,24	0,9205	9207	9210	9212	9215	9217	9219	9222	9224	9227
1,25	0,9229	9231	9234	9236	9238	9241	9243	9245	9248	9250
1,26	0,9252	9255	9257	9259	9262	9264	9266	9268	9271	9273
1,27	0,9275	9277	9280	9282	9284	9286	9289	9291	9293	9295
1,28	0,9297	9300	9302	9304	9306	9308	9310	9313	9315	9317



Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,29	0,9319	9321	9323	9325	9327	9330	9332	9334	9336	9338
1,30	0,9340	9342	9344	9346	9348	9350	9352	9355	9357	9359
1,31	0,9361	9363	9365	9367	9369	9371	9373	9375	9377	9379
1,32	0,9381	9383	9385	9387	9389	9390	9392	9394	9396	9398
1,33	0,9400	9402	9404	9406	9408	9410	9412	9413	9415	9417
1,34	0,9419	9421	9423	9425	9427	9429	9431	9433	9434	9437
1,35	0,9439	9441	9443	9444	9446	9448	9450	9452	9453	9454
1,36	0,9456	9457	9459	9461	9463	9464	9466	9468	9470	9471
1,37	0,9473	9475	9477	9478	9480	9482	9484	9485	9487	9488
1,38	0,9490	9492	9494	9495	9497	9499	9500	9502	9503	9505
1,39	0,9507	9508	9510	9512	9513	9515	9516	9518	9520	9521
1,40	0,9523	9524	9526	9528	9529	9531	9532	9534	9535	9537
1,41	0,9539	9540	9542	9543	9545	9546	9548	9549	9551	9552
1,42	0,9554	9555	9557	9558	9560	9561	9563	9564	9566	9567
1,43	0,9569	9570	9571	9573	9574	9576	9577	9579	9580	9582
1,44	0,9583	9584	9586	9587	9589	9590	9591	9593	9594	9596
1,45	0,9597	9598	9600	9601	9602	9604	9605	9607	9608	9609
1,46	0,9611	9612	9613	9615	9616	9617	9618	9620	9621	9622
1,47	0,9624	9625	9626	9628	9629	9630	9631	9633	9634	9635
1,48	0,9637	9638	9639	9640	9642	9643	9644	9645	9647	9648
1,49	0,9649	9650	9651	9653	9654	9655	9656	9657	9659	9660
1,50	0,9661	9662	9663	9665	9666	9667	9668	9669	9670	9672
1,5	0,9661	9673	9684	9695	9706	9716	9726	9736	9745	9755
1,6	0,9763	9772	9780	9788	9796	9804	9811	9818	9825	9832
1,7	0,9838	9844	9850	9856	9861	9867	9872	9877	9882	9886
1,8	0,9891	9895	9899	9903	9907	9911	9915	9918	9922	9925
1,9	0,9928	9931	9934	9937	9939	9942	9944	9947	9949	9951
2,0	0,9953	9955	9957	9959	9961	9963	9964	9966	9967	9969
2,1	0,9970	9972	9973	9974	9975	9976	9977	9979	9980	9980
2,2	0,9981	9982	9983	9984	9985	9985	9986	9987	9987	9988
2,3	0,9989	9989	9990	9990	9991	9991	9992	9992	9992	9993
2,4	0,9993	9993	9994	9994	9994	9995	9995	9995	9995	9996
2,5	0,9996	9996	9996	9997	9997	9997	9997	9997	9997	9998
2,6	0,9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9998	9999
2,7	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999
2,8	0,9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	1,000	1,000	1,000

## Значення коефіцієнта поздовжнього вигину

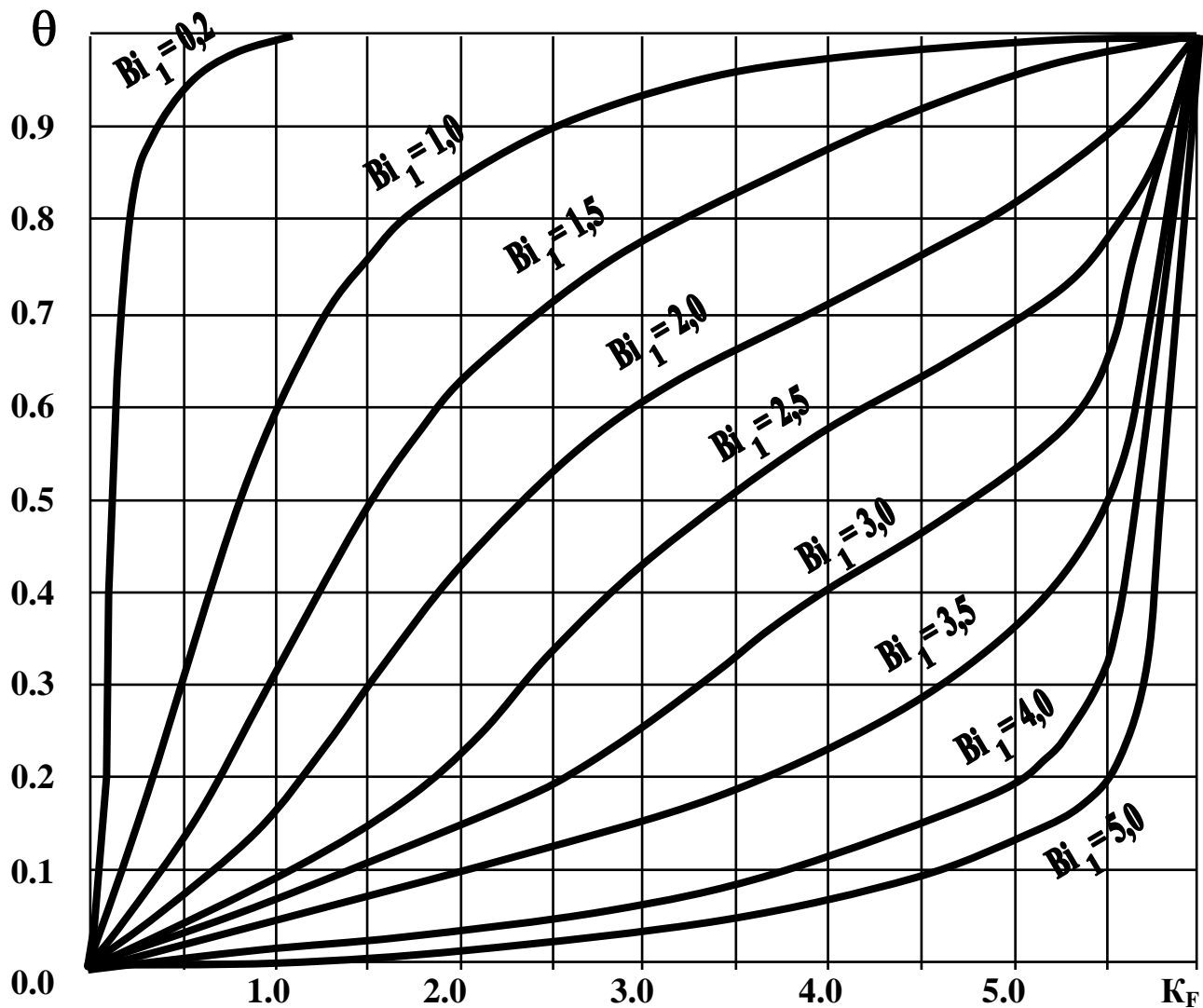
$l_0/b_{яx}$	$l_0/b_{яy}$	$\varphi$	$l_0/b_{яx}$	$l_0/b_{яy}$	$\varphi$
$\leq 8$	$\leq 7$	1	24	21	0,73
10	8,5	0,98	26	22,5	0,68
12	10,5	0,96	28	24	0,64
14	12	0,93	30	26	0,59
16	14	0,89	32	28	0,54
18	15,5	0,85	34	29,5	0,49
20	17	0,81	36	31	0,44
22	19	0,77	38	33	0,39

## Відносна температура в середині необмеженої пластини

$Fo/4$	$\theta_c$	$Fo/4$	$\theta_c$	$Fo/4$	$\theta_c$	$Fo/4$	$\theta_c$
0,001-0,007	1,0000	0,044	0,8162	0,054	0,7437	0,091	0,5185
0,008	0,9998	0,045	0,8088	0,055	0,7367	0,092	0,5134
0,009	0,9996	0,046	0,8015	0,056	0,7297	0,093	0,5084
0,010	0,9992	0,047	0,7941	0,057	0,7227	0,094	0,5034
0,011	0,9985	0,048	0,7868	0,058	0,7158	0,095	0,4985
0,012	0,9975	0,049	0,7796	0,059	0,7090	0,096	0,4936
0,013	0,9961	0,050	0,7723	0,087	0,5393	0,097	0,4887
0,014	0,9944	0,051	0,7651	0,088	0,5340	0,098	0,4839
0,015	0,9922	0,052	0,7579	0,089	0,5288	0,099	0,4792
0,016	0,9896	0,053	0,7508	0,090	0,5236	0,100	0,4745

Залежність значень  $\gamma_T$   $\gamma_0$   $\gamma_6$ 

$t, ^\circ\text{C}$	$T, \text{K}$	$\gamma_T$	$\gamma_0$	$\gamma_6$	$t, ^\circ\text{C}$	$T, \text{K}$	$\gamma_T$	$\gamma_0$	$\gamma_6$
20	293	1	1	1	400	673	0,70	0,86	0,90
100	373	0,99	0,96	1	450	723	0,65	0,84	—
150	423	0,93	0,95	—	500	773	0,58	0,80	0,60
200	473	0,85	0,94	1,12	550	823	0,45	0,77	—
250	523	0,81	0,92	—	600	873	0,34	0,72	0,30
300	573	0,77	0,90	1,09	650	923	0,22	0,68	—
650	623	0,74	0,88	—	700	973	0,11	0,59	—

