

Міністерство освіти та науки України

Луцький національний технічний університет



Конструкції з дерева та пластмас

Конспект лекцій

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія»
галузь знань 19 Архітектура та будівництво
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
денної та заочної форм навчання

ЛУЦЬК 2026

УДК 624.011.1

К64

До друку

Голова навчально-методичної ради факультету архітектури, будівництва та дизайну _____ О.В. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозиторій ЛНТУ

Директор бібліотеки _____ Н.П. ПОЛІЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури, будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № ___ від «___» _____ 2026 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № ___ від «___» _____ 2026 р.

Завідувач кафедри будівництва

та цивільної інженерії _____ О.А. УЖЕГОВА

Укладачі:

Д.Я. КИСЛЮК, к.т.н., доцент ЛНТУ.

Рецензент:

В.П. САМЧУК, к.т.н., доцент ЛНТУ.

Відповідальний

за випуск:

О.А. УЖЕГОВА, к.т.н., завідувач

кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Конструкції з дерева та пластмас: Конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання/ уклад. Д.Я.Кислюк. – Луцьк: ЛНТУ, 2026. – 154 с.

К64

© Д.Я.Кислюк, 2026

ЗМІСТ

Вступ	5
1. Конструкційні дерева і пластмаси	
1.1. Загальні відомості	10
1.2. Будова деревини	11
1.3. Сортамент лісоматеріалів	12
1.4. Якість лісоматеріалів	13
1.5. Фізико - механічні властивості деревини	14
1.6. Захист дерев'яних конструкцій від загнивання і гниття	17
1.7. Захист дерев'яних конструкцій від займання та горіння	20
1.8. Дерев'яні пластики	22
1.9. Конструкційні пластмаси	25
2. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій	
2.1. Метод граничних станів	32
2.2. Нормативні та розрахункові навантаження	33
2.3. Нормативні та розрахункові опори деревини	36
2.4. Розрахунок дерев'яних елементів	38
3. З'єднання дерев'яних і пластмасових конструкцій	
3.1. Загальна характеристика з'єднань	53
3.2. Контактні з'єднання	54
3.3. З'єднання з металевими зв'язками	56
3.4. Клейові з'єднання	63
3.5. З'єднання елементів пластмасових конструкцій	66
4. Захисні конструкції	
4.1. Загальні відомості	69
4.2. Дощаті настипи	70
4.3. Клеєфанерні настипи	72
4.4. Пластмасові настипи	77
5. Дерев'яні балки і стійки	
5.1. Балки суцільного поперечного перерізу	84
5.2. Дощатоклеєні балки	88
5.3. Клеєфанерні балки	90
5.4. Складені балки на піддапних зв'язках	92
5.5. Дерев'яні стійки	94
6. Дерев'яні арки	
6.1. Конструкції дерев'яних арок	97
6.2. Розрахунок дерев'яних арок	101
7. Дерев'яні рами	
7.1. Конструкції дерев'яних рам	107
7.2. Розрахунок дерев'яних рам	111
8. Дерев'яні ферми	
8.1. Конструкції дерев'яних ферм	115
8.2. Розрахунок дерев'яних ферм	120

9.Просторові і спеціальні конструкції з дерева і пластмас	
9.1 Просторові дерев'яні конструкції	125
9.2 Спеціальні дерев'яні конструкції	130
10.Виготовлення і експлуатація конструкцій з дерева і пластмас	
10.1 Виготовлення конструкцій з дерева і пластмас	135
10.2 Експлуатація дерев'яних конструкцій	139
10.3. Ремонт і підсилення дерев'яних конструкцій	142
Додатки	148
Список літератури	153

ВСТУП

Дерев'яні конструкції застосовують у будівництві з давніх-давен тому, що деревина є природним будівельним матеріалом. Спочатку це були гілки, жердини, дрібно розмірні стовбури, які використовували для влаштування загорож перед входом до печери, пізніше — примітивних будівель (навісів, курень, вертикальних стін), які оберігали мешкання від нападів тварин або недругів, а потім — для мостів через перешкоди і т. ін. Протягом багатьох тисячоліть такі первинні форми будівель удосконалювались, аж поки не з'явилася основна конструктивна форма споруд із колод — зруб (рис.1). Зруб робили з горизонтально укладених колод, з'єднаних врубками, шипами та з'єднаннями інших видів, що вимагало великої кваліфікації майстра.

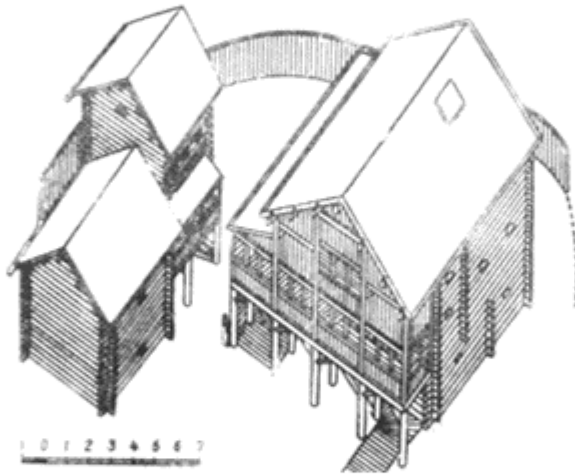


Рис. 1. Міська садиба Хст м. Київ

Нові форми у створенні дерев'яних конструкцій збільшувались у XVIII ст. у зв'язку із загальним розвитком інженерних наук. Теорія розрахунку їх набули у зв'язку з будівництвом залізничних мостів у другій половині XIX ст століття (рис.2). Заслуга створення теорії розрахунку гратчастих ферм, а також складених балок, які працюють на зсув під час згинання, належить Д. І. Журавському.

У 30-і роки минулого століття було розроблено і впроваджено в будівництво багато різноманітних дощато-цвяхових конструкцій, в яких використовували дошки, а основними засобами з'єднання були цвяхи. Це балки, ферми, арки, склепіння. У мостах комбінованої системи, що складається з гнучкої арки та ферми жорсткості, прольоти досягали 60 м і більше. Наприклад, прольотні будівлі моста через р. Дніпро у Києві, побудованого в 1944 р., досягали 62,5 м (рис.4). У 50-і і наступні роки минулого століття замість конструктивних форм будівельного виготовлення почали використовувати

індустріальні клеєні конструкції заводського виготовлення. Наукові розробки і дослідне будівництво клеєних конструкцій розпочалися ще в 1937 р. Промислове виробництво клеєних дерев'яних конструкцій (КДК) було організовано в 70-і роки. Номенклатура КДК досить широка — балки, рами, арки, ферми. З числа здійснених можна назвати стріпчасті арки прольотом 45 м у покриттях складів (рис. 5), кількість яких в Україні налічує кілька десятків.



Рис. 2. Міст по проекту Д. І. Журавського

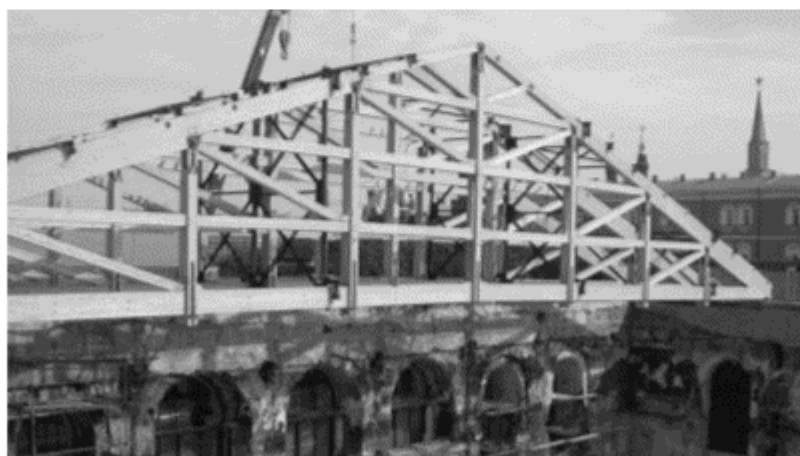


Рис. 3. Кроквяна ферма Д. І. Журавського 50м.



Рис. 4. Склад з клеєних дерев'яних арок прольотом 60 м, висота - 22 м

Поширення деревини як будівельного матеріалу сприяють легкість його заготівлі й обробки, всесезонність застосування, хімічна стійкість, діелектричні якості, а також високі показники фізико-механічних властивостей при невеликій густині. Конструкції з дерева лише трохи легші від відповідних сталевих і значно (у 5...6 разів) легші від бетонних та залізобетонних конструкцій. Недоліки, що обмежують застосування дерев'яних конструкцій (небезпека загнивання і займання, усушка, набрякання, жолоблення і розтріскування, неоднорідність будови і наявність вад), можна усунути консервуванням та облагороджуванням деревини, антисептуванням і використанням вогнезахисних просочувань або фарбуванням.



Рис. 5. Будівництво сільськогосподарських об'єктів.



Рис. 6. Будівництво спортивно оздоровчих комплексів з клеєних арочних конструкцій.

Застосування полімерних матеріалів і пластмас у будівництві пов'язане з розвитком хімічної та нафтохімічної промисловості в середині минулого століття. Можна намітити такі основні напрями ефективного використання цих конструкцій: для зниження маси будівель і споруд (просторових, пневматичних та ін.); для поліпшення транспортабельності легких захисних конструкцій; для світлопроникності конструкцій; для конструкцій, які працюють в агресивному середовищі; для пливково-каркасних конструкцій.

Розвиток конструктивних форм дерев'яних конструкцій.

1) Зруби для стін: - прямокутної форми, - багатокутної форми. Зруби для покриттів: - односкілі, - двоскатні;

2) Каркасні, стрижньові, і брусчаті конструкції: - шпиль висотою $H = 72$ м; - дерев'яні ферми будівлі з прольотом довжиною $L = 48$ м.

3) Стрижньові і дощато-цвяхові конструкції: - суцільні (балки, рами); - наскрізні (ферми, арки); - просторові (куполи).

4) Конструкції заводського виготовлення: - тришарові панелі довжиною $L = 3,6$ м; - балки довжиною $L = 18$ м - арки довжиною $L = 63$ м.

Властивості деревини. Основні переваги і недоліки

Дерев'яні конструкції є надійними, легкими і довговічними.

Властивості деревини:

- відносно легкий і міцний матеріал, особливо по напрямку вздовж волокон, де діють найбільші зусилля від зовнішніх навантажень;
- мікропористий матеріал з хорошими теплоізоляційними і санітарно-гігієнічними властивостями;
- малотвердий і тому легкооброблювальний матеріал, що полегшує і спрощує виготовлення дерев'яних конструкцій;
- стійкий до дії слабких хімічно агресивних середовищ;
- стійко витримує ударні і цоклічні навантаження;
- надійно склеюється водостійкими синтетичними клеями.

Переваги дерев'яних конструкцій:

- естетична привабливість;
- хімічна стійкість;
- можливість перекривати великі прольоти;
- виготовлені з природного поновлюваного природним чином матеріалу;
- екологічно безпечні;
- за міцністними показниками одиниці ваги і по межі вогнестійкості не

поступаються металевим конструкціям;

- дозволяють створювати покриття будівель будь-якої форми і прольоту;
- економічні при транспортуванні і монтажі.

Недоліки:

- деревина схильна до гниття;
- дерев'яні конструкції згорають;
- неоднорідність будови деревини;
- наявність вад;
- руйнування деревини комахами та жуками;
- відносно мала міцність дерева;
- мала тривалість служби.

Основні напрямки застосування дерев'яних конструкцій в Україні:

▪ будівництво житлових малоповерхових будинків заводського виготовлення:

- з каркасною схемою;
- дерев'яно-щитові будинки;
- со стінами из клееного бруса;
- будівництво мансардних поверхів;
- виробництво дерев'яних клеєних конструкцій, застосування легких дощатих ферм.

Розділ 1

КОНСТРУКЦІЙНІ ДЕРЕВИНА І ПЛАСТМАСИ

1.1. Загальні відомості

Деревина — природний конструкційний будівельний матеріал, запаси якого поновлюються при його раціональному заготівлі. Заготовлений ліс у вигляді відрізків стовбурів стандартної довжини доставляється на деревообробні підприємства, де з нього виготовляють пиломатеріали, фанеру, деревні плити, дерев'яні конструкції і будівельні деталі. Найбільш економічно доцільно постачати будівництво пиломатеріалами, готовими виробами і конструкціями, а не крутим лісом.

Хвойну деревину (сосна, ялина, модрина) використовують для виготовлення основних елементів дерев'яних конструкцій і будівельних деталей. Прямі високі стовбури хвойних дерев з невеликою кількістю сучків невеликої величини дозволяють одержувати прямошаруваті пиломатеріали з обмеженою кількістю вад. Також хвойна деревина містить смоли, завдяки чому вона більш стійка зволоженню і загниванню, ніж листяна.

Деревина твердих листяних порід (дуб, бук, граб, акація) має підвищену міцність і стійкість проти загнивання. Однак через більшу дефіцитність і вартість її використовують у будівельних конструкціях тільки для дрібнорозмірних елементів з'єднань. Березова деревина відноситься теж до твердих листяних порід. Її використовують головним чином для виготовлення будівельної фанери. Деревина м'яких листяних порід (осика, тополя, вільха, липа) має меншу міцність і стійкість проти загнивання і використовується для виготовлення малонавантажених елементів тимчасових будівель і споруд, а також для влаштування настилу, лат за умови надійного захисту від гниття.

Таблиця 1. Класифікація деревини по породи

Породи	Хвойна деревина - сосна, ялина, модрина	Листяні деревина - дуб, бук, граб, акація
Застосування	для виготовлення основних елементів дерев'яних конструкцій і будівельних деталей	для невеликих сполучних деталей
Основні властивості	<ul style="list-style-type: none">має прямі високі стовбури з невеликою кількістю сучків що дозволяє отримати прямошаруваті пиломатеріали з обмеженою кількістю недоліківмістить смоли, завдяки чому краще, ніж листяні, чинить опір зволоженню і загниванню	<ul style="list-style-type: none">має відносно невисоку висотуменш прямолінійнамає більше сучківбільш, ніж хвойна, піддається загниванню

1.2. Будова деревини

Деревина має трубчасту шарувато-волоконисту будову. Основу деревини складають деревні волокна, розташовані уздовж стовбура. Вони складаються з подовжених пустотілих оболонок відмерлих клітин — трахеїд — майже прямокутної форми, середньою шириною 50 мкм і довжиною 3 мкм з органічних речовин (целюлози і лігніну). Деревні волокна розташовуються концентричними шарами навколо осі стовбура, які називаються річними шарами. Кожен річний шар складається з двох частин: м'якої ранньої (весняно-літньої) деревини з більш тонкими стінками і широкими порожнинами кліток та більш твердої пізньої (осінньої) деревини, клітки якої мають більш товсті стінки і вузькі порожнини. Щільність і міцність деревини залежать від відносного вмісту в ній пізньої деревини, що у сосни, наприклад, змінюється від 5 до 35% в конструкціях не менше 20% (рис. 1.2).

Середня частина стовбурів сосни, кедра і модрина має більш темний колір, містить більше смоли і називається ядром. Навколо ядра розташована менш смолиста деревина - заболонь. Крім цих основних частин у деревині є горизонтальні серцевинні промені, м'яка серцевина, смоляні ходи, сучки і зовні вона покрита корою.

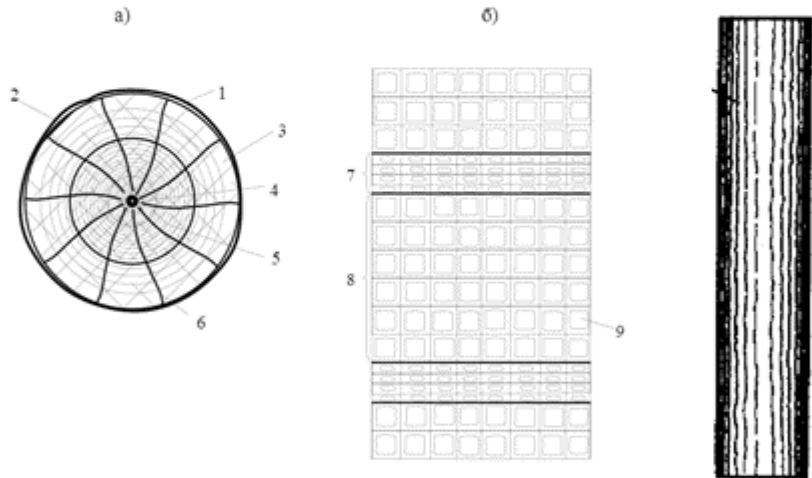


Рис. 1.1. Будова деревини:

- а - поперечний переріз стовбура; б - мікроструктура; в - пластина дошки;
1 - кора; 2 - камбій; 3 - заболонь; 4 - серцевина; 5 - ядро; 6 - серцевинні промені; 7 -
пізні річні шари; 8 - ранні річні шари; 9 - клітки трахеїди

1.3. Сортамент лісоматеріалів

Лісоматеріали поділяються на круглі і пиляні (рис. 1.2).

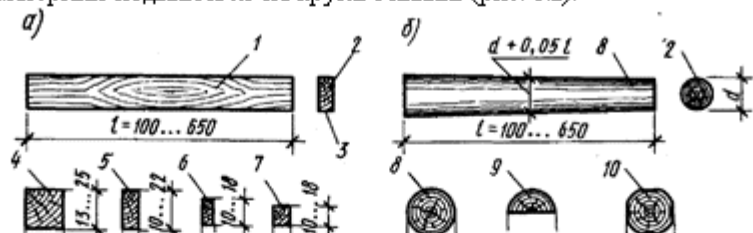


Рис. 1.2. Лісоматеріали:

a – пиляні; *б* – круглі; 1 – пласк; 2 – торець; 3 – ребро; 4 – брус;
5 – товста дошка; 6 – тонка дошка; 7 – брусок; 8 – колода; 9 – пластинка;
10 – колода ошкварена.

Круглі лісоматеріали — колоди — це частини стовбурів дерев з обпиляними кінцями — торцями, очищені від сучків та кори. Вони мають стандартні довжини 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0 і 6,5 м. Колоди мають конічну форму. Зменшення їхнього діаметру по довжині називається збігом і в середньому він рівний 0,8 см на 1 м довжини колоди. Сортамент колод визначається діаметром їх тонкого торця d . Малі колоди $d < 13$ см називають також підтоварником і застосовують їх для тимчасових споруд. Середні колоди мають d від 14 до 24 см, а великі $d \geq 26$ см з градацією розмірів через 2 см. Збіг колод — 0,8...1 см на 2 м. Круглі лісоматеріали використовують в основному при будівельному виготовленні дерев'яних конструкцій.

Пиляні лісоматеріали — пиломатеріали — одержують у результаті подовжнього розпилювання колод на лісопильних рамах чи круглопиляльних верстатах. Вони мають прямокутний чи квадратний переріз. Більш широкі сторони пиломатеріалів називають *пластами*, а вузчі — *ребрами*. Пиломатеріали з поверхнями, обпиляними по всій довжині, називають *обрізними*, якщо частина поверхні не обпиляна — *обзолним*, якщо не обпиляні дві поверхні — *необрізним*.

Пиломатеріали мають стандартні довжини від 1 до 6,5 м із градацією розмірів через кожні 0,25 м. Їх розділяють на дошки, бруски і бруси. Для несучих конструкцій дошки мають ширину від 60 до 250 мм, а товщину від 11 до 100 мм; бруски — ширину від 100 до 175 мм, а товщину від 50 до 100 мм, бруси — товщину і ширину від 125 до 250 мм.

1.4. Якість лісоматеріалів

Якість лісоматеріалів визначається в основному ступенем однорідності будови деревини, яка залежить від розмірів і кількості ділянок, де однорідність її будови порушена і міцність знижена - *вад деревини*, від якої залежить міцність.

Вади деревини

Допустимі

- сучки
- косошаруватість (нахил волокон - щодо осі елементу)
- тріщини при висиханні
- м'яка серцевина

Неприпустимі

- гнилизна
- червоточина
- тріщини в зоні сколювання в з'єднаннях

Основними неприпустимими вадами деревини є *гнилизна, червоточина і тріщини* в зонах сколювання.

Найбільш розповсюдженими і неминучими вадами деревини є: сучки — зарослі залишки колишніх гілок дерева; косошарість нахил волокон щодо осі елемента.

До вад відносяться також м'яка серцевина, сучки й інші менш розповсюджені порушення однорідності будови деревини.

Якість конструкційних лісоматеріалів визначається сортами (1, 2 і 3). Вимоги до деревини кожного сорту містяться в ДСТУ-Н Б В.2.6 2016.

Основними факторами, що визначають сорт і відповідно міцність деревини, є величина і розташування сучків і нахилу волокон в елементі. У найбільш міцній деревині 1-го сорту допускаються сучки загальним діаметром на довжині 20 см, не більш чверті ширини дошки — $d < \frac{1}{4}b$ і нахил волокон не більш 7%.

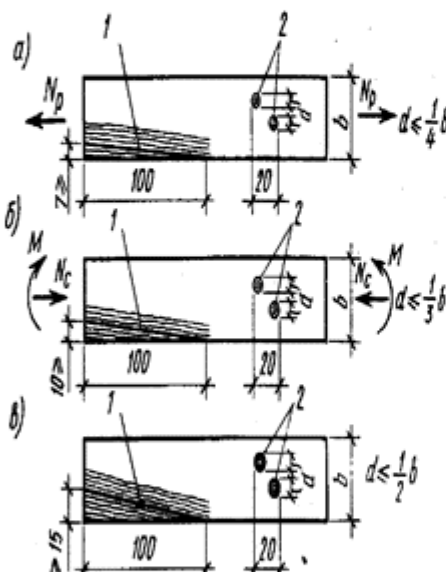


Рис. 1.3. Сорти лісоматеріалів по якості деревини:

а, б, в — 1, 2, і 3-й сорт; 1 — сучки; 2 — нахил волокон.

У деревині середньої міцності 2-го сорту допускається відносно більша загальна ширина сучків $d < \frac{1}{3}b$ і нахил волокон не більше 10% до осі. У найменш міцній деревині 3-го сорту допускаються сучки ще більшої ширини — $d < \frac{1}{2}b$ і нахил волокон не більш 12% (рис. 1.3).

Крім того, у конструкційній деревині річні шари повинні бути не

ширше 5 мм, і гізля, найбільш міцна деревина повинна складати не менше $\frac{1}{3}$ їхньої ширини. У дошках, що працюють на згин не допускається м'яка серцевина. У зонах з'єднань не допускаються тріщини.

Деревину 1-го сорту, найбільш міцну, рекомендується застосовувати для виготовлення відповідальних елементів конструкцій, що працюють на розтяг і розтягнуті зони високих клеєдерев'яних балок, деревину середньої міцності 2-го сорту — для інших елементів несучих будівельних конструкцій, найменш міцну деревину 3-го сорту — у малонапружених настигах і обшивках.

В ДСТУ-НБ EN 1995-1-1:2010 ДБН В.2.6-161:2017 основу нормативної бази складають класи міцності. В ДСТУ EN 338:2004 «Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності» класифікація деревини зроблена в залежності від густоти деревини і встановлено дванадцять класів міцності для деревини м'яких листяних і хвойних порід, шість класів міцності для деревини твердих порід і чотири класи міцності для клеєної деревини. Класифікація за класами міцності об'єктивна, оскільки природно існує стала залежність міцності деревини різних порід дерев від їхньої густини.

Таблиця 2. Класами міцності та їх густина кг/м³

C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Для несучих елементів конструкцій з цільної деревини слід застосовувати пиломатеріали хвойних порід класів міцності C14+C50 (дванадцять класів).

Таблиця 3. Рекомендовані залежності між класами міцності та сортами

№ з/п	Найменування елемента	Сорти деревини		
		1	2	3
1	Елементи пиломатеріалів	C30	C20, C24, C27	C14, C16, C18
2	Елементи з круглого лісу та бруса шириною перерізу більше 120 см	C27	C20	–
3	Клеєні багатощарові елементи	C27, C30, C35	C24	–

1.5. Фізико - механічні властивості деревини

Густина деревини залежить від об'єму пор і наявності в них вологи. Стандартна густина деревини визначається при її вологості 12 %. Вона різна в межах однієї породи й одного стовбура.

Свіжозрублена деревина сосни і ялини має густину 850 кг/м³. Розрахункова густина цієї деревини в конструкціях, експлуатованих у приміщеннях з нормальною вологістю повітря - 500 кг/м³, у приміщеннях з вологістю повітря більш 75 % і на відкритому повітрі — 600 кг/м³.

Міцність деревини в значній мірі залежить від напрямку дії зусиль відносно напрямку волокон. Середня межа міцності деревини сосни без вад

вздовж волокон складає: при розтягу 100 МПа; при згині — 75 МПа; при стиску — 40 МПа.

При дії зусиль поперек волокон міцність деревини при розтяганні, стиску і сколюванні не перевищує 6,5 МПа. Неоднорідність будови, наявність вад значно (приблизно на 30%) знижують міцність деревини при стиску і згині й особливо (приблизно на 70 %) при розтягу.

Тривалість дії навантаження істотно впливає на міцність деревини. При довготривалому навантаженні її міцність, характеризується межею тривалого опору і складає тільки 0,66 від межі міцності при стандартному короткочасному навантаженні. Найбільшу міцність, у 1,5 рази, яка перевищує короткочасну, деревина має при найкоротших ударних і вибухових навантаженнях.

Таблиця 4. Густина деревини

Породи дерев	Щільність деревини, кг/м		
	при вологості 12 %	не захищена від вологи >20%	свіжо зрублена
Хвойні:			
модрина	650	800	950
сосна, ялина, кедр, ялиця	500	600	850
Тверді листяні:			
дуб, береза, бук, ясний, клен, граб,	700	800	1000
акація, в'язнув ільм			
М'які листяні:			
осика, тополя, вільха, липа	500	600	850

Жорсткість деревини відносно невелика через її трубчато-волоконисту будову. *Жорсткість* — ступінь деформативності деревини під дією навантажень — суттєво залежить від напрямку дії цих навантажень відносно волокон, їх тривалості і вологості деревини. *Деформації* деревини бувають *пружні* (від короткочасних навантажень), *еластичні* і *залишкові* (від тривалих навантажень). Пружні деформації зникають незабаром після розвантаження, еластичні теж зникають через деякий період часу, а залишкові залишаються назавжди.

Жорсткість деревини визначається модулем пружності E . Його величина в хвойних порід вздовж волокон досягає 15000 МПа. Модуль пружності реальної деревини будь-якої породи в 1,5 рази нижче і приймається для конструкцій, експлуатованих у нормальних температурно-вологісних умовах, рівним 10^4 МПа. Жорсткість деревини при дії навантажень поперек і під кутом до волокон у 50 разів нижча.

Вологість деревини значно впливає на її властивості. *Вологість* деревини W - це процентний вміст вільної води в порожнинах і гігроскопічної води в порах деревини.

$$W = \frac{G_1 - G_2}{G_1} \cdot 100$$

де G_1 - маса вологого зразка;

G_2 - маса зразка після висушування його до постійної маси.

Найбільшу вологість (до 200%), має сплавна деревина. Вологість до 100 % має свіжозрублена деревина. У процесі збереження на складах, природного і штучного сушіння вологість деревини зменшується до 40, 25, 20 і 10 %.

З деревини високої вологості можна виготовляти тільки конструкції, що постійно зволожуються. Дозволяється використання деревини при вологості:

$W < 40\%$ - конструкції на відкритому повітрі, що не залежать від усушки;

$W < 25\%$ — конструкції, експлуатовані в приміщеннях з підвищеною вологістю;

$W < 20\%$ можна виготовляти неклеєні конструкції, експлуатовані в будь-яких умовах;

$W = 8...12\%$ — будь-які конструкції, у тому числі клеєні.

У процесі зменшення чи збільшення вологості до 30 % за рахунок гігроскопічної води в товщі оболонок кліток розміри дерев'яних елементів зменшуються чи збільшуються. Всушання дерев'яних елементів в радіальному напрямку (уперек волокон перпендикулярно річним шарам) досягає 3...4%; в тангенціальному напрямку (паралельно річним шарам) — 6...10%; вздовж волокон не перевищує 0,1...0,3%. Різниця величин всихання приводить до жолоблення і розтріскування деревини (рис. 1.4).

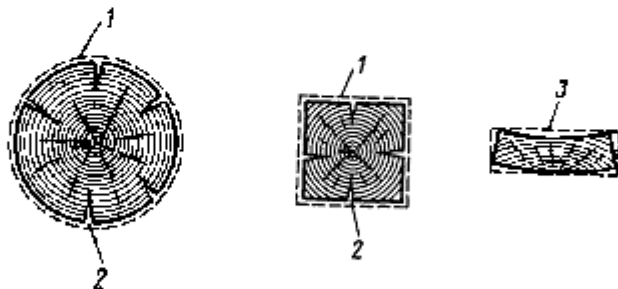


Рис. 1.4. Деформації лісоматеріалів при висиханні:

1 — зменшення розмірів перерізу; 2 — розтріскування; 3 — жолоблення.

Зміна вологості в межах від 0 до 30 % істотно впливає на міцність і твердість деревини. Для порівняння показників міцності і твердості деревини незалежно від її вологості встановлене значення стандартної вологості 12 %. При випробовуванні зразків деревини, що мають нестандартну вологість $w = 8...23\%$, межа їхньої міцності чи інший показник f_w повинний бути зведений до значення його при стандартній вологості f_{12} з урахуванням коефіцієнта α , рівного для стиску $\alpha = 0,05$, згину $\alpha = 0,04$ і сколювання $\alpha = 0,03$ за формулою:

$$f_{12} = f_w [1 + \alpha (W - 12)]$$

Вплив температури на деревину. При підвищенні температури межа міцності і модуль пружності деревини зникаються. Наприклад, межа

міцності при стиску деревини сосни, нагрітої від 20 до 50°C, зменшується в середньому до 70 %, а при нагріванні до 100°C — до 30 % від початкової.

$$f = f_{20} - \beta (t - 20)$$

f - міцність деревини при температурі t ;

f_{20} - міцність деревини при $t = 20^\circ\text{C}$;

β - коефіцієнт, залежний від виду напруженого стану і породи деревини:

- при стиску $\beta = 3,5$ МПа;
- при розтягу $\beta = 4$ МПа;
- при згину $\beta = 4,5$ МПа
- при сколюванні: $\beta = 0,4$ МПа;

t - температура.

При заморожуванні деревини волога в ній перетворюється в лід і міцність її при стиску зростає, наприклад, до 25 %, але збільшується ламкість і небезпека її розколювання.

Температурні деформації деревини визначаються коефіцієнтом лінійного розширення α . Вздовж волокон деревини цей коефіцієнт дуже малий і не перевищує $3,6 \dots 5 \cdot 10^{-6}$, що дозволяє будувати дерев'яні будинки без температурних швів. Поперек волокон деревини цей коефіцієнт більший в 7...10 разів і становить $34 \dots 64 \cdot 10^{-6}$.

Теплопровідність деревини завдяки її трубчасто-пористої будови дуже мала, особливо поперек волокон. Коефіцієнт теплопровідності сухої деревини поперек волокон дорівнює в середньому $\lambda = 0,14$ Вт/(м°C). Теплоємність деревини слабка і для сухої деревини в середньому її коефіцієнт $C = 1,6$ кДж/(кг°C).

1.6. Захист дерев'яних конструкцій від загнивання і гниття

Гниття — це руйнування деревини найпростішими рослинними організмами — дереворуйнівними грибами, для яких вона є живильним середовищем. Деякі лісові гриби вражають дерева у лісі. Біржові руйнують лісоматеріали під час збереження їх на складах. Домові гриби особливо небезпечні, бо руйнують деревину будівельних конструкцій у процесі їхньої експлуатації.

Гриби розвиваються з зародкових мікроскопічних розмірів кліток - спор, що легко переносяться рухом повітря. Потрапляючи у сприятливі умови спори проростають у вигляді тонких ниток (діаметром до 0,005мм) - гіфів, що сплітаються в шнури і півки - грибниці та утворюють молодое тіло гриба — джерело нових спор. Гіфи дереворуйнівних грибів, проникаючи в деревину, утворюють отвори в клітинних оболонках і потім розчиняють їх виділеними ферментами — руйнівниками целюлози. При цьому деревина фарбується в бурий колір, покривається тріщинами і розпадається на призматичні шматочки, цілком втрачаючи свою міцність.

Гниття як результат життєдіяльності рослинних організмів неможливе без сприятливих умов. Температура повинна бути не вище 50 °C. При

заморожуванні життя грибів завмирає, але може відновитися знову при потепленні. Припиняється ріст грибів при температурі більш високій, а при температурі понад 80 °С плодові тіла, грибниця і спори грибів гинуть, що не гарантує від нового зараження деревини. Найменша вологість деревини, на якій можуть рости гриби, складає 20 %. У більш сухій деревині життя грибів припиняється. Присутність повітря також необхідно для росту грибів. Деревина, цілком насичена водою чи повітрям, що знаходиться у воді без доступу, гниттю не піддається. Неможлива життєдіяльність грибів також у середовищі отруйних для них речовин.

Захист від гниття має важливе значення для забезпечення довговічної служби дерев'яних конструкцій. Він полягає в тому, що виключається одна з перерахованих вище умов, необхідних для життєдіяльності грибів. Ізолювати деревину від попадання в неї спор, від навколишнього повітря і додаткової температури в більшості випадків практично неможливо. Можна тільки знищити гриби і їхні спори високою температурою, не допустити підвищення її вологості до небезпечного рівня чи просочити її отруйними для грибів речовинами. Це і досягається шляхом стерилізації, конструктивного і хімічного захисту деревини від гниття.