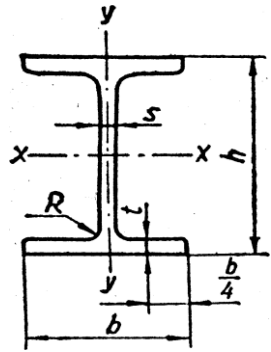
Номограма залежності  $\theta$ - $Bi_1$ - $K_p$  ( $K_p = Bi_1^2 \cdot Fo$ )

## Сортамент пиломатеріалів хвойних порід

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	—
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	—
150	—	—	—	150	175	200	225	250	—
175	—	—	—	—	175	200	225	250	—
200	—	—	—	—	—	200	225	250	—
250	—	—	—	—	—	—	—	250	—

**Примітки:**

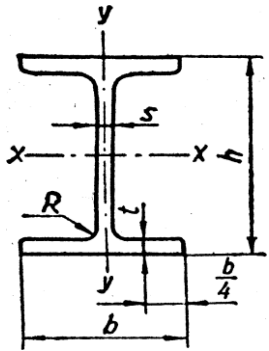
1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів встановлені для деревини з вологістю 20 %.
3. Дошка має ширину, більшу за подвійну товщину; брусок, відповідно, – не більше подвійної товщини, брус – якщо товщина і ширина більше 100 мм.
4. За необхідності прийняття спеціального замовлення розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.



## Сортамент двотаврових балок:

$h$  – висота балки;  $b$  – ширина полиці;  $t$  – товщина полиці;  $d$  – товщина стінки;  $R$  – радіус внутрішнього закруглення;  $J$  – момент інерції перерізу;  $W$  – момент опору перерізу;  $S$  – статичний момент напівперерізу;  $i$  – радіус інерції;  $J_t$  – момент інерції при крутінні

Но- мер балки	Розмір, мм					$A, \text{см}^2$	$q, \text{кг/м}$	$J_x, \text{см}^4$	$W_{x_3}, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_{y_3}, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$J_t, \text{см}^4$
	$h$	$b$	$d$	$t$	$R$										
10	100	55	4,5	7,2	7,1	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	2,28
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	140	73	4,9	7,5	8,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55	3,59
16	160	81	5,0	7,8	8,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70	4,45
18	180	90	5,1	8,1	9,0	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	82,4	82,6	18,40	1,88	5,50
20	200	100	5,2	8,4	9,5	25,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27	6,60
24	240	115	5,5	9,5	10,5	34,8	27,30	3450	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37	11,10
27	270	125	6,0	9,8	11,0	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	250,0	41,50	2,54	15,60
30	300	135	6,5	10,2	12,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69	17,40
33	330	140	7,0	11,2	13,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79	23,80
36	360	145	7,5	12,3	14,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89	31,40
40	400	155	8,3	13,0	15,0	72,7	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03	40,60
45	450	160	9,0	14,2	16,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09	54,70
50	500	170	10,0	15,2	17,00	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23	75,40
55	550	180	11,0	16,5	18,0	118,0	92,60	56962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39	100,00
60	600	190	12,0	17,8	20,0	138,0	108,00	78606	2560,0	23,80	1491,0	1725,0	182,00	3,54	135,00



**Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020-83**  
**Приклад позначення І 40К1/ГОСТ 26020-83**

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові значення для осей						
		h	b	s	t	R		x-x				y-y		
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
<b>1. Нормальні двотаври</b>														
10Б1	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120	64	4,4	6,3		13,21	318	53	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	8,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	147,2	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268	120	5,8	8,5		35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11550	662,2	373	14,47	322,9	80,4	3,36

№ профіля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, $\text{см}^2$	Довідкові значення для осей						
		$h$	$b$	$s$	$t$	$R$		$x-x$				$y-y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,8	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,9	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
<b>2. Широколицеві двотаври</b>														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,08	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80

№ профі- ля	Лінійна щільність, кг/м	Розміри, мм					Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові значення для осей						
		h	B	s	t	R		x-x				y-y		
								I <sub>x</sub> <sup>4</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> см	I <sub>y</sub> <sup>4</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> см
<b>3. Широколицеві двтаври</b>														
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,3	345	250	10,5	16		116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18		157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,60	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,20	84200	3402	1923	20,56	7900	526	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	16	20,5		225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5		341,60	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	305,9	718	320	23	36,5		389,70	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17



## Сортамент арматури

Діа- метр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стрижнів										Маса 1м, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Стержнева класів						Дротяна класів		
												A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	–	–	–	–	–	–	x	–	–
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	–	–	–	–	–	–	x	x	–
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	–	–	–	–	–	–	x	x	x
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	x	–	x	–	–	–	–	x	x
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	–	–	–	–	–	–	–	x	x
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	x	–	x	–	–	–	–	x	x
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	x	x	x	x	x	x	–	–	–
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	x	x	x	x	x	x	–	–	–
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	x	x	x	x	x	x	–	–	–
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	x	x	x	x	x	x	–	–	–
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	x	x	x	x	x	x	–	–	–
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	–	x	x	x	x	x	–	–	–
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	x	x	x	x	x	x	–	–	–
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	–	x	x	x	x	x	–	–	–
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	–	x	x	x	x	x	–	–	–
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	–	x	x	x	x	x	–	–	–
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	–	–	x	–	–	–	–	–	–
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	–	–	x	–	–	–	–	–	–

**Примітка:** Позначкою "x" відмічені діаметри, що прокатуються.

**Нормативні  $R_b$  і  $R_{bn}$  та розрахункові опори бетону для граничних станів другої групи  $R_{b,ser}$  та  $R_{bt,ser}$ , МПа**

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призменна міцність) $R_{bn}$ та $R_{b,ser}$	Важкий і дрібнозернистий	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	–	–	–	–

**Розрахункові опори бетону для граничних станів першої групи  $R_b$  і  $R_{bt}$ , МПа**

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стискання														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призменна міцність) $R_b$	Важкий і дрібнозернистий	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30	33
	Легкий	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	–	–	–	–

**Значення розрахункових температур при розрахунку межі вогнестійкості колон**

Бетон	Найменший розмір перерізу, мм	Температура $T_{cr}$ в °С при $N_u/N_{ser}$		
		4 та менше	4 – 5	5 і більше
На гранітному щебені та піщаний	120 і менше	650	650	650
	160	575	575	575
	200 і більше	500	575	650
На вапняковому щебені	120 і менше	750	750	750
	160	675	675	675
	200 і більше	600	675	750

**Коефіцієнти поздовжнього вигину центрально стиснутих елементів  
(Таблиця 72 СНиП II-23-81\*, стор. 77)**

Гнучкість, $\lambda$	Коефіцієнти $\varphi$ для елементів зі сталі з розрахунковим опором $R_y$ , кН/см <sup>2</sup>											
	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	985	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	854	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	745	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	629	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	508	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	532	483	497	413	380	349	325	305	287
100	599	542	493	448	408	359	335	309	286	267	250	235
110	537	473	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	414	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	275	247	223.	204	189	175	163	153	145
140	375	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	125
150	323	275	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

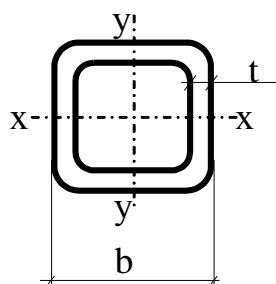
**Примітка. Значення коефіцієнтів  $\varphi$  в таблиці збільшені в 1000 разів.**

**Значення критерію Бі та коефіцієнтів до розрахунку межі вогнестійкості стін та перегородок за ознакою втрати теплоізолюючої здатності**

$B_i$	$\mu_1$	$\mu_2$	$A_1$	$A_2$
0	1,57087	4,7124	-1,2735	0,4265
0,01	1,5769	4,7145	-1,2648	0,4261
0,02	1,5830	4,7166	-1,2561	0,4256
0,03	1,5892	4,7187	-1,2474	0,4252
0,04	1,5953	4,7208	-1,2387	0,4247
0,05	1,6014	4,7230	-1,2300	0,4243
0,06	1,6075	4,7251	-1,2213	0,4238
0,07	1,6136	4,7272	-1,2126	0,4234
0,08	1,6198	4,7293	-1,2039	0,4229
0,09	1,6259	4,7314	-1,1952	0,4225
0,10	1,6320	4,7335	-1,1865	0,4220
0,11	1,6377	4,7356	-1,1782	0,4216
0,12	1,6433	4,7377	-1,1699	0,4212
0,13	1,6490	4,7398	-1,1617	0,4208
0,14	1,6547	4,7419	-1,1534	0,4204
0,15	1,6604	4,7440	-1,1451	0,4200
0,16	1,6660	4,7460	-1,1368	0,4195
0,17	1,6717	4,7481	-1,1285	0,4191
0,18	1,6774	4,7502	-1,1203	0,4187
0,19	1,6830	4,7523	-1,1120	0,4183
0,20	1,6887	4,7544	-1,1037	0,4179
0,21	1,6940	4,7565	-1,0966	0,4176
0,22	1,6992	4,7585	-1,0895	0,4173
0,23	1,7045	4,7606	-1,0825	0,4171
0,24	1,7098	4,7627	-1,0754	0,4168
0,25	1,7151	4,7648	-1,0683	0,4165
0,26	1,7203	4,7668	-1,0612	0,4162
0,27	1,7256	4,7689	-1,0541	0,4159
0,28	1,7309	4,7710	-1,0471	0,4157
0,29	1,7361	4,7730	-1,0401	0,4154
0,30	1,7414	4,7751	-1,0329	0,4151
0,31	1,7463	4,7772	-1,0272	0,4146
0,32	1,7512	4,7792	-1,0215	0,4142
0,33	1,7562	4,7813	-1,0158	0,4137
0,34	1,7611	4,7834	-1,0101	0,4133
0,35	1,7660	4,7854	-1,0044	0,4128
0,36	1,7709	4,7875	-0,9986	0,4123
0,37	1,7758	4,7895	-0,9929	0,4119
0,38	1,7808	4,7916	-0,9872	0,4114
0,39	1,7857	4,7936	-0,9815	0,4110
0,40	1,7906	4,7956	-0,9758	0,4105
0,41	1,7952	4,7976	-0,9707	0,4101
0,42	1,7998	4,7996	-0,9656	0,4097
0,43	1,8044	4,8017	-0,9604	0,4093
0,44	1,8090	4,8037	-0,9553	0,4089
0,45	1,8136	4,8057	-0,9502	0,4085
0,46	1,8182	4,8077	-0,9451	0,4081
0,47	1,8228	4,8097	-0,9400	0,4077
0,48	1,8274	4,8118	-0,9343	0,4073
0,49	1,8320	4,8138	-0,9297	0,4069
0,50	1,8366	4,8158	-0,9246	0,4065
0,52	1,8452	4,8198	-0,9159	0,4058
0,54	1,8539	4,8238	-0,9072	0,4051
0,56	1,8625	4,8278	-0,8986	0,4044
0,58	1,8712	4,8318	-0,8899	0,4037

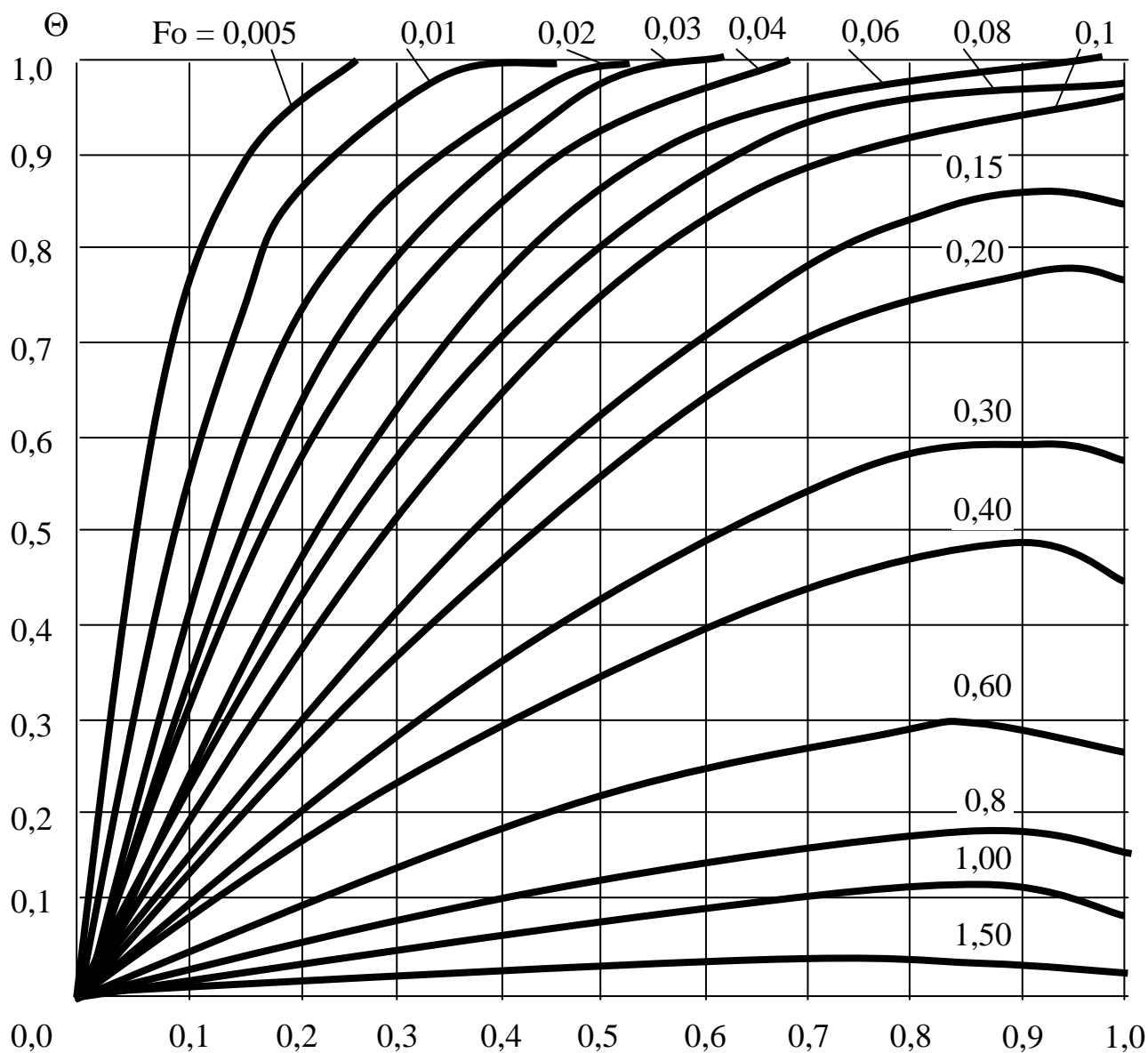
$B_i$	$\mu_1$	$\mu_2$	$A_1$	$A_2$
0,60	1,8798	4,8358	-0,8812	0,4030
0,62	1,8879	4,8398	-0,8731	0,4020
0,64	1,8961	4,8437	-0,8650	0,4010
0,66	1,9042	4,8477	-0,8568	0,4000
0,68	1,9123	4,8516	-0,8487	0,3990
0,70	1,9203	4,8556	-0,8406	0,3980
0,72	1,9280	4,8595	-0,8332	0,3971
0,74	1,9356	4,8634	-0,8259	0,3962
0,76	1,9433	4,8673	-0,8185	0,3954
0,78	1,9509	4,8712	-0,8112	0,3945
0,80	1,9586	4,8751	-0,8038	0,3936
0,82	1,9568	4,8789	-0,7972	0,3927
0,84	1,9730	4,8828	-0,7907	0,3918
0,86	1,9803	4,8866	-0,7941	0,3910
0,88	1,9875	4,8905	-0,7776	0,3901
0,90	1,9947	4,8943	-0,7710	0,3892
0,92	2,0015	4,8981	-0,7651	0,3886
0,94	2,0083	4,9019	-0,7592	0,3880
0,96	2,0152	4,9056	-0,7533	0,3873
0,98	2,0220	4,9094	-0,7474	0,3867
1,00	2,0288	4,9132	-0,7415	0,3861
1,10	2,0580	4,9313	-0,7183	0,3818
1,20	2,0871	4,9494	-0,6950	0,3776
1,30	2,1163	4,9675	-0,6718	0,3733
1,40	2,1454	4,9856	-0,6485	0,3691
1,50	2,1746	5,0037	-0,6253	0,3648
1,60	2,1975	5,0204	-0,6089	0,3608
1,70	2,2203	5,0370	-0,5926	0,3567
1,80	2,2432	5,0537	-0,5762	0,3527
1,90	2,2660	5,0703	-0,5599	0,3486
2,00	2,2889	5,0870	-0,5435	0,3446
2,20	2,3223	5,1162	-0,5216	0,3374
2,40	2,3556	5,1454	-0,4998	0,3302
2,60	2,3890	5,1745	-0,4779	0,3229
2,80	2,4223	5,2037	-0,4561	0,3157
3,00	2,4557	5,2329	-0,4342	0,3085
3,20	2,4786	5,2571	-0,4191	0,3020
3,40	2,5016	5,2813	-0,4040	0,2955
3,60	2,5245	5,3056	-0,3889	0,2889
3,80	2,5475	5,3298	-0,3738	0,2824
4,00	2,5704	5,3540	-0,3587	0,2759
4,50	2,60121	5,4042	-0,3326	0,2625
5,00	2,6537	5,4544	-0,3065	0,2491
5,50	2,6851	5,4961	-0,2879	0,2376
6,00	2,7165	5,5378	-0,2692	0,2260
6,50	2,7410	5,5728	-0,2536	0,2155
7,00	2,7654	5,6078	-0,2380	0,2049
7,50	2,7849	5,6274	-0,2257	0,1972
8,00	2,8044	5,6669	-0,2133	0,1895
8,50	2,8204	5,6921	-0,2034	0,1820
9,00	2,8363	5,7172	-0,1934	0,1745
9,50	2,8496	5,7389	-0,1849	0,1683
10,00	2,8628	5,7606	-0,1763	0,1620