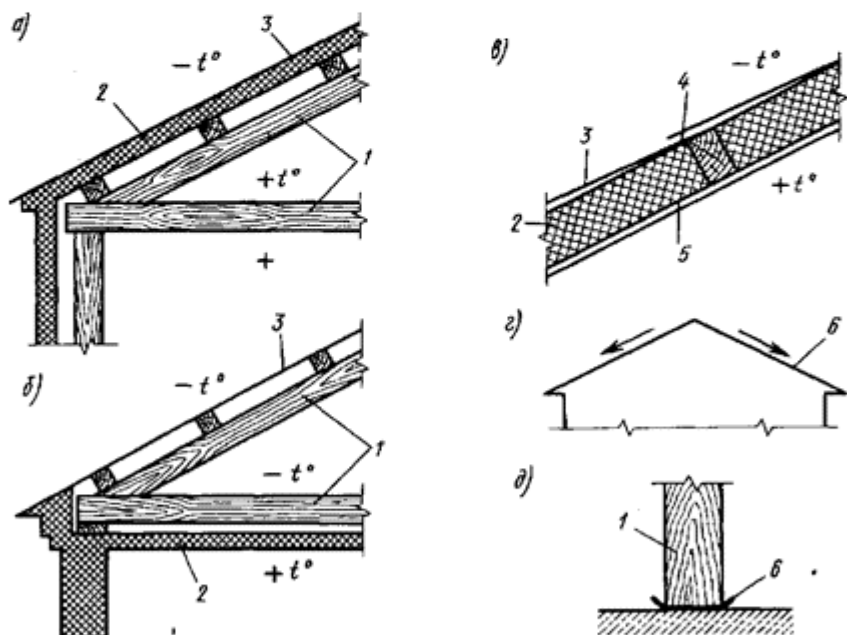


Рис. 1.6. Конструктивний захист від гниття.

а — безгоризонтне утеплене покриття; *б* — горизонтне утеплене перекриття; *в* — захист від конденсаційної вологи; *г* — захист від атмосферних опадів; *д* — захист від капілярної вологи; 1 — конструкція; 2 — теплоізоляція; 3 — покриття; 4 — продухи; 5 — пароізоляція; 6 — гідроізоляція.

Стерилізація деревини відбувається в процесі камерного, особливо

високотемпературного сушіння. Прогрів деревини до температури вище 80 °С приводить до загибелі всіх наявних у ній спор будинкових грибів. Така деревина набагато більш стійка загниванню і повинна в першу чергу застосовуватися в конструкціях.

Конструктивний захист деревини від гниття (рис. 1.6) забезпечує такий режим експлуатації конструкцій, при якому її вологість не перевищує сприятливого для загнивання рівня, тобто $W < 20\%$.

а) захист від зволоження атмосферними опадами, яка забезпечується:

- повною водонепроникністю покрівлі;
- дотриманням вимоги до ухилів крівлі;

б) захист від капілярної вологи, яка досягається:

- відділенням дерев'яних конструкцій від бетонних і кам'яних конструкцій шарами бітумної гідроізоляції;
- опирання дерев'яних конструкцій на фундаменти вище за рівень підлоги і ґрунту.

в) захист від конденсаційної вологи, яка досягається:

- з боку приміщення вкладається шар пароізоляції;
- влаштування дерев'яних конструкцій поза зоною перепаду температур;
- забезпечення провітрювання деревини.

Захист деревини закритих приміщень від зволоження атмосферними опадами досягається повною водонепроникністю покрівлі з необхідними ухилами без внутрішніх водостоків і розжолобків. Захист деревини від зволоження капілярною вологою здійснюється відділенням її від бетонних і кам'яних конструкцій шарами бітумної гідроізоляції. Захист деревини від зволоження в приміщеннях з вологістю більшою 75 % поверхня її ізолюється водостійкими лакофарбовими матеріалами, наприклад ПФ-115, УР-175 та ін.

Захист деревини від конденсаційної вологи має дуже важливе значення. Ця волога виникає в холодний час року в товщі теплоізоляційного шару конструкцій опалювальних приміщень у результаті конденсації водяних парів. Таке зволоження відбувається тривалий час і не завжди може бути виявлено. Для захисту від проникнення в конструкцію водяних пар з боку приміщення укладається шар пароізоляції. Основні несучі конструкції влаштовуються поза зоною перепаду температур: або цілком усередині приміщення нижче шару теплоізоляції, або поза ним, наприклад у холодному приміщенні горища вище утепленого горищного перекриття. Гарне провітрювання деревини сприяє природному її висиханню в процесі експлуатації. Для цього роблять осушуючі продухи в товщі конструкцій.

Хімічний захист деревини необхідний у тих випадках, коли її зволоження в процесі експлуатації неминуче. Конструкції, експлуатовані на відкритому повітрі, у землі, у товщі конструкцій будинків, наприклад конструкції мостів, щогл, палі, неминуче зволажуються атмосферою, ґрунтовою чи конденсаційною вологою. Хімічний захист таких конструкцій від загнивання полягає в просоченні чи покритті їх отруйними для грибів речовинами —

антисептиками. Вони бувають водорозчинними і маслянистими.

Водорозчинні антисептики — це речовини, що не мають кольору і запаху, нешкідливі для людей, наприклад фтористий і кремнефтористий натрій. Їх використовують для захисту деревини в закритих приміщеннях, де можливе перебування людей і немає небезпеки вимивання антисептиків водою. Існують і інші види водорозчинних антисептиків, деякі з них отруйні і для людей.

Маслянисті антисептики являють собою деякі мінеральні олії — кам'яновугільне, антраценове, сланцеве, деревний креозот і ін. Вони не розчиняються у воді, дуже отруйні для грибів, однак мають сильний неприємний запах і шкідливі для здоров'я людей. Ці антисептики не вимиваються водою і застосовуються для захисту від гниття конструкцій, експлуатованих на відкритому повітрі, у землі і над водою. Захищені маслянистими антисептиками конструкції успішно експлуатуються десятки років в умовах, де незахищені конструкції руйнуються за два-три роки. Внесення в деревину антисептиків роблять різними методами. Просочення деревини під тиском найбільш ефективні. При цьому деревина вологістю не більш 25 % витримується в розчині антисептика всередині сталевого автоклава під високим (до 14 МПа) тиском, у результаті чого антисептик проникає в неї на достатню глибину. Просочення деревини в горяче-холодних ваннах теж дають достатній ефект при меншій вартості. При цьому деревина витримується спочатку гарячій, а потім у холодній ванні з розчином антисептика без підвищеного тиску. Поверхнєве антисептування полягає в нанесенні на поверхню деревини експлуатованих конструкцій гарячого антисептичного чи розчину густої антисептичної пасту. Докладні вказівки по захисту деревини від загнивання містяться в спеціальній інструкції. Застосування деревини, не захищеної від гниття, у сприятливих для загнивання умовах повинне бути цілком виключене.

Зараження комахами може теж служити причиною руйнування деревини. Для дерев'яних конструкцій найбільш небезпечні жуки-точильники. Їхні личинки, харчуючись, головним чином, деревиною, прогризають у ній численні отвори, відповідно знижуючи її міцність. Для захисту від жуків-точильників ефективні тільки температурний і хімічний способи. Нагрівши деревину до температури вище 80 °С приводить до загибелі цих шкідників. Хімічний захист деревини від загнивання, особливо маслянистими антисептиками, одночасно надійно захищає її і від жуків-точильників. Для знищення жуків і їхніх личинок у деревині експлуатованих конструкцій застосовується окурювання її отруйними газами і сприскуванням у ходи жуків розчинів отруйних речовин, наприклад гексахлорану чи ДДТ.

1.7. Захист дерев'яних конструкцій від займання та горіння

Горіння деревини відбувається в результаті її нагрівання до певної температури, при якій починається її термічне розкладання з утворенням горючих газів, що містять вуглець. Однак завдяки малій теплопровідності деревини масивні елементи мають достатню *межу вогнестійкості* (0,5..0,75 год.) — дуже важливий показник для успішного гасіння пожежі. Він

визначається часом, при якому навантажений елемент зберігає несучу здатність при температурі пожежі. Дерев'яні елементи великих перерізів мають більш високі межі вогнестійкості, чим інші. Наприклад, брусцата балка розрізом 17 x 17 см, навантажена до напруження 10 Мпа, має межу вогнестійкості 40 хв, протягом яких можуть бути прийняті заходи для гасіння пожежі.

Займання деревини і поширення вогню неможливо без визначених сприятливих умов. Тривале нагрівання при температурі 150°C чи швидке при більш високій температурі може привести до займання деревини. Навколишнє повітря збагачує процес горіння киснем і сприяє поширенню полум'я. Елементи конструкцій, що складаються з окремих дошок із зазорами між ними, швидше нагріваються до небезпечної межі, чим монолітні, мають великі поверхні зіткнення з повітрям і суміжні поверхні, які взаємно нагріваються променистим нагріванням. У результаті їхня межа вогнестійкості значно нижче, ніж у монолітних елементів.

Метою захисту від займання є підвищення межі вогнестійкості дерев'яних конструкцій яке досягається конструктивними та хімічними заходами.

Конструктивний захист деревини від загоряння полягає в ліквідації умов, сприятливих для виникнення і поширення пожежі.

- У конструкціях виробничих будинків з гарячими процесами застосування деревини неприпустимо.

- Дерев'яні конструкції повинні бути відділені від печей і нагрівальних приладів достатніми відстанями чи вогнестійкими матеріалами.

- Для запобігання поширенню вогню дерев'яні будови повинні бути розділені на частини протипожежними стінами – брандмауерами, дверями і вікнами з вогнестійких конструкцій.

- Дерев'яні захисні конструкції не повинні мати сполучених порожнин з тягою повітря, по яких може поширюватися полум'я, не доступне для гасіння.

- Елементи дерев'яних конструкцій повинні бути масивними клеєними чи брусцатими, які мають більшій межі вогнестійкості, чим дощаті.

- Звичайна штукатурка значно підвищує стійкість дерев'яних стін і стель загорянню.

Хімічний захист від загоряння застосовується в тих випадках, коли від дерев'яних конструкцій необхідний підвищений ступінь вогнестійкості, наприклад у приміщеннях, де є легкозаймисті матеріали. Вона полягає в протипожежних просоченнях і фарбуванні. Для вогнезахисного просочення деревини застосовують речовини, які називаються *антипиренами*. Ці речовини, введені в деревину, при небезпечному нагріванні плавляться або розкладаються, покриваючи її вогнезахисними плівками чи газовими оболонками, які перешкоджають доступу кисню до деревини. При цьому деревина може тільки повільно розкладатися і жевріти, не створюючи відкритого полум'я і не поширюючи вогню. Просочення деревини проводиться з одночасним просоченням антисептиками. Захисні фарби на основі рідкого скла, суперфосфату й інших речовин наносяться на поверхню деревини. При нагріванні під час пожежі плівки їх здуваються від виділених газів і створюють прошарок, який тимчасово перешкоджає займанню.

1.8. Дерев'яні пластинки

Деревні пластинки - матеріали, отримані з'єднанням продуктів переробки натуральної деревини синтетичними смолами. До них відносяться:

Будівельна фанера є листовим деревинним будівельним конструкційним матеріалом. Вона складається з непарного числа тонких шарів — шпонів — товщиною близько 1 мм із деревини берези чи модрина. Волокна сусідніх шпонів розташовуються у взаємно перпендикулярних напрямках. Зовнішні шпони — сорочки — мають взаємно рівнобіжний напрямок волокон, уздовж якого вимірюють довжину аркушів. Середні шпони називаються *серединками*. У будівельних конструкціях застосовується фанера клеєна і бакелізована.

Клеєна фанера (рис. 1.5) складається із шарів деревини (шпон), що склеюються між собою водостійкими клеями, наприклад фенолформальдегідним. Виходить водостійка фанера марки ФСФ. При склеюванні шпони клеями типу карбамідних виходить середньоводостійка фанера марки ФК, застосування якої допускається тільки в приміщеннях без підвищеної вологості повітря. Водостійку фанеру можна застосовувати в конструкціях споруд всіх груп вологості повітря. Листи клеєної фанери мають товщину 6...12 мм. Найбільше застосування в конструкціях знаходять листи семишарової фанери товщиною 8, 9, 10 і 12 мм. Листи мають довжину 2440, 2135, 1525, 1220 і ширину 1525, 1220 і 725 мм. Листова форма є одним з головних переваг фанери в порівнянні з іншими лісоматеріалами. Завдяки цьому її з успіхом застосовують для виготовлення легких ефективних панелей покриття і стін, а також опалубки. Перехресне розташування волокон шарів

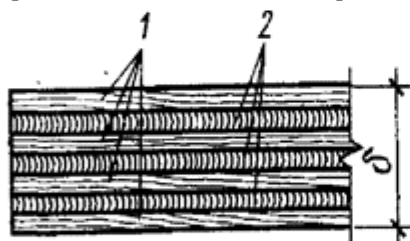


Рис. 1.5. Будівельна фанера (деталь перерізу):

1,2 — подовжні і поперечні шари

придає фанері меншу анізотропію властивостей у площині листів, малу усушку і розбухання при коливаннях вологості, ніж у деревини вздовж волокон.

Міцність клеєної фанери уздовж волокон зовнішніх шарів істотно вище, ніж поперек, тому що шарів з поздовжнім напрямком волокон на один більше, ніж поперечних, і зовнішні шари розташовуються в зоні максимальних напружень при згині.

Міцність клеєної фанери при зрізі по площинах перерізів у 2,5 рази перевищує міцність деревини при сколюванні уздовж волокон, що є її

важливою перевагою. Міцність клейових з'єднань фанери при сколюванні мала і не перевищує $\frac{2}{3}$ міцності хвойної деревини при сколюванні поперек волокон. Вплив вад на міцність фанери відносно нижче, ніж у деревині, тому що збіг вад, розташованих в окремих шарах, мало ймовірний.

Вологість фанери підвищеної водостійкості не перевищує 12%, а

середньої—15%. Жорсткість фанери, характеризується модулем пружності, визначається, головним чином, шарами, що працюють уздовж волокон, і складає для фанери товщиною 8 мм і більше близько 90 % від жорсткості деревини уздовж, і 70 % поперек волокон.

Бакелізована фанера має таку ж будову, як і клеєна, однак її зовнішні шари не тільки склеюють із середніми, але і просочують водостійкими синтетичними спирторозчинними смолами. Листи фанери мають товщину 5...18 мм, довжину 1500...7700 мм і ширину 1200...1500 мм. Вона відрізняється від клеєної фанери більш високою водостійкістю і міцністю і застосовується в конструкціях, що працюють в особливо несприятливих вологісних умовах. Міцність бакелізованої фанери при нормальних напругах уздовж листів більша у 2,5 рази, а поперек майже в 2 рази перевищує міцність хвойної деревини уздовж волокон. Її опір зрізу в 4,5 рази, а сколюванню в 1,5 рази вище опору сколюванню деревини уздовж волокон. Твердість бакелізованої фанери поперек волокон зовнішніх шарів близька до твердості деревини уздовж волокон, а уздовж волокон зовнішніх шарів у 1,5 рази вище.

Древяношаруваті пластики - листи або плити, виготовлені з тонкої луценого шпону, просоченої і склеєної полімерами формальдегідів термореактивного типу при високій температурі і під великим тиском.

Древяношаруваті пластики мають марки:

ДСП - А	у всіх листах волокна шпону деревини розташовані паралельно або через 4 шарів з паралельними волокнами укладають один шар під кутом 20 25
ДСП - Би	через 8 12 шарів укладають один шар перпендикулярно
ДСП - В	всі шари шпону перпендикулярні
ДСП - Г	у суміжних шарах волокна деревини шпону розташовані під кутом в 45

До групи ДСП відносяться:

- Балініт - пластик, отриманий з шпону, випущеної в розчин ідкого натрію і просоченої фенолформальдегідною смолою;
- арктиліт - армований пластик, отриманий з шпону, шари якої чергуються з шарами тканини і металеві сітки.

Древяноволокнисті плити (ДВП) отримують шляхом гарячого пресування волокнистої маси, що складається з органічних, переважно целюлозних волокон, води, наповнювачів, синтетичних полімерів і деяких спеціальних добавок. Сировиною служать відходи деревообробної промисловості, які розмелюються до волокнистого стану. Застосовують в будівництві як перегородки і для декоративної обробки стін і стель

Орієнтовано-стружкова плита (ОСП, часто ОСБ — від англ. Oriented Strand Board чи OSB) — багатошаровий (3-4 шари) листовий композиційний матеріал, що складається з деревинної стружки, склеєної різними смолами з

додаванням синтетичного воску і борної кислоти. Стружка в шарах плити має орієнтацію: в зовнішніх — поздовжню, у внутрішніх — поперечну. ДСТУ EN 300:2008 Плити деревинностружкові з орієнтованою стружкою (OSB). Терміни та визначення понять, класифікація та технічні вимоги (EN 300:2006, IDT).

Класифікація:

OSB-1 — для використання в умовах низької вологості (меблі, обшивка, упаковка);

OSB-2 — для виготовлення несущих конструкцій в сухих приміщеннях;

OSB-3 — для виготовлення несущих конструкцій в умовах підвищеної вологості;

OSB-4 — для виготовлення конструкцій, що працюють в умовах значних механічних навантажень в умовах підвищеної вологості.

Властивості:

висока міцність - фізико-механічні показники у OSB в 2,5 разу вище, ніж у ДСП і є приблизно такими ж як і у фанери;

Параметр (для плит завтовшки 10 мм)	OSB	ДСП	Фанера
Межа міцності при статичному згині, МПа, не менше	22	14	25
Модуль пружності при статичному згині, МПа, не менше	3500	1800	7000
Межа міцності при розтягуванні перпендикулярно до пласти плити, МПа	0,34	0,40	0,50
Межа міцності при розтягуванні уподовж пласти плити, МПа	3,2	2,5	30,0

вологостійкість матеріал - не руйнується і зберігає свої міцнісні характеристики при знаходженні у воді протягом 1 доби (коефіцієнт набухання близько 10 %);

легкість обробки плити - без зусиль ріжеться і свердлиться, може склеюватися і фарбуватися будь-якими клеями і фарбами, призначеними для деревини;

коефіцієнт утримання кріплення на 25 % вище, ніж у фанери і ДСП;

низький рівень дефектів (розшарувань і порожнин);

плита OSB не схильна до руйнування комахами.

Відповідно до технології виробництва плит OSB для внутрішнього і зовнішнього шарів найчастіше використовують різні типи смол. Причому для зовнішнього шару використовується клейова суміш на основі меламіноформальдегідної смоли, у той час для внутрішнього шару використовується сечовиноформальдегідна смола, але може застосовуватися і фенолформальдегідна смола. Сечовиноформальдегідна смола в частині хорошої адгезії з деревом і їх низької вартості, є в даний час самим затребуваним продуктом для деревообробної промисловості. Концентрація смол складає від 12 до 14 % масових від початкової композиції. Всі ці смоли мають високу токсичність. Але якщо три перші види смол при використанні в готових плитах ДСП і OSB виділяють в повітря приміщень формальдегід і метанол,

які відносяться до високотоксичних речовин і присутні в повітрі приміщень в концентраціях, що значно перевищує гранично-допустимі концентрації середньодобові для атмосферного повітря і повітря приміщень (Пджсс), то фенолформальдегідна смола виділяє ще і фенол. У сучасних технологіях використовується полімерний MDI для обох шарів (використовуваний для виробництва монтажних пен, пінопластів, автомобільних панелей), і в найменуванні має приставку ECO, Green.

Застосування:

обшивка стін - шпиту можуть використовуватися зі всіма видами зовнішніх облицзовальних покриттів;

знімна опалубка для бетонних робіт - шпита може бути багато разів використана як бетонна опалубка;

суцільний настиг покрівлі - хороше звукопоглинання і висока жорсткість, а також здатність витримувати значні снігові і вітрові навантаження, дозволяють використовувати OSB як основу для гнучкої (бітумною) черепиці, бетонної черепиці, металочерепиці, шиферу і інших покрівельних матеріалів;

чорнові підлоги - як суцільний настиг, так і лаги, що несуть;

одношарові підлоги - в легких будівельних конструкціях OSB можна безпосередньо використовувати як покриття підлог;

двотаврові балки - опорні конструкції в міжповерхових і стінних перекриттях в дерев'яному житловому будівництві.

виробництво конструкційних SIP (СИП) -панелей, що складаються з двох зовнішніх шарів OSB-шпиту, і внутрішнього шару пінополістирола.

1.9 Конструкційні пластмаси

На відміну від дерева - природного матеріалу, - пластмаси і інші синтетичні матеріали почали застосовуватися в будівництві всього декілька десятиліть тому.

Пластмасові конструкції починають свою історію з 1872 р., коли був отриманий перший целулоїд - жорсткий прозорий матеріал. Вперше пластмаси для будівельних конструкцій почали використовуватися за кордоном в 1956 - 57 рр., коли у Франції були створені експериментальні цільнопластмасові житлові будинки (з пінопласту, виніпласта, склопластика).

Пластмаси як конструктивний будівельний матеріал мають істотні переваги і недоліки.

Переваги:

- матеріал легкий (мала щільність, що не перевищує 1500 кг/м³)
- висока міцність при відносно малій вазі
- стійкість в агресивному хімічному середовищі
- стійкість відносно гниття

Недоліки:

- згорають і мають невисокі межі вогнестійкості
- жорсткість невелика (за винятком високоміцного склопластика) і істотно нижче, ніж у дерева, і як наслідок, підвищена деформативність

- мала поверхнева твердість
- схильні до старіння при атмосферних діях
- поки дорогі і дефіцитні

Конструкційні пластмаси в будівництві застосовують для елементів несучих і захисних будівельних конструкцій. Основою цих матеріалів є синтетичні полімерні смоли — продукти промисловості хімічних органічних матеріалів. До них відносяться :

- склопластики;
- пінопласти;
- оргстекло;
- винишпаст;
- воздухо- і водонепроникні тканини і плівки;
- дерев'яні пластмаси.
- синтетичні клеї.

З найбільш міцних склопластиків, розрахунковий опір стиску і розтягання яких досягає 100 Мпа, виконують основні елементи несучих будівельних конструкцій. Прозорі склопластики використовують для прозорих елементів захисних конструкцій будівель. З особливо прозорого оргскла і прозорого винишпасти виготовляють прозорі частини огорожень, що пропускають усі частини сонячного спектра. Надлегкі пінопласти застосовують у середніх шарах легких огорожень покриття і стін. Міцні, тонкі повітро- і водонепроникні тканини використовують у пневматичних і тентових покриттях. З полімерних плівок здійснюють тимчасові покриття закритого ґрунту. Деревні пластмаси можуть служити матеріалом для конструкцій, що працюють на відкритому повітрі.

До позитивних властивостей цих матеріалів відносяться мала щільність, що не перевищує 1500 кг/м^3 , хімічна стійкість у деяких агресивних середовищах, вони водостійкі і не піддаються гниттю. У процесі виготовлення їм можна додати ряд необхідних властивостей і зробити елементи конструкцій будь-якої необхідної форми.

Основними недоліками конструкційних пластмас є їхня мала твердість (модуль пружності не перевищує 10^4 МПа) і, отже, підвищена деформативність, що не дозволяє цілком використовувати їхню міцність. Горіння цих матеріалів обмежує їхнє застосування в основних несучих конструкціях. Мала поверхнева твердість веде до легкої пошкоджуваності конструкцій. Повзучість і старіння в процесі експлуатації ведуть до підвищення прогинів і зменшенню прозорості огорожувальних конструкцій.

До складу конструкційних пластмас входить ряд компонентів.

Синтетичні смоли є основними компонентами пластмас. Вони утворюють основну масу матеріалів, служать зв'язуючим аналогічно цементному розчину в бетоні і поділяються на два основних класи — термопластичні і термореактивні.

Термопластичні смоли (поліметилметакрилат, полівініл-хлорид, полістирол, поліетилен і ін.) після завершення процесу синтезу і перетворення у тверду склоутворюючу масу здатні під дією нагрівання розм'якшуватися, переходячи у в'язко-текучий стан, а при охолодженні знову повертатися до

твердого стану. Термопластичні смоли використовують для виготовлення листових матеріалів (органічне скло, вініпласт), клеїв для їхнього склеювання, пінопластів, плівок.

Термореактивні смоли переходять з в'язкотекучого у твердий стан тільки один раз — у процесі твердіння. Після завершення процесу твердіння термореактивний матеріал не розм'якшується при наступному нагріванні, а лише незначно втрачає міцність і твердість. У конструкційних пластмасах будівельного призначення застосовують наступні термореактивні смоли: фенолфоррисьдегідні, поліефірні, епоксидні, мочевино-форрисьдегідні. Термореактивні смоли широко застосовують для виготовлення фанери, склопластиків, пінопластів, клеїв, деревних пластиків, різних фасонних деталей.

При формуванні полімеру застосовують і такі матеріали, як *прискорювачі* (речовини, що прискорюють твердіння), *каталізатори* (речовини, що не беруть участь в твердінні, але присутність яких необхідно для протікання процесу твердіння), *пластифікатори* (речовини, що зменшують крихкість готового матеріалу), *інгібітори* (речовини, що сповільнюють процес твердіння) і ін. З метою поліпшення механічних і технологічних властивостей, підвищення теплостійкості, зниження вартості в пластмасові матеріали вводять *наповнювачі* неорганічного й органічного походження. Їх вводять у виді порошків, волокон, листів (деревне борошно, цемент, скляні й азбестові волокна, папір, бавовняні і скляні тканини і т.і). Фарбування пластмасових матеріалів здійснюється шляхом введення *барвників* у масу матеріалу. Потрібний малюнок і колір можуть бути також отримані, якщо вони попередньо нанесені на зовнішній шар листового наповнювача (папір, тканину). *Пороутворювачі* служать добавками для одержання газонаповнювальних матеріалів — пінопластів.

Поряд із пластмасами в конструкціях широко використовують такі неорганічні матеріали, як алюміній, лаковану (захищену) сталь, азбестоцемент.

Склопластик - це матеріал, що складається з двох основних компонентів: синтетичного зв'язуючого і скляного волокна (наповнювача). Суть виготовлення склопластику полягає в тому, що в рідку смолу вводять скловолокно, а потім смолу піддають твердінню. Синтетичне зв'язуюче додає монолітність і забезпечує стабільність форми готового склопластику; забезпечує використання високої міцності скловолокна шляхом рівномірного розподілу зусиль між волокнами і забезпечення їхньої стійкості, захист волокон від атмосферних і інших зовнішніх впливів; сприймає частину зусиль, що виникають в експлуатаційних умовах.

У склопластиках найчастіше використовують термореактивні смоли (поліефірну, епоксидну, фенолфоррисьдегідну) з різними добавками, що модифікують, поліпшуючі технологічні й експлуатаційні властивості склопластику.

Скляне волокно, чи скловолокно, — це армуючий елемент, що забезпечує склопластикам велику міцність і стійкість проти ударів. Скловолокно виходить з розплавленої скляної маси спеціального складу, протягнутої через дрібні отвори — фільтри. Воно має мікроскопічний діаметр близько 10 мкм, дуже високу міцність, що досягає 2000 Мпа, і застосовується в рубаному чи суцільному

вигляді.

Склопластики на основі рубаного скловолокна є ізотропними матеріалами, однаково міцними у всіх напрямках, завдяки хаотичному розташуванню коротких скловолокон у їхній масі. Вони мають щільність до 1500 кг/м^3 , міцність при розтягненні 150 МПа . Така невисока міцність у порівнянні з високою міцністю скловолокна пояснюється тим, що паралельно до дій розтягуючого зусилля в ньому розміщується тільки незначна частина найбільш напружених коротких

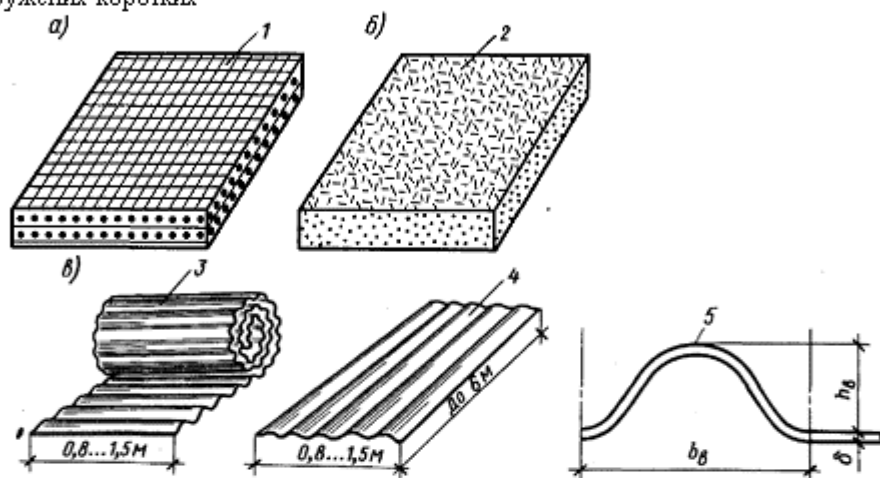


Рис. 1.7. Склопластики.

a — плоский; *б* — хаотичний; 1 — суцільне скловолокно; 2 — рубане скловолокно; 3 — поперечні келли; 4 — поєздовжні келли; 5 — розріз келли

скловолокон, а інші спрямовані під різними кутами і напружені менше. Крім того, у роботі на розтяг бере участь менш міцна смола, через яку передається напрута від одних волокон до інших.

Позитивними якостями склопластиків на основі рубаних волокон є простота їхнього виготовлення завдяки хаотичному розташуванню скловолокна і відносно низька вартість, прозорість.

Склопластик на основі суцільних скловолокон непрозорий. Він складається з термореактивних фенолформальдегідних і інших смол і скловолокон у виді окремих волокон або ниток склоджгутів суцільної довжини. Скловолокна розташовуються в одному чи двох взаємно перпендикулярних напрямках у кількості до 70 % по масі. Найбільш високими механічними властивостями мають склопластики, армовані прямими суцільними волокнами, наприклад склоджгутами. Якщо всі склоджгути розташовані тільки в одному напрямку, міцність склопластику при розтяганні в цьому напрямку уздовж волокон максимальна і може досягати 1000 МПа , а модуль пружності — 40000 МПа . Однак у напрямку, поперечному напрямку склоджгутів, міцність склопластику невелика і наближається до міцності неармованого зв'язуючого. Якщо склоджгути покладені по двох взаємно перпендикулярних напрямках, то міцність і твердість склопластику буде вище в тому напрямку, по якому покладена більша

частина склопугтів.

Пінопласти — це надлегкі газонаповнені конструкційні пластмаси. Вони являють собою тверду піну, що складається з маси замкнутих осередків, заповнених повітрям чи нешкідливим газом зі стінками з затвердлої полімерної смоли. Синтетичним зв'язуючим у пінопластах служать термопластичні чи термореактивні смоли. З термопластичних полістирольних полівинілхлоридних смол виготовляють пінополіуретан ПУ-101 і пінополіфенолфоррисьдегід ФРП-1. Наповнювачами є гази, що утворюються в процесі піноутворення.

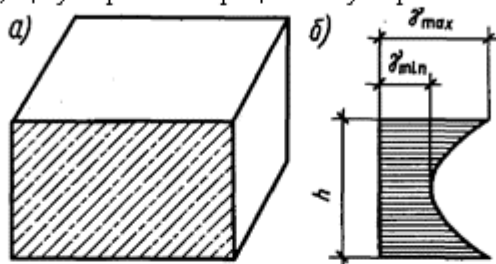


Рис. 1.8 Пінопласт:

a – блок; *б* – еюра зміни міцності по товщині блоку

Пінопласти утворюються шляхом гарячого пінення термопластичних смол чи введенням до складу термореактивних смол затверджувачів і піноутворювачів в процесі їхнього твердіння. Пресові пінопласти виготовляються в установках високого тиску і мають підвищену міцність і вартість. Непресовані пінопласти виготовляються при звичайному атмосферному тиску, є менш міцними і більш дешевими. Особливо ефективне виготовлення термопластичних пінопластів безпосередньо в порожнинах захисних конструкцій, наприклад при формуванні середнього шару тришарових плит і панелей.

Пінопласти — дуже ефективний теплоізоляційний матеріал. Теплопровідність, що відповідає їхній малій щільності, дуже низька. Теплостійкість їх обмежена й у термопластичних видів складає всього 60° і лише удвічі вище в термореактивних. Пінопласти бувають горючі Пс-1 і ПС-4, важкогорючі і самозагасаючі — ПСБ і ФРП. Завдяки малій масі, низькій теплопровідності і відносно достатній міцності їх використовують як ефективний матеріал для шаруватих плит, панелей покриття і стін будинків різного призначення, що відрізняються легкістю і високими теплозахисними властивостями.

Органічне скло, чи оргскло, — це конструкційна пластмаса, що складається цілком з термопластичної полімерної смоли - поліметилметакрилата без яких-небудь наповнювачів. Воно виготовляється у виді листів і плит розмірами до 170 см і товщиною до 40 мм. Оргскло має достатню (до 10 МПа) міцність при згині, але обмежену жорсткість і твердість. Модуль пружності його складає 3000 МПа, поверхня легко ушкоджується, теплостійкість обмежена 60 °С, воно вогнетривке. Головною перевагою оргскла є високий ступінь прозорості (до 95%).

Вініпласт, як і оргскло, складається цілком з термопластичної

смоли без наповнювачів. Виготовляється у виді плоских чи хвилястих листів товщиною до 2 мм і шириною до 120 см. Може бути прозорим. Властивості вініпласту близькі до властивостей оргскла. Основними перевагами є самозатухаємість, висока стійкість у хімічно агресивних середовищах і відносно низька вартість. Застосовується в конструкціях, що працюють у хімічно агресивних середовищах.

Повітронепроникні тканини — конструкційний матеріал, що складається з текстилю й еластичних покриттів.

Технічний текстиль є міцною основою повітронепроникних тканин. Він виготовляється з високоміцних синтетичних волокон. Поліамідні волокна типу «капрон» застосовуються найбільше широко. Вони мають високу міцність, значну розтяжність і малу стійкість проти старіння. Поліефірні волокна типу «лавсан» менш розтяжні і більш стійкі проти старіння. Текстиль має полотняне переплетення. Більш міцні нитки розташовуються уздовж рулону (основа), а менш міцні — поперек нього (утік). Синтетичні волокна не піддані загиниванню, але вогнестійкі.