## Замкнені гнуті зварені профілі квадратні за ТУ 36–2287–80



Розміри, мм		Маса, кг/м	Площа пере- різу, см <sup>2</sup>	Осі x-x, y-y		
<i>b</i>	<i>t</i>			<i>J</i> , см <sup>4</sup>	<i>W</i> , см <sup>3</sup>	<i>i</i> , см
80	4	9,54	12,16	117	29,3	3,10
	5	11,77	15,00	141	35,3	3,07
	6	13,97	17,75	163	40,7	3,03
100	4	12,05	15,36	236	47,3	3,92
	5	14,92	19,00	287	57,3	3,89
	6	17,71	22,56	334	66,7	3,84
120	4	14,57	18,56	417	69,4	4,74
	5	18,06	23,00	508	84,6	4,69
	6	21,48	27,36	594	99,0	4,66
140	4	17,03	21,75	671	95,9	5,55
	5	21,19	27,00	821	117,0	5,51
	6	25,24	32,15	964	138,0	5,48
	7	29,23	37,24	1101	157,0	5,44
160	8	33,16	42,34	12,38	176,0	5,39
	4	19,60	24,95	1013	125,6	6,37
	5	24,33	31,00	1243	155,0	6,33
	6	29,01	35,96	1463	183,0	6,29
	7	33,63	42,84	1675	209,0	6,25
180	8	38,18	48,54	1878	235,0	6,21
	5	27,47	35,00	1788	198,5	7,15
	6	32,73	41,76	2110	234,4	7,11
	7	38,02	48,44	2420	258,9	7,07
200	8	43,21	55,04	2720	302,1	7,03
	5	29,8	37,9	2367	237	7,90
	6	35,3	45,0	2770	277	7,84
	7	40,8	51,9	3150	315	7,79
	8	46,1	58,7	3510	351	7,73

Графік розподілу відносної температури



$$\xi = 1 - \frac{x}{R + k\sqrt{a}}$$

### Нормативні і розрахункові опори арматури, модуль пружності, МПа

Клас арматури	Діаметр, мм	Нормативні $R_{sm}$ і розрахункові $R_{s,ser}$ опори розтягу для граничних станів другої групи	Розрахункові опори для граничних станів першої групи, МПа			Модуль пружності $E_s$
			розтяг		стиск $R_{sc}$	
			подовжньої та поперечної арматури при розрахунку похилих перерізів на дію $M, R_s$	поперечної арматури при розрахунку похилих перерізів на дію поперечної сили $Q, R_{sw}$		
<b>Стрижнева</b>						
А-I	6...22	235	225	175	225	$2,1 \cdot 10^5$
А-II	10...32	295	280	225	280	$2,1 \cdot 10^5$
А-III	6...8	390	355	285*	355	$2 \cdot 10^5$
А-III	10...40	390	365	290*	365	$2 \cdot 10^5$
А-IIIв з контролем: подовження напруження і подовження	20...40	540	490	390	200	$1,8 \cdot 10^5$
	20...40	540	450	360	200	$1,8 \cdot 10^5$
А-IV	10...32	590	510	405	400	$1,9 \cdot 10^5$
А-V	10...32	785	680	545	400	$1,9 \cdot 10^5$
А-VI	10...32	980	815	650	400	$1,9 \cdot 10^5$
<b>Проволочна</b>						
Вр-I	3	410	375	270(300**)	375	$1,7 \cdot 10^5$
	4	405	365	265(296**)	365	$1,7 \cdot 10^5$
	5	395	360	260(290**)	360	$1,7 \cdot 10^5$
В-II	3	1490	1240	990	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1410	1180	940	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1335	1110	890	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1255	1050	835	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
Вр-II	8	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
	3	1460	1215	970	400	$2 \cdot 10^5$
	4	1370	1145	915	400	$2 \cdot 10^5$
	5	1250	1045	835	400	$2 \cdot 10^5$
	6	1175	980	785	400	$2 \cdot 10^5$
	7	1100	915	730	400	$2 \cdot 10^5$
	8	1020	850	680	400	$2 \cdot 10^5$
	<b>Канатна</b>					
К-7	6	1450	1210	965	400	$1,8 \cdot 10^5$
	9	1370	1145	915	400	$1,5 \cdot 10^5$
	12	1335	1110	890	400	$1,5 \cdot 10^5$
	15	1295	1080	865	400	$1,5 \cdot 10^5$
К-19	14	1410	1175	940	400	$1,5 \cdot 10^5$

\* У зварних каркасах для хомутив з арматури класу А-III, діаметр яких менше 1/3 діаметра подовжніх стрижнів, приймають  $R_{sw} = 255$  МПа.

\*\* При застосуванні у в'язаних каркасах.



**Розрахункові значення опору арматури на розтяг і стиск при розрахунку за граничними станами першої групи**

Клас арматури	Розрахункові опори арматури для граничних станів першої групи, МПа		
	на розтяг		на стиск, $R_{sw}$
	подовжньої, $R_s$	поперечної (хомутів, відігнутих стрижнів), $R_{sw}$	
A240C	225	175	225
A300C	280	225	280
A400C <sup>1)</sup> діаметром, мм: 6...8 10...40	365 375	290 <sup>3)</sup> 290 <sup>3)</sup>	365 375
A400C <sup>2)</sup>	365	290 <sup>3)</sup>	365
A500C діаметром, мм 8...22 25...32	450 435	290 <sup>3)</sup> 290 <sup>3)</sup>	450 <sup>4)</sup> 435 <sup>4)</sup>

**Примітка:**

- 1) – гарячекатаний арматурний прокат за табл. 24.3.
- 2) – термомеханічно зміцнений арматурний прокат за табл. 24.3.
- 3) – у зварних каркасах при використанні в якості хомутів, діаметр яких менше 1/3 діаметру подовжніх стрижнів,  $R_{sw}$  приймаються рівними 260 МПа;
- 4) – наведені значення  $R_{sc}$  приймають при урахуванні в розрахунках навантажень короткочасної дії, вказаних в поз. 2а табл. 15 СНиП 2.03.01-84\*: при врахуванні навантажень, вказаних в поз. 2б табл.15 СНиП 2.03.01-84\*, необхідно приймати  $R_{sc} = 400$  МПа.

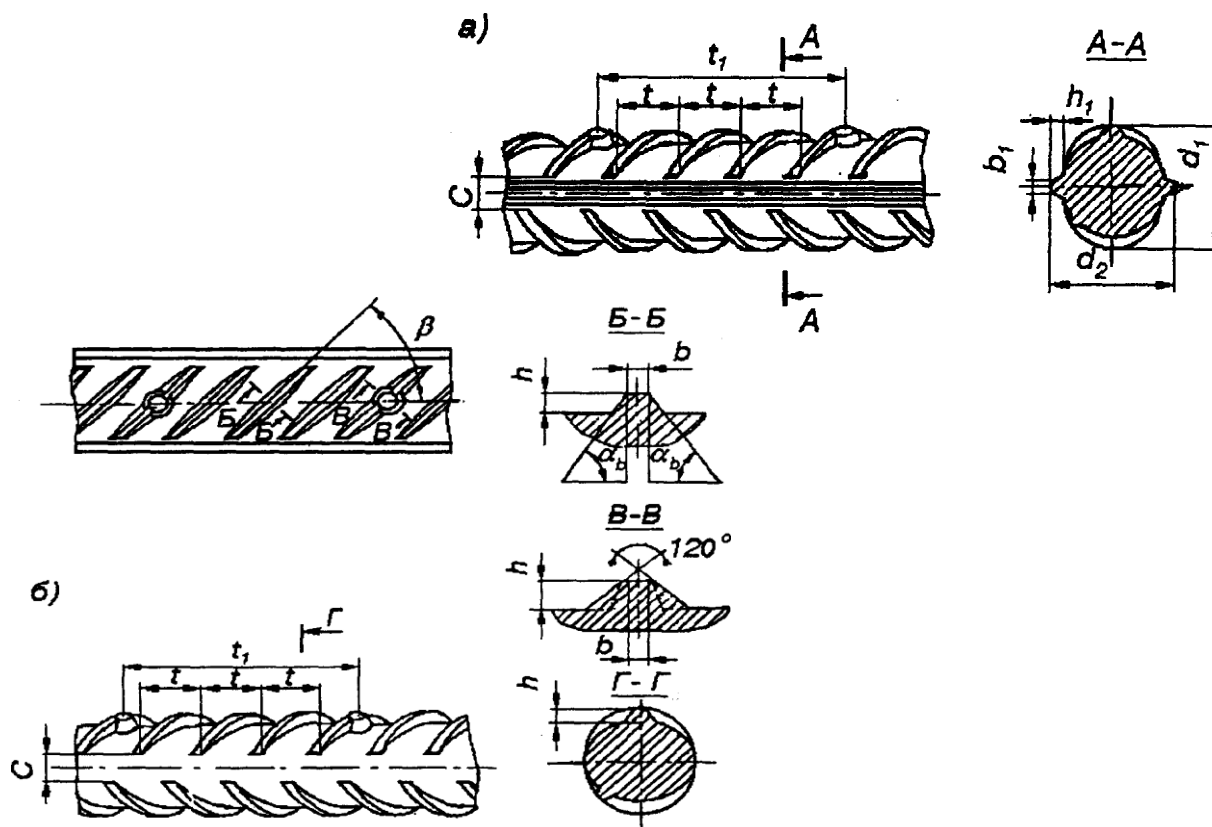
Таблиця 24.2

Клас арматури по ДСТУ 3760-98	Клас арматури по СНиП 2.03.01-84*
A240C	A-I
A300C	A-II
A400C <sup>1)</sup>	A-III
A400C <sup>2)</sup>	At-IIIc
A500C	–

**Примітка:**

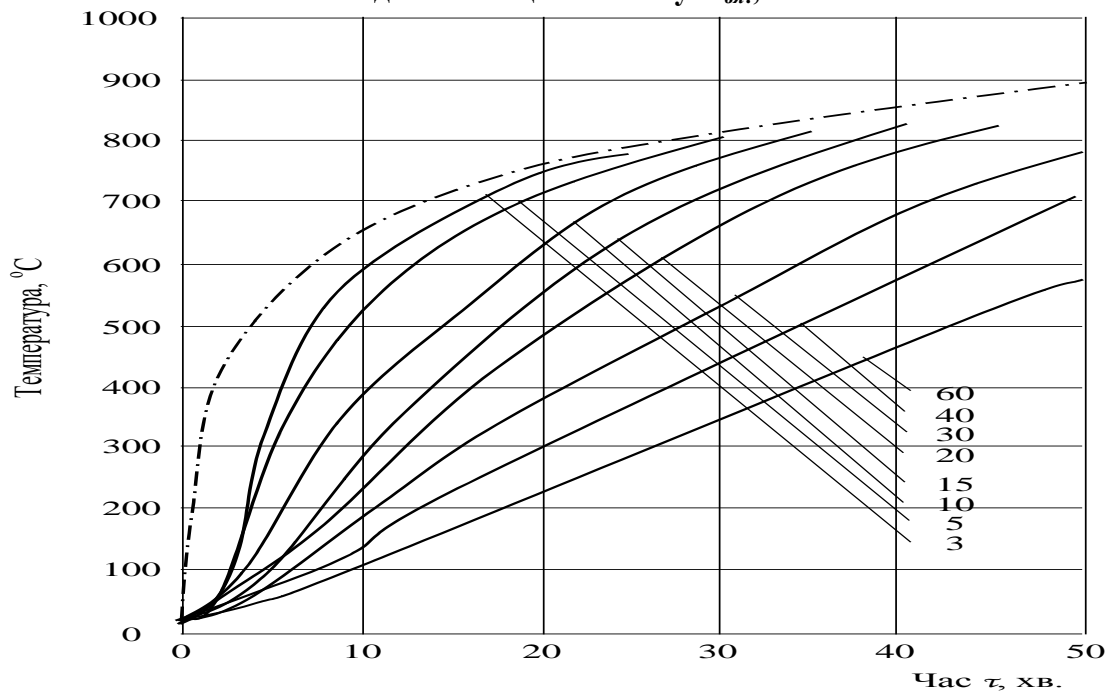
- 1) – гарячекатаний арматурний прокат (див. табл. 24.3);
- 2) – термомеханічно зміцнений арматурний прокат (див. табл. 24.3).

№ п/п	Клас арматури за ДСТУ 3760-98	Діаметр прокату, мм	Марка сталі	Тип профілю	Класифікація прокату за способом виробництва
1	A240C	6...40	Ст3сп Ст3сп Ст3кп	гладкий	гарячекатаний
2	A300C	10...40	Ст5сп Ст5пс	періодичний (серповидний), за рис.	гарячекатаний
		10...32	10ГТ		
3	A400C	6...40	35ГС 25Г2С	періодичний (серповидний), за рис.	гарячекатаний
4	A400C	10...32	Ст3сп Ст3пс Ст5сп Ст5пс	періодичний (серповидний), за рис. 1	термомеханічно зміцнений
5	A500C	8...16	Ст3сп Ст3пс Ст3Гпс	періодичний (серповидний), за рис.	термомеханічно зміцнений
		8...22	Ст3Гпс		
		25...32	25Г2С 20ГС		



Арматурний прокат періодичного профілю

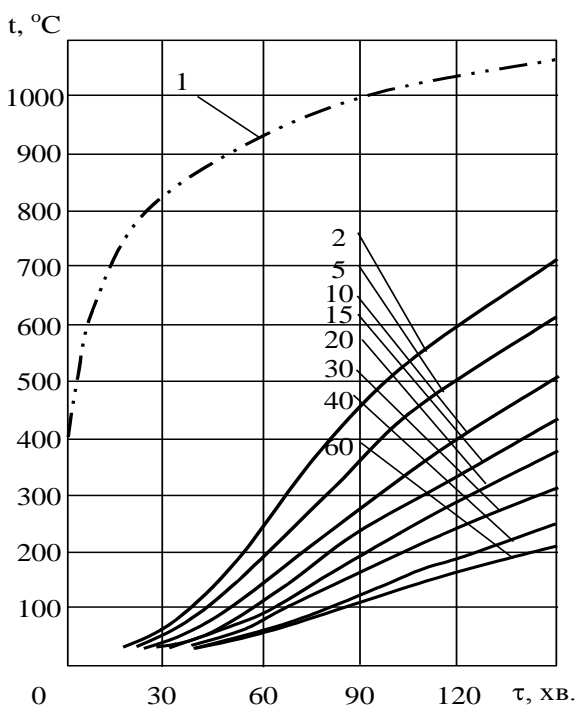
**Залежність температури незахищених елементів сталевих конструкцій від часу нагріву за режимом «стандартної» пожежі (крива 1). Цифри у кривих відповідають наведеній товщині металу  $h_{вн}$ , мм**



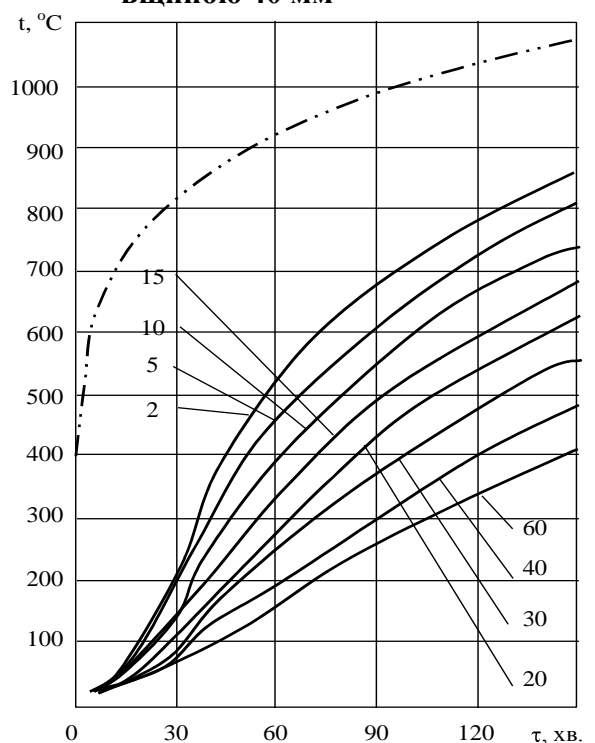
**Залежність температури ( $t$ , °C) сталевій пластині з лицюванням від часу нагрівання**

**( $\tau$ , хв) за режимом "стандартної" пожежі (крива 1). Цифри біля кривих відповідають наведеній товщині металу, ( $h_{red}$ , мм)**

**Червона цегла товщиною 65 мм**



**Бетон на вапняковому щебені товщиною 40 мм**



## Матеріали для зварювання, що відповідають маркам сталі

Групи конструкцій у кліматичних районах	Сталі	Матеріали для зварювання:			
		під флюсом		у вуглекислому газі або в його суміші з аргоном	з покритими електродами типів:
		Марки			
		флюсів	зварювального дроту		
2, 3 та 4 – у всіх районах, крім I <sub>1</sub> , I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> та II <sub>3</sub>	C235, Вст3пс, ВСт3сп, C255, C285, ВСт3кп, C245, C275, 20,	АН-348-А, АН-60	СВ-08А, СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Э42, Э46
	C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С, C345К	АН-47, АН-43, АН-17М, АН-348А <sup>1</sup>  АН-348-А	Св-10НМА, СВ-10Г2, СВ-08ГА, СВ-10ГА  Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50  Э50А
1 – у всіх районах; 2,3 та 4 – у районах I <sub>1</sub> , I <sub>2</sub> , II <sub>2</sub> та II <sub>3</sub>	C235, C245, C255, C275, C285, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп, 20.	АН-348-А	Св-08А, СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-348-А	Св-10НМА, СВ-10Г2, СВ-08ГА, СВ-10ГА,		Э50А
	C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ	АН-47, АН-17-М, АН-348-А	Св-10НМА, СВ-10Г2, СВ-08ГА, СВ-10ГА		Э50А
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08 ХГ2СДЮ	Э50А
	C590, C590К, C590КШ	АН-17-М	СВ-08ХН2ГМЮ, СВ-10НМА	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХГСМА, СВ-08Г2С	Э60, Э70

## Розрахунковий опір зварних з'єднань

Зварні з'єднання	Напружений стан		Умовна позначка	Розрахунковий опір зварених з'єднань
Стикові	Стиск. Розтягання й вигин при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні з фізичним контролем якості швів	По границі текучості	$R_{\omega Y}$	$R_{\omega Y} = R_Y$
		По тимчасовому опорі	$R_{\omega u}$	$R_{\omega u} = R_u$
	Розтягання й вигин при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні	По межі текучості	$R_{\omega Y}$	$R_{\omega Y} = 0,85 R_Y$
	Зрушення		$R_{a\omega}$	$R_{a\omega} = R_s$
З кутовими швами	Зріз (умовний)	По металі шва	$R_a$	$R_{a\omega} = 0,55 R_{\omega un} / \gamma_{\omega n}$
		По металі границі сплавки	$R_{a\beta}$	$R_{a\beta} = 0,45 R_{un}$

**Примітка:** значення коефіцієнта надійності за матеріалом шва  $\gamma_{\omega n}$  варто приймати рівними:

1,25 – при значеннях  $R_{\omega un} \leq 490$  МПа,

1,35 – при значеннях  $R_{\omega un} \leq 590$  МПа,

1,30 – при проміжних значеннях.