Технічний текстиль виготовляється з високоміцних синтетичних волокон:

- полімерних волокон типу «капрон»;
- поліефірних волокон типу «лавсан».

Текстиль має полотняне переплетення. Міцніші нитки розташовуються уздовж рулону (основа), а менш міцні - у поперек його (качок).

- з еластичних покриттів (забезпечують повітронепроникність тканин, служать для зв'язку ниток і шарів текстиля між собою, уповільнюють процес старіння). Як покриття застосовують гуму на основі синтетичних каучуків, еластичний пластифікований полівінілхлорид.

Промисловість випускає наступні повітронепроникні тканини:

- одношарові;
- двошарові;
- тришарові .

Застосовують для виготовлення пневматичних конструкцій:

- Повітронепроникні пневмооболонки, що складаються з тканинної оболонки, опорного контура, відного шпозу, повітродувної установки. Повітронепроникні оболонки можуть утворювати покриття прольотом до 60 м. Вони мають невелику масу (1 кг/м²), можуть перевозитися будь-яким видом транспорту в складеному вигляді і встановлюватися на опорний контур в лічені дні.

- пневмовантові конструкції, що є такою ж повітронепроникною оболонкою, до складу якої включені сталеві троси, - ванті, які сприймають основну частину зусиль, що діють в оболонці, і тому прольоти пневмовантових конструкцій можуть бути значно більше і досягати 100 м. *

- пневмокаркасні конструкції, що складаються з пневмоелементів: пневмостійок, пневмобалок, пневмоарок, які є герметично замкнутими балонами з особливо міцної повітронепроникної тканини. Вони можуть служити стійками, балками, арками невеликих (до 12 м) прольотів.

Неорганічні конструкційні матеріали. У конструкціях з дерева і пластмас

застосовуються також наступні неорганічні конструкційні будівельні матеріали.

Сталь маловуглецева середньої міцності, щільність 7850 кг/м^3 , границя текучості 275 МПа , модуль пружності $E=2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Сталь виготовляється у вигляді листів, прокатних і гнутих профілів, прутків і застосовується для виготовлення металевих елементів і з'єднань конструкцій.

Алюміній піддається обробці тиском марок АМц, АМг, АВ і ін. Щільність алюмінію значно менше, ніж у сталі, і дорівнює 2640 кг/м^3 , модуль пружності $E = 7,1 \cdot 10^4$, а середня міцність 150 МПа . З алюмінію виготовляють плоскі і гофровані аркуші, прокатні і гнуті профілі. Алюміній набагато більш стійкий, чим сталь, проти корозії у вологому середовищу і застосовується для обшивань легких тришарових плит і панелей покриття і стін різних будинків, а також для виготовлення елементів і з'єднань конструкцій.

Азбестоцемент складається із суміші азбестових волокон з цементним каменем. Виготовляється у виді хвилястих і плоских листів товщиною $6 \dots 10 \text{ см}$ і довжиною $1,5, 3,0, 1,7$ і $3,3 \text{ м}$ і гнутих профілів. Середня щільність 1800 кг/м^3 , середня міцність при стиску невеликий і дорівнює $1,5 \text{ МПа}$, а при розтяганні ще нижче, модуль пружності $E=600 \text{ МПа}$. Азбестоцемент негорючий. Застосовується в основному для листів покриття.

РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1 Метод граничних станів

Дерев'яні й пластмасові конструкції розраховують за єдиним для всіх будівельних конструкцій *методом граничних станів*. Граничним називають такий стан конструкцій, при якому подальша експлуатація їх неможлива. Дерев'яні й пластмасові конструкції розраховують за двома граничними станами: за несучою здатністю (міцністю або стійкістю) і за деформаціями.

Граничні стани першої групи пов'язані з обвалом або іншими формами руйнування конструкцій, які можуть загрожувати здоров'ю і життю людей, і включають наступні розрахунки:

- по міцності, щоб запобігти крижкє, в'язке, втому і іншого характеру руйнування;
- по втраті стійкості форми конструкцій (розрахунок на загальну і місцеву стійкість);
- по втраті стійкості положення конструкцій (розрахунок на перекидання і ковзання).

Під час розрахунку за *першим граничним станом* визначають зусилля від розрахункових навантажень: поздовжню силу N , згинальний момент M та поперечну силу Q . Розрахункові зусилля в елементі не повинні перевищувати його найменшої несучої здатності. Напруження, що виникають в елементах від дії розрахункових зусиль, не повинні перевищувати розрахункових опорів матеріалів.

$$\sigma_{i\alpha d}(\tau_{i\alpha d}) \leq f_{i\alpha d} \quad (2.1)$$

Граничні стани другої групи відповідають станам, досягши яких конструкція не відповідає експлуатаційним вимогам, і включають наступні розрахунки:

- за визначенням деформацій або прогинів, що впливають на зовнішній вигляд, ефективне використання конструкції або що викликають пошкодження обробки і інших елементів.

Під час розрахунку за *другим граничним станом* має виконуватись умова, коли деформації або переміщення від нормативних навантажень не перевищують деформацій, встановлених нормами:

$$w_d/l \leq [w_d/l]. \quad (2.2)$$

де w_d/l — розрахунковий відносний прогин ;

$[w_d/l]$ — відносний прогин, який допускається за нормами проектування.

Розрахунок за другим граничним станом проводять на дію нормативних навантажень, тобто в нормальних умовах експлуатації, оскільки розрахункові навантаження проявляються рідко і небезпека виходу конструкції з ладу в зв'язку з перевищенням деформацій їхніх граничних значень при розрахункових навантаженнях невелика.

Метою розрахунку є не допустити ні першого, ні другого граничних станів

при транспортуванні, монтажу та експлуатації конструкції. При цьому необхідно враховувати нормативні і розрахункові навантаження та опори матеріалів.

2.2. Нормативні та розрахункові навантаження

Навантаження, що діють на конструкції, визначаються діючими будівельними нормами і правилами ДБН В.1.2-2 «Навантаження і впливи». При розрахунку конструкцій з дерева і пластмас враховуються постійне навантаження від власної ваги конструкції і інших елементів будівель $G(g)$ і короточасні навантаження $Q(q)$ від ваги снігу S та тиску вітру W .

Класи тривалості навантажень

Характеристика навантаження	Класи навантаження	Види навантаження	Тривалість дії навантажень
Постійна	1	Власна вага	> 10 років
Довготривале	2	Від обладнання, зберігання	6 місяців - 10 років
Середньої тривалості	3	Тимчасове, снігове	1 тиждень - 6 місяців
Короточасне	4	Транспортні, вітер	< 1 тиждень
Миттєве	5	Вітрове збурення, аварійне	

Постійне нормативне навантаження g^N , що діє на конструкцію, складається з двох частин: перша частина — навантаження від всіх елементів конструкції і матеріалів які підтримує дана конструкція, друга — навантаження від власної ваги основної несучої конструкції.

При попередньому розрахунку навантаження від власної ваги $g_{e,e}^N$ основної несучої конструкції можна визначити приблизно, задаючись реальними розмірами перерізів і об'ємами елементів конструкції. Для цього можна також скористатися емпіричною формулою

$$g_{e,e}^N = \frac{g^N + s^N}{1000 / (k_{e,e} l) - 1},$$

де g^N — нормативне постійне навантаження від ваги підтримуваних елементів;

s^N — нормативне тимчасове снігове навантаження,

$k_{e,e}$ — коефіцієнт власної ваги,

l — проліт конструкції.

До складу цієї формули включаються й інші значні постійні навантаження.

Постійне розрахункове навантаження g дорівнює добутку нормативного на коефіцієнт надійності по навантаженню γ . Для навантаження від власної ваги конструкцій $\gamma = 1,1$, а для навантажень від утеплення, покрівлі, пароізоляції й

інших $\gamma = 1,3$.

$$g_d = \gamma g_k$$

Снігове навантаження визначається виходячи з нормативної ваги снігового покриву S (кН/м^2) для якого встановлено два розрахункових значення:

- граничне розрахункове значення,
- експлуатаційне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням,

Значенням снігового навантаження γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T

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

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаженням, для об'єктів масового будівництва допускається $\gamma_{fe} = 0,49$

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e C_{alt}$$

де C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти.

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю.

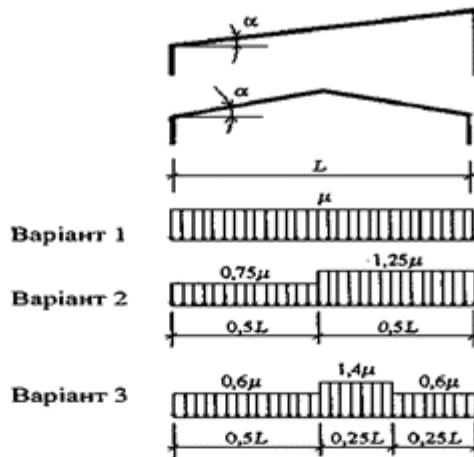
Коефіцієнт μ , який враховує ухил і інші особливості форми покриття.

При двосхилих покриттях, що мають $\alpha \leq 25^\circ$ - $\mu = 1$,

при $\alpha \geq 60^\circ$ - $\mu = 0$,

при проміжних кутах нахилу $60^\circ > \alpha > 25^\circ$ - $\mu = (60^\circ - \alpha^\circ)/35^\circ$.

За ДБН В.1.2-2 необхідно враховувати схеми снігових навантажень і додаткові коефіцієнти μ . Наприклад, найпоширеніша Схема 1.(Додаток Ж) рис? Варіанти 2 і 3 слід враховувати для будинків із двосхилими покриттями, при цьому варіант 2 – при $20^\circ > \alpha > 30^\circ$, а варіант 3 – при $10^\circ > \alpha > 30^\circ$ тільки при наявності ходових містків або аераційних пристроїв по гребеню покрівлі.



Монтажне навантаження від ваги людини з вантажем приймаються рівні — нормативне $F_k = 1 \text{ кН}$ і розрахункове $F = F_k \gamma_f = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}$.

Вітрове навантаження w складається з тиску W_4 і відсосу W_5 вітру. Висхідними даними при визначенні вітрового навантаження є значення тиску вітру, спрямованого перпендикулярно поверхням покриття і стін будинків W_0 (МПа), що залежать від вітрового району країни і приймається по нормах навантажень і впливів.

Вітрове навантаження має два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення,
- експлуатаційне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

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

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C$$

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

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_k C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт;

C_k — коефіцієнт висоти споруди;

C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} — коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку,
 C_d - коефіцієнт динамічності.

Розрахункові сполучення навантажень за Єврокодом ДСТУ-Н Б EN 1990

Комбінації результатів навантажень повинні ґрунтуватися на:

- розрахункових значеннях постійних навантажень;
- розрахункових значеннях переважаючого тимчасового

навантаження,

- розрахункових значеннях супутніх навантажень.

Розрахункова комбінація	Постійне навантаження G_d	Тимчасове навантаження Q_d		Особливі навантаження Q_d
		перша	всі інші	
Основна	$\gamma_G G_k$	$\gamma_D Q_k$	$\psi_1 Q_k$	-
Особлива	$\gamma_G G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_D D_k$

$$q_d = \Sigma \gamma_G G_k + \gamma_D Q_k + \Sigma \gamma_D \psi_i Q_k$$

$$q_d = \Sigma \gamma_G G_k + \Sigma \gamma_D \psi_i Q_k$$

$$q_d = \Sigma \xi \gamma_G G_k + \Sigma \gamma_D Q_k$$

γ_G – частний коефіцієнт для постійного навантаження

$$\gamma_G = 1,35;$$

γ_D – частний приватний коефіцієнт для тимчасового навантаження

$$\gamma_D = 1,5;$$

ψ_1 – коефіцієнт поєднань тимчасового навантаження

$$\psi_1 = 0,6 \text{ для снігового};$$

ξ – коефіцієнт зменшення несприятливої постійного навантаження

$$\xi = 0,8.$$

2.3. Нормативні та розрахункові опори деревини

Нормативні опори деревини $f_{i,dk}$ (МПа) є основними характеристиками міцності деревини чистих від вад ділянок. Вони визначаються за результатами численних лабораторних короточасних випробовувань малих стандартних зразків сухої деревини вологістю 12 % на ростяг, стиск, згин, змінання і сколювання. Наприклад, зразок на стиск має періз 2 x 2 см і довжину 3 см. Вони обробляються статистично, і з врахуванням коефіцієнта мінливості c_y нормативний опір обчислюється по формулі

$$f_{i,dk} = f_{c,d} (1 - 2,25c_y)$$

Наприклад, при стиску $f_{c,dk} = 33(1 - 2,25 \cdot 0,105) = 25$ МПа. Отже, 95 % випробованих зразків деревини будуть при стиску мати міцність $f_{c,k}$ рівну чи більшу, ніж її нормативне значення.

Розрахункові опори деревини $f_{i,d}$ (МПа) — це основні характеристики міцності реальної деревини елементів реальних конструкцій. Ця деревина має природні вади, що допускаються, і працює під навантаженнями протягом багатьох років. Розрахункові опори знаходять на підставі нормативних опорів з врахуванням коефіцієнта надійності по матеріалу γ_m і коефіцієнта, який враховує клас експлуатації конструкцій та клас тривалості навантаження по формулі

$$f_{i,d} = k_{mod} \frac{f_{i,k}}{\gamma_m} \quad (1.4)$$

де $f_{i,k}$ - характеристичні опори при i -тому напруженому стані

γ_m - коефіцієнт надійності за матеріалом, який дорівнює:

- для цільної деревини 1,3;
- для клеєної деревини 1,25;

k_{mod} - коефіцієнт, який враховує клас експлуатації конструкцій та клас тривалості навантаження.

Коефіцієнт γ значно більший одиниці. Він враховує зниження міцності реальної деревини в результаті неоднорідності будови і наявності різних вад, яких не буває в лабораторних зразках. Коефіцієнт довготривалості навантаження $k_{mod} \ll 1$. Він враховує, що деревина без вад може необмежено довго витримувати лише половину того навантаження, яке вона витримує при короточасному навантаженні в процесі досліджень.

Значення коефіцієнта k_{mod}

Деревина	Класи експлуатації	Класи навантаження				
		1	2	3	4	5
цільна клеєна	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Експлуатаційний клас 1 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 65 % тільки декілька тижнів протягом року. Для експлуатаційного класу 1 середня вологість деревини хвойних порід не повинна перевищувати 12%.

Експлуатаційний клас 2 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 85 % тільки декілька тижнів протягом року. Для експлуатаційного класу 2 середня вологість деревини хвойних порід не повинна перевищувати 20%.

Експлуатаційний клас 3 характеризується кліматичними умовами, що призводять до більш високої вологості ніж для експлуатаційного класу 2.

Розрахункові опори деревини сосни та ялини при тривалій дії статичного навантаження наведено в дод. 1. Значення розрахункових опорів згинанню,

стискання і зминання вздовж волокон для 1-го і 2-го сортів мало різняться між собою, але вони істотно перевищують розрахункові опори деревини 3-го сорту, в якій допускаються досить значні вади. Тому деревину 3-го сорту використовують тільки в невідповідальних елементах, які працюють на згинання та стискання. Розрахункові опори розтягання вздовж волокон для 1-го і 2-го сортів значно різняться між собою й зовсім не нормовані для 3-го сорту. Тому для розтягнутих елементів застосовують тільки деревину 1-го сорту.

Розрахункові опори деревини інших порід визначають множенням розрахункових опорів сосни та ялини на перехідні коефіцієнти m_e . Умови роботи конструкцій урахують, помноживши базові розрахункові опори на відповідні коефіцієнти умов роботи, наведені в дод. 2. Коефіцієнти умов роботи, як і розрахункові опори, визначаються структурою і роботою деревини. Наприклад, зниження коефіцієнта m_e зі збільшенням висоти перерізів балок спричинюється збільшенням неоднорідності деревини, і, навпаки, зростання коефіцієнта m_e - зі зменшенням товщин дощок у багат шаровому елементі пояснюється збільшенням однорідності й міцності деревини, і т. ін.

Модуль пружності деревини вздовж волокон $E=10^4$ МПа, впоперек волокон $E_{90}=400$ МПа, модуль зсуву $G=500$ МПа. Коефіцієнт Пуассона відповідно $\nu_{90,0}=0,05$ і $\nu_{0,90}=0,02$.

2.4. Розрахунок дерев'яних елементів

Елементами дерев'яних конструкцій є дошки, бруси, бруски, колоди суцільних перерізів з розмірами, зазначеними в сортаментах лісоматеріалів. Вони можуть бути окремими конструкціями, наприклад балками чи стійками, а також бути елементами більш складних конструкцій. У результаті розрахунку розв'язуються наступні практичні задачі проектування дерев'яних конструкцій:

Перевірка міцності і прогину елемента полягає у визначенні напружень у перерізах, які не повинні перевищувати розрахункових опорів деревини, а також його прогинів, які не повинні перевершувати граничних, що допускаються нормами.

Підбір перерізів при проектуванні нових дерев'яних конструкцій полягає у визначенні таких розмірів елемента, при яких його міцність і стійкість будуть достатні для сприймання діючих зусиль, а прогини будуть не більше граничних.

Визначення несучої здатності елемента в процесі обстеження конструкцій під час їхньої експлуатації. Для цього визначають найбільші навантаження і зусилля які може витримувати елемент відомих розмірів, щоб при цьому розрахункові опори деревини і граничні прогини не були перевищені.

Дерев'яні елементи розраховують на розтяг, стиск, згин, розтяг чи стиск із згинном, зминання і сколювання відповідно до норм ДБН В.2.6-161:2017. «Конструкції будівель та споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення», ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2017 «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування». Розрахункові опори, що приводяться нижче, відповідають деревині сосни і ялини. Відповідно до цих же норм проводиться розрахунок

дерев'яних елементів, що згинаються, по прогинах.

Розтягнуті елементи — це нижні пояси ферм, затяжок арок і деякі стержні інших наскрізних конструкцій. Робота дерев'яних елементів на розтяг є найбільш відповідальною, оскільки вони руйнуються майже миттєво, без помітних попередніх деформацій. Тому розтягнуті елементи необхідно виготовляти, як правило, з найбільш міцної деревини 1-го сорту з нормативним опором $f_{t,0,k} = 20$ МПа і розрахунковим опором $f_{t,0,d} = 10$ МПа. Однак при відсутності такого матеріалу допускається в малонапружених елементах застосовувати деревину 2-го сорту з розрахунковим опором $f_{t,0,d} = 7,0$ МПа.

Міцність розтягнутих елементів у тих місцях, де вони ослаблені отворами чи врізками, знижується додатково в результаті концентрації напружень у їхніх краях. Це враховується знижуючим коефіцієнтом умов роботи $m_y = 0,8$. При цьому розрахунковий опір деревини 1-го сорту розтягу $f_{t,0,d} = 8$ МПа.

При наявності ослаблень у межах ділянки довжиною 20 см у різних перерізах поверхня розриву завжди проходить через них. Тому при визначенні ослабленої площі перерізу A_n всі ослаблення на цій довжині сумуються, як би суміщають в одному перерізі (рис. 2.1).

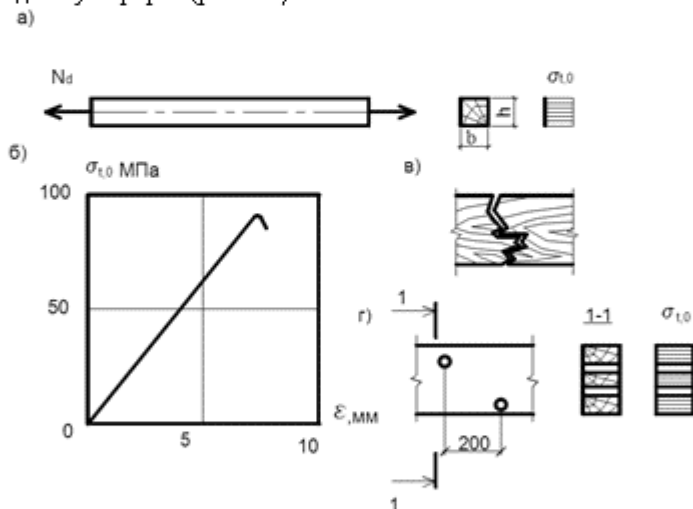


Рис. 2.1. Розтягнутий елемент:

а — схема роботи і епюра напружень; б — графік деформацій і зразок; в — ослаблений переріз.

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів проводиться на розтягуючу силу N від розрахункових навантажень:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A_n} \leq f_{t,0,d} \quad (2.4)$$

де N — розрахункове зусилля, МН, що діє на елемент;

A_n — площа нетто найбільш ослабленого перерізу елемента (розрахункова площа), м²; усі ослаблення на ділянці завдовжки 20 см вважають суміщеними в

одному перерізі(рис. 2.2) пта визначають $A_n = b \cdot h - n \cdot d \cdot b$

$f_{t,0,d}$ — розрахунковий опір матеріалу розтягнню, МПа

Для підбору перерізів розтягнутих елементів користуються цією ж формулою, написаною для необхідної площі перерізу, враховуючи те, що N і $f_{t,0,d}$ відомо. При цьому:

$$A_n = N / f_{t,0,d}$$

Найбільше розтягуче зусилля, що може витримувати розтягнутий елемент відомих розмірів, можна визначити по цій же формулі, написаній відносно зусилля:

$$N = A_n f_{t,0,d}$$

По деформаціях розтягнути елементи не перевіряються.

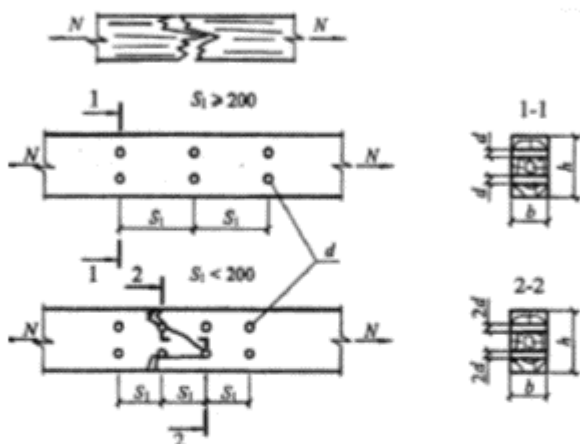


Рис. 2.2. Врахування ослаблень в розтягнутому елементі.

Стиснуті елементи. На стиск працюють стійки, підкоси, верхні пояси й окремі стержні ферм і інших наскрізних конструкцій. Деревина працює на стиск більш надійно, чим на розтяг, але не цілком пружно.

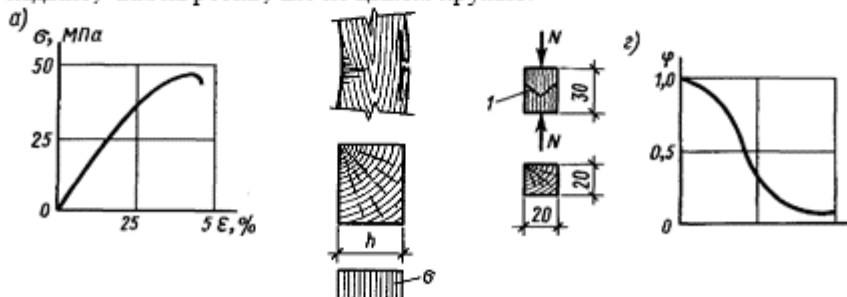


Рис. 2.3. Стиснутий елемент:

a — графік деформацій і зразок; b — схеми роботи, руйнування й епора напруг; c — графік коефіцієнтів стійкості φ в залежності від гнучкості λ

Вади реальної деревини менше знижують міцність стиснутих елементів, оскільки самі сприймають частину стискаючих напружень. Тому стиснуті елементи рекомендується виготовляти, як правило, з більш доступної деревини 2-го сорту, що має нормативний опір стиску $f_{c,0,k} = 25$ МПа і розрахунковий опір стиску $f_{c,0,d} = 13$ МПа.

Міцність стержня при стиску і втрата його стійкості залежать від площі A і форми його перерізу, довжини l і типу закріплення його кінців, що враховується коефіцієнтом стійкості φ , який називають іноді коефіцієнтом подовжнього згину. Стиснуті дерев'яні елементи розраховуються на міцність і стійкість при дії подовжніх сил стиску N від розрахункових навантажень:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{\varphi_{c,y(z)} A_d} \leq f_{c,0,d} \quad (2.5)$$

Розрахункова площа перерізу A приймається рівною його повній площі $A_d = A_{нз}$, якщо вона не має ослаблень, або їхня площа не перевищує $1/4$ площі перерізу. Великі внутрішні ослаблення знижують його несучу здатність, але менше, ніж їхні відносні розміри, і розрахункова площа перерізу приймається при цьому рівною $4/3$ неослабленої площі перерізу $A_d = 4/3 A_n$. Симетричні зовнішні ослаблення зменшують міцність елемента прямо пропорційно їхнім розмірам і площа їх виключається $A_d = A_n$. При несиметричних ослабленнях елемент розраховують як позацентрово стиснутий.

Коефіцієнт стійкості елемента φ_c визначається в залежності від його розрахункової довжини l_0 , радіуса інерції перерізу i , гнучкості $\lambda = l_0/i$ і знаходиться з виразів

$$\varphi_c = \frac{1}{\lambda^2} \frac{\pi^2 E_0}{f_{c,0,k}}, \text{ при } \lambda > 70$$

$$\varphi_c = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \text{ при } \lambda < 70.$$

Розрахункова довжина l_0 враховує вплив типу закріплення кінців на стійкість стиснутого елемента. При обох шарнірно - закріплених кінцях вона дорівнює геометричній довжині $l_0 = l$. При нижньому зацімленому, а верхньому вільному кінці $l_0 = 2,2l$. При нижньому зацімленому, а верхньому шарнірному зацімленому кінці $l_0 = 0,8l$, при обох зацімплених кінцях $l_0 = 0,65l$.

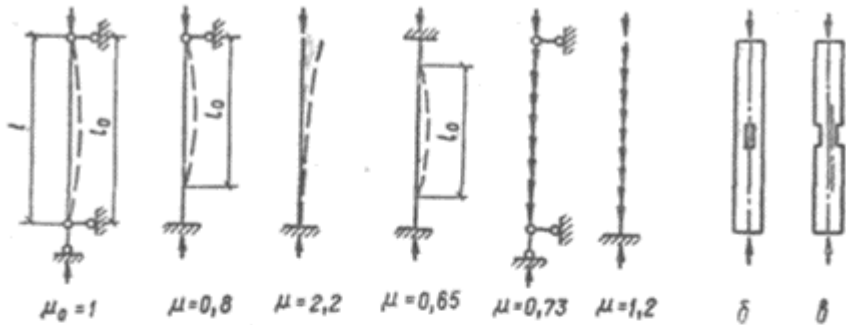


Рис. 2.4. Центрально-стиснуті стержні:

а — розрахункові довжини стержнів; *б* — ослаблення стержнів, що не виходять на кромку; *в* — ослаблення стержнів, що виходять на кромку

Радіус інерції перерізу i залежить від площі A і моменту інерції перерізу I , тобто $i = \sqrt{I/A}$. Радіуси інерції прямокутних перерізів з розмірами b і h (де h — менший розмір перерізу) і крутих перерізів діаметром d можна приймати рівними $0,29h$ і $0,25d$.

Гнучкість стиснутих елементів обмежується для того, щоб вони не вийшли недостатньо надійними. Основні елементи конструкції — окремі стійки, пояси й опорні розкоси ферм і ін. — повинні мати гнучкість не більш 120, інші стиснуті елементи основних несучих конструкцій — не більш 150 і стиснуті елементи зв'язків — не більш 200.

Несучу здатність N_c стиснутого елемента, усі розміри якого і спосіб закріплення кінців відомі, можна визначати по формулі

$$N_c = \varphi_c A f_{c,0,d}$$

При цьому необхідно попередньо обчислити площу перерізу A , гнучкість λ і коефіцієнт стійкості φ .

Підібрати переріз стиснутого елемента безпосередньо по формулі (2.5) не можна, тому що від його розмірів залежить коефіцієнт стійкості. У цьому випадку можна попередньо приблизно задатися величинами λ і φ_c . Наприклад, для основних стійок варто приймати гнучкість $\lambda \approx 80$ і $\varphi_c \approx 0,5$, для неосновних елементів гнучкість $\lambda = 120$ і $\varphi_c = 0,2$ для елементів зв'язків гнучкість $\lambda = 180$ і $\varphi_c = 0,1$. Необхідну площу перерізу A_n можна визначити по формулі

$$A_n = N_c / f_{c,0,d} \varphi_c$$

Потім підібрати розміри перерізу. Гнучкість окремих елементів прямокутного перерізу необхідно визначати найбільшу в напрямку меншого розміру перерізу і меншого радіуса інерції, а при наявності зв'язків визначати гнучкості в напрямку обох осей перерізу і приймати найбільшу.

Відносно короткі елементи, довжина яких не перевищує семикратної висоти перерізу, працюють на стиск без утрати стійкості і розраховуються по формулі

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_e}{A_{net}} \leq f_{c,0,d} \quad (2.6)$$

Площа перерізу визначається шляхом виключення з загальної площі площ всіх ослаблень, оскільки вони знижують міцність такого елемента пропорційно їхній величині. Стиснуті елементи, що не мають проміжних закріплень, вигідно приймати квадратного перерізу, однакової стійкості щодо обох осей їхніх перерізів.

Змінання деревини – це поверхневе стиснення, яке може бути місцевим і загальним. Загальне змінання – коли стискаюча сила діє на всю поверхню, місцеве – коли сила діє на частину поверхні елемента. Змінання деревини в конструкції може відбуватися:

- уздовж волокон,
- упоперек волокон,
- під кутом до волокон.

Стиск поперек волокон

При місцевому стиску поперек волокон сусідні незавантажені ділянки деревини теж стискаються за рахунок вигину волокон і надають підтримуючу дію роботі незавантаженої ділянки. При стиску поперек волокон повинна дотримуватися умова

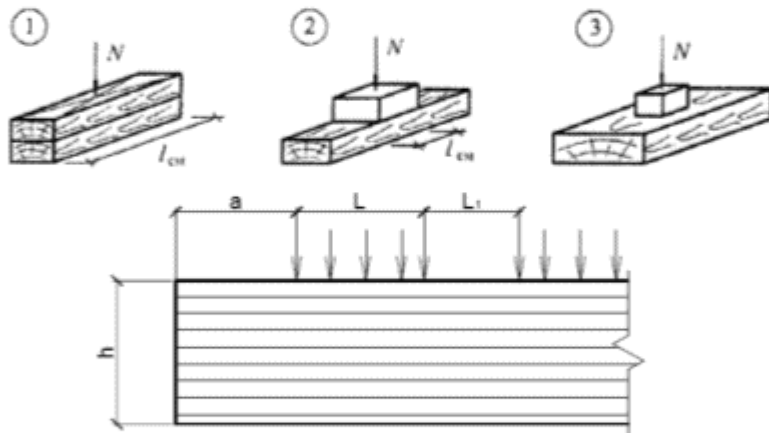


Рис. 2.5. Стиск поперек волокон

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_e}{A_{ef}} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (2.7)$$

Опір деревини змінанню упоперек волокон у декілька разів менше опору її уздовж волокон (клітки працюють в найменш сприятливих умовах: вони сплюснюються за рахунок внутрішніх порожнеч).

При нахлонном сжатии под углом к направлению волокон (α) должно соблюдаться условие $\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d}$, где расчетное сопротивление сжатию под углом определяется по формуле

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{1 + \left(\frac{f_{c,90,d}}{f_{c,0,d}} - 1 \right) \cdot \sin^2 \alpha}$$

Сколювання деревини відбувається в подовжніх перерізах елементів від дії сколюючих зусиль. Міцність деревини при сколюванні дуже мала зважаючи на її волокнисту будову. Волокна деревини мають відносно слабкі зв'язки між собою, які легко розриваються при сколюванні. Руйнування елементів відбувається майже миттєво.

Несуча здатність з'єднання визначається не по дійсному максимальному напруженню сколюванню τ_{max} , а по умовному середньому значенню напруження сколювання.

$$\tau_{c,0,d} = \frac{T}{A_v} \leq f_{v,mod} \quad (2.8)$$

Це напруження не повинно перевищувати середнього розрахункового опору сколювання, який визначаємо за формулою:

$$f_{v,modd} = \frac{f_{v,0,d}}{1 + \beta \frac{l_v}{e}}$$

β – коефіцієнт, що приймається за нормами: $\beta = 0,25$ – для одностороннього сколювання; $\beta = 0,125$ – для проміжного сколювання ;

l_v – розрахункова довжина ділянки сколювання;

e – плече сил сколювання ;

$A_v = b \cdot l_v$ – розрахункова площа сколювання.