**Нормативні та розрахункові опори сталі при розтягу, стиску та вигині**

Сталь	Товщина прокату, мм	Нормативний опір, МПа, прокату				Розрахунковий опір, МПа, прокату			
		листового, широко- смугового універсального		фасонного		листового, широко- космугового універсального		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{um}$	$R_{yn}$	$R_{um}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С 235	Від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	Св.20” 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	“ 40” 100	215	360	–	–	210	350	–	–
	“ 100	195	360	–	–	190	350	–	–
С 245	Від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	Св.20” 30	–	–	235	370	–	–	230	360
С 255	Від 2 до 3,9	255	380	–	–	250	370	–	–
	“ 4 “ 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	Св.10 “ 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	“ 20 “ 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С 275	Від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	Св.10 “ 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С 285	Від 2 до 3,9	285	390	–	–	280	380	–	–
	“ 4 “ 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	Св.10 “ 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С 345	Від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	Св.10 “ 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	“ 20 “ 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	“ 40 “ 60	285	450	–	–	280	440	–	–
	“ 60 “ 80	275	440	–	–	270	430	–	–
	“ 80 “ 160	265	430	–	–	260	420	–	–
С345К	Від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С 375	Від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	Св.10 “ 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	“ 20 “ 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С 390	Від 4 до 50	390	540	–	–	380	530	–	–
С390К	Від 4 до 30	390	540	–	–	380	530	–	–
С 440	Від 4 до 30	440	590	–	–	430 400	575	–	–
	Св. 30 ” 50	410	570	–	–		555	–	–
С 590	Від 10 до 36	540	635	–	–	515	605	–	–

## Нормативні опори металу шва

Марки дроту для автоматичного або напі- вавтоматичного зварювання		Марки порошкового дроту	Значення норматив- ного опору металу шва $R_{шов}$ , МПа
під флюсом	у вуглекислому газі або в його суміші з аргоном		
Св-08, Св-08А	–	–	410
Св-08ГА	–	–	450
Св-10ГА	Св-08Г2С	ПП-АН8, ПП-АН3	490
Св-10НМА, Св-10Г2	Св-08Г2С*	–	590
Св-08ХН2ГМЮ, Св-08Х1ДЮ	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГ2СДЮ	–	685

**Примітка:** при зварюванні дротом Св-08М2С варто приймати значення  $R_{шов} = 590$  МПа тільки для кутових швів з катетом  $k_f \leq 8$  мм у конструкціях зі сталі із межею текучості, рівною 440 МПа та більше.

## Залежність коефіцієнта умов роботи від елемента конструкції

Елемент конструкції	Коефіцієнт умов роботи
1	2
1. Суцільні балки й стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ й архівів і т.п. при вазі перекриття, рівного або більшого за тимчасове навантаження.	0,9
2. Колони громадських будинків і опор водонапірних башт.	0,95
3. Стиснуті основні елементи (крім опорних) грат складного таврового перерізу з куточків зварних ферм покриттів і перекриттів (наприклад, кроквяних й аналогічних їм ферм) при гнучкості $\lambda \geq 60$ .	0,8
4. Суцільні балки при розрахунках на загальну стійкість при $\varphi_0 < 1,0$ .	0,95
5. Затягування, тяги, відтягнення, підвіски, виконані із прокатної сталі.	0,9
6. Елементи стрижневих конструкцій покриттів і перекриттів: - стиснуті (за винятком замкнутих трубчастих перерізів) при розрахунках на стійкість; - розтягнуті – у зварних конструкціях; - розтягнуті, стиснуті, а також стикові накладки в болтових конструкціях (крім конструкцій на високоміцних болтах) зі сталі із межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), що несуть статичне навантаження, при розрахунках на міцність.	0,95 0,95 1,05
7. Суцільні складені балки, колони, а також стикові накладки зі сталі із межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), що несуть статичне навантаження й виконані за допомогою болтових з'єднань (крім з'єднань на високоміцних болтах), при розрахунках на міцність.	1,1
8. Перерізи прокатних і зварних елементів, а також накладок зі сталі із межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ) у місцях стиків, виконаних на болтах (крім стиків на високоміцних болтах), що несуть статичне навантаження, при розрахунках на міцність: - суцільних балок і колон; - стрижневих конструкцій покриттів і перекриттів.	1,1 1,05
9. Стиснуті елементи грат просторових гратчастих конструкцій з одиночних рівнополицевих або нерівнополицевих (що прикріплені більшою полицею) кутиків: - прикріплюються безпосередньо до поясів однією полицею зварними швами або двома болтами й більше, поставленими уздовж куточка; - прикріплюють безпосередньо до поясів однією полицею, одним болтом (крім зазначених у поз. 9, у даній таблиці), і прикріплюються також через фасонку, незалежно від виду з'єднання; - при складних перехресних гратах з одноболтовими з'єднаннями.	0,9 0,75 0,7
10. Стиснуті елементи з одиночних кутиків, що прикріплюються однією полицею (для нерівнополицевих кутиків – тільки меншою полицею), за винятком елементів конструкцій, зазначених у поз. 9 даної таблиці, розкосів, що прикріплюються безпосередньо до поясів зварними швами або двома болтами й більше, поставленими уздовж кутика, і плоских ферм із одиночних кутиків.	0,75
11. Опорні плити зі сталі із границею текучості до 285 МПа, що несуть статичне навантаження, товщиною, мм: а) до 40; б) від 40 до 60; в) від 60 до 80.	1,2 1,15 1,1



Значення пружної характеристики  $\alpha$  для неармованої кладки

Вид кладки	Пружна характеристика $\alpha$				
	при марках розчину			при міцності розчину	
	25...200	10	4	0,2 (2)	нульовий
1. З великих блоків, виготовлених з важкого й крупнопористого бетону на важких заповнювачах і з важкого природного каменю ( $\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ )	1500	1000	750	750	500
2. З каменів, виготовлених з важкого бетону, важких природних каменів і буту	1500	1000	750	500	350
3. З великих блоків, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах і поризованого, крупнопористого бетону на легких заповнювачах, щільного силікатного бетону й з легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
4. З великих блоків, виготовлених з чарункових бетонів в виду:					
А	750	750	500	500	350
Б	500	500	350	350	350
5. З каменів чарункових бетонів в виду:					
А	750	500	350	350	200
Б	500	350	200	200	200
6. З керамічних каменів	1200	1000	750	500	350
7. Із цегли глиняної пластичного пресування, повнотілої й пустотілої, з пустотілих силікатних каменів, з каменів, виготовлених з бетону на пористих заповнювачах і поризованого, з легких природних каменів	1000	750	500	350	200
8. Із цегли силікатної повнотілої й пустотілої	750	500	350	350	200
9. Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої й пустотілої	500	500	350	350	200

- Примітки:** 1. При визначенні коефіцієнтів поздовжнього вигину для елементів із гнучкістю  $l_0/i \leq 28$  або відношенням  $l_0/h \leq 8$  допускається приймати величини пружної характеристики кладки із цегли всіх видів, як із цегли пластичного пресування.
2. Наведені в таблиці значення пружної характеристики  $\alpha$  для цегельної кладки поширюються на віброцегляні панелі і блоки.
3. Пружна характеристика бутобетону приймається рівною  $\alpha = 2000$ .
4. Для кладки на легких розчинах значення пружної характеристики  $\alpha$  варто приймати з коефіцієнтом 0,7.
5. Пружні характеристики кладки із природних каменів допускається уточнювати за спеціальними вказівками, складеними на основі результатів експериментальних досліджень і затверджених у встановленому порядку.

## Коефіцієнт поздовжнього вигину при пружних характеристиках кладки

Гнучкість		Коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi$ при пружних характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_i$	$\lambda_n$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