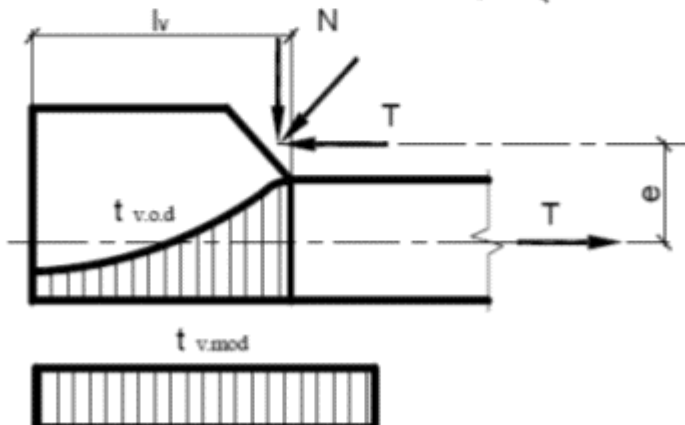


Рис. 2.6. Одностороннє сколювання в з'єднаннях

Розрахунковий опір деревини сколюванню під кутом до напрямку волокон визначається за формулою:

$$f_{v,\alpha,d} = \frac{f_{v,0,d}}{1 + \left(\frac{f_{v,90,d}}{f_{v,0,d}} - 1 \right) \cdot \sin^2 \alpha}$$

Елементи які працюють на згинання — балки, дошки настипів, кроквяні ноги, лати — найбільш поширені елементи дерев'яних конструкцій. В таких елементах від навантажень, що діють поперек його подовжньої осі, виникають згинальні моменти M і поперечні сили Q . Наприклад, в середині прольоту однопрольотної шарнірно опертій балки від рівномірного навантаження q виникає згинальний момент $M = ql^2/8$, а від зосередженої в середині прольоту сили P згинальний момент $M = Pl/4$. Поперечні сили дорівнюють опорним реакціям від цих навантажень. Від дії моменту в перерізах елемента виникають напруження згину σ , що складаються зі стиску у верхній половині перерізу і розтягу в нижній.

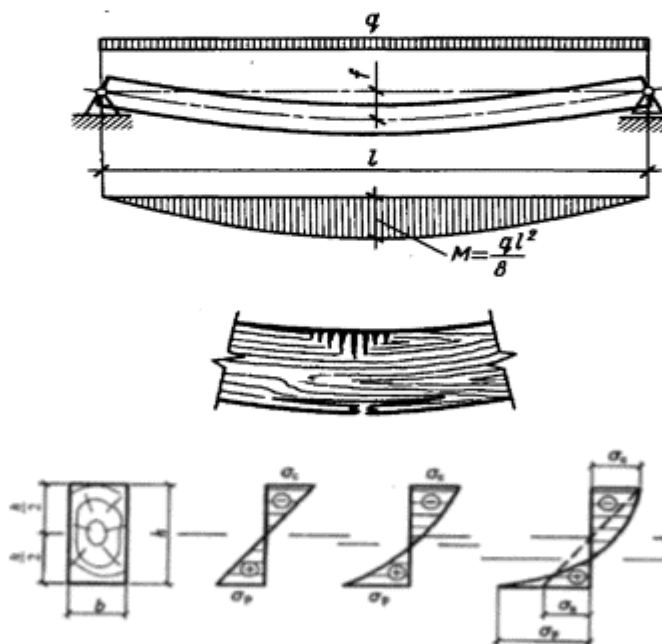


Рис. 2.7. Елементи які працюють на згинання:

а — схема роботи й епюри згинальних моментів; *б* — схема руйнування й епюри нормальних напружень;

Елементи, що згинаються, як і стиснуті, рекомендується виготовляти з деревини 2-го сорту з розрахунковими опорами $f_{m,0,d} = 13$ МПа. У брусах з

перерізами більшими 13 см $f_{m,0,d} = 15 \text{ МПа}$, а в колодах $f_{m,0,d} = 16 \text{ МПа}$.

Розрахунок елементів, що згинаються, по міцності *поперечних перерізів* проводиться на дію максимальних згинальних моментів M (МНм) від розрахункових навантажень:

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,0,d}, \quad (2.9)$$

де W — момент опору перерізу (м^3).

У найбільш розповсюджених прямокутних перерізах із шириною b и висотою h

$$W = bh^2/6,$$

а для круглих перерізів діаметром d

$$W = d^3/10.$$

Підбір перерізу елемента, що згинається, по міцності може проводитися також по формулі (2.9). Для цього можна задатися одним з розмірів прямокутного перерізу — b чи h і визначити інший, наприклад:

$$W = M/f_{m,0,d},$$

$$h = \sqrt{6W/b}; \quad b = 6W/h^2;$$

$$d = \sqrt[3]{10W}.$$

Граничне розрахункове навантаження, що може витримувати елемент, що згинається, по міцності, коли всі його розміри відомі, може бути визначене також за допомогою формули (2.7), переписаної відносно згинаючого моменту M . Наприклад, однопрольотна шарнірно оперта балка прольотом l з розмірами перерізу шириною b и висотою h може витримувати рівномірне навантаження q , визначене в такому порядку:

$$W = bh^2/6;$$

$$M = Wf_{m,0,d},$$

$$q_m = 8M/l^2.$$

Розрахунок елементів, що згинаються, на *сколювання* при згині проводиться на дію максимальних поперечних сил Q (МН) від розрахункових навантажень по формулі

$$\tau_d = \frac{Q_d S}{I_b q} \leq f_{v,d}, \quad (2.10)$$

де $S = bh^2/8$, м^3 — статичний момент частини перерізу, що сколюється, відносно його нейтральної осі для прямокутного перерізу

$I = bh^3/12$, м^4 — момент інерції всього перерізу;

$f_{v,d} = 1,6 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сколюванню.

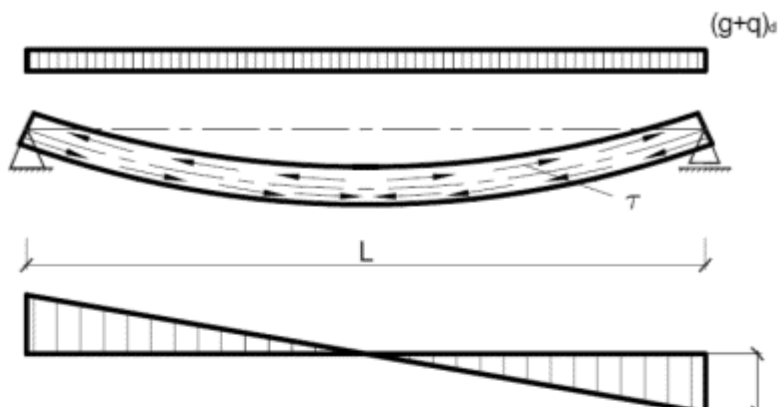


Рис. 2.8. Сколювання при згині

При визначенні напружень сколювання для елементів прямокутного перерізу необхідно враховувати вплив тріщин застосуванням розрахункової ширини поперечного перерізу

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

k_{cr} – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин:

$k_{cr} = 0,67$ – для суцільної та клеєної деревини,

$k_{cr} = 1,0$ – для інших матеріалів на основі деревини.

Розрахунок елемента, що згинається, по *прогинах* полягає у визначенні його найбільшого відносного прогину w_{rel} від нормативних навантажень і перевірки умови, щоб він не переверщував значення, що допускається нормами, що визначається умовою

$$w_{rel} \leq [w_{rel}]$$

Граничні величини прогинів

	w_{fin}
Балка на двох опорах	$l/150 - l/300$
Консольна балка	$l/75 - l/150$

Наприклад, перевірити відносний прогин однопрольотної шарнірно обертої балки прямокутного перерізу $b \times h$, прольотом l при рівномірному експлуатаційному навантаженні q_e (МН/м) можна по формулі

$$w = \frac{5}{384} \frac{q_e l^4}{E_0 I}, \quad (2.11)$$

де $E = 10^4$ МПа - модуль пружності.

Якщо відносний прогин балки виходить більший, той переріз повинен бути збільшений і підібраний по прогину. Для цього формулу (2.11) варто переписати відносно необхідного моменту інерції: $I_{необ} = 5/384 [E I (w_{rel})]$. Після цього можна задатися одним розміром прямокутного перерізу і визначити інший, наприклад з

виразу $h_{\text{необ}} = \sqrt[3]{12I/b}$.

Елементи, які працюють на косе згинання — це лати і прогони похилих покриттів. Косий згин виникає в елементах, осі перерізів яких розташовані похило до напрямку дії навантажень (рис. 2.9).

Вертикальне навантаження, наприклад, рівномірне q , і згинальний момент від нього M при косому згині елемента прямокутного перерізу під кутом α розкладається на нормальні і похилі складові уздовж осей перерізів:

$$q_x = q \cos \alpha, \quad q_y = q \sin \alpha, \\ M_x = M \cos \alpha, \quad M_y = M \sin \alpha.$$

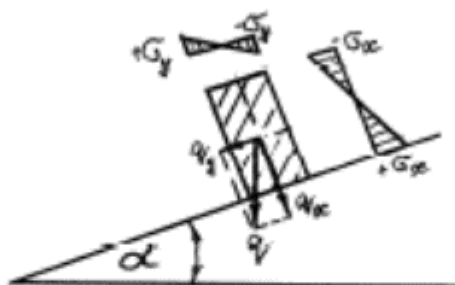


Рис. 2.9. Схема роботи при косому згині й елора напружень

Відносно цих же осей визначаються моменти опору W і момент інерції I перерізів. Перевірка міцності косозгинальних елементів виконується за формулою

$$\sigma_{m, \text{зд}} = \frac{M_{x, \text{д}}}{W_{x, \text{д}}} + \frac{M_{y, \text{д}}}{W_{y, \text{д}}} \leq f_{m, \text{зд}}. \quad (2.12)$$

Підбір перерізів елементів може виконуватися методом спроб. При цьому їх варто установлювати великими розмірами прямокутного перерізу в напрямку дії більших складових діючих навантажень. Розрахунок елементів по прогинах виконується з врахуванням геометричної суми прогинів відносно кожної осі за формулою

$$w = \sqrt{w_x^2 + w_y^2} \leq w_{\text{дн}}. \quad (2.13)$$

Елементи, які працюють на стискування і згинання — це верхні пояси ферм при наявності місцевого, позавузлового навантаження, колони каркасів при позacentровому стиску.

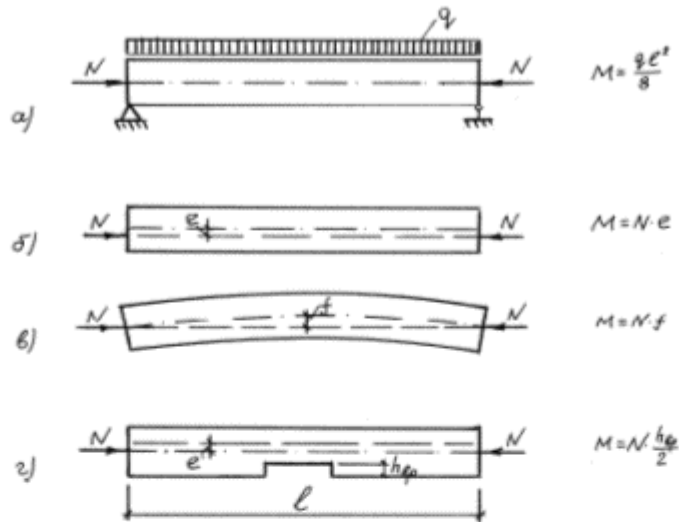


Рис. 2.10.Елементи, що працюють на стискання і згинання

У перерізі таких елементів діють повздовжні стискаючі сили N , від яких виникають рівномірні напруження стиску і згинальний момент M , від якого виникають стискаючі і розтягуючі напруження, максимальні в крайніх волокнах і нульові на нейтральній осі прямокутного перерізу. Напруження стиску складаються, а напруження стиску і розтягу віднімаються (рис. 2.10). Максимальні стискаючі напруження виникають у крайніх волокнах перерізу в місці дії максимального згинального моменту.

Розрахунок елементів по нормальних напруженнях проводиться на дію максимальних повздовжніх стискаючих сил N і згинальних моментів M від розрахункових навантажень по формулі

$$\frac{N_d}{A_n} + \frac{M_d}{k_{m,c} W_d} \leq f_{c,0,d}, \quad (2.14)$$

Згинальний момент береться з врахуванням додаткового згинального моменту, що виникає в результаті прогину елемента w від зовнішнього поперечного навантаження. При цьому стискаючі подовжні сили N починають діяти з ексцентриситетом, рівним w , і виникає додатковий момент $M_N = Nw$. Цей додатковий момент і враховується коефіцієнтом $k_{m,c}$, що залежить від повздовжньої сили N , гнучкості λ , розрахункового опору стиску $f_{c,0,d}$, площі перерізу A і визначається за формулою

$$k_{m,c} = 1 - N_d / (\varphi_c f_{c,0,d} A)$$

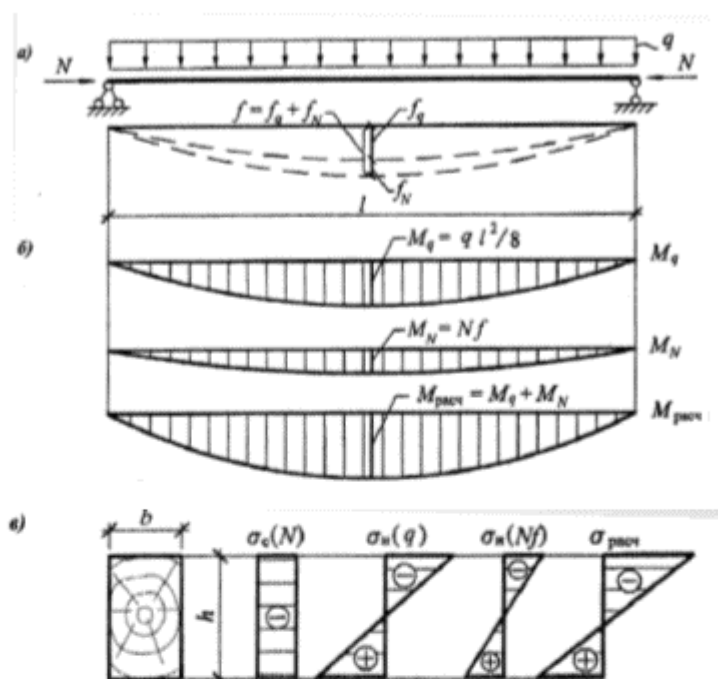


Рис. 2.11. Елементи, що працюють на стискання і згинання:

а — схема роботи б — епюри згинальних моментів; в — епюри нормальних напружень.

Перевірка на напруження сколювання проводиться з врахуванням коефіцієнта $k_{м,с}$ за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{b \cdot I \cdot k_{м,с}} \leq f_{v,0,d} \quad (2.15)$$

Жорсткість елементів перевіряють за формулою

$$w = \frac{w_0}{k_{м,с}} \leq w_{fн} \quad (2.16)$$

де w_0 — прогин від поперечного навантаження.

Елемент, який працює на стискання і згинання повинний бути також перевірений на міцність і стійкість тільки при стиску повздовжньою силою із площини згинання по формулі (2.5). Перевірки стійкості плоскої форми деформування суцільних елементів, як правило, не потрібно.

Елементами, які працюють одночасно на розтягання і згинання є нижні пояси ферм, у яких крім розтягу діє ще і згин від міжвузлового навантаження від ваги підвісного перекриття, елементи, розтягуючі сили в яких діють з ексцентриситетом відносно їхніх осей. Схема роботи, епюри згинальних моментів і напружень у перерізах таких елементів показані на рис. 2.12.

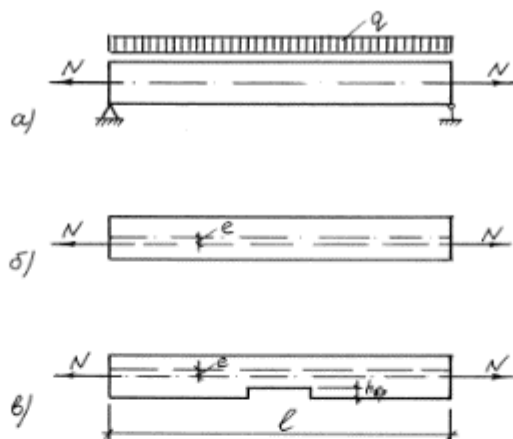


Рис. 2.12. Елементи, які працюють на розтягання та стиснення

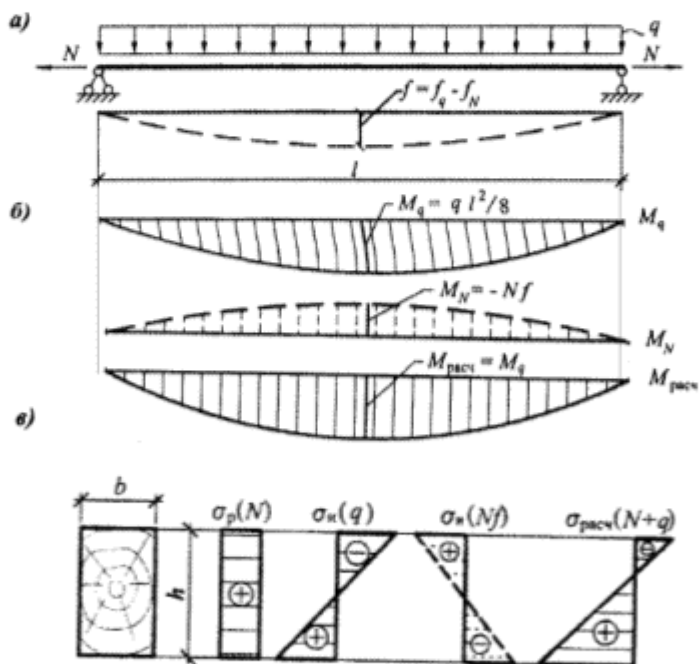


Рис. 2.13. Елементи, які працюють на розтягання та стиснення.
a — схема роботи *б* — епюри згинальних моментів; *в* — епюри нормальних напружень.

Міцність елементів перевіряють на дію повздовжніх розтягуючих сил N і згинальних моментів M від діючих розрахункових навантажень по формулі

$$\frac{N_d}{A_n} + \frac{M_d}{W_d} \cdot \frac{f_{t,0d}}{f_{md}} \leq f_{t,0d} \quad (2.17)$$

Підбір перерізів розтягнуто-згинальних елементів, можна робити методом спроб, оскільки використовувати для цього формулу 2.17 неможливо. Додаткове рівномірне навантаження, що може витримувати розтягнутий елемент, розтягуючі напруження в перерізах якого значно менші розрахункових, можна визначити з виразу:

$$M = (f_{t,0d} - N/A_{\text{нм}})W_{\text{нм}} f_{t,0d} / f_{m,d};$$

$$q = 8Ml^2.$$

З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Загальна характеристика з'єднань

З'єднання є найбільш відповідальними частинами дерев'яних конструкцій. Для виготовлення більшості будівельних конструкцій дерев'яні елементи повинні бути міцно і надійно з'єднані між собою. З'єднання елементів по довжині називають *з'єднанням*, по ширині і висоті — *спаяванням*, під кутом і прикріплення до опор — *вузлові і анкеруванням*.

При виготовленні багатьох з'єднань в елементах конструкцій робляться отвори та врізи, що послаблюють їхні перерізи і підвищують деформативність. Руйнування дерев'яних конструкцій у більшості випадків починаються в з'єднаннях. Таким чином, від правильного конструювання, розрахунку і виготовлення з'єднань залежать міцність і деформативність конструкцій у цілому. Анізотропія будівлі, мала міцність деревини при сколюванні, розтяганні поперек волокон і змінанні є причиною різноманіття типів з'єднань дерев'яних конструкцій.

По характеру роботи всі основні з'єднання дерев'яних конструкцій можуть бути розділені на наступні групи:

- а) без спеціальних зв'язків, що не вимагають розрахунку — контактні з'єднання;
- б) з металевими зв'язками, що працюють на згин або розтяг — болтами, стержнями, цвяхами, гвинтами, хомутами і пластинками;
- в) зі зв'язками, що працюють на сколювання — клейовими швами;
- г) з дерев'яними зв'язками, що працюють на стиск — шпонками і колодками;

Клейові з'єднання, найбільш прогресивні і технологічні, є основними з'єднаннями при заводському виготовленні клеєдерев'яних конструкцій. З'єднання, що не вимагають спеціальних зв'язків і металеві можуть застосовуватися при виготовленні дерев'яних конструкцій у будь-яких умовах як на спеціальних заводах, так і в умовах будівельних майданчиків. З'єднання з дерев'яними зв'язками вимагають значних витрат ручної праці, тому вони застосовуються рідко.

По характеру роботи з'єднання дерев'яних конструкцій поділяються також на піддатливі і жорсткі. *Піддатливі* з'єднання виготовляються без застосування клеїв. Деформації в них виникають у результаті нещільності, що утворюється при виготовленні, від усушки і змінання деревини, особливо поперек волокон і від згину зв'язків. Величина цих деформацій при тривалій дії навантажень у з'єднаннях, де деревина працює поперек волокон, приймається рівною 3 мм, в інших випадках — 1,5...2 мм. Вони враховуються при визначенні прогинів конструкцій. *Жорсткі* клейові з'єднання такої піддатливості не мають.

У більшості з'єднань дерев'яних конструкцій, крім клейових, у результаті дії стискаючих сил, наприклад при постановці болтів, виникають між

елементами сили тертя, що збільшують зусилля в зв'язках. Однак ці сили в результаті знакозмінності зусиль, усушки деревини й послаблення початкових натягів болтів можуть знизитися до нуля і тому розрахунком не враховуються. Вони враховуються тільки при короткочасній дії сил з коефіцієнтами тертя площини по площині 0,2 і торця по площині 0,3 і коли вони викликають додаткові напрути з коефіцієнтом тертя 0,6.

3.2. Контактні з'єднання

Конструктивні рубки (рис. 3.1) є з'єднаннями, у яких виникають зусилля, набагато менші їхньої несучої здатності, і вони не мають потребу в розрахунку. У дерев'яних конструкціях найбільше застосування знаходять конструктивні з'єднання у чверть, у шпунт, у півдерева і косий прируб.

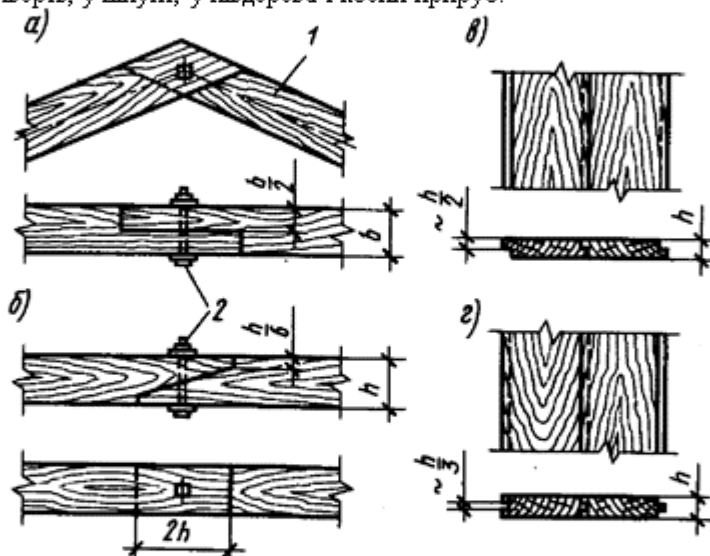


Рис. 3.1. Конструктивні рубки:

а — рубка в півдерева; *б* — косий прируб; *в* — з'єднання у чверть; *г* — з'єднання в шпунт

Рубка в півдерева - з'єднання кінців брусів, колод з вирізками до половини їх товщини, стягнуте болтом.

Косий прируб - подовжнє зрощення болтами брусів або колод, в кінцях яких зроблені односторонні вирізи. Застосування: для з'єднання прогонів і балок по довжині.

З'єднання в чверть - об'єднання дощок кромками по ширині. Механічно утворюють пази, в які входять виступи сусідніх дощок. Застосування: обшивки зовнішніх стін.

З'єднання в шпунт - об'єднання дощок або брусів кромками, в одній з яких вирізаний виступ, а в іншій - шпунт, рівний $1/3$ товщини дошки, в який входить виступ сусідньої дошки.

Застосування: настийи з дощок.

Лобові упори (рис. 3.2) є найбільш простими і надійними з'єднаннями і застосовуються в більшості видів дерев'яних конструкцій для кріплення стиснутих елементів. Вони працюють і розраховуються на змінання, що виникає в них від дії поєздовжніх стискальних зусиль. На розтягання вони працювати не можуть.

Поєздовжній лобовий упор — це з'єднання обрізаного під прямим кутом стиснутого стержня з опорою чи з діафрагмою опорного башмака чи з таким же стержнем у стиснутому стику. У стику лобовий упор скріплюється двосторонніми конструктивними дерев'яними накладками товщиною не менш третини товщини стержнів і довжиною не менше трьох висот перерізу і стягається конструктивними болтами. У поєздовжньому лобовому упорі деревина працює на змінання вздовж волокон і має найбільш високий розрахунковий опір змінанню, рівний розрахунковому опору стику R_c . У більшості випадків напрути змінання в поєздовжніх лобових упорах досягають значної величини і вимагають перевірки міцності у тих випадках, коли на змінання працює тільки частина площі торця елемента.

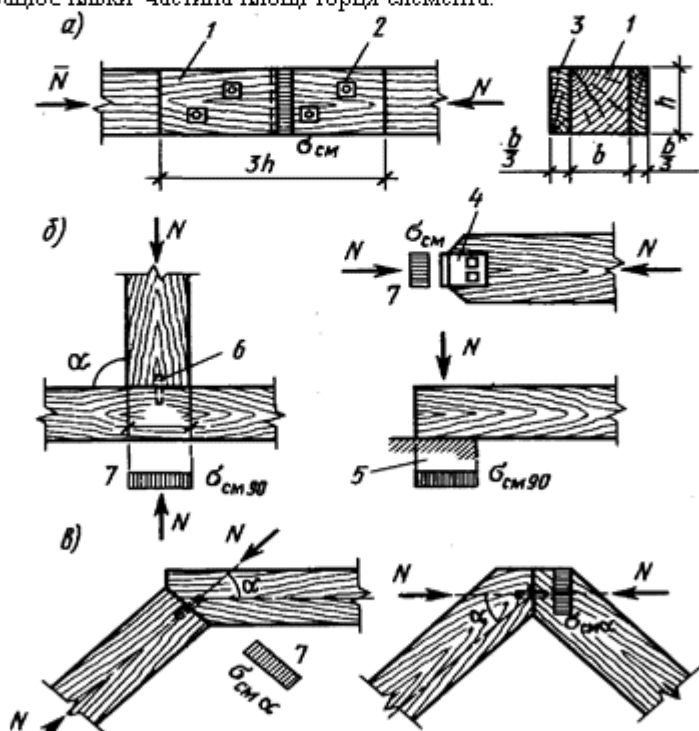


Рис. 3.2. Лобові упори:

a — поєздовжній вздовж волокон деревини; *б* — поперечний потік волокон; *в* — похилий під кутом до волокон; 1 — елементи; 2 — стяжні болти; 3 — накладки; 4 — металеві кріплення; 5 — опора; 6 — штир; 7 — штири напруг змінання; α — кут змінання

Поперечний лобовий упор — це з'єднання двох стержнів під прямим кутом,

коли торець стиснутого елемента впирається в площину іншого і закріплюється непрацюючими зв'язками. Так, наприклад з'єднуються стійки з верхніми і нижніми горизонтальними елементами каркаса. В такому з'єднанні деревина торця стійки працює на зминання вздовж волокон, а деревина площини горизонтального елемента — поперек волокон. Це з'єднання розраховується тільки по меншій міцності деревини поперек волокон.

Похилий лобовий упор являє собою з'єднання кінців двох стиснутих елементів, осі яких розташовані під кутом α один до одного. При цьому торець одного елемента може бути перпендикулярним його осі чи торці обох елементів нахилені до їх осей (рис. 3.2, в). Так, наприклад з'єднуються стержні крокв і підкісних рам. У цих з'єднаннях необхідно перевіряти міцність деревини при зминанні торців тільки розташованих під кутом до осей елементів.

3.3. З'єднання з металевими зв'язками

Це з'єднання дерев'яних елементів, у яких діючі в них зусилля передаються за допомогою сталевих болтів, стержнів, цвяхів, гвинтів, хомутів, зубчастих пластинок і інших виробів. Найбільш розповсюдженими металевими зв'язками є болти і цвяхи.

Болти - це стандартні вироби з сталі марки С38/23, які для з'єднань дерев'яних елементів виготовляються без точної обробки і називаються чорними. Вони відрізняються великою довжиною, що відповідає значним розмірам перерізів дерев'яних елементів, і мають товсті квадратні шайби, необхідні для розподілу зусилля в болті на достатню площу деревини, що працює на зминання.

Для встановлення болтів в елементах, що з'єднуються, просверлюють отвори такого ж діаметру, що і болти. Для надійного співпадання отворів при зборці конструкції свердлити отвори рекомендується одним проходом свердла через елементи, що з'єднуються, або в окремих елементах по шаблонах. Болтові з'єднання бувають зі стяжними, розтягнутими і болтами, що згинаються.

Цвяхові з'єднання повинні відповідати наступним вимогам:

- діаметр цвяхів слід приймати не більше 0,25 товщини пробиваних елементів;
- при визначенні розрахункової довжини заціплення кінця цвяха не слід враховувати загострену частину цвяха довжиною $1,5 d$; крім того, з довжини цвяха слід віднімати по 2 мм на кожен шов між з'єднувальними елементами; якщо розрахункова довжина затискання цвяха виходить менше $4 d$, його роботу в шві, що примикає до нього, не враховують;
- при вільному виході цвяха з пакету розрахункову довжину останнього елемента слід зменшувати на $1,5 d$;
- у з'єднанні повинні бути не менше двох цвяхів;
- під цвяхи діаметром 6 мм і більш треба сверлити отвори діаметром $0,8 d$.

Болтові з'єднання повинні відповідати наступним вимогам:

- діаметр отвору під болт не повинен перевищувати діаметру болта більш ніж на 1 мм;
- під головкою болта і гайкою повинні бути використані шайби з бічним

розміром або діаметром не менше $3d$ і товщиною не менше $3,5d$ (d – діаметр болта). Шайби повинні щільно прилягати до деревини.

Сполучення несучих дерев'яних конструкцій з фундаментом виконуються за допомогою фундаментних анкерних болтів.

З'єднання на шурупах повинні відповідати наступним вимогам:

- защемлення шурупа (тобто довжина його в елементі, що сприймає вістря) повинно бути як мінімум $4d$;
- шурупи загвинчуються в заздалегідь просвердлені отвори;
- довжина гладкої частини шурупа більше товщини елемента під його головкою;
- довжина гладкої частини шурупа в елементі, що сприймає вістря складає не менше $2d$.

З'єднання зі стяжними болтами служать для щільного поперечного з'єднання окремих елементів і у вузлах конструкцій. У них можуть виникати лише незначні зусилля, тому їхній розрахунок не потрібен. Перерізи стяжних болтів встановлюються конструктивно. Діаметр стяжних болтів встановлюються конструктивно і повинні бути не менший 12 мм або $1/20$ загальної товщини елементів, що з'єднуються. Шайби стяжних болтів допускаються не меншими $3,5$ їхнього діаметра і товщиною до $0,25$ діаметра. В початковий період експлуатації конструкцій у результаті висихання деревини їхній натяг нерідко слабшає і їх необхідно підтягувати.

З'єднання з розтягнутими болтами застосовуються при анкерному кріпленні дерев'яних конструкцій до опор, при підвищуванні до конструкцій перекриттів і устаткування, у вузлових з'єднаннях. Вони працюють і розраховуються на діючі в з'єднаннях розтягуючі сили від розрахункових навантажень по площі перерізу ослабленою нарізкою (рис. 3.3):

$$\sigma = N / (0,8A) \leq f \quad (3.1)$$

де f – розрахунковий опір сталі, $f = 235$ МПа; $0,8$ – коефіцієнт, що враховує концентрацію напруг у зоні нарізки.

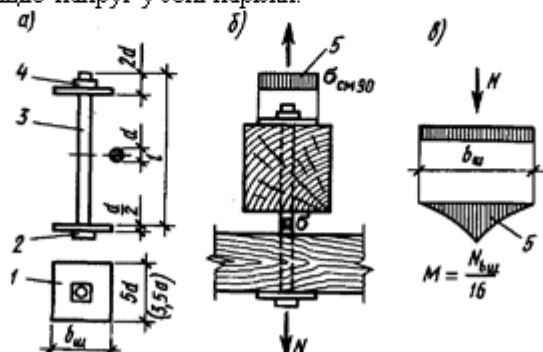


Рис. 3.3. З'єднання на розтягнутих болтах:

a – болт; *б* – слемароботи болта і деревини; *г* – слемароботи шайби; 1 – шайба; 2 – головка; 3 – стержень; 4 – гайка; 5 – отвори напруг

По цій же формулі, переписаної щодо необхідної площі перерізу болта, за допомогою табличних даних можна підібрати переріз болта.

Деревина під шайбами болта повинна бути перевірена на міцність при місцевому зминанні по формулі (2.7). По цій же формулі можна підібрати розміри сторін шайби:

$$A_n = N / (f_{c,90,d} \cdot 0,8).$$

Розрахунковий опір деревини місцевому зминанню під шайбами, з огляду на підтримуючу дію деревини, що оточує шайбу, приймається $f_{c,90,d} = 4$ МПа. Шайби розтягнутих болтів працюють і розраховуються на згин від реактивного тиску деревини, що зминається, як квадратні пластинки шириною b , оберті в центрі на гайки болтів. При цьому найбільший згинальний момент M в середньому перерізі шайби, ослабленому отвором діаметром d і необхідну товщину шайби δ_n можна приблизно визначити з виразу:

$$M = Nb/16; W_n = M/R;$$

$$\delta_n = \sqrt{6W / (b - d)}$$

Аналогічно розраховуються тяжі наскрізних конструкцій круглого перерізу із шайбами і гайками на кінцях, що працюють на розтяг. Їхня максимальна гнучкість не повинна перевищувати 400. Якщо в з'єднанні застосовано декілька тяжів, розрахунковий опір сталі знижується з урахуванням коефіцієнта 0,85. При цьому враховується можлива нерівномірність розподілу зусилля між ними.

З'єднання з болтами, що згинаються, відносяться до класу так званих **нагельних** (рис. 3.4), у яких зв'язки (у даному випадку болти) працюють, головним чином, на згин і в незначній мірі на зріз. Ці з'єднання широко застосовуються в стиках і вузлах дерев'яних конструкцій, перешкоджаючи взаємним зсувами елементів, що з'єднуються, причому зусилля в них можуть бути знакозмінні, які стискають і розтягують. Шайби цих болтів не сприймають розрахункових зусиль і можуть мати такі ж розміри, як і в стяжних болтів. Від дії поздовжніх сил у такому з'єднанні по площі контакту болта зі стінками отвору в деревині виникають нерівномірні по периметру і по довжині напруження зминання, а також розтягання поперек волокон між отворами. У результаті реактивного тиску деревини в болті виникають зусилля згину і зрізу.

Розміщення болтів у з'єднанні буває пряме, шахове і виконується за правилами, що виключає небезпеку передчасного руйнування деревини від сколювання і розтягання поперек волокон. Відстані між осями болтів вздовж волокон деревини і до торців елемента повинні бути не менше $7d$, а поперек волокон між осями — не більш $3,5d$ і до країв — $3d$.

Болтові з'єднання можуть бути симетричними, коли поздовжні сили діють вздовж осі симетрії з'єднання, і несиметричними, коли осі сил не збігаються з осями елементів. Елементи, що з'єднуються, можуть розташовуватися на одній осі вздовж волокон деревини чи під кутом один до одного. Швами, чи зрізами, у болтових з'єднаннях називаються площини зсуву між елементами, від числа яких прямо залежить несуча здатність з'єднання. Однак напрути зрізу в перерізах болтів незначні і не визначають їхньої несучої здатності. Найбільш розповсюджений болтовий стик розтягнутих елементів із двосторонніми дерев'яними накладками є симетричним двозрізним з'єднанням, а такий же стик

з однією накладкою — несиметричним однозрізним з'єднанням (див. рис. 3.4)

Розрахунок з'єднання на болтах, що згинаються, проводиться на дію поздовжніх сил N від розрахункових навантажень:

$$n_n = N / F_d n_s, \quad (3.2)$$

де n_n — необхідне число болтів на половині з'єднання;

n_s — число зрізів (швів);

F_d — найменша несуча здатність болта в одному шві, що визначається з урахуванням діаметра болта d (см), товщини середнього елемента c (см), товщини крайніх елементів a (см), симетричності і кута нахилу між елементами, коефіцієнтом K_α з наступних виразів за міцністю.

Розрахункову несучу здатність одного зрізу в однозрізних і симетричних двозрізних з'єднаннях варто приймати як найменше значення із знайдених за наведеними нижче формулами:

$$F_d = \min \begin{cases} f_{k,1,d} a d k_\alpha - \text{при згинанні крайнього елемента;} \\ f_{k,2,d} c d k_\alpha - \text{при згинанні середнього елемента;} \\ f_{n,d} d^2 (1 + \beta_n^2) \sqrt{k_\alpha} - \text{при згинанні нагеля.} \end{cases} \quad (3.3)$$

де, $f_{k,1,d}$ та $f_{k,2,d}$ - розрахункові опори змінання деревини для зовнішніх та середніх елементів в глухому нагельному гнізді в однозрізних і симетричних з'єднаннях;

$f_{k,1,d}$ - розрахункове значення опору змінання деревини для зовнішніх та однозрізних з'єднаннях, варто приймати за табл. 1 дод.3;

$f_{k,2,d}$ - розрахункове значення опору змінання деревини для середніх елементів симетричних з'єднань і більшості елементів однозрізних з'єднань слід приймати за табл. 2 дод.3.

$$\beta_n = k_n \frac{t_1}{d} < \beta_{n,max} \quad (3.4)$$

де, k_n - коефіцієнт, що залежить від типу нагеля (див. табл. 3, дод.3).

Коефіцієнт K_α враховує меншу несучу здатність болтового з'єднання на болтах, що згинаються, під кутом у результаті меншої міцності і більшої піддатливості деревини при згинанні під кутом до волокон. Він залежить від величини кута α , діаметра болта d і приймаються по нормах. Наприклад, при куті між елементами $\alpha = 90^\circ$ для болтів діаметрами $d = 12, 16$ і 20 мм відповідно $K_\alpha = 0,7, 0,6$ і $0,55$.

Болтові з'єднання зі металевими накладками застосовуються у вузлах конструкцій. Накладки робляться звичайно двосторонніми з листової чи кутової сталі. Відстань від осей болтів до країв накладок повинна бути не менше двох діаметрів болтів вздовж і півтора — поперек напрямку дії сил. При сталевих накладках болти працюють на згин краще через їхнє часткове заціплення в отворах накладок.

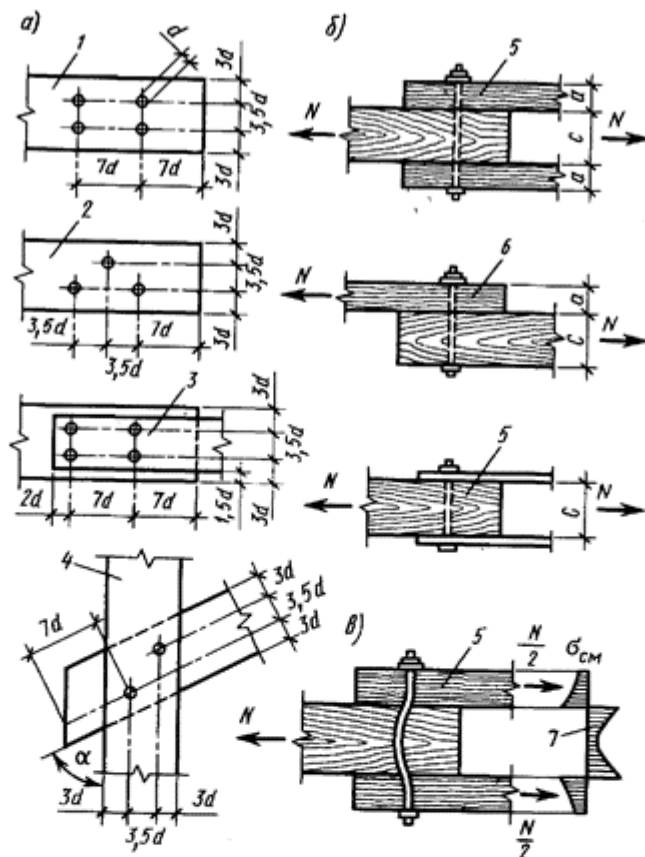


Рис. 3.4. З'єднання на болтах, що згинаються:

а — схеми розміщення; *б* — розрахункові схеми; *в* — схема роботи; 1 — пряме розміщення; 2 — шагове; 3 — при металевих накладках; 4 — в з'єднаннях під кутом; 5-симетричне; 6 — несиметричне; 7 — епора напруг змінання деревини

З'єднання цвяхами прості, але трудомісткі і застосовуються в основному при невеликому обсязі виготовлених конструкцій. Вістря цвяха має чотиригранну форму і довжину, рівну півтора діаметра. Головка має діаметр, рівний двом діаметрам цвяха. Найбільше застосування в дерев'яних конструкціях знаходять цвяхи діаметром 3, 4, 5 і 6 мм і довжиною відповідно 80, 100, 150 і 200 мм.

Правила розміщення цвяхів у з'єднаннях виключають небезпеку розколювання деревини елементів, що з'єднуються, і тому діаметр цвяхів повинний бути не більший чверті товщини елементів. Відстань між осями цвяхів діаметром d вздовж волокон деревини елементів, що з'єднуються, повинне бути не меншою: від торців $-15d$; між осями в елементах товщиною більшою $10d - 15d$; між осями в елементах товщиною $4d - 25d$; в елементах проміжної товщини ця відстань приймається по інтерполяції. Відстань між осями цвяхів поперек

волокон і до країв елементів повинна бути при прямому розміщенні не меншою $4d$, при шаховій і косому розміщенні не меншою $3d$ (рис. 3.5).

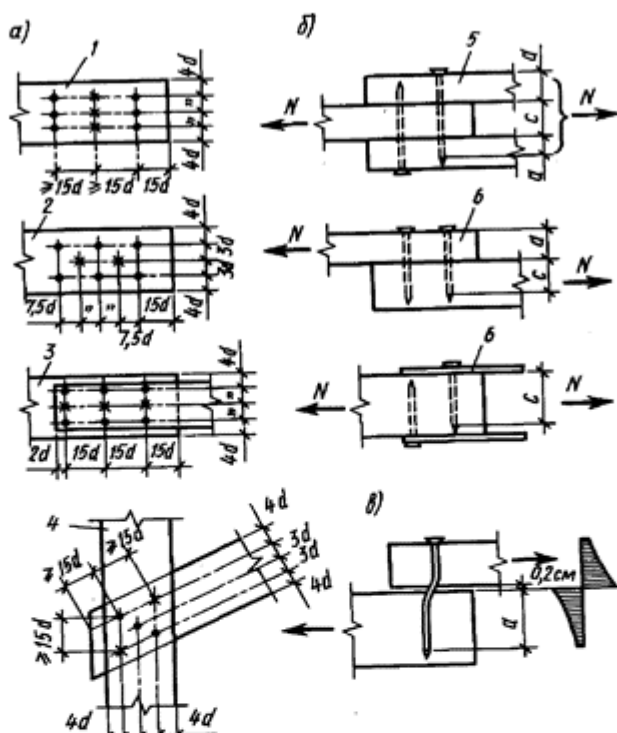


Рис. 3.5. З'єднання на цвяхах, що згинаються:

a — схеми розміщення; *б* — розрахункові схеми; *в* — схема роботи епюри напруг згинаючої деревини; 1, 2 — прямі шахове розміщення; 3 — в сталевих накладках; 4 — у з'єднаннях під кутом; 5 — симетричне двоозрізе; 6 — несиметричне одноозрізе

З'єднання з цвяхами, які працюють на висмикування, (рис. 3.6) відносять до класу з'єднань з розтягнутими зв'язками. Вони застосовуються для кріплення дощок підшивок стель, щитів перекриттів і опалубки залізобетону. Від дії навантажень у них виникають сили N , що висмикують цвяхи з деревини елемента, до якого прибиті дошки. Це зусилля сприймають сили тертя між поверхнею цвяхів і навколишньою деревиною.

Розрахунок цвяха на висмикування проводиться на дію сили, що розтягує, від розрахункових навантажень по формулі

$$F_d = f_{v1,d} \cdot \pi \cdot d \cdot l_1, \quad (3.5)$$

де F_d — несуча здатність цвяха при висмикуванні, МН;

$f_{v1,d} = 0,3$ МПа — розрахунковий опір сухої деревини висмикуванню з неї цвяха поперек волокон, $f_{v1,d} = 0,1$ МПа — при сирій деревині;

d — діаметр цвяха, м;

l_1 — розрахункова довжина цвяха, яка дорівнює його загальній довжині l з якої виключена товщина дощок, що прибиваються δ (м), довжина вістря $1,5d$ (м), і ширина можливої щілини $0,2$ см між елементами, що з'єднуються, (м).

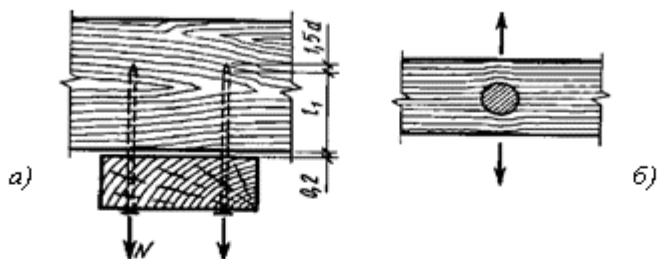


Рис. 3.6. З'єднання на цвяхах, що висмикуються:
а-схема роботи напруг тертя; б-деформація деревини

Необхідна кількість цвяхів, що висмикуються n_n необхідних для сприймання розтягуючої сили N (МН) від розрахункових навантажень, визначається з виразу:

$$n_n = N/F_d.$$

Розміри цвяхів, що висмикуються, підбираються з умов, щоб розрахункова довжина цвяха була не меншою $10d$ і не меншою подвійної товщини дощок, що прибиваються - 2δ .

З'єднання з цвяхами, що згинаються, через малий діаметр і щільне закріплення в деревині несуча здатність цвяха не залежить від кута дії зусиль відносно напрямку волокон деревини елементів, що з'єднуються. Якщо цвях пробиває всі елементи наскрізь, то розрахункова довжина його зменшується на $1,5d$ см, що враховує небезпеку відколювання крайніх волокон при виході вістря. Якщо цвях не пробиває з'єднання наскрізь, то враховується тільки глибина його закріплення l_1 в останньому елементі, знайдена так само, як і l_1 у цвяхів, що висмикуються, з умови, що вона не менша $4d$. Несуча здатність цвяха в одному зрізі по міцності при згині визначається з виразу (3.3) але не більшою $4d^2$. Несуча здатність одного зрізу цвяха по міцності деревини при зминанні середнього і a крайніх елементів визначається по тим же виразах, що і при розрахунку з'єднань на болтах, що згинаються. Несуча здатність цвяха в одному зрізі F_d є найменшою з обчислених.

З'єднання з цвяхами, що згинаються, і сталевими накладками застосовуються у вузлах деяких конструкцій. Цвяхи при цьому забиваються через отвори, просвердлені в сталевих накладках. Це з'єднання відносно роботи цвяхів є несиметричним і однозрізним. Несуча здатність цвяха в одному зрізі визначається з відповідного виразу для болтових з'єднань з урахуванням глибини його закріплення в деревині a , а по його витині — з урахуванням його часткового закріплення в отворі накладки з виразу $F_d = 4d^2$.

Гвинтові з'єднання (рис. 3.7, а). Гвинти - це стандартизовані сталеві вироби і складаються з головки, гладкої і нарізаної частин. Їхній діаметр d виміряється по гладкій частині. Гвинти діаметром менше 12 мм називаються

шурунами. Вони мають сферичні чи плоскі голівки з прорізами для закручування їх у деревину викрутками. Гвинти діаметром 12 мм і більш називаються *глухарями*. Вони мають квадратні чи шестигранні голівки і вкручуються в деревину ключами.

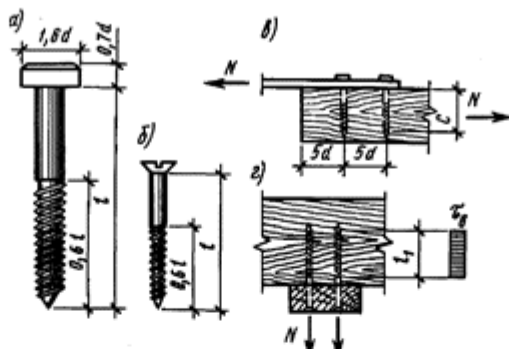


Рис. 3.7. З'єднання на гвинтах:

а—глухар; *б*—шуруп; *в*—схема роботи гвинтів на вигин; *г* — те ж, на висмикування.

Вздовж волокон відстані між осями гвинтів повинні бути не меншою десяти їхніх діаметрів — $10d$, поперек волокон — не меншою $5d$. Глибина зацімлення гладкої частини гвинта повинна бути не меншою $4d$.

Розрахунковий опір висмикуванню гвинтів вище, ніж цвяхів, і складає $f_{v1,d} = 1$ МПа. Несуча здатність гвинтів при висмикуванні визначається по формулі (3.5). При цьому l_1 — довжина нарізної частини гвинта.

З'єднання з гвинтами, що згинаються, відносяться до класу з'єднань зі зв'язками, що згинаються. Несуча здатність гвинта визначається, як і болта, що згинається, при сталевій накладці.

3.4. Клейові з'єднання

Це найбільш прогресивні види з'єднань при заводському виготовленні клеєних дерев'яних конструкцій. Їхньою основою є конструкційні синтетичні клеї. Ці з'єднання мають ряд важливих переваг. Склеювання дає можливість з дощок обмежених розмірами перерізів і довжин виготовляти дощатоклеєні елементи несучих конструкцій практично будь-яких розмірів і форм. Вони можуть бути прямими і вигнутими, постійного, перемінного і профільного перерізів, висотою, вимірюваної метрами, а довжиною — десятками метрів.

Клейові з'єднання є не менш міцними, чим реальна деревина, монолітними і мають настільки малу піддатливість, що її можна не враховувати при розрахунках і вважати дощатоклеєні елементи як суцільні. Клейові з'єднання є водостійкими. Вони не піддаються загніванню і стійки проти впливу ряду хімічно агресивних середовищ, що забезпечує довговічність клеєдерев'яних елементів. Ці з'єднання технологічні і їхнє виготовлення без особливих труднощів механізується й автоматизується, вимагаючи обмежених трудозатрат. При склеюванні можна використовувати деревину маломірну і зниженої якості шляхом видалення значних вад з наступним стикуванням. Клеєні з'єднання

безметалні, що важливо для конструкцій, експлуатованих у приміщеннях з хімічно агресивними середовищами.

Клейові з'єднання по їхньому розташуванню й особливостям роботи можуть бути поперечні, повздовжні і кутові (рис. 3.8). З'єднання дощок по шпастях - *поперечне* - застосовується для виготовлення клеєдерев'яних елементів необхідної висоти перерізу. З'єднання застосовується при виготовленні клеєдерев'яних елементів із шириною перерізів, більшою, ніж ширина окремих дощок.

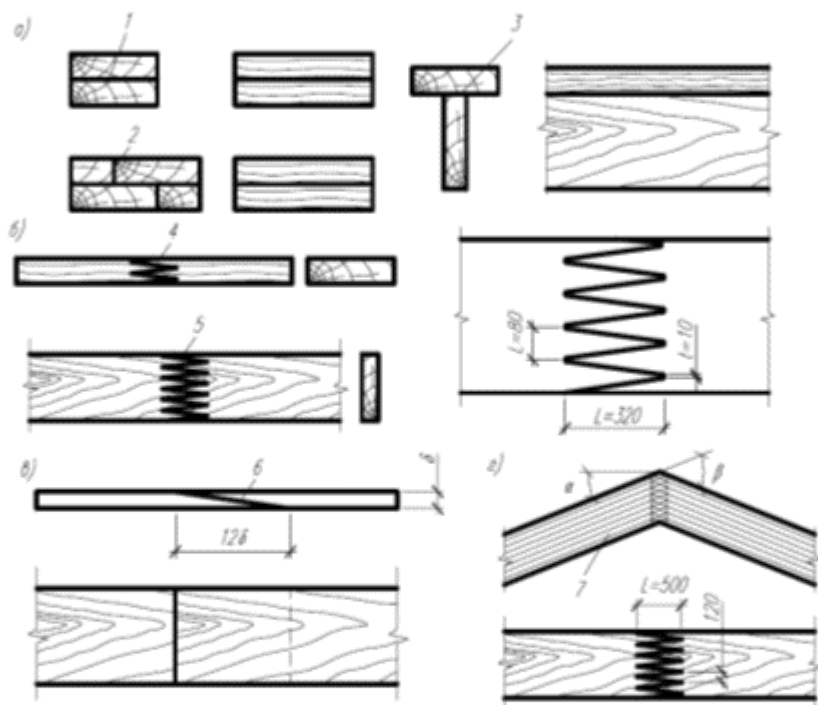


Рис. 3.8. Клейові з'єднання:

а — поперечні шпасті; *б* — повздовжні шпасті; *в* — кутовий шпаст; 1 — шпаст по площині; 2 — по краях; 3 — по площині і краю; 4 — зубчастий шпаст; 5 — вуштований шпаст фанери; 6 — кутовий зубчастий шпаст

Зубчастий шпаст - це клейове з'єднання кінців дощок по зубчастій поверхні у вигляді ряду гострих клинців, що виходять на шпасті або ребра дощок. Зубчастий шпаст характеризується трьома параметрами — довжиною зубів l , шириною їхньої основи і шириною вершини — затупленням b . Довжина зубів звичайно не перевищує товщини дощок, а інші параметри забезпечують необхідний ухил зубів відносно осі дощок не більш 1:8 і затуплення не більш 1 мм.

Кутовий зубчастий шпаст має ту ж форму, що і прямий, і застосовується, головним чином, при виготовленні ломаноклеєних напіврам. Елементи цих рам

розташовуються під кутом більшим 120° . Такий зубчатий шип працює на стиск із вигином як суцільний дерев'яний похилий переріз

Розрахунок клейових з'єднань, через те, що вони мають міцність вище міцності деревини 1-го сорту, не потрібен.

З'єднання на клеєних сталевих стержнях є клейові з'єднання клеєдерев'яних елементів за допомогою коротких стержнів з арматури періодичного профілю класів А400 і А500 діаметром 12...25 мм. Вони вклеюються в прямокутні пази з накладками чи в круглі отвори клеєм (наприклад, епоксидно-цементним), що забезпечує надійне з'єднання деревини зі сталлю (рис. 3.9).

Глибина вклеювання l повинна бути не менш 10 і не більш 30 діаметрів d стержня, ширина паза чи діаметр отвору виконується на 5 мм більше діаметра стержня. Відстань між осями стержнів приймається не менш $3d$, а до країв перерізу — не менш $2d$. Вклеєні стержні застосовуються для повздовжнього і кутового з'єднань клеєдерев'яних елементів, що працюють на повздовжні сили чи згинальні моменти. Вони сприймають повздовжні розтягуючі сили N (висмикування) чи стискаючі (вдавлення). Сховані в товщі деревини сталеві стержні захищені від хімічно агресивного середовища і швидкого нагрівання при пожежі, що підвищує стійкість з'єднання проти корозії і межу вогнестійкості.

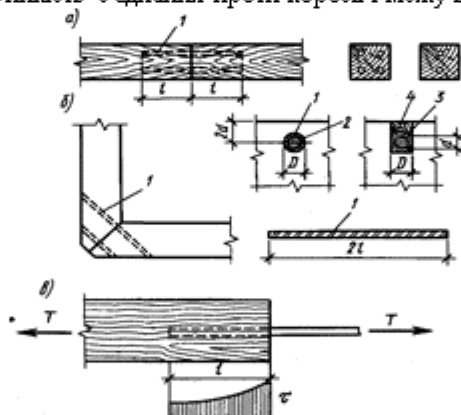


Рис. 3.9. З'єднання на клеєних стержнях:

а — повздовжньо вклеєні; *б* — похило вклеєні; *в* — схемаробота; 1 — арматурний стержень; 2 — отвір; 3 — паз; 4 — рейка

Розрахункова несуча здатність повздовжньо вклеєного стержня F_d при висмикуванні чи вдавленні визначається по формулі:

$$F_d = \pi l (d + 0,005) f_{sv,d} k_{n2} \quad (3.6)$$

де l — глибина вклеювання, м;

d — діаметр стержня, м;

$f_{sv,d} = 2,1$ МПа — розрахунковий максимальний опір деревини місцевому сколюванню вздовж волокон в з'єднаннях;

k_{n2} — коефіцієнт, що враховує нерівномірності розподілу напруг сколювання по довжині вклеювання;

$$k_{n3} = 1,2 - 0,02 \frac{l}{d}$$

Необхідне число поздовжньо вкесних стержнів у з'єднанні, на якому діють розтягуючі чи стискаючі сили N від розрахункових навантажень, визначаються по формулі

$$n_n = N/F_d. \quad (3.7)$$

Самі сталеві вкесні стержні працюють у цьому з'єднанні на розтяг звичайно з великими запасами міцності.

З'єднання на поперечно вкесних стержнях працюють аналогічно на зсув і зминання поперек волокон деревини біля поверхні отвору. Працюють вони спочатку пружно, потім пластично і руйнуються після великих деформацій, як при місцевому зминанні деревини. Несуча здатність такого з'єднання вище, ніж поздовжнього і коефіцієнт нерівномірності напрут теж вище. Розрахункова несуча здатність такого з'єднання може визначатися по формулі (3.4). Для визначення несучої здатності таких стержнів F_d можна рекомендувати більш точну емпіричну формулу

$$F_d = \pi l(d + 0,005) f_{sv,90,d} k_{n3} k_{n4} k_{n5} \quad (3.8)$$

де $f_{sv,90,d} = 3$ МПа — розрахунковий опір поперечному місцевому зминанню у вузлових з'єднаннях конструкцій;

k_{n3} — коефіцієнт, що враховує нерівномірність напрути зминання залежно від довжини частини стрижня, що закладається;

k_{n4} — коефіцієнт, що враховує зміну розрахункового опору деревини зрізу упоперек волокон залежно від діаметру стрижнів;

k_{n5} — коефіцієнт, що враховує нерівномірність вантаження стрижнів.

$$k_{n3} = 1 - 0,025 \frac{l}{d}$$

$$k_{n4} = 1,12 - 10 \cdot d$$

З'єднання на поперечно вкесних сталевих стержнях з великим ефектом застосовуються в опорних і проміжних вузлах конструкцій. При цьому виключається робота деревини елемента на зминання поперек волокон і розміри з'єднань істотно зменшуються.

3.5. З'єднання елементів пластмасових конструкцій

У конструкціях із пластмас використовують клейові, клеєметалічні, заклепчаті, гвинтові, зварні і шиті з'єднання.

Клейові з'єднання є найбільш ефективними, універсальними і розповсюдженими з'єднаннями пластмас. Вони дають можливість склеювати пластмаси і супутні конструкційні матеріали, міцність, деформативність і форма яких коливаються в широких межах. Наприклад, можна склеювати пінопласти з металами, міцність і деформативність яких відрізняються в тисячі разів. Можна склеювати листові матеріали і повітронепроникні тканини, товщина яких не перевищує 2 мм. При цьому виходять міцні, суцільні, повітронепроникні

з'єднання, тверді чи еластичні. Основними недоліками клейових з'єднань є мала міцність на поперечний розтяг — відрив й обмежена теплостійкість.

Для склеювання пластмасових конструкцій застосовуються епоксидні клеї на основі полімерних смол ЕД-5, резорцинові клеї (ФР-12), каучукові клеї, наприклад, марки 88Н.

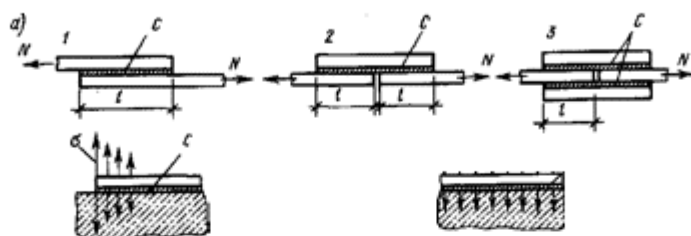


Рис. 3.10. Клейові з'єднання пластмас і супутніх матеріалів:

a — типи з'єднань; 1 — в напуск; 2 — з однією накладкою; 3 — двома накладками; *б* — робота з'єднань; 4 — на відрив; 5 — на нерівномірний відрив; *с* — клейові шви.

При виготовленні клейових з'єднань листових матеріалів, зокрема при стикуванні обшивок і ребер панелей, застосовують різні типи з'єднань у напуск (рис. 3.10), з одно- чи двосторонніми накладками. Довжина клейового шва з кожної сторони стику (довжина напуску l) визначається розрахунком його на зріз. Однак у будь-якому випадку довжина напуску повинна бути не менше 8 товщин листа для азбестоцементу, 50 товщин листа для металів і 20 товщин листа для склопластиків. Міцність клейових з'єднань і інші розрахункові характеристики залежать від марки клею чи виду напруженого стану (зсуву, розтягання), природи матеріалів, що з'єднуються. У багатьох випадках міцність клейового прошарку я вища, ніж міцність одного (чи обох) матеріалу, що з'єднується. У таких випадках розрахунковий опір з'єднання визначають не по клейовому з'єднанню, а по одному з матеріалів, що з'єднуються. Наприклад для пінопласту ПС4 при склеюванні його з металом чи з азбестоцементом розрахункові опори зрізу рівні $f_p = 0,04$ МПа і $f_p = 0,075$ МПа.

Клеєметалічні з'єднання є комбінованими, що складаються з точкових металевих з'єднань і клейового прошарку, що розташовується вздовж усього шва. У залежності від виду металевого зв'язку розрізняють з'єднання: клеєзварні (точкове зварювання однорідних металів + клейовий прошарок); клеєгвинтові (металеві гвинти + клейовий прошарок); клеєзаклепочні (металеві заклепки + клейовий прошарок). Клеєметалічні з'єднання застосовуються для з'єднання елементів з однорідних і різнорідних високоміцних матеріалів (метали, склопластики, деревні матеріали) у тришарових панелях і інших подібних конструкціях.

Зварні з'єднання пластмас використовуються для з'єднання елементів з того самого термопластичного матеріалу. При зварюванні з'єднання елементів здійснюється за рахунок одночасної дії високої температури і тиску. До переваг зварних з'єднань відносяться висока щільність шва, швидкість його здійснення, простота технологічних операцій. Разом з тим у зварних з'єднань

більш низька міцність і погіршуються деякі інші властивості матеріалу шва в порівнянні з основним матеріалом; обмежена область застосування (тільки для термопластів); температура нагрівання при зварюванні лежить між температурами текучості і його руйнування. Розрізняють два способи одержання зварених з'єднань термопластів: зварювання в струмені гарячого повітря і контактний спосіб (рис. 3.12).

Клеезварні з'єднання складаються зі зварних точок, отриманих контактним точковим зварюванням і суцільним клейовим швом між точками. Застосовуються вони тільки для з'єднання двох елементів з одного металу.

Клеезаклеючі з'єднання зі звичайними заклепками застосовують для з'єднання металевих (алюмінієвих, сталевих) обшивок з металевим обрамленням і для стикування металевих обшивок у тришарових панелях.

Клеєгвинтові з'єднання застосовуються в тришарових панелях для стикування обшивок з металів, азбестоцементу, дерев'яних листових матеріалів. Для клеєгвинтових з'єднань металевих елементів застосовують самонарізаючі гвинти. При товщині елементів, що з'єднуються, 0,5-1,0 мм діаметр гвинтів повинен бути 3...3,5 мм, при товщині 1...3 мм — 4...5 мм. Для з'єднання азбестоцементних листів діаметр гвинтів приймають 5...6 мм, а максимальний крок гвинтів 250 мм.

Шиті і клеєшиті з'єднання — це з'єднані між собою полотна повітронепроникних тканин із прикріпленими до них різними деталями. Для зшивання застосовують високоміцні капронові нитки і каучукові клеї. Шиті з'єднання виконують на промислових швейних машинах. Ці з'єднання не цілком герметичні, але досить міцні і менш трудомісткі у виготовленні. Клеєшиті з'єднання мають у своїй конструкції крім ниток ще клейові шви. Вони більш герметичні, але і більш трудомісткі у виготовленні. У шитих з'єднаннях нитки працюють на розтягання, а клейові шви — на зріз.

З'єднання металевих елементів профільних перерізів виконуються також за допомогою болтів, гвинтів, заклепок і зварювання.

ЗАХИСНІ КОНСТРУКЦІЇ

4.1. Загальні відомості

Залежно від призначення будівлі захисні конструкції роблять неутепленими або утепленими. Перші призначені для захисту будівель від атмосферних опадів, опадів та сонячних променів; другі мають забезпечити належну термоізоляцію приміщень. Теплопровідність і теплостійкість захисних конструкцій визначають їхнім теплотехнічним розрахунком.

Дерев'яні настипи є несучими елементами дерев'яних покриттів. На їхнє виготовлення витрачається більша частина деревини, використовуваної при спорудженні дерев'яних покриттів. Ощадливе проектування дерев'яних настипів багато в чому визначає економічну ефективність покриття в цілому. Настипи служать основою водо- і теплоізоляційних шарів покриття.

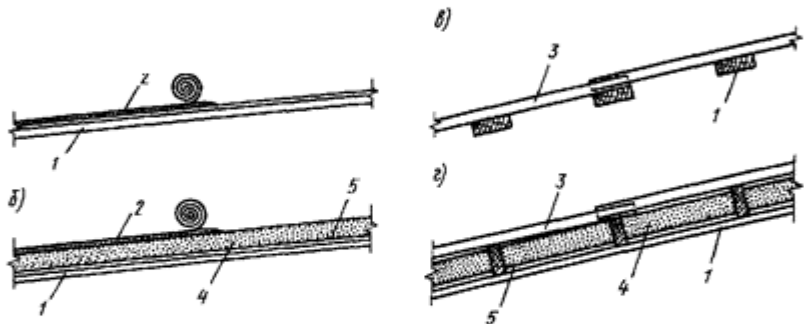


Рис. 4.1. Дощаті покриття:

а — неутеплене підрулонну покрівлю; *б* — те ж, утеплене; *в* — неутеплене риштування під азбестоцементну покрівлю; *г* — те ж, утеплене; 1 — настип; 2 — рулонна покрівля; 3 — азбестоцементна покрівля; 4 — утеплювач; 5 — пароізоляція.

Конструкція настипу залежить від типу покрівлі і теплоізоляційних властивостей покриття (рис. 4.1). При рулонній покрівлі настип повинен мати суцільну рівну дощату чи фанерну поверхню, на яку безпосередньо можна наклеювати рулонний килим. Утеплювач при цьому може бути твердим і розташовуватися поверх настипу під покрівлю чи бути м'яким і розташовуватися в порожнинах, як у клефанерних плитах.

При поштучних покрівельних матеріалах у виді хвилястих листів азбестоцементу, металопрофілю чи черепичних плиток настип повинен мати для них окремі опори у виді дощок чи брусів риштування відкритих ребер клефанерних плит. Утеплювач при цьому може бути м'яким і розташовуватися між брусками риштування чи між ребрами клефанерних плит. З такою покрівлю особливо ефективно застосування дерев'яних покриттів, тому що вона паропроникна, сприяє висиханню деревини і перешкоджає її загніванню.

Дерев'яні настипи поділяються на наступні основні види — дощаті, клефанерні і пластмасові.

4.2. Доцяті настили

Доцяті настили можуть виготовлятися як у цехах деревообробних підприємств, так і в невеликих майстерних будівельних майданчиків. Для їхнього виготовлення може застосовуватися деревина 2-го і 3-го сортів, оскільки місцеві дефекти настилів не знижують міцності покриття в цілому.