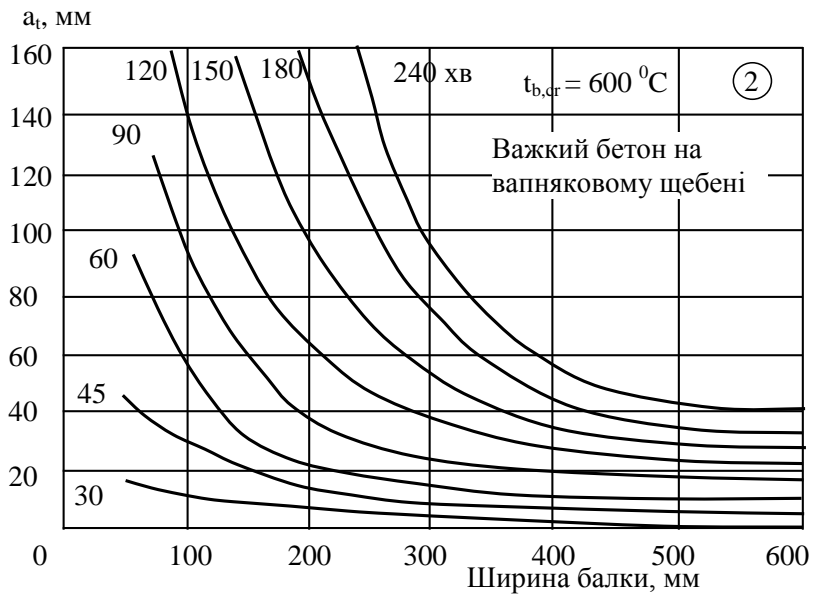
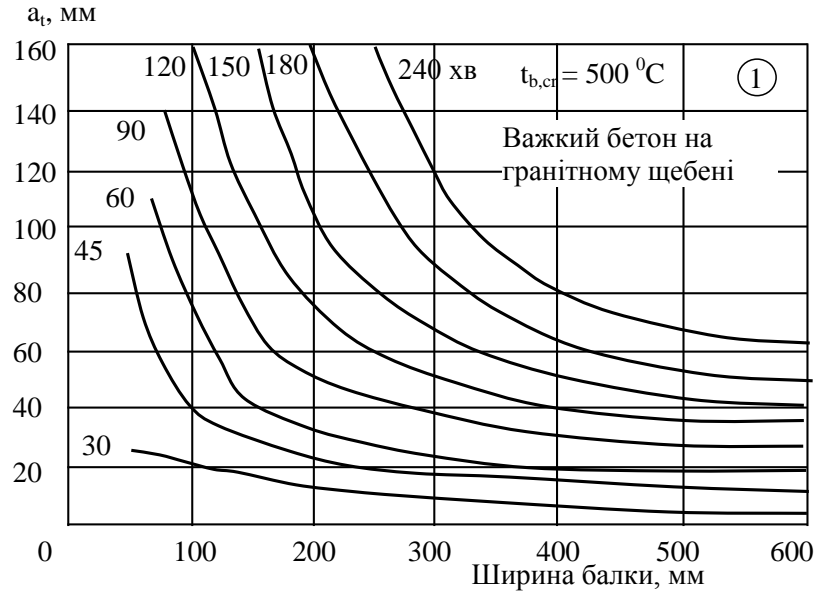
**Примітки:**

1. Коефіцієнт  $\varphi$  при проміжних значеннях гнучкості визначається шляхом інтерполяції.
2. Коефіцієнт  $\varphi$  для співвідношень  $\lambda_n$ , що перевищують граничні, слід приймати при визначенні  $\varphi_c$  у випадку розрахунку на позацентрове стискування з великим ексцентриситетом.
3. Для кладки із сітчастим армуванням величини пружних характеристик можуть бути меншими, ніж 200.

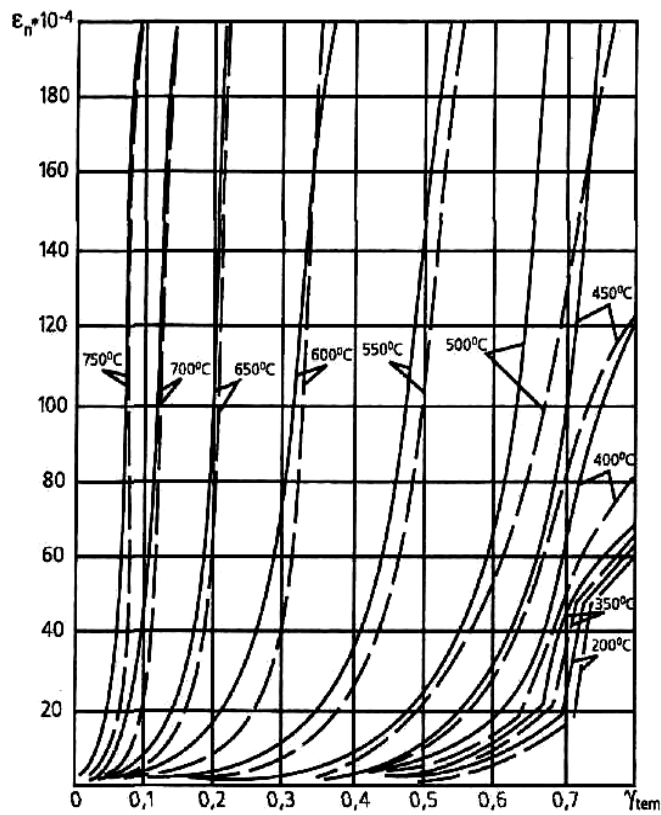
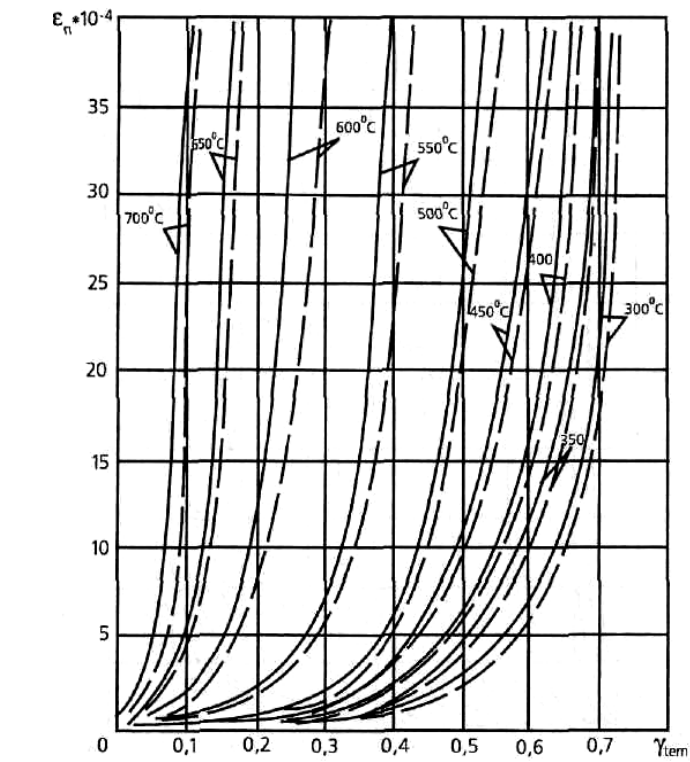
**Глибина прогріву  $a_t$  бетону стиснутої зони до критичної температури  $t_{b,cr}$  в балці від нижньої нагріваної грані перерізу (30–240 – час прогріву в хвилинах)**

**1 –  $t_{b,cr} = 500^\circ\text{C}$  – важкий бетон на граніті;**

**2 –  $t_{b,cr} = 600^\circ\text{C}$  – важкий бетон на вапняку;**

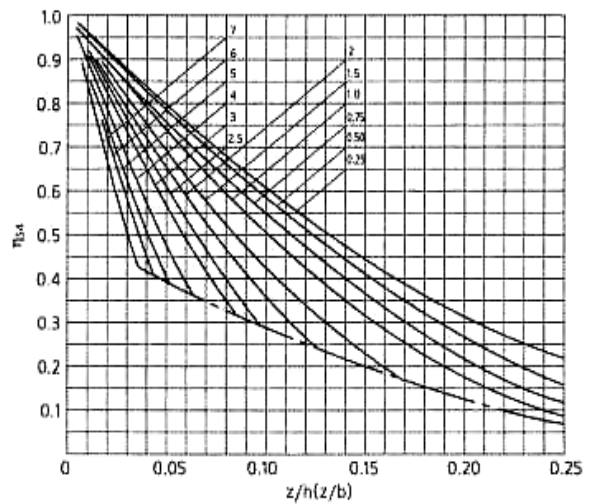
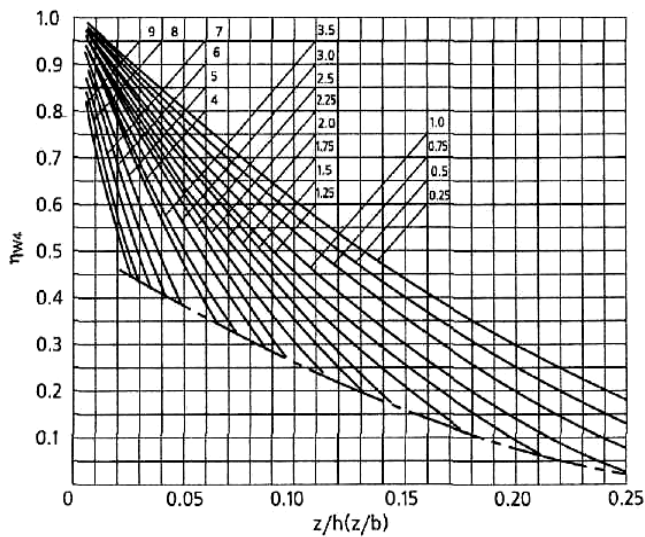
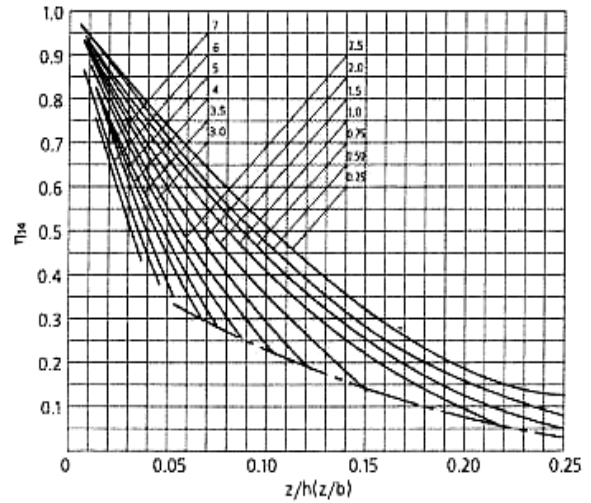
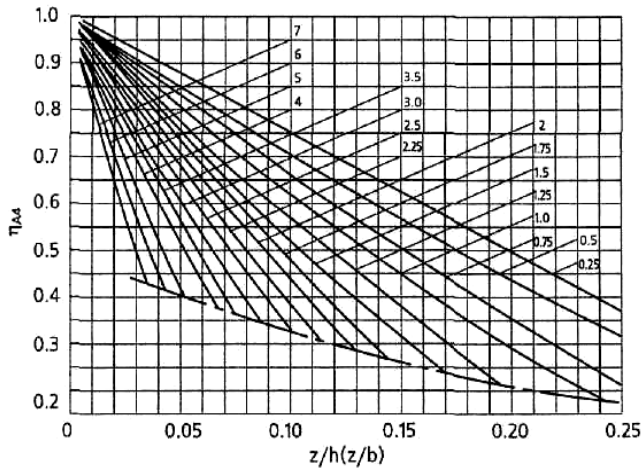


Криві деформації сталей в залежності від температури та ступеня навантаження для  $R_{yn} > 290$  МПа (—) та  $R_{yn} \geq 290$  МПа (-----)



**Залежність коефіцієнтів зміни геометричних характеристик перерізу від відношення розрахункової глибини обвуглювання до висоти ( $Z/h$ ) і ширини ( $Z/b$ ) перерізу при обігріві з чотирьох боків.**

**Цифри у кривих відповідають відношенню висоти перерізу до його ширині ( $1 \leq h/b \leq 7$ ) і відношенню ширини перерізу до його висоти ( $b/h \leq 1$ )**



**Коефіцієнт пропорційності  $a$  дії повітряної ударної хвилі в залежності від умов вибуху та інтенсивності руйнувань**

Можливі uszkodження	Розташування заряду		
	Зовнішній заряд	Заряд, заглиблений на свою глибину	$n = 2$
Відсутність uszkodжень	50...150	10...40	2...5
Випадкові uszkodження	10...30	5...9	1...2
Руйнування застосування, часткові uszkodження рам, дверей, штукатурки, перегородок	5...8	2...4	0,5...1
Руйнування рам, дверей, перегородок	2...4	1,1...1,9	Руйнування в межах воронки
Руйнування дерев'яних будівель	1,5...2	0,5...1	те ж саме
Ушкодження мостів	1,4	Руйнування в межах воронки	"
Тріщини в цегляних стінах товщиною: 0,38 м 0,51 м 0,64 м 0,78 м	0,95 0,84 0,73 0,68	те ж саме " " "	"
Руйнування цегляних стін товщиною: 0,38 м 0,51 м 0,64 м 0,78 м	0,65 0,56 0,49 0,46	те ж саме " " "	"
Руйнування: фундаментів з/б труб сталевих труб	—	3 1,25 0,5	"

**Коефіцієнт ефективності ВР в порівнянні із зарядом тротилу тієї ж маси (тротиліний еквівалент)**

Найменування ВР	Тритонал 80/20	Гексоген	Тритонал 90/10	Ендатол	Пікратол	Порох
$K_{ef}$	1,53	1,30	1,23	1,05	1,0	0,66

**Маса зовнішнього контактного заряду тротилу для підриву діючого заряду ВР, кг**

Маса діючого заряду ВР, кг	Маса зовнішнього контактного заряду тротилу, кг	Можлива дальність розльоту осколків, м
25...50	0,4	850
100	0,6	1000
250	1,0	1200
500	1,6	1350
1000	2,0	1500
2000	3,0	1750
3000	3,6	1900
5000	5,0	2000

**Коефіцієнт пропорційності  $a_c$  дії сейсмічного ефекту вибуху в залежності від показника дії вибуху**

Умови підриву діючого заряду ВР	Значення $a_c$
Підривання на камуфлет та при $n = 0,5$	1,2
Показник дії вибуху $n = 1$	1,0
Показник дії вибуху $n = 2$	0,8
Показник дії вибуху $n = 3$	0,7

**Коефіцієнт  $K_c$  дії сейсмічного ефекту вибуху в залежності від властивостей ґрунту в основі фундаментів будівель та споруд**

Умови підриву діючого заряду ВР	Значення $K_c$
Піщані ґрунти	3
Глинисті ґрунти	9
Насипні та земляні ґрунти	15
Водонасичені ґрунти	20

**Ступені пошкодження будівельних об'єктів в залежності від надлишкового тиску повітряної ударної хвилі ядерного вибуху, кПа**

№	Об'єкт	Пошкодження			
		Слабке	Середнє	Сильне	Повне
1	Масивні промислові будівлі з металевим каркасом	20...30	30...40	40...50	50...70
2	Бетонні та залізобетонні будівлі та будівлі антисейсмічної конструкції	25...35	80...120	150...200	200...250
3	Промислові будівлі з металевим каркасом та площею засклення вище 30 %	10...20	20...30	30...40	40...50
4	Будівлі зі збірного залізобетонну	10...20	20...30	30...60	–
5	Цегляні безкаркасні будівлі з залізобетонним перекриттям (покриттям)	10...20	20...35	35...45	45...60
6	Цегляні безкаркасні будівлі з дерев'яним перекриттям (покриттям)	8...12	12...20	20...30	30...40
7	Дерев'яні будівлі	6...8	8...12	12...20	20...30
8	Засклення будівель армоване	1...1,5	1,5...2	2...5	–
9	Засклення будівель звичайне	0,5...1	1...1,5	1,5...3	–

**Примітка.** Для інших видів вибухів, що наприклад для вибухів конденсованих ВР або ГПС, значення тиску, приведеного в таблиці, повинні бути збільшені в 1,5 разу і більш залежно від потужності вибуху і після цього зіставлені із розрахованими значеннями надмірного тиску.



**Ступені тяжкості ураження людей при вибуху газоповітряної суміші**

Надлишковий тиск, кПа	Тяжкість ураження
50...90	Тяжке травмування (50...60 % уражених потребує медичної допомоги)
20...50	Травмування середньої тяжкості (10...12 % уражених потребує медичної допомоги)
10...20	Легке травмування (уражені не потребують медичної допомоги)

**Характеристики швидкісного натиску повітря в залежності від надлишкового тиску на фронті ударної хвилі**

Максимальний надлишковий тиск, кПа	Максимальний швидкісний натиск, кПа	Максимальна швидкість мас повітря, км/час
1400	2310	3350
1050	1560	2850
700	860	2275
500	650	1870
350	280	1510
210	110	1070
140	56	750
70	14	449
35	6	256
14	0,7	112

## Показники вибухобезпеки деяких речовин та матеріалів

Речовина	$M$	$t_{всп.}$ , °C	$t_{с.в.}$ , °C	НКПР, %	ВКПР, %	$W_{min.}$ , мДж	$P_{max.}$ , кПа	$Q$ , МДж/кг	$\rho_{п.г.}$ , кг/м <sup>3</sup>	$P_H$ , кПа
Аміак, NH <sub>3</sub> , ГГ	17,03	–	650	15,0	28,0	680	588	18,29	0,706	–
Ацетилен, C <sub>2</sub> H <sub>2</sub> , ВГ	26,04	–	335	2,5	81,0	0,011	1009	49,96	1,079	–
Ацетон, C <sub>2</sub> H <sub>6</sub> O, ЛЗР	58,08	-18	540	1,43	13,0	0,41	572	31,36	2,408	24,35
Бутан, C <sub>4</sub> H <sub>10</sub> , ГГ	58,12	-69	405	1,80	8,5	0,25	843	44,17	2,410	–
Водень, H <sub>2</sub> , ГГ	2	–	510	4,09	75,0	0,017	730	120,8	0,083	–
Метан, CH <sub>4</sub> , ГГ	16,04	-181	537	5,28	14,1	0,28	706	50,0	0,665	–
Метиловий спирт, CH <sub>4</sub> O, ЛЗР	32,04	6	440	6,70	35,5	0,14	620	23,84	1,382	12,69
Окис вуглецю, CO, ГГ	28,01	–	605	12,5	74,0	8,0	730	10,10	1,161,	–
Пропан, C <sub>3</sub> H <sub>8</sub> , ГГ	44,1	–	470	2,31	9,4	0,25	843	46,35	1,828	–
Сірковуглець, CS <sub>2</sub> , ЛЗР	76,13	-43	102	1,33	50,0	0,09	780	14,02	3,156	39,49
Толуол, C <sub>7</sub> H <sub>8</sub> , ЛЗР	92,14	4	536	1,25	6,8	0,26	634	40,94	3,820	2,9
Етиловий спирт, C <sub>2</sub> H <sub>6</sub> O, ЛЗР	46,07	13	400	3,61	17,8	0,246	682	30,56	1,910	5,76
Уайт-спірит, C <sub>10,5</sub> H <sub>21</sub> , ЛЗР	147,3	33-36	250	0,7	5,6	0,33			6,140	0,37

**Примітки:**  $M$  – молекулярна маса;  $t_{всп.}$  – температура спалаху;  $t_{с.в.}$  – температура самозаймання; ГГ – горючий газ; ВГ – вибуховий газ; ЛЗР – легкозаймиста рідина;  $W_{min}$  – мінімальна енергія запалювання;  $P_{max}$  – максимальний тиск вибуху;  $Q$  – теплота згорання;  $\rho_{п.г.}$  – густина пари або газу при  $P = 101$  кПа та  $t = 20$  °C;  $P_H$  – тиск насиченої пари при  $t = 20$  °C