Розріджений настил, або лати — це несучий ряд дощок, покладених із кроком, обумовленим типом покривлі і розрахунком. Зазори між краями дощок для їхнього кращого провітрювання повинні бути не менш 2 см. Для прискорення монтажу цей настил доцільно збирати з задалегідь виготовлених плит, щитів, з'єднаних знизу поперечками і розкосами, з габаритними розмірами, ув'язаними з розміщенням опорних конструкцій з урахуванням умов транспортування.

Подвійний перехресний настил (рис. 4.2, а) складається з двох шарів: нижнього — робочого і верхнього — захисного. Робочий настил являє собою розріджений або суцільний ряд більш товстих дощок і несе на собі всі навантаження, що діють на покриття. Захисний настил являє собою суцільний ряд дощок мінімальною товщиною 16 мм і шириною 100 мм. Вони вкладаються на робочий настил під кутом 45...60° і кріпляться до нього цвяхами. Застосовуються також настили із суцільних одношарових щитів, з'єднаних знизу розкосами і поперечками, що мають меншу жорсткість, чим подвійні (рис. 4.2, б).

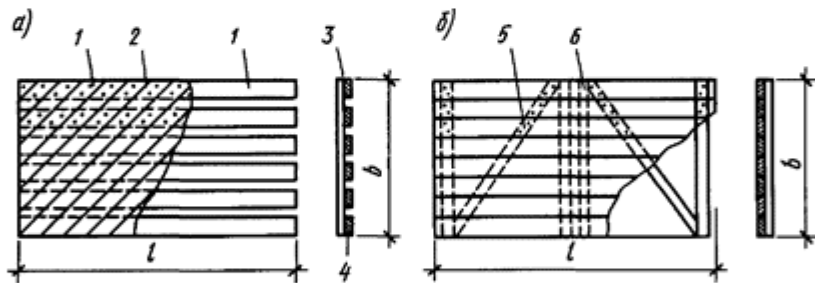


Рис. 4.2. Дощато-цвяхові щити настилів покриттів:

а — щит подвійного перехресного настилу; б — щит одношарового разнісного настилу; 1 — дошки; 2 — цвяхи; 3 — косий захисний настил; 4 — розріджений робочий настил; 5 — розкоси; 6 — поперечки

Розрахунок дощатих настилів здійснюють на міцність і прогини при згині при дії нормативних і розрахункових значень лінійних розподілених і зосереджених навантажень. Постійне навантаження від власної ваги настилу, утеплювача і покривлі визначається з урахуванням товщини і густини всіх елементів покриття і є рівномірно розподіленою по площі поверхні настилу.

Дощатий настил покриття розраховується на два поєднання навантажень.

Перше поєднання — це загальне навантаження від власної ваги g і ваги снігу s , розташованого на всій довжині плити настилу $q = g + s$. На розрахункове значення цього навантаження настил перевіряється по несучій здатності при

згині. При цьому максимальний згинальний момент, що виникає в перерізі над середньою опорою,

$$M = ql^2/8.$$

Момент опору перерізів усіх дощок настипу на розрахунковій ширині $W=Bh^2/6$. Діючі в них напрути

$$\sigma = M/W \leq f_{m,0,d}$$

де розрахунковий опір згину деревини 3-го і 2-го сортів $f_{m,0,d} = 13$ МПа.

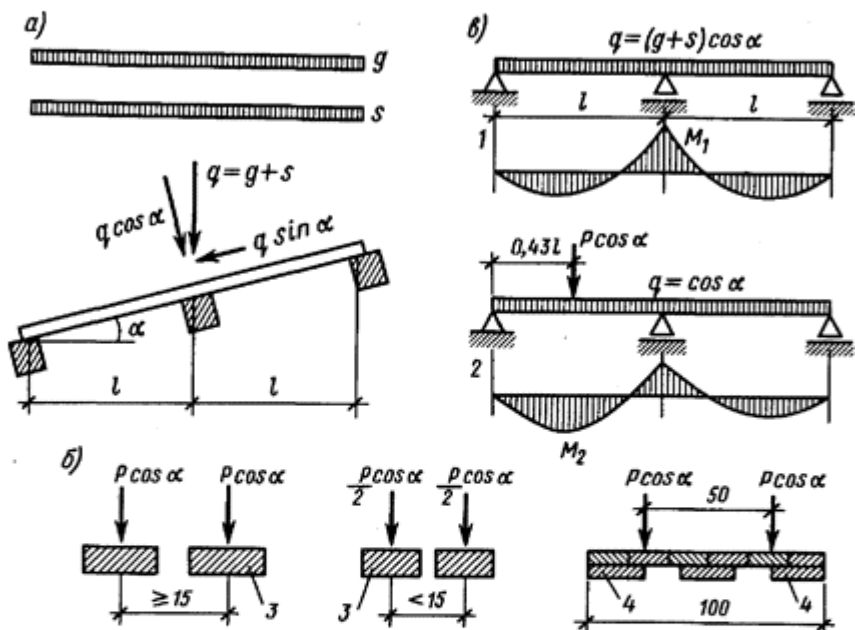


Рис. 4.3. Розрахункові схеми настипів;

a — схеми навантажень рівномірних; *б* — те ж, зосереджених; *в* — схеми зусиль; 1 — перше поєднання навантажень; 2 — друге поєднання навантажень; 3 — дошки розрідженого настипу; 4 — дошки робочого настипу

На нормативні значення навантажень перевіряється максимальний відносний прогин настипу:

$$w/l = (2,13/384) [q_d^3/(ED)] \leq [w/l] = 1/150. \quad (4.1)$$

Друге поєднання — це загальна дія рівномірного навантаження від власної ваги $q = g$ і зосередженої сили P , прикладеної на відстані $0,43 l$. У цьому перерізі виникає максимальний згинальний момент

$$M = 0,07ql^2 + 0,21Pl.$$

На цей згинальний момент переріз настипу перевіряється тільки по несучій здатності при згині по формулі

$$\sigma = M/W \leq f_{m,0,d}$$

де $f_{m,0,d}$ — розрахунковий опір деревини згину, з урахуванням коефіцієнта умови роботи при тимчасовій силі $m_n = 1,2$ $f_{m,0,d} = 13/1,2 = 10,8$ МПа.

Розрахунок *розрідженого настилу*, розташованого поперек схилу скатної покрівлі, проводиться на косий згин по формулах (2.9) і (2.10). Розрахункова ширина настилу приймається рівна кроку розміщення дощок з урахуванням перерізу тільки однієї дошки чи приймається рівною 1 м, але при цьому враховуються переріз всіх дощок, розташованих на цій ширині. Зосереджений вантаж $P = 1,2$ кН вважається прикладеним до кожної дошки цілком при кроці дощок більше 15 см, а при кроці менше 15 см до кожної дошки прикладається $P \cos \alpha / 2$.

Подвійний перехресний настил розраховується на згин тільки робочого настилу і тільки від нормальних складових навантажень, оскільки скатні складові сприймаються за допомогою захисного настилу. Розрахункова ширина настилу приймається $B = 1$ м з урахуванням усіх дощок, кількість яких при кроці a $n = 1/a$. Зосереджені вантажі розподіляються тут на ширину 0,5 м і тому в розрахункову ширину входять подвійні величини $P = 2,4$ кН. При підборі перерізу настилу зручно задаватися перетином дощок $b \times h$ (см), потім визначати необхідний момент опору $W_n = M / f_{m,0,d}$, необхідну загальну ширину дощок $B_n = W_n / n^2$, потім крок їх розміщення $a = 100b / B_n$ (см).

Сполучні цвяхи шарів чи настилу з розкосами часто працюють зі значними запасами міцності. При великих ухилах і навантаженнях їх розраховують на скатні складові навантажень за умовною схемою балки, утвореної двома сусідніми прогонами і настипом.

4.3. Клефанерні настили

Клефанерні плити заводського виготовлення відповідають умовам збірного будівництва. Вони мають довжину $l = 3..6$ м, ширину $B = 1..1,5$ м, що відповідає розмірам фанерних листів, і укладаються безпосередньо на основні несучі конструкції покриттів. Плити складаються з дощатого каркаса і фанерних обшивок, з'єднаних клеєм (рис. 4.4).

Клефанерні плити виконують функції настилу і прогонів. Вони характеризуються малою вагою при значній несучій здатності завдяки розташуванню несучих елементів (обшивок) у зонах дії максимальних нормальних напружень при згині. У своїй площині вони мають велику жорсткість. Поверхні плит, повернуті в середину приміщення, варто покривати вогнезахисним розчином для підвищення межі їхньої вогнестійкості. Каркас плит складається з поздовжніх і поперечних дощок — ребер, товщиною не менш 2,5 см. Поздовжні — робочі суцільні по довжині ребра ставляться на відстані не більш 50 см один від одного з умов роботи обшивок на згин від зосереджених вантажів. Поперечні ребра жорсткості ставляться на відстані не більш 1,5 м, як правило, у місцях розташування стиків фанери і перериваються в місцях перетинань з поздовжніми ребрами.

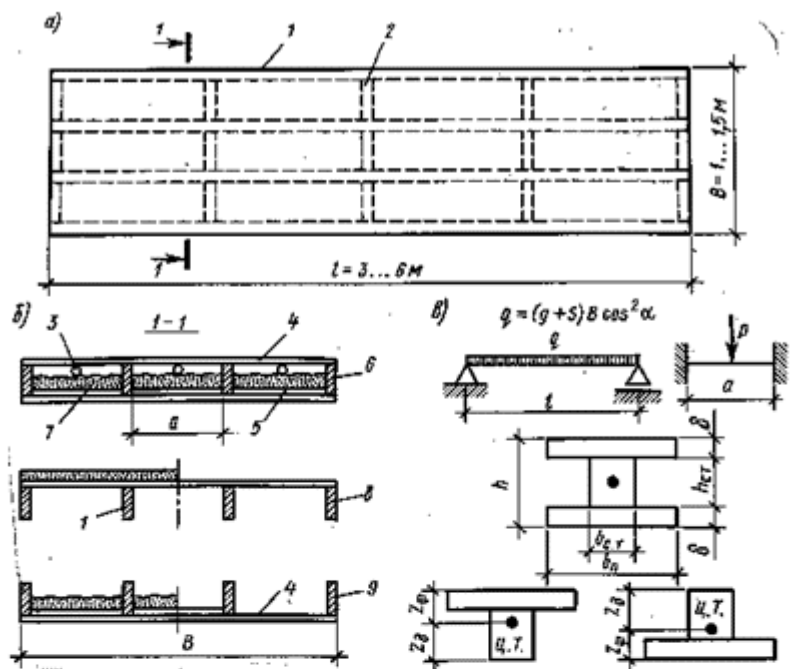


Рис. 4.4. Клефанерні ребристі плити настипів:

a — план плит; *б* — перетин плит; *в* — розрахункові схеми і перерізи; 1, 2 — поздовжні поперечні доцяті ребра; 3 — вентиляційні отвори; 4 — будівельна фанера; 5 — пароізоляція; 6 — коробчаста плита з двома обшивками; 7 — утеплювач; 8 — ребриста плита з верхнім обшивком; 9 — те ж. - з нижнім обшивком

Обшивка складається з листів фанери підвищеної водостійкості марки ФСФ товщиною не менш 8 мм, з'єднаних по довжині з'єднаннями на вус. Обшивки склеюються з каркасом у такому ж положенні, при якому напрямки зовнішніх волокон фанери і деревини поздовжніх ребер збігаються для того, щоб фанера працювала в напрямку своєї більшої міцності і жорсткості.

Клефанерні плити спираються на основні несучі конструкції при ширині опорних площадок не менше 5,5 см. Вони прикріплюються до опор і з'єднуються кромками між собою шурупами чи цвяхами для забезпечення їхніх спільних прогинів при навантаженні. Плити розділяються на коробчасті, ребристі обшивками нагору і ребристі обшивками вниз.

Коробчасті клефанерні плити застосовують в утеплених покриттях з рулонною покрівлею і гладкою степою. Вони мають двосторонні обшивки, що утворюють разом з ребрами ряд порожнин, у які по шарові пароізоляції вкладається утеплювач. Порожнини всіх плит настипу з'єднуються отворами в єдиний вентиляований прошарок, що забезпечує режим роботи, який осушує настип. Перший нижній шар рулонного кивима наклеюється на верхню обшивку при виготовленні для захисту плит від зволоження при транспортуванні і монтажі, а верхні шари — після зборки покриття.

Ребристі клеєфанерні плити з однією верхньою обшивкою застосовують у холодних і утеплених покриттях з рулонною покрівлею без гладкої стелі. Твердий утеплювач і рулонний килим укладають поверх обшивки чи будь-який утеплювач прикріплюють знизу.

Ребристі клеєфанерні плити з однією нижньою обшивкою застосовують в утеплених і холодних покриттях з поштучною покрівлею, наприклад із хвилястих азбестоцементних листів. Листи покрівлі укладають по поздовжніх ребрах, а утеплювач розміщають по обшивці між ребрами.

Розрахунок клеєфанерних плит роблять на міцність і прогини при згині за схемою однопропітної шарнірно обертої балки на нормальні складові навантажень від власної ваги g і снігу s , віднесених до їх повної ширини: $q = g + s$. Від суми цих двох навантажень визначають згинальні моменти, поперечні сили і максимальні прогини. На місцевий згин між поздовжніми ребрами обшивка розраховується на нормальну складову зосередженого вантажу від ваги людини P , умовно розподілену на ширині l м за схемою балки прольотом l_1 , жорстко зацімленої на опорах, де фанера приклеєна до ребер. Максимальний згинальний момент при цьому $M_1 = Pl_1/8$.

Фанерні обшивки і поздовжні ребра каркаса працюють на згин спільно завдяки жорсткості клейових з'єднань. Розрахунковий поперечний переріз коробчатої плити вважається умовно двотавровим, а ребристих — тавровим, полицею нагору чи вниз. При цьому ширина стінки дорівнює сумі ширин ребер, а розрахункова ширина обшивок b приймається рівної 0,9 ширини панелі із-за концентрації напружень в них у зоні з'єднань з ребрами.

Геометричні характеристики розрахункових перерізів клеєфанерних плит визначаються з врахуванням того, що вони мають симетричну двотаврову чи несиметричну таврову форму. При цьому необхідно спочатку визначити відстань нейтральної осі z від кромки перерізу. При двотавровому перерізі висотою h $z = h/2$, при тавровому перерізі відстань від кромки перерізу $z = S/A$, де S — статичний момент стінки і полки перерізу щодо його кромки, A — площа перерізу.

Момент інерції перерізу дорівнює сумі моментів інерції його частин, кожний з яких $I_i = I_0 + Aa^2$, де $I_0 = bh^3/12$ власний момент інерції, a — відстань від його осі до нейтральної осі. При цьому власним моментом інерції фанерних обшивок через його малу величину можна знехтувати.

Для двотаврового перерізу коробчатих плит момент інерції (див. рис. 4.4, в) $I = b_{cm} h_{cm}^3 / 12 + 2b \delta (h - \delta/2)^2$.

Момент опору перерізу дорівнює: для двотаврового перерізу $W = 2I/h$, а для таврових $W_\phi = I/z_\phi$ і $W_\delta = I/(h - z_\phi)$.

Статичний момент обшивки щодо нейтральної осі $S = b\delta(h - \delta/2)$ або $S = b\delta(z - \delta/2)$.

При більш точному розрахунку потрібно врахувати, що модулі пружності деревини $E_\delta = 10000$ МПа і фанери $E_\phi = 9000$ МПа різні. При цьому момент інерції приведений до фанери $I_{np,\phi} = I_\phi + I_\delta E_\delta / E_\phi$, а приведений до деревини $I_{np,\delta} = I_\delta + I_\phi E_\phi / E_\delta$.

Переріз клеєфанерних плит можна підбирати методом спроб, причому

попередньо задаватися перерізами, а потім робити необхідні перевірки на міцність, прогин і визначати несучу здатність плит. Висоту перерізу h варто приймати приблизно $1/300$ прольоту. Необхідну товщину фанерних обшивок δ_n коробчатої плити можна приблизно визначити з виразу, виведеного з умови несучої здатності стиснутого обшивки з урахуванням стійкості

$$\delta_n = M / (0,6bh f_{c,w,d}^2),$$

де M — згинальний момент; b — розрахункова ширина обшивки; h — висота перерізу; $f_{c,w,d}$ — розрахунковий опір фанери стиску.

Перевірка верхнього обшивки на стиск і стійкість при згині проводиться по формулі

$$\sigma = M / (W \varphi_{yl}) \leq f_{c,w,d} \quad (4.2)$$

де $f_{c,w,d}$ — розрахунковий опір фанери стиску уздовж зовнішніх волокон, $f_{c,w,d} = 12$ МПа;

φ_{yl} — коефіцієнт стійкості фанери, визначається в залежності від її товщини δ і відстані між поздовжніми ребрами a з виразів $\varphi_{yl} = 1250 / (a/\delta)^2$ при $a/\delta \geq 50$ і $\varphi_{yl} = 1 - (a/\delta)^2 / 5000$ при $a/\delta < 50$.

Перевірка нижнього обшивки на розтягання при згині проводиться по формулі

$$\sigma = M / (W m_{pl}) \leq f_{t,w,d} \quad (4.3)$$

де $f_{t,w,d}$ — розрахунковий опір фанери розтягання уздовж зовнішніх волокон, $f_{t,w,d} = 13$ МПа;

$m_{pl} = 0,6$ — коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу обшивки з'єднаннями листів фанери на вус.

Обшивка перевіряється на місцевий згин між поздовжніми ребрами від зосередженого вантажу. При цьому згинальний момент $M = Pl_1/8$, де $P = 1,2$ кНм, а l_1 рівне відстані між кромками поздовжніх ребер. Розрахунковий опір фанери поперек зовнішніх волокон приймається з урахуванням коефіцієнтів, що вводяться при розрахунку настипів, $P_{\phi,n} = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8$ МПа, а момент опору $W = b\delta^2/6$, m^3 .

Перевірка ребер на згин здійснюється тільки при розрахунку ребристих плит, тому що в коробчатих плитах напружень в ребрах менш небезпечні, чим в обшивках. Розрахунок проводиться по загальній формулі згину, у якій приймається момент опору перерізу тільки щодо відкритих кромки ребер.

Клейові шви перевіряють тільки між шарами фанери, найближчими до ребер, по загальній формулі сколювання при згині:

$$\tau = QS_{\phi} / (Ib) \leq f_{v,w,d}$$

у якій приймається розрахунковий опір сколюванню $f_{v,w,d} = 0,8$ Мпа, ширина дорівнює загальній ширині ребер, враховується момент інерції перерізу I і статичний момент обшивки S_{yl} .

Перевірка плит по прогинах проводиться по загальній формулі прогину вільно опертих балок (2.8) з урахуванням модуля пружності фанери. Знижена жорсткість перерізу плит враховується коефіцієнтом 0,7. Відносний прогин від нормативних навантажень не повинний перевищувати $1/250$ прольоту.

Плити з каркасом і плоскими азбестоцементними обшивками мають такі ж розміри, як і клефанерні плити. Вони застосовуються в холодних і утеплених покриттях приміщень з азбестоцементною і рулонною покрівлею, стеля яких повинна бути неспалима. Обшивки з'єднуються в цих панелях з каркасом шурупами, що мають піддатливість, необхідної при з'єднанні різнорідних матеріалів. Ці плити працюють і розраховуються по міцності азбестоцементної обшивки на розтягання при згині, по міцності з'єднань і по прогинах, як балки складеного перерізу на податливих зв'язках (див. нижче у розділі 5).

Коефіцієнти піддатливості з'єднань на шурупах приймаються: при перевірці міцності $K_{\sigma}=0,4$; при перевірці прогину $K_{\omega}=0,35$; розрахунковий опір азбестоцементних листів розтягання $f_{t,мд} = 4$ МПа, а граничний відносний прогин дорівнює $1/300$ прольоту.

З'єднувальні шурупи розраховують по несучій здатності при згині і по змінанню деревини, як в однозрізних несиметричних з'єднаннях на гвинтах, що згинаються, на поперечні сили при згині на половині довжини прольоту.

Розрахунок азбестоцементних обшивок по міцності при згині на зосереджений вантаж не потрібно, оскільки при відстанях, що рекомендуються, між поздовжніми ребрами не більш 50 см вони працюють з достатніми запасами міцності.

Настили перекриттів - це суцільні ряди дощок, які є основою чистої підлоги чи самою чистою підлогою. Їх вкладають по проміжних брусках — лагам — або прямо по балках і прибивають цвяками. Дощки настилу чистої підлоги з'єднують кромками в шпунт для забезпечення їх спільної роботи на згин від зосереджених вантажів і виключення наскрізних щілин між ними. Настили перекриттів працюють і розраховуються на згин від дії навантажень від власної ваги корисних навантажень, рівних $1,5 \text{ кН/м}^2$ у житлових і не менш 2 кН/м^2 у виробничих будинках, і зосереджених вантажів, рівних $1,5 \text{ кН}$. Максимальний відносний прогин настилу не повинний перевищувати $1/250$ прольоту. Додаткова перевірка жорсткості настилу полягає в тому, що прогин від зосередженого вантажу $0,6 \text{ кН}$ не повинний перевищувати 1 мм .

Підшивки стель - це суцільні ряди тонких дощок, прибитих до балок знизу цвяками. При відсутності шпукатурки дошки з'єднуються кромками в шпунт для виключення наскрізних щілин. Підшивки працюють на згин, а цвяки — на висмикування, як правило, з надлишковими запасами міцності при навантаженні від власної ваги.

Обшивка стін - це суцільні вертикальні ряди тонких дощок, розташованих горизонтально і з'єднаних кромками в чверть чи у шпунт або листів фанери, прибитих до каркаса цвяками. Збірні обшивки складаються з великих клефанерних панелей, описаних вище. Обшивки стін працюють на згин від тиску й відсоса вітру, як правило, з надлишковими запасами міцності. Клефанерні плити стін розраховують на згин на навантаження від вітру і власної ваги. Граничний відносний прогин їх не повинний перевищувати $1/250$ прольоту.

4.4. Пластмасові настили

Пластмасові настили складаються з великих збірних плит заводського виготовлення. Вони вкладаються на прогони чи на основні несучі конструкції, створюючи утеплене покриття. Вони використовуються також як утеплені панелі стін збірних будинків.

Пластмасові плити бувають трьохшаровими суцільними і ребристими, двошаровими і світлопрозорими. Основним типом утеплених настилів є тришарові суцільні і ребристі.

Суцільні тришарові плити (рис. 4.5) — це плити із суцільним безреберним середнім шаром. У закордонному будівництві вони називаються «сандвічі». Плити мають товщину 10...20 см, ширину до 1,5 м, довжину, що відповідає кроку підтримуючих конструкцій. Призначені для перекриття одного чи двох прольотів довжиною до 3 м. Плита складається з тонких зовнішніх шарів — обшивок з міцних листових конструкційних матеріалів, розташованих у зонах максимальних

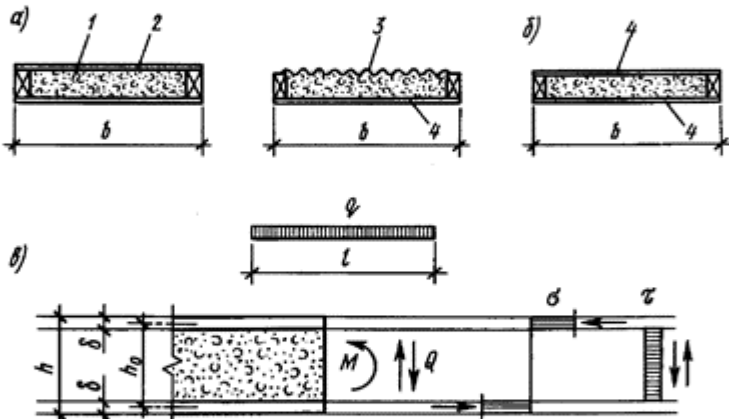


Рис. 4.5. Суцільні тришарові пластмасові плити перерізу:

а — з азбестоцементними обшивками; *б* — те ж, з алюмінієвими; *в* — сліди роботи; 1 — ніопласт; 2 — азбестоцемент; 3 — гофрований алюміній; 4 — плоский алюміній

нормальних напружень і товстого середнього шару з маломіцного і дуже легкого пластмасового матеріалу, що володіє високими теплоізоляційними властивостями. Ці три шари з'єднуються між собою клеєм, що забезпечує спільну роботу на згин.

Таке раціональне розміщення і використання міцносних і ізоляційних властивостей дуже різних конструкційних матеріалів дозволило одержати поєднання несучих і захисних конструкцій, які мають найменшу із усіх відомих жорстких конструкцій власну вагу, вимірювану десятками кг/м^2 . Ці плити відносно нескладні у виготовленні, однак мала жорсткість середнього шару приводить до додаткових прогинів, що обмежує довжини прольотів, не дозволяючи їх укладати безпосередньо на основні несучі конструкції, розташовані з кроком більшим 3 м.

Обшивки суцільних тришарових плит можуть виготовлятися з металевих чи неметалевих листових матеріалів. Металеві обшивки виконують, як правило, з алюмінієвих листів плоских, крупно- чи дрібногфрованих товщиною близько 1 мм. Гофри можуть розташовуватися уздовж чи поперек плити. Застосовують також плоскі сталеві листи, покриті антикорозійною плівкою. З неметалічних обшивок застосовуються плоскі азбестоцементні листи товщиною до 10 мм і листи водостійкої будівельної фанери.

Обшивки захищають середній нежорсткий шар від механічних пошкоджень і кліматичних впливів та сприймають стискаючі і розтягуючі напруження, що виникають при згині плити. Металеві обшивки є також гідро- і пароізоляційними шарами. Азбестоцементні обшивки при малих ухилах покрівлі не забезпечують надійну гідроізоляцію покриття.

Середній шар суцільних тришарових плит виготовляється, головним чином, з пінопластів. Найбільш ефективно застосування пінополіуретану чи пінополістирола, що спінюється з гранул безпосередньо в процесі їх виготовлення. Можна також виготовляти середній шар із заздалегідь виготовлених пінопластових плит, але цей процес більш трудомісткий.

Розрахунковою схемою тришарової суцільної плити є шарнірно оберта балка. Вона може бути одно-, двух- і трьохпролітною нерозрізною, навантажена рівномірним навантаженням від власної ваги і ваги снігу. Враховується також тимчасове зосереджене навантаження від ваги людини з вантажем, розрахункова величина якої $P=1,2$ кН. Від рівномірного навантаження в перерізах плити виникають згинальні моменти, максимальне значення яких при одно- і двохпролітній схемі обчислюється по формулі $M = ql^2/8$. Максимальні поперечні сили, що виникають в однопрольотній плиті - $Q = ql/2$, у двохпрольотній — $Q = ql/8$.

Міцність і жорсткість обшивок тришарових плит значно вища, ніж міцність і жорсткість середнього пінопластового шару. Тому основна частина нормальних напружень розтягання і стиску виникає в обшивках. Напруження, що сколюють, у плитах, як правило, відносно малі і їх може сприймати середній шар, міцність якого при сколюванні достатня. Міцність клейових з'єднань, що працюють на сколювання і забезпечення стійкості обшивок, теж достатня.

Руйнування плит з тонкими плоскими і міцними алюмінієвими обшивками відбувається, як правило, від місцевої втрати стійкості стиснутої обшивки в зоні дії максимального згинаючого моменту. Обшивка відривається в цьому місці від пінопластового середнього шару, утворює складку і плита в цілому втрачає несучу здатність.

Плити з гфрованими алюмінієвими, фанерними й азбестоцементними обшивками при висоті гофра не менш 5мм руйнуються звичайно від розриву пінопластового середнього шару в зоні дії максимальних поперечних сил. При цьому виникає розрив у пінопласті, спрямований під кутом до горизонталі, і плита втрачає несучу здатність.

Руйнування плит з менш міцними азбестоцементними обшивками може відбуватися також від розриву нижніх розтягнутих обшивок у середині прольоту в зоні дії максимальних згинальних моментів. При цьому розривається пінопласт

і пшита втрачає несучу здатність.

Розрахунок суцільних тришарових плит проводиться на згин з використанням загальних формул будівельної механіки з урахуванням особливостей роботи обшивок і внутрішніх шарів. Оскільки міцність обшивок велика, можна вважати, що всі нормальні напруження σ від розтягу і стиску сприймаються тільки обшивками, і роботу середнього шару на ці напруження можна не враховувати. Також можна не враховувати роботу тонких обшивок на сколювання і вважати, що всі напруження τ сприймаються тільки середнім шаром. Можна знехтувати також власною жорсткістю тонких обшивок і вважати, що нормальні напруження по їх товщині розподіляються рівномірно. При цьому можна вважати, що плече пари внутрішніх сил h_0 равно відстані між осями обшивок товщиною δ : $h_0 = h - \delta$ і внутрішні нормальні сили стиску N_{cm} і розтягання N_p будуть рівні $N_{cm} = N_p = M/h_0$.

Геометричні характеристики перерізу суцільної тришарової плити товщиною h і шириною b з обшивками товщиною δ можуть з достатньою точністю визначатися з урахуванням цих особливостей її роботи і припущення, що нормальні напруження можна вважати постійними по товщині обшивок по наступним формулах:

момент інерції

$$I = b\delta h_0^2/2;$$

момент опору

$$W = b\delta h_0; \quad (4.4)$$

момент статичний

$$S = b\delta h_0/2$$

Геометричні характеристики плит із крупногофрерованими обшивками варто визначати з врахуванням того, що довжина гофра більше розрахункової ширини плити. При мілкому гофрі цим (у невеликий запас міцності) можна знехтувати.

Розрахунок суцільних тришарових плит проводиться по формулах (2.7).

Міцність і стійкість стиснутого тонкого плоского алюмінієвого обшивки і міцність її з'єднання із середнім шаром перевіряються по формулі

$$\sigma = M/(\varphi W) \leq f_c \quad (4.5)$$

де φ —коефіцієнт стійкості стиснутої обшивки, прийнятий меншим із двох: — φ_1 — з умови стійкості обшивки і φ_2 — з умови міцності з'єднання обшивки із середнім шаром з пінопласту.

Для плит з обшивками з фанери, азбестоцементу і гофрованих алюмінієвих листів основної є перевірка середнього пінопластового слоя на сколювання. При цьому, наприклад, розрахунковий опір пінополіуретану з щільністю 60 кг/м³ при сколюванні $f_s = 0,025$ МПа. Для плит з азбестоцементними обшивками необхідна перевірка розтягнутої обшивки на розтягання. При цьому розрахунковий опір плоских азбестоцементних листів марки М-250 при розтяганні $f_t = 4,2$ МПа.

Для плит з тонкими плоскими алюмінієвими обшивками основної є перевірка міцності і стійкості стиснутої обшивки по формулі (4.5). У цьому випадку приймається $h_0 = h$ і розрахунковий опір алюмінію марки АМГ-2П

$f=150$ МПа.

Перевірка тришарових плит по прогинах проводиться на нормативні навантаження по формулі, аналогічній формулі прогину стержнів, що згинаються:

$$w/l = (5/384)[g^2 l^3 K / (EI)] < [w/l] = 1/125, \quad (4.6)$$

де $K = 1 + 9,6 EI / G(h_0 + \delta)bl^2$ — коефіцієнт, що враховує додатковий прогин плити в результаті деформацій зсуву середнього шару;
 $E = 71 \cdot 10^3$ МПа — модуль пружності алюмінію обшивок;
 $G = 7$ МПа — модуль зсуву пінопласту середнього шару.

Плита з металевими обшивками повинна бути перевірена з урахуванням додаткових напружень і прогинів, викликаних різницею між температурами зовнішнього і внутрішнього повітря в приміщеннях у найбільш холодний і теплий час року. У холодний час року температура зовнішньої обшивки знижується до температури зовнішнього повітря, у той час як в опалювальних приміщеннях вона мінється незначно. При цьому довжина верхньої обшивки зменшується, плита одержує додатковий прогин і в її перерізах виникають додаткові нормальні дотичні напруження. В особливо жаркий час року в результаті сонячного нагрівання температура верхньої обшивки може значно перевершити температуру нижньої. У цьому випадку можуть виникнути зворотний згин і напруження плити зворотнього знака в порівнянні з напруженнями від власної ваги.

Прогин від перепаду температур між внутрішньою і зовнішніми обшивками визначається по формулі

$$w_1 = l^2 \alpha (t_1 - t_2) (8000/h_0),$$

де l — проліт плити,

$\alpha = 0,023$ — коефіцієнт лінійного розширення алюмінію;

t_1 і t_2 — температури внутрішньої і зовнішньої обшивки,

h_0 — висота плити.

Повний прогин при цьому буде $w = w_0 + w_1$ і відносний $w/l \leq [w/l] < 1/125$.

Міцність плоскої металеві верхньої обшивки потрібно також перевіряти на дію місцевого зосередженого навантаження від людей з вантажем $P = 1,2$ кН на площі 10×10 см.

Ребристі тришарові плити (рис. 4.6) мають довжину до 6 м, ширину до 1,5 м і їх можна ставити на основні несучі конструкції стандартних каркасів виробничих будинків, однак вони більш трудомісткі при виготовленні.

Ребристі плити мають такі ж тонкі і міцні обшивки і пінопластовий середній шар, як і суцільні тришарові плити. Крім того в них влаштовуються жорсткі ребра, що істотно підвищують їхню міцність і зменшують деформативність. Ці ребра, як правило, розташовуються по бічних кромках плити. Однак можливі і проміжні додаткові ребра.

При азбестоцементних обшивках ребра виконуються з азбестоцементних гнутих швелерів. При металевих алюмінієвих обшивках ребра обрамлення мають складений перетин. Вони складаються з двох алюмінієвих кутків, з'єднаних із обшивками стінкою з малотеплопровідного матеріалу.

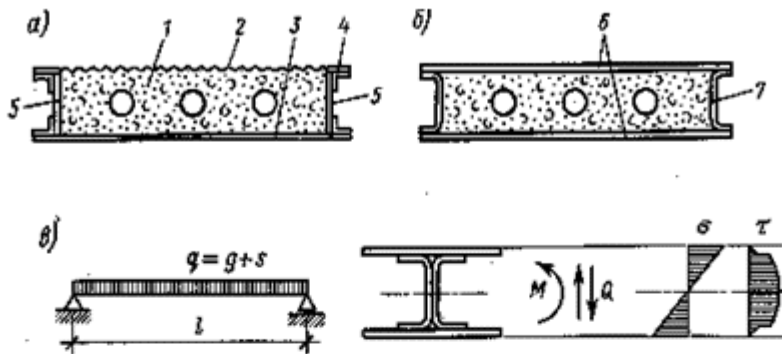


Рис. 4.6. Ребристі тришарові пластмасові плити (розрізи):

а — з алюмінієвими обшивками; *б* — з азбестоцементними обшивками; *а* — розрахункові схеми 1 — пінопласт; 2 — гофрований алюміній; 3 — плоский алюміній; 4 — алюмінієві куточки; 5 — бакелізована фанера; 6 — азбестоцемент плоский; 7 — азбестоцементний швеллер

Розрахунковою схемою ребристих плит є однопролітна шарнірно оперта балка. Основними несучими елементами цих плит є обшивки, що працюють разом з ребрами, утворюючи умовно коробчастий переріз. Геометричні характеристики розрахункового перерізу ребристості плити: I — момент інерції, W — момент опору, S — статичний момент визначаються загальними методами будівельної механіки. В алюмінієвих ребристих плитах ці характеристики є приведені до матеріалу обшивок і кутників ребер — алюмінію. Стінки ребер з менш міцного матеріалу враховуються з застосуванням понижуючого коефіцієнта, рівного відношенню модуля пружності, наприклад фанери, до модуля пружності алюмінію, аналогічно тому, як це робиться в клефанерних плитах.

Середній пінопластовий шар у ребристих плитах у цьому розрахунку не враховується і його звичайно роблять з порожнинами. Він тільки забезпечує стійкість стиснутої обшивки і сприймає тиск зосереджених вантажів.

Прозорі настили і стіни з пластмас виконуються з прозорих і напівпрозорих пластмас — поліефірного склопластику на основі рубаних скловолокон, органічного скла і вініласту у вигляді хвилястих листів і тришарових плит (рис. 4.7). Ці конструкції мають ряд переваг у порівнянні з літхарями і вікнами зі скла. Вони не розбиваються від ударів, як скляні, забезпечують рівномірне, без відблисків освітлення приміщення, не потрібно рам і літхарних надбудов та забезпечують менші тепловтрати. Вони більш довговічні, ніж скляні, однак вартість їх вища.

Прозорі хвилясті листи зі склопластику можуть бути безбарвними і пофарбованими в необхідний колір, розміри їх хвиль ув'язані з розмірами хвиль хвилястих алюмінієвих і азбестоцементних листів, для того щоб забезпечити їхнє одночасне застосування.

Товщина листів $\delta = 1,5 \dots 2,5$ мм, крок хвиль $b_{\text{хв}} = 60 \dots 200$ мм, висота хвиль

по осля листа $h_y = 14..54$ мм. Хвилясті листи — це готові елементи неутеплених скатних прозорих покрить будинків, а також прозорих ділянок покрить і стін із хвилястих алюмінієвих чи азбестоцементних листів. З них також можуть влаштовуватися прозорі скатні дахи над утепленими горіщними перекриттями.

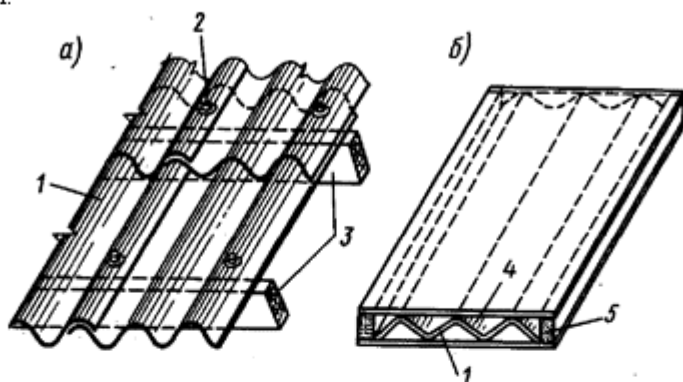


Рис. 4.7. Прозорі пластмасові настилки:

а — хвилясті листи; *б* — плоска плита; 1 — хвилясті склопластикові листи; 2 — кріплення; 3 — дерев'яні прогони; 4 — плоскі склопластикові листи; 5 — дерев'яні бруски

Хвилясті листи укладаються в покриттях уздовж схилу на дерев'яні чи сталеві прогони з ухилом не менш 1:10 і кріпляться до них болтами чи хомутами, як і азбестоцементні, і стикуються внапуск довжиною не менш 20 см. Ці листи мають невисоку міцність і жорсткість, тому крок прогонів не повинний перевищувати 1,5 м, а кожен лист повинний спиратися на два чи більше прогонів, що значно зменшує їхні прогини.

Хвилясті прозорі листи працюють і розраховуються на згин від рівномірного навантаження від власної ваги і ваги снігу, як одно- чи двопролітні шарнірно оперті балки. Геометричні характеристики перерізів хвилястих листів зручно визначати при розрахунковій ширині $b = 1$ м по наступним формулах:

розрахункове число хвиль $n_{хе} = b/b_{хе}$;

момент інерції перерізу $I = 0,15 n_{хе} b_{хе} \delta_{хе} h_{хе}^2 [1 + \pi^2 h^2 / (8 b_{хе}^2)]$;

момент опору $W = 2I(n_{хе} + \delta_{хе})$.

Перевірка несучої здатності і стійкості хвилястих листів при згині проводиться по формулі

$$\sigma = M / (\varphi_{хе} W) \leq f_m, \quad (4.7)$$

де $M = ql^2/8$ - згинальний момент при одно- і двопролітних схемах роботи, $\varphi_{хе}$ — коефіцієнт стійкості листа при згині;

$f_m = 15$ МПа — розрахунковий опір склопластика згинанню.

$$\varphi_{хе} = (E/f_m) 1,92 \delta_{хе} h_{хе} / (4 n_{хе}^2 + \delta_{хе}^2) \quad (4.8)$$

Перевірка несучої здатності листа при сколюванні

$$\tau = Q / 2 n_{хе} \delta_{хе} h_{хе} \leq f_v, \quad (4.9)$$

де $Q = ql/2$ — поперечна сила при однопролітній і $Q = 5ql/8$ при двопролітній схемі;

$f_v = 9$ МПа - розрахунковий опір склопластика сколюванню.

Перевірка прогину двопролітного листа проводиться по формулі:

$$w/l = (2,13/384)[(q^*l^3)/(EI)] < [w/l] = 1/75, \quad (4.10)$$

де $E = 3000$ Мпа – модуль пружності склопластика.

При перевірці прогину однопролітної плити значення коефіцієнта 2,13 замінюється на 5.

Ребристі прозорі плити складаються з подвійних обшивок і середніх ребристих шарів. Вони можуть вважатися теж тришаровими. Обидві верхня і нижня обшивки плити складаються з плоских прозорих склопластикових листів. Середній шар плити може мати різну конструкцію — хвилястий склопластиковий лист чи ряд склопластикових смуг, швелерів чи двотаврів з цього ж матеріалу. Середнім шаром можуть служити також ряди тонких дощок і фанерних смуг. Обшивки і середній шар таких плит з'єднуються синтетичними клеями.

Ребристі прозорі плити мають замкнуті повітряні порожнини. Завдяки цьому в них збільшуються теплоізоляційні властивості, порівнянні з властивостями подвійних скляних огорожень. Вони можуть застосовуватися в покриттях і стінах будинків які опалюються. Довжина ребристих прозорих плит досягає 3 м. Вони можуть опиратися на прогони чи основні несучі конструкції або в покриттях на сусідні залізобетонні плити, створюючи прозорі ділянки наступу чи стіни. Такі плити працюють на згин від розрахункових навантажень при розрахунковій схемі одно - чи двопролітної балки.

Переріз ребристої прозорої плити вважається умовно двотавровим з товщиною стінки рівною товщині всіх ребер. Якщо обшивки і ребра виготовленні з різних матеріалів, то при визначенні їхніх геометричних характеристик необхідно враховувати їхні різні модулі пружності, як це робиться при розрахунку ребристих тришарових плит.

Верхня обшивка цих плит перевіряється по несучій здатності при стиску і стійкості при згині, нижня обшивка — по несучій здатності на розтягання при згині, ребра середнього шару перевіряють по несучій здатності при сколюванні.

ДЕРЕВ'ЯНІ БАЛКИ І СТІЙКИ

5.1. Балки суцільного поперечного перерізу

Однопролітні балки – це окремі бруси, товсті дошки, встановлені на кромки, та окантовані колоди, що мають необхідні перерізи і довжини. Їхні основні переваги — мала трудомісткість виготовлення і відносно низька вартість у порівнянні з іншими дерев'яними конструкціями. Через обмеженість розмірів перерізів і довжин лісоматеріалів суцільнодерев'яні балки застосовуються при прольотах, які не перевищують 6 м і при відносно невеликих навантаженнях. Дерев'яні балки застосовуються як несучі конструкції настийлів покриттів, міжповерхових перекриттів, робочих площадок платформ і в інших дерев'яних конструкціях.

Похилі балки покрівель застосовуються в будинках із шириною приміщень не більше 6 м. Вони ставляться похило уздовж схилів покрівлі з кроком не більш 3 м і опираються на стіни і крокв'яні конструкції покриттів. Дерев'яні балки покриттів працюють і розраховуються на згин як однопролітні балки, шарнірно обперті на опори різної висоти. При розрахунку таких балок зручно як проліт l приймати горизонтальну проекцію відстані між їх опорами L . При куті нахилу схилу покриття α цей проліт буде рівним $l = L \cos \alpha$. Навантаження на балку покриття звичайно є рівномірно розподіленим. Це навантаження складається з постійного навантаження g від власної ваги всіх елементів покриття і снігового навантаження s . Постійне навантаження зручно відносити до горизонтальної проекції покриття з метою уніфікації її зі сніговою. Для цього вона повинна бути поділена на косинус кута нахилу покриття α .

При кроці балок B навантаження на балку визначається з виразу $q = (g/\cos \alpha + s)B$. Від цього навантаження в перерізах балки виникає максимальний згинальний момент $M = (g/\cos \alpha + s)B \cdot l^2/8$. Крім цього, у перерізах балки виникає невелика подовжня сила N . Вона є стискаючою, якщо нижня опора шарнірно нерухома, і розтягуючою, якщо шарнірно нерухомою є верхня опора. При ухилах покриттів, що не перевищують $i \leq 1/4$, ці подовжні сили малі, майже не впливають на несучу здатність балок і не враховуються.

Перевірка несучої здатності балок по нормальних напруженнях при згині, підбір перерізів і перевірка прогину проводяться по формулах розрахунку елементів, що згинаються, (2.7) і (2.8) другого розділу. Для суцільнодерев'яних балок не виконують перевірки напружень, що сколюють, через їхню незначну величину. При розрахунку по прогинах немає необхідності враховувати прогин від напружень, що сколюють, через його малість і перевіряти стійкість плоскої форми деформування, що, як правило, буває забезпечена.

Однопролітні прогони є несучими конструкціями скатних покриттів. Це горизонтальні ряди брусів чи колод, розташовані вздовж схилів покриття й обперті на верхні краї основних несучих конструкцій покриття, торцевих і поперечних стін будинку, похилі під кутом до горизонту. Прогони з'єднуються

між собою по довжині за допомогою косої прируба чи дощатих накладок і болтів (рис. 5.1). До опор прогони кріпляться за допомогою коротких відрізків товстих дощок або сталевих кутників та цвяхів або гвинтів. Ці кріплення перешкоджають сповзанню прогонів вниз по опорах.

Однопролітні прогони працюють і розраховуються на згин як однопролітні шарнірно обперті балки, осі перерізів яких розташовані похило до горизонтальної площини. Прогони, не закріплені в настіль від згину в площині схилів покриття, працюють і розраховуються на косий згин як горизонтальні однопролітні шарнірно обперті балки прольотом l , рівним кроку основних несущих конструкцій. Навантаження на прогони e , як правило, рівномірно розподілені і складається з власної ваги всіх елементів покриття, віднесеного до горизонтальної проекції покриття, і ваги снігу s . При кроці прогонів B це навантаження $q = (g/\cos\alpha + s)$. Максимальний згинальний момент M виникає в середині прольоту прогону і визначається за формулою $M = ql^2/8$. Цей згинальний момент поділяється геометрично на нормальну і скатну складові, перпендикулярну і паралельну площини схилу: $M_x = M \cos\alpha$ $M_y = M \sin\alpha$.

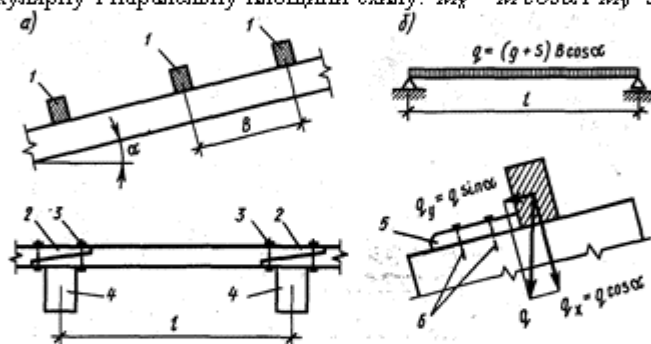


Рис. 5.1. Брущаті прогони покриттів:

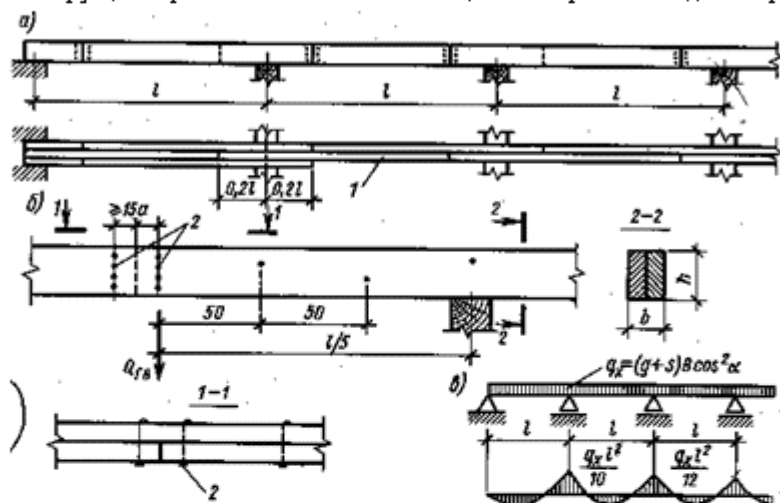
а—прогони; *б*—розрахункові схеми 1—бруси; 2—стіжки; 3—болти; 4—основні несучі конструкції; 5—брусок; 6—цяхли.

Перевірка несучої здатності такого прогону за нормальними напруженнями і перевірка прогину проводяться по формулах (2.9) і (2.10). Косий згин істотно збільшує необхідні розміри перерізів прогонів. Тому в деяких випадках прогони поєднують у гратчасті щити, з'єднані дощатими розкосами і стійками. При цьому прогони в напрямку схилів покриття і відповідно скатні складові згинальних моментів і розміри перерізів прогонів істотно зменшуються.

Кріплення прогонів до основних несущих конструкцій розраховують на дію скатних складових опорних тисків R_N . При навантаженні на прогін q , прольоті l і куті нахилу покриття α складова опорного тиску двох прогонів $R_N = ql \sin\alpha$. Якщо прогони закріплені в настіль покриття від згину в площині його схилів, вони працюють і розраховуються на згин тільки у площині, перпендикулярній до площини схилів. Цей розрахунок такий же, як і елементів, що згинаються, на нормальній складовій навантажень від власної ваги і снігу.

Дощано-цяхлові нерозрізні прогони (рис. 5.2) є багатопролітними

нерозрізними, які складаються з двох рядів дощок товщиною не менш 4 см, з'єднаних за допомогою цвяхів. Крайні прольоти цих прогонів, включаючи переріз над другою опорою, де діють більші, ніж у середньому, згинальні моменти, підсилюються третьою дошкою. Вони встановлюються в скатних покриттях поперек схилів із кроком не більш 1,5 м і спираються на похилі верхні кромки основних несущих конструкцій і поперечних стін будинків так само, як і однопролітні брущаті прогони. Так само як і ті, вони кріпляться до опор від



переміщень униз по схилах покриттів.

Рис. 5.2. Дощано-цвяхові прогони покриттів:

а — загальний вигляд; б — стики; в — розрахункова схема; 1 — дошки; 2 — цвяхи

Кінці дощок кожного ряду з'єднуються цвяховими розрахунковими стиками. Стики сусідніх рядів дощок розташовуються по довжині прогону врозбїж на відстанях, рівних $1/5$ довжин прольотів від опор там, де згинаючі моменти мають значення, близькі до нульового. При цьому накладкою в кожному стику є сусідня суцільна дошка. Між стиками сусідні дошки з'єднуються цвяхами через кожні півметра.

Дощано-цвяхові прогони застосовують тільки в поєднанні з настипами, наприклад перехресними, які сприймають похилі складові навантажень, на які ці прогони працюють ненадійно. Дощано-цвяхові прогони вимагають меншої витрати деревини, чим брущаті, але їх виготовлення більш трудомістке.

Дощано-цвяхові спарені прогони працюють і розраховуються на згин від дії тільки нормальних до схилу покриття рівномірно розподілених навантажень від власної ваги всіх елементів покриття g і ваги снігу s . При кроці прогонів B і куті нахилу покриття α це навантаження визначається з виразу $q = (g/\cos\alpha + s)\cos\alpha$.

Розрахунковою схемою дощано-цвяхового прогону є горизонтальна багатопролітна нерозрізна шарнірно оберта балка з рівними прольотами. Максимальні згинальні моменти виникають у перерізах над середніми опорами

$M=q_1^2/12$ і над другими від кінців прогону опорами $M_1=q_1^2/10$. Підбір перерізу і перевірка нормальних напружень при згині обчислюються по формулі (2.7) на дію максимального моменту на опорах. Переріз над другими від кінців опорами підсилюється третьою дошкою і там, як правило, виникають напруження значно менші, ніж розрахункові.

По прогинах від нормативних значень навантажень q^H перевіряються тільки перші від кінців прольоту прогони, у яких відносний прогин є найбільшим, по формулі

$$w/l=(2.5/384)q^H l^3/(EI) \leq 1/200,$$

де I - момент інерції визначається по розмірах перерізів з трьох дощок.

Консольно-балочні прогони - це поздовжні ряди брусів чи колод із зустрічним розміщенням стиків за межами опор. При цьому більш довгі бруси утворюють у проміжних прольотах дві консолі, а в крайніх - одну, на які спираються більш короткі бруси за допомогою косоного прируба, стягнутого болтом. Такі прогони застосовують у покриттях при кроці основних несущих конструкцій не більш 4,5 м, що допускає використання лісоматеріалів стандартної довжини.

Розрахунок консольно-балкових прогонів роблять за схемою багатопролітної статично визначної балки з прольотами l на нормальні складові навантажень. Прогони в залежності від розташування стиків можуть бути рівномоментними і рівнопрогинними.

У рівномоментних прогонах стики розташовуються на відстані $0,15l$ від опор, а крайні прольоти зменшуються до $0,85l$. Згинальні моменти на опорах і в прольотах $M=q_1^2/16$, а максимальні відносні прогини $w/l=(2/384)q^H l^3/(EI)$.

В рівнопрогинних прогонах стики розташовуються на відстані $0,2 l$ від опор, а крайні прольоти зменшуються до $0,8 l$. При цьому на опорах виникають максимальні згинальні моменти $M=q_1^2/12$, а відносні прогини у всіх прольотах $w/l=(2/384)q^H l^3/(EI)$.

Похила складова навантаження може викликати зсуви в стиках і повинна сприйматись настилом. При всіх прольотах однакової довжини згинальні моменти на других опорах і прогини перших прольотів будуть такими ж, як і в спарених багато проголітних прогонах.

Балки перекриттів є опорами настипів міжповерхових, горизонтних перекриттів і робочих площадок. У більшості випадків - це однопролітні балки, вільно обперті на стіни, стійки і перегородки будинку. Ці балки працюють на згин від власної ваги перекриття і тимчасового корисного навантаження. Вони розраховуються по міцності і прогинам при згині по формулах (3.6) і (3.7). Граничний прогин балок міжповерхових перекриттів $[w/l]=1/250$.

З метою економії деревини ці балки виконують з суцільних чи окантованих колод. Розміри прямокутного перерізу при підборі його по міцності варто приймати зі співвідношення $b=0,7h$, і необхідну висоту перерізу h_n визначати з виразу $h_n=\sqrt[3]{6W \times 0,7}$.

Міжповерхові перекриття з дерев'яними балками повинні бути додатково перевірені на жорсткість. Їхній прогин від зосередженого в середині прольоту

вантажу $P=0,6$ кН не повинний перевищувати 0,5 см:

$$w=Pl^3/(4EI) \leq 0,5 \text{ см.}$$

5.2. Дощатоклесні балки

Дощатоклесні балки, склеєні синтетичним водостійким клеєм, є основним видом складених балок заводського виготовлення. Розміри і форма перерізів клеєдерев'яних балок можуть бути практично будь-якими, незалежно від обмежень сортаменту пиломатеріалів. Деревина клеєдерев'яних балок після камерного сушіння більш стійка загниванню, ніж деревина, що не пройшла подібного сушіння. Жорсткість клейових з'єднань і стійкість проти зволоження забезпечують монолітність балок. Дощатоклесні судільні балки мають, як правило, підвищену у порівнянні з неклеєними дерев'яними елементами межу вогнестійкості.

Перерізи клеєдерев'яних балок приймаються в більшості випадків шириною не більш 16,5 см, що дозволяє виготовляти їх з судільних по ширині дощок. Балки більшої ширини виконують з менш широких дощок, склеєних між собою кромками, з розташуванням цих стиків врозбіжку по висоті, що збільшує трудомісткість їх виготовлення. Ширина перерізу цих балок, як правило, приймається не менш $1/6$ їх висоти для більшої стійкості їх із площини згину. Висота перерізу балок визначається розрахунком і знаходиться в межах від $1/10$ до $1/15$ прольоту.

Форма дощатоклесних балок по довжині (рис. 5.3) може бути прямокутною односклою, сегментною і двосклою, постійною і перемінною висоти. Прямокутні і сегментні балки мають, як правило, постійну по довжині висоту. Висота балок перемінного перерізу на опорах повинна бути не менш 0,4 висоти перерізу посередині.

Балки склеюють з дощок товщиною не більш 44 мм. Застосування більш тонких дощок дещо збільшує несучу здатність балок за рахунок меншого впливу їх згинання, але приводить до підвищення трудомісткості виготовлення і витрати клею. Дощки перед склеюванням фрезерують по товщині на 2,5...3,5 мм, а після склеювання кромки балок фрезерують у середньому на 5 мм.

Дощки розташовують по висоті перерізу балок таким чином, щоб деревина найвищої якості розміщувалася в найбільш напружених нижніх і верхніх зонах. У балках з висотою перерізу більш 50 см дошки розтягнутої нижньої зони (0,15 висоти перерізу балки) відносяться до 1-го сорту, дошки стиснутої і наступний по висоті розтягнутої і стиснутої зон такої ж товщини відносяться до 2-го сорту і дошки середньої зони - до 3-го сорту. У балках висотою до 50 см дошки розтягнутої і стиснутої зон відносяться до 2-го сорту, тому що ці зони мають відносно меншу висоту.

По довжині всі дошки клеєдерев'яних балок стикаються зубчастим стиком, що має рівну міцність з деревиною 1-го сорту. Стики повинні розташовуватися по довжині врозбіжку в сусідніх шарах. Практично при заводському виготовленні балок усі ці вимоги дотримуються автоматично.

Розрахунок клеєдерев'яних балок покриттів проводиться в більшості випадків на згин як однопролітних шарнірно опертих балок на рівномірно

розподілене навантаження q від власної ваги всіх елементів покриття g і ваги снігу s . Розрахунок по нормальних напруженнях по формулі

$$\sigma = M/W \leq f_m \cdot a_m \cdot m_w \quad (5.1)$$

де $M = q l^2 / 8$ — максимальний згинальний момент у балках постійного перерізу. У балках перемінної висоти перерізу, наприклад трапецієподібної, розрахункові перерізи, де діють максимальні нормальні напруження, не збігаються, як у балках постійної висоти перерізу із серединою прольоту, де діє максимальний згинальний момент. Це пояснюється тим, що момент опору перерізу тут зменшується від середини прольоту до опор швидше, ніж згинальний момент M . Відстань x перерізу, де діють максимальні нормальні напруження, визначається з виразу $x = l h \rho' / (2h)$, а $M_x = q x (l-x) / 2$

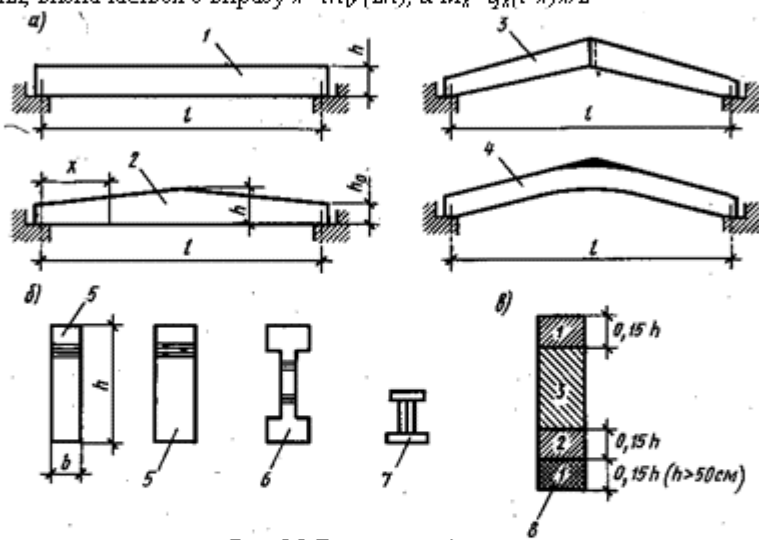


Рис. 5.3. Доштоклені балки:

a - типи балок; *б* - типи стичень; *в* - сорти якості дощок; 1 - одностяга балка 2 - двостяга; 3 - теж. зубчато-стикована; 4 - гнутяклена; 5 - прямокутний перетик; 6 - дестагерсовий перетик; 7 - рейкоподібний перетик; 8 - сорт якості дощок

Момент опору перерізу балки визначається як суцільно дерев'яної, оскільки жорсткість клейових з'єднань забезпечує монолітність клеєдерев'яних балок.

Коефіцієнт умов роботи m_b враховує, що несуча здатність балки після збільшення висоти її перерізу понад 50 см росте повільніше, ніж момент опору W тому, що при цьому збільшується висота зон максимальних нормальних напружень. В залежності від висоти перерізу h коефіцієнт m_b змінюється від 1 до 0,8:

h , см	50 і менше	60	70	80	100	120 і більше
m_b	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

Коефіцієнт умов роботи m_w враховує підвищення несучої здатності клеєдерев'яної балки в міру зменшення товщини дощок δ , що клеюються, через зменшення впливу вад деревини на її міцність. При товщинах дощок $\delta = 19, 26, 39$

і 42 мм відповідно $m_w = 1,1; 1,05; 1$ і $0,95$.

Розрахунок клеєдерев'яних балок на сколювання проводиться на дію в перерізах над опорами максимальних поперечних сил $Q=ql/2$ по формулі (2.16)

$$r = QS/(Ib) \leq f_{v,d},$$

де розрахунковий опір сколюванню клеєної деревини $f_{v,d} = 1,5$ МПа.

Розрахунок клеєдерев'яних балок по прогинах від нормативних навантажень проводиться як суцільно дерев'яних балок по формулі (2.11), коли їх відносна висота не перевершує $1/20$ прольоту. При більшій відносній і перемінній висотах перерізу, характерних для балок покриттів, необхідно враховувати додаткові прогини від дії напружень, що сколюють і змінності перерізу.

Відносний прогин у середині прольоту клеєдерев'яної трапецієподібної однопролітної шарнірно обертої балки з висотою перерізу в середині прольоту h і над опорами h_0 при рівномірному розподіленому нормативному навантаженні q^* перевіряється по формулі

$$w/l = f_0 k [1 + c(h/l)^2] / l \leq [w/l] = 1/300, \quad (5.2)$$

де $w_0 = (5/384) q^{*4} / (EI)$ — прогин без врахування деформацій зсуву від напружень, що сколюють, при максимальній висоті h ;

$k = 0,15 + 0,85 h_0/h$ — коефіцієнт, що враховує змінність перерізу;

$c = 15,4 + 3,8 h_0/h$ — коефіцієнт, що враховує деформації зсуву.

При інших схемах роботи і навантажень балки прогин f_0 має інші значення і коефіцієнти k і c визначаються по будівельних нормах.

Клеєдерев'яні балки з відносно високими перерізами, недостатньо надійно закріплені від втрати стійкості плоскої форми деформування з площини прогонами і наступом покриття, можуть вигнутися убік і втратити несучу здатність до вичерпання їх несучої здатності при згині.

Якщо точки закріплення верхньої стиснутої зони балок у покритті знаходяться на незначній відстані l_p один від одного, обумовленому в залежності від висоти h і ширини b перерізу з виразу $l_p < 70(b^2/h)$, поперечна стійкість балок забезпечена. Якщо $l_p > 70(b^2/h)$, балки можуть вийти з вертикальної площини і повинні бути розраховані на стійкість плоскої форми згину по формулі

$$\sigma = M/(W \varphi_b) \leq f_{m,d} m_w \quad (5.3)$$

де φ_b — коефіцієнт стійкості однопрогонних вільно обертих балок при рівномірному навантаженні $\varphi_b = 160b/(hl)$, при $\varphi_b \geq 2$ перевірка стійкості не потрібна.

5.3. Клеєфанерні балки

Клеєфанерні балки складаються з фанерних стінок, дощатих полиць і ребер, склеєних між собою. Вони мають ту ж область застосування, що і дощатоклеєні балки, але відрізняються від них значно меншими масою і витратою деревини, необхідним при їхньому виготовленні завдяки тому, що деревина сконцентрована в зонах дії максимальних нормальних напружень при згині. Фанерні стінки цих балок працюють на зріз надійніше, ніж деревина на сколювання.

Клеєфанерні балки (рис. 5.4) бувають коробчатого і двотаврового перерізу. Перші відрізняються від других підвищеною жорсткістю з площини згину. Двотаврові балки мають одинарні фанерні стінки і не мають переваги коробчатих, але вимагають удвічі меншої витрати фанери. По довжині клеєфанерні балки бувають постійного і перемінного перерізу. Основним типом таких балок є трапецієподібні двосхилі. Їхню висоту в середині прольоту визначають розрахунком на згин близькою до $1/8...1/12$ прольоту. Висоту перерізу на опорах визначають розрахунком стінок на зріз і стійкість. Вона повинна бути не меншою 0,4 висоти в середині прольоту.

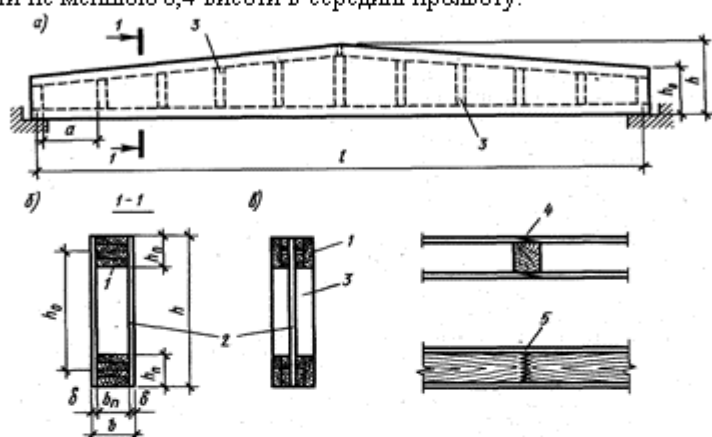


Рис. 5.4. Клеєфанерні балки:

a - фасад; *б* коробчатий і двотавровий переріз; 1 - клеєфанерні пояси; 2 - фанерні стінки; 3 - дощати ребра; 4 - стик пояса; 5 - стик стінки

Стінки клеєфанерних ребристих балок виготовляють з водостійкої будівельної фанери товщиною 8...12 мм. Напрямок зовнішніх шпонів фанери варто приймати паралельним волокнам поясів і поздовжніх осей балки. Пояси клеєфанерних балок виготовляють прямокутної форми з дощок, розміщених між двома фанерними стінками або з двох сторін стінки. По площинам склеювання з фанерними стінками пояси повинні мати прорізи для того, щоб ширина клейових швів не перевищувала 10 см для запобігання перенапруження швів у результаті різних деформацій деревини поперек волокон і фанери при коливаннях вологості.

По довжині дошки поясів з'єднуються зубчатим шипом. У місці перелому двосхилих балок верхній пояс з'єднується по довжині кутовим зубчатим шипом. Нижні розтягнуті пояси балок виготовляються з дощок першого сорту. Верхні стиснуті пояси і ребра клеєфанерних балок виготовляються з дощок 2-го сорту.

В коробчатих балках ребра розташовуються в порожнині між двома фанерними стінками, а в двотаврових — по обидві сторони стінки. Їх рекомендується суміщати зі стиками стінок і опорами прогонів. По довжині ребра ставляться з кроком, рівним $1/8...1/10$ прольоту.

Розрахунок ребристих клеєфанерних балок проводять на згин з врахуванням спільної роботи дощатих поясів і фанерних стінок без врахування піддатливості з'єднань. У трапецієподібних балках змінної

висоти перерізу при рівномірному навантаженні виникають максимальні напруження згину не в середині прольоту, а на відстані x від опори і визначається в залежності від прольоту l , висоти опорного перерізу між осями поясів h_0 й ухилу пояса i по формулі

$$x = [\sqrt{\gamma (1 + \gamma)} - \gamma] l, \quad (5.4)$$

де $\gamma = h_0/i$.

У цьому перерізі згинальний момент $M = 0,5qx(l-x)$. Геометричні характеристики перерізу балки визначаються з врахуванням того, що модуль пружності фанери менший, ніж деревини, і складає всього $E_f = 0,9E_d = 9000 \text{ МПа}$.

Перевірка нормальних напружень у поясах балки проводиться в перерізах, де вони досягають максимальної величини. Верхній пояс балки перевіряється при стиску від згину з врахуванням його стійкості з площини балки при ширині перерізу b і відстанях між закріпленнями в покритті l_p по формулі

$$\sigma = M/(W\varphi) \leq f_{c,d} \quad (5.5)$$

де $\varphi = 1 - 0,8(\lambda/100)^2$ - коефіцієнт стійкості пояса з площини при гнучкості $\lambda = l_p/b$ ($0,29b$) ≤ 70 ;

$f_{c,d} = 15 \text{ МПа}$ — розрахунковий опір стиску клеєної деревини.

Нижній пояс балки перевіряється при розтяганні від згину по формулі

$$\sigma = M/(W) \leq f_{t,d} \quad (5.6)$$

де $f_{t,d} = 10 \text{ МПа}$ — розрахунковий опір деревини розтягання.

Міцність фанерних стінок перевіряється на зріз і сколювання в перерізах над опорами, де діють максимальні поперечні сили $Q = ql/2$ по формулі

$$\tau = QS/(Ib) \leq f_{v,d} \quad (5.7)$$

де b - сумарна товщина стінки,

$f_{v,d} = 6 \text{ МПа}$ — розрахунковий опір фанери зрізу.

По цій же формулі перевіряється міцність фанери по клеєним швам, які з'єднують стінки з поясами. При цьому ширина площі сколювання приймається рівною подвійній висоті перерізу поясів.

Розрахунок по прогинах, клеєфанерних балок від нормативних навантажень проводиться з використанням тих же формул і виразів, що і клеєдерев'яних, з урахуванням додаткових прогинів у результаті перемінності висоти перерізу і дії сколюючих напружень. При цьому враховуються різні значення модулів пружності і зсуву деревини і фанери. Коефіцієнт врахування прогину c від напружень, що сколюють τ , визначається з урахуванням двотаврової схеми перерізу з виразу

$$c = (45,3 - 6,9h_0/h) \gamma$$

де $\gamma = A_w/A_{cm}$ — відношення площі перерізу поясів до площі перерізу стінки в середині прольоту балки.

5.4. Складені балки на піддаючих зв'язках

Складені балки з брусів чи колод без поздовжніх стиків, які скріплені по висоті дерев'яними вкладищами (рис. 5.5). Вони мають довжину до 6м і

застосовуються як однопролітні балки покриттів будинків та в мостах невеликих прольотів.

Складені балки на пластинках, запропоновані В. С. Дерев'ягіним, складаються з двох чи трьох брусів по висоті, з'єднаних пластинками з твердої дубової чи березової деревини, що вставляються в пази в зімкнутих кромках брусів. При виготовленні цих балок їм додається невеликий згин, завдяки чому пластинки міцно зацімлюються в пазах. Пластинки працюють на зріз і змінання поперек волокон.

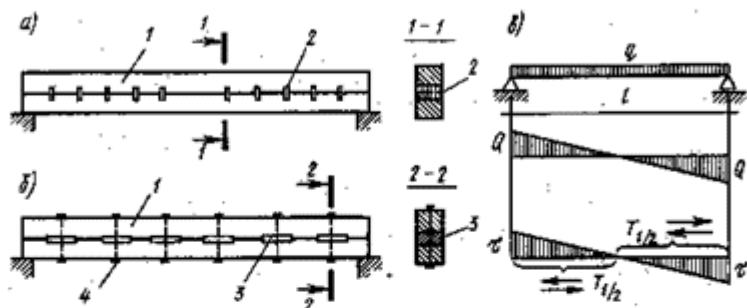


Рис. 5.5. Складені брущаті балки на податливих з'єднаннях:

а—на пластинках; *б*—на шпонках; *в*—схема роботи; 1—брус; 2—пластинки дубові чи березові; 3 — шпонки з деревини брусів; 4 — болти

Складені балки на шпонках і колодках складаються з брусів чи колод, з'єднаних по висоті короткими дерев'яними вкладищами з такої ж деревини, що і самі балки. Колодки є більш товстими, чим шпонки, і забезпечують виникнення між елементами балки природно вентиляційних зазорів. Волокна деревини шпонок і колодок мають той же напрямок, що і волокна деревини елементів балки. Шпонки і колодки працюють і розраховуються на сколювання і змінання вздовж волокон. Поперечний розпір у цих балках, що виникає в результаті ексцентриситету сил зусу, сприймається болтами, що працюють і розраховуються на розтягання.

Розрахунок складених балок із брусів і колод проводиться по несучій здатності при згині з урахуванням піддатливості їх з'єднань, у результаті якої їх несуча здатність зменшується в порівнянні з суцільнодерев'яними і клеєдерев'яними балками. Перевірка нормальних напружень в балках при згині проводиться по формулі:

$$\sigma = M / (W K_{\sigma}) \leq f_m d, \quad (5.8)$$

де $W = bh^2/6$ — момент опору умовно суцільного перерізу балки повної висоти;

K_{σ} — коефіцієнт піддатливості з'єднань має значення менші одиниці і залежить від числа елементів, що з'єднуються, прольоту балки і приймається згідно будівельних норм. Наприклад, при балці з двох брусів прольотом $6m$ $K_{\sigma} = 0,9$.

Розрахунок складених брущатих балок по прогинах розраховується по тій же формулі, що і суцільних елементів, що згинаються. Збільшення їх прогинів у результаті піддатливості з'єднань враховується коефіцієнтом зниження їх

жорсткості $K_{ж}$ до моменту інерції перерізу I_z , що приймається згідно будівельних норм. Наприклад, для балки з двох брусів прольотом $l=6$ м - $K_{ж}=0,75$.

5.5. Дерев'яні стійки

Дерев'яні стійки можуть бути суцільнодерев'яними, складеними і клеєдерев'яними.

Суцільнодерев'яні стійки - це бруси, товсті дошки, колоди круглого або окантованого перерізу. Вони застосовуються у вигляді опор покриттів, навісів, робочих площадок, платформ, елементів каркаса дерев'яних стін огорожень, вертикальних стержнів наскрізних конструкцій, опор ліній електропередач і зв'язку.

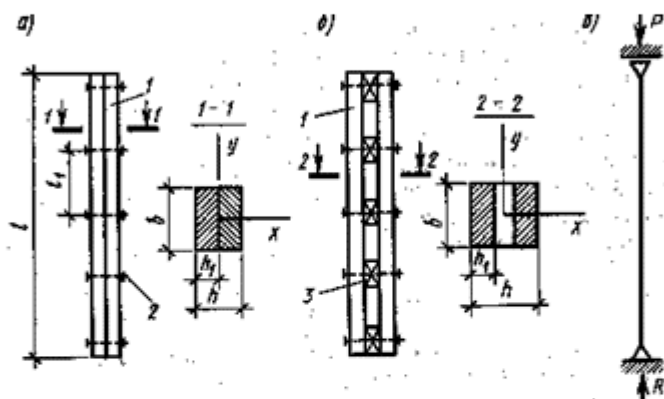


Рис. 5.6 Складені брущаті стійки:

а-суцільна; б-наскрізна з прокладками; в-схема роботи. 1-бруси; 2-болти; 3-прокладки

Розміри суцільнодерев'яних стійок і їх несуча здатність обмежена сортаментом лісоматеріалів. Довжина їх не повинна перевищувати 6,4 м, а розміри перерізів практично не перевищують 20 см. Великі довжини і перерізи мають стійки ліній електропередач, виготовлені з лісоматеріалів, спеціально призначених для них.

Складені стійки виготовляються з суцільних брусів чи з товстих дощок, з'єднаних по довжині болтами або цвяхами. Стержні складених стійок з'єднуються шпастами впритул або мають між ними зазори, виконувані за допомогою коротких дощатих чи брущатих прокладок. Довжини складених стійок, як і суцільнодерев'яних, не перевищують 6,4 м.

Розрахунок складених стійок проводиться на стиск і стійкість по формулі (2.5) у двох площинах. Розрахунок щодо матеріальної осі, що проходить через центри перерізів обох елементів стійки, проводиться як стійки суцільного перерізу шириною, рівній ширині перерізу обох брусів. Піддатливість з'єднань при цьому на несучу здатність стійки не впливає і не враховується.

Розрахунок стійки щодо вільної осі, що проходить поза перетинами брусів, проводиться з врахуванням того, що її гнучкість значно вища, а несуча здатність нижча, ніж стійки суцільного перерізу подвійної висоти.

Клеєдерев'яні стійки (рис. 5.7) є конструкціями виключно заводського виготовлення. Їхні форми і розміри можуть бути будь-якими і визначаються тільки призначенням, величинами діючих навантажень, розрахунком і не залежать від обмежень сортаменту дощок, застосовуваних для їхнього склеювання. Розміри перерізів можуть перевищувати 1м, а їх довжин-досягати 10м,

Клеєдерев'яні стійки можуть мати квадратні і прямокутні постійні перерізи, перемінні і східчасті по довжині. Трудомісткість виготовлення і вартість цих стійок значно вища, ніж суцільнодерев'яних, але вони можуть мати значно більшу несучу здатність.

Розрахунок такої стійки в напрямку більшої висоти перерізів у площині дії вітрових навантажень виконується на стиск із згином по формулі (2.11). Розрахункова довжина стійки, яка зашпінена на опори і має вільний верхній кінець, приймається $l_p = 2,2l$. Якщо вільний кінець стійки шарнірно закріплений у площині покриттів від горизонтальних зсувів, то її розрахункова довжина приймається $l_p = 0,8l$.

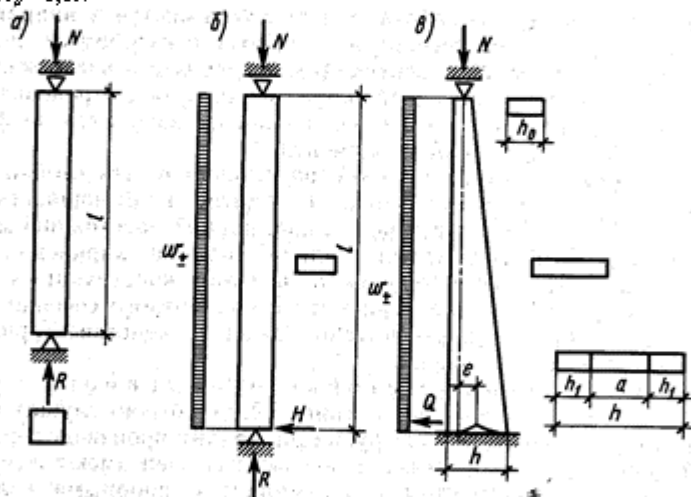


Рис. 5.7. Клеєдерев'яні стійки:

а — постійного квадратного перерізу; *б* — постійного прямокутного перерізу; *в* — перемінного прямокутного перерізу

Розрахунковий опір деревини 2-го сорту стиску при ширині перерізу $b > 13$ см приймається $f_{c,d} = 15$ Мпа, причому враховуються коефіцієнти умов роботи m_n і $m_{ш}$. Коефіцієнт $m_n = 1,2$ враховує короточасність дії вітрового навантаження.

Стійка перевіряється на стійкість плоскої форми деформування. При цьому її розрахункова довжина приймається рівною відстаням між її кріпленнями вертикальними зв'язками. При цьому розрахункова довжина l_1 приймається рівною відстані між закріпленнями стійки в цьому напрямку вертикальними зв'язками.

Перевірка опорного кінця стійки на сколювання від поперечної сили виконується по формулі (2.16).

Жорсткі кріплення опорного кінця стійки до фундаменту виконуються з застосуванням анкерних столиків, похило вкесних стержнів, клеєдерев'яних накладок або інших з'єднань.

Жорстке кріплення з анкерними столиками (рис. 5.8) складається з чотирьох сталевих столиків, прикріплених в крайніх зонах стійки болтами, і чотирьох анкерів із пруткової сталі, замоноличених у бетоні фундаменту. Це з'єднання дозволяє підтягувати гайки анкерів у процесі експлуатації будинку і при необхідності замінити стійки.

Жорстке кріплення стійки і фундаменту з вкесними сталевими стержнями складається з двох груп коротких арматурних стержнів, вкесних у деревину крайніх зон перерізу стійки і замоноличених зовнішніми кінцями в анкерних гніздах фундаменту. Це з'єднання відрізняється простотою, невеликою трудомісткістю і твердістю, але воно не дає можливості заміни стійки.

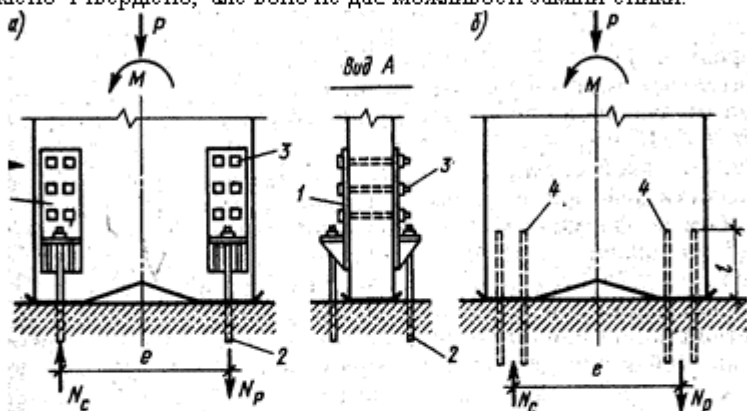


Рис 5.8 Жорсткі обпірання клеєдерев'яних стійок перемінного перерізу:

а - кріплення з анкерними столиками; *б* - кріплення з вкесними сталевими стержнями; 1 — анкерні столики; 2 — анкери; 3 — болти; 4 — вкесні арматурні стержні

Розрахунок жорстких кріплень стійки до фундаменту виконується на дію максимальної сили, що розтягує, N_p . Вона виникає від дії максимального згинаючого моменту в опорному перерізі M_d і визначається з урахуванням подовжньої сили N_p по формулі $N_p = M_d/e - N/2$. Тут $e = h - h_0$ — плече пари внутрішніх сил.

Розрахунок жорсткого кріплення стійки до фундаменту з анкерними столиками полягає в наступному. Необхідне число болтів кріплення двох столиків до стійки з врахуванням їх симетричної двоохвізної роботи між металевими накладками визначається по формулі (3.2). Необхідний переріз анкерів по нарізці, що з'єднують стійку з фундаментом і працюють на розтягання, визначається по формулі (3.1).

Розрахунок жорсткого кріплення стійки до фундаменту вкесними стержнями полягає у визначенні числа стержнів, що працюють на висмикування растягуючою силою. При цьому несуча здатність стержня визначається в залежності від його діаметра d , глибини вкесування в деревину l і розрахункового опору сколюванню $f_{v,d}$ по формулі (3.4).

ДЕРЕВ'ЯНІ АРКИ

6.1. Конструкції арок

Дерев'яні арки є розповсюдженими основними несучими конструкціями дерев'яних покриттів будинків різного призначення. Вони застосовуються в покриттях виробничих промислових, сільськогосподарських і громадських будівель, що мають прольоти 12...80 м. В практиці закордонного будівництва застосовуються дерев'яні арки з прольотами до 100 м і більше. Їх виготовляють шляхом склеювання синтетичними клеями гнутих і прямих клеєдерев'яних елементів значних довжин і перерізів необхідної несучої здатності. Конструкції клеєдерев'яних арок є простими, складаються з мінімального числа елементів. Істотне значення має також архітектурна виразність дерев'яних аркових покриттів. До переваг дерев'яних арок із клеєдерев'яних елементів варто також віднести їхню підвищену межу вогнестійкості і досить тривалий опір загниванню і руйнуванню в хімічно агресивних середовищах.

Сегментні клеєдерев'яні арки з клеєних елементів заводського виготовлення без затяжок (рис. 6.1,а, поз. 1) мають значну висоту, яка досягає половини довжини їхнього прольоту, спираються, як правило, безпосередньо на фундаменти і застосовуються в покриттях громадських однопролітних будівель без стін. Невисокі сегментні клеєдерев'яні арки без затяжок, що мають висоту, рівну біля 1/6 довжини прольоту, використовують переважно в покриттях середнього найбільшого прольоту трьохпролітних громадських будівель. Вони спираються на елементи несущого каркаса бічних прольотів, що сприймають їхній вертикальний і горизонтальний опорні тиски.

Сегментні клеєдерев'яні арки з затяжками (рис. 6.1,а поз. 2) мають невеликі прольоти і висоту порядку 1/6 довжини прольоту. У більшості випадків вони мають трьохшарнірні схеми. При малих прольотах ці арки виготовляють двошарнірними, що зменшує трудомісткість їхнього монтажу. Верхні пояси цих арок, як правило, мають ширину перерізів, яка не перевищує 17 см, і виготовляються без поперечних стиків дощок по кромках.

Затяжки цих арок у більшості випадків виготовляються зі сталевих кутників або арматурних стержнів, які від провисання підтримуються сталевими прутковими підвісками. Нижні пояси арок можуть бути також клеєдерев'яними. Це значно підвищує жорсткість їх при транспортуванні й установці в повнозбірному вигляді.

Сегментні клеєдерев'яні арки з затяжками застосовуються як основні несучі конструкції звичайних дерев'яних покриттів будинків зі стінами, на каркас яких вони передають тільки вертикальні опорні тиски тому, що ці арки не мають розпору. До арок може кріпитися легка підвісна стеля. При цьому ховаються затяжки і поліпшується архітектурна виразність приміщень, що покриваються.

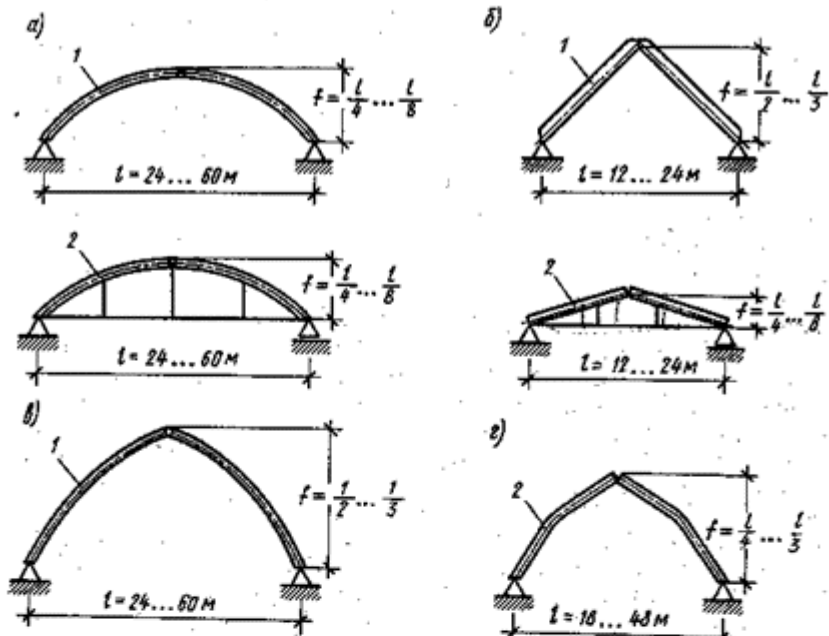


Рис. 6.1. Клеєдерев'яні арки:

а — сегментні; б — трикутні; в — стрічасті; 1 — без затяжок; 2 — із затяжками

Стрічасті клеєдерев'яні арки (рис.6.1,в) завжди мають трьохшарнірні схеми, як правило, без затяжок. Вони складаються з двох напіварок кругового обрису осей і мають прольоти 18...80 м. Висота стрічастих арок близька до половини довжини їхніх прольотів. При менших прольотах ці арки мають перетин шириною не більше 17 см без поперечних стиків дощок, а при великих прольотах їх перерізи мають велику ширину і складаються з дощок, які стикаються по ширині.

Трикутні клеєдерев'яні арки можуть бути тільки трьохшарнірними з затяжками або без них. Довжина прольоту цих арок звичайно не перевищує 30 м. Вони простіші у виготовленні, ніж сегментні тому, що складаються з прямих напіварок. Такі арки можуть бути основою плоских настилів двосхилої азбестоцементної покрівлі, найбільш раціональної для дерев'яних покриттів. Основним недоліком трикутних арок є виникнення в їхніх перерізах значних згинальних моментів від основних розподілених навантажень, ніж у перерізах сегментних арок. Це обмежує довжини їхніх прольотів.

Трикутні клеєдерев'яні арки без затяжок (рис. 6.1,б, поз. 1) мають у більшості випадків висоту, близьку до половини довжини їхнього прольоту. Особливо раціональне застосування цих арок у покриттях складських будинків трикутного профілю без стін, де арки спираються безпосередньо на фундаменти.

Трикутні клеєдерев'яні арки з затяжками (рис. 6.1, б, поз. 2) мають висоту порядку 1/6 довжини прольоту. Перерізи їхнього верхнього пояса звичайно мають ширину, що не перевищує 17 см. Затяжки цих арок у більшості випадків

виготовляються з кутиків чи арматурної сталі і підтримуються від провисання прутковими сталевими підвісками. Нижні пояси малопролітних клеєдерев'яних арок доцільно виконувати теж клеєдерев'яними.

Трикутні суцільнодерев'яні арки мають трьохшарнірну схему і затяжки. Їхні прольоти не перевищують 12 м, а висота рівна $1/4 \dots 1/6$ довжини прольоту. Верхні пояси цих арок виготовляються з суцільних брусів чи колод, а затяжки зі сталевих арматурних брусів, з'єднаних між собою по довжині при допомозі дерев'яних накладок і болтів.

Доцяті суцільнодерев'яні арки мають трьохшарнірну схему, трикутну форму осі і доцяті нижні пояси. Вони використовуються при прольотах до 12 м і висоті порядку $1/6$ прольоту. Нижній пояс цих арок складається, як правило, із двох дощок, з одним подовжнім стиком у середині прольоту. Верхній пояс — із двох товстих дощок із прокладками і зазором, рівним їх товщині. Ці арки застосовуються в двоскильних покриттях тимчасових будинків.

Вузлові з'єднання дерев'яних арок є опорні та конькові.

Опорні вузли клеєдерев'яних арок без затяжок (рис. 6.2) виконуються в більшості випадків за допомогою сталевих зварних башмаків. Опорний башмак арок малих і середніх прольотів включає опорний лист з отворами для анкерних болтів і дві вертикальні фасонки з отворами для болтів кріплення опорного кінця напівварки, що спираються лобовими упорами в опорний лист. Зазор між фасонками рівний ширині перерізу напівварки.

Опорні вузли клеєдерев'яних арок із затяжками (рис. 6.3) виконуються також, як правило, із застосуванням сталевих башмаків, конструкція яких враховує те, що ці арки спираються на горизонтальні поверхні опор і мають сталеві затяжки.

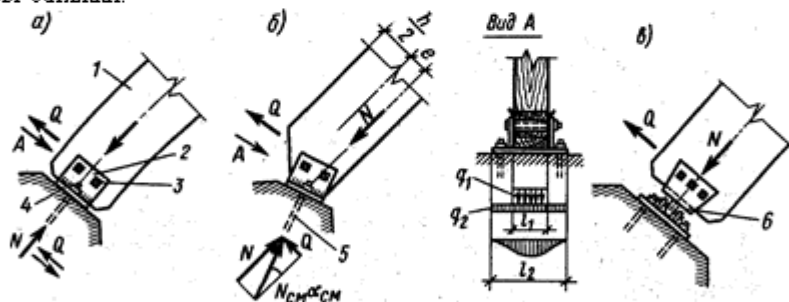


Рис. 6.2. Опорні вузли клеєдерев'яних арок без затяжок

а — сегментної; *б* — трикутної; *в* — великопролітної; 1 — арка; 2 — сталевий башмак; 3 — болт; 4 — зварювання; 5 — анкер; 6 — шарнір

Опорні вузли клеєдерев'яних арок невеликих прольотів з клеєдерев'яними нижніми поясами можуть виконуватися також без сталевих башмаків. Пояса арок в опорному вузлі можуть бути з'єднані за допомогою вклеєних стержнів зі сталевих арматурних брусів. Ці стержні вклеюються в нижній пояс арки уздовж волокон деревини.

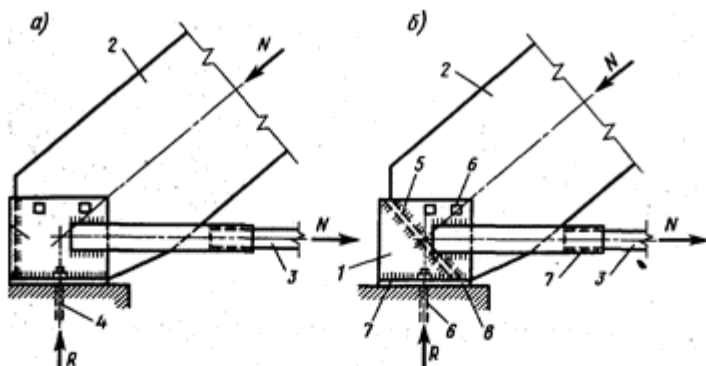


Рис. 6.3. Опорні вузли арок із затяжками:

а - вертикальною діафрагмою; *б* - похилою діафрагмою; 1 - башмак; 2 - арка; 3 - затяжки; 4 - анкери; 5 - діафрагма; 6 - болт; 7 - зварні шви; 8 - опорний лист

Конькові вузли клесядерев'яних трьохшарнірних арок (рис. 6.4) виконуються з застосуванням сталевих кріплень чи дерев'яних накладок і болтів. Сталеє кріплення конькового вузла (рис. 6.4, *а*) складається з упорного листа і двох фасонок.

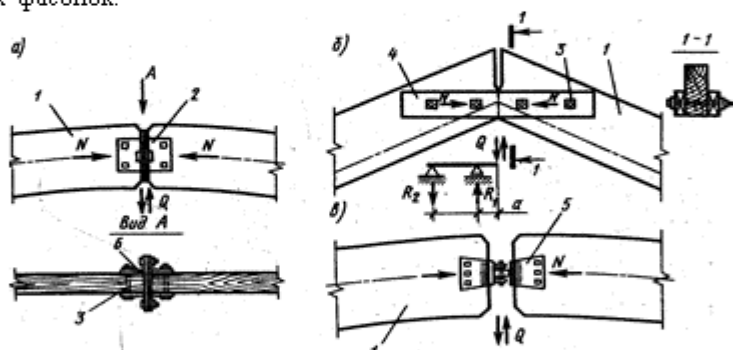


Рис. 6.4. Конькові вузли клесядерев'яних арок:

а - зі сталевими кріпленнями; *б* - з дерев'яними накладками; *в* - із шарніром; 1 - напіварка; 2 - сталеве кріплення; 3 - болт; 4 - дерев'яна накладка; 5 - шарнір

Клесядерев'яні накладки в конькових вузлах арок (рис. 6.4, *б*) мають товщину, порядку 10 см і кріпляться до кінця кожної напіварки подвійними болтами, найближчими до центра вузла, і одиночними болтами в кінцях накладок. Конькові вузли арок, що працюють у хімічно агресивному середовищі, можуть виконуватися за допомогою вкесних сталевих стержнів. Конькові вузли багатопролітних трьохшарнірних клесядерев'яних арок виконуються у вигляді сталених башмаків з плитковими або валиковими шарнірами. Опорні вузли арок з брусів при таких же нижніх поясах можуть виконуватися за допомогою лобових рубок.

6.2. Розрахунок дерев'яних арок

Геометричний розрахунок арки полягає у визначенні всіх необхідних для статичного розрахунку розмірів кутів нахилу і їх геометричних функцій. Через те, що арки мають симетричні схеми, такий розрахунок досить зробити тільки для однієї, звичайно лівої половини схеми. Розраховувати зручно в прямокутній системі координат з початком у центрі лівого опорного вузла (рис. 6.5, а). Однак можливе використання для цієї мети і полярної системи координат. Основними вихідними величинами є її проліт l і висота f , а в стрілочастій арці також радіус напіварок r .

Геометричний розрахунок *трикутної арки* полягає у визначенні кута нахилу осі арки α , довжини осі напіварки s і координат x і y , що знаходяться з виразів

$$\operatorname{tg} \alpha = 2f/l; \quad s = f/\sin \alpha; \quad y = x \operatorname{tg} \alpha; \quad (6.1)$$

Геометричний розрахунок *сегментної арки* полягає у визначенні радіуса її осі r , центрального кута дуги напіварки φ , довжини осі напіварки s , координат перерізів x і y і кутів нахилу дотичних α_n до осі в цих перерізах, що визначаються з виразів:

$$r = (l^2 + 4f^2)/(8f); \quad \sin \alpha = l/2r; \quad s = r\varphi; \\ y = \sqrt{r^2 - (l/2 - x)^2} - r + f; \quad \sin \alpha_n = (l/2 - x)/r. \quad (6.2)$$

Геометричний розрахунок *стрілочасті арки* полягає у визначенні наступних величин: кута нахилу хорди a , довжини хорди l_x , центрального кута осі φ , довжини осі s , кута нахилу першого радіуса φ_0 , координат центра b і c , координат перерізів x і y , координат перерізів по хорді z , кутів нахилу дотичних до осі α_n , відстані її від середнього радіуса до центра правої опори. Ці величини визначаються з наступних виразів:

$$\operatorname{tg} a = 2f/l; \quad l_x = \frac{f}{\sin a}; \quad s = r\varphi_0; \quad \varphi_0 = 90 - a - \varphi/2; \\ b = r \sin \varphi_0; \quad c = r \cos \varphi_0; \quad y = \sqrt{r^2 - (x - c)^2} - b; \\ z = \sqrt{x^2 + y^2}; \quad \sin \alpha_n = (c - x)/r; \quad e = l \cos a - l_x/2.$$

Розрахункові навантаження, що діють на арки, містять у собі навантаження постійні від власної ваги всіх елементів покриття, ваги арки і стаціонарного підвісного устаткування, тимчасові розподілені від ваги снігу, тиску й відсоса вітру і тимчасові зосереджені від ваги рухомого устаткування. Вони визначаються відповідно до норм ДБН В.1.2 - 2; 2006 «Навантаження і впливи» (див. § 1.2).

Розподілені навантаження визначаються з урахуванням кроку розміщення арок E . Вони є лінійними і їх зручно обчислювати в кН/м, зосереджені навантаження — в кН.

Постійне навантаження g умовно, у невеликий запас міцності, вважається рівномірно розподіленою по довжині прольоту арки, для чого її фактичне

значення збільшується на відношення довжини арки до її прольоту, тобто $2s/l$.

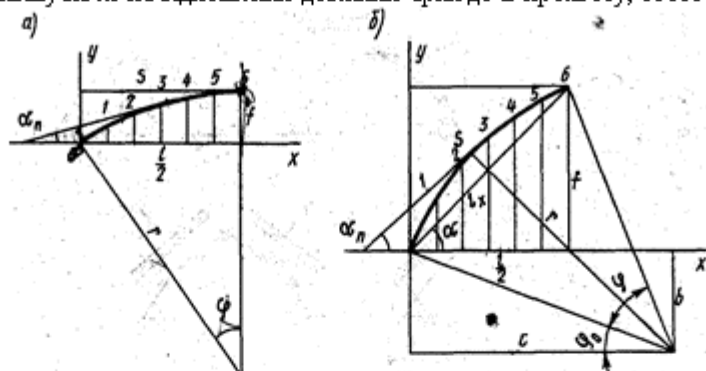


Рис. 6.5. Геометричні схеми напіварок:
а — сегментної; б — стріччастої

Снігове навантаження s на трикутні і стріччасті арки даються в нормах умовно рівномірно розподілені по довжині прольоту арки, розташованої на всьому прольоті чи на напівпрольотах. Снігове навантаження на сегментні арки можуть бути рівномірно розподілені по всьому прольоті чи його половинам і залежить від відношення довжини прольоту до його висоти — $l/(8f)$. Це навантаження s_l може бути також трикутної з максимальними значеннями над опорними вузлами і нульовими в коньку в залежності від відношення висоти арки до прольоту w/l .

Вітрове навантаження w дається нормами рівномірно розподілені по довжині верхнього пояса арки. На пологі трикутні і сегментні арки вона діє у виді вітрового відсоса w_v і, як правило, не враховується в розрахунку, тому що вона майже не збільшує зусиль, що діють у перерізах цих арок. На відносно високі сегментні трикутні і стріччасті арки вітрове навантаження діє у виді тиску w_t на підвітрову сторону й відсоса w_v на завітряну, звичайно близьких за значенням. На стріччасті арки вітрове навантаження може прийматися умовно рівномірно розподілене по довжині хорд напіварок. При розрахунку цих арок вітрове навантаження обов'язково враховується, тому що вона істотно збільшує зусилля в їхніх перерізах. Зосереджені навантаження від підвісного устаткування з вантажами P приймаються відповідно з даними технологічної частини розрахунку.

Статичний розрахунок арок (рис. 6.7) проводиться в наступному порядку. Визначають діючі на арку розрахункові навантаження. Потім обчислюють опорні реакції — вертикальну R і горизонтальну H — і діючі в перерізах арки зусилля — згинальні моменти M , поздовжні N і поперечні Q сили.

Визначення зусиль у перерізах арок проводиться з врахуванням того що трьохшарнірні арки є статично визначеними конструкціями. Двухшарнірні арки один раз статично невизначені. Однак розрахунок їх як трьохшарнірних дає в більшості випадків результати, досить близькі до розрахунку з врахуванням їхньої статичної невизначеності.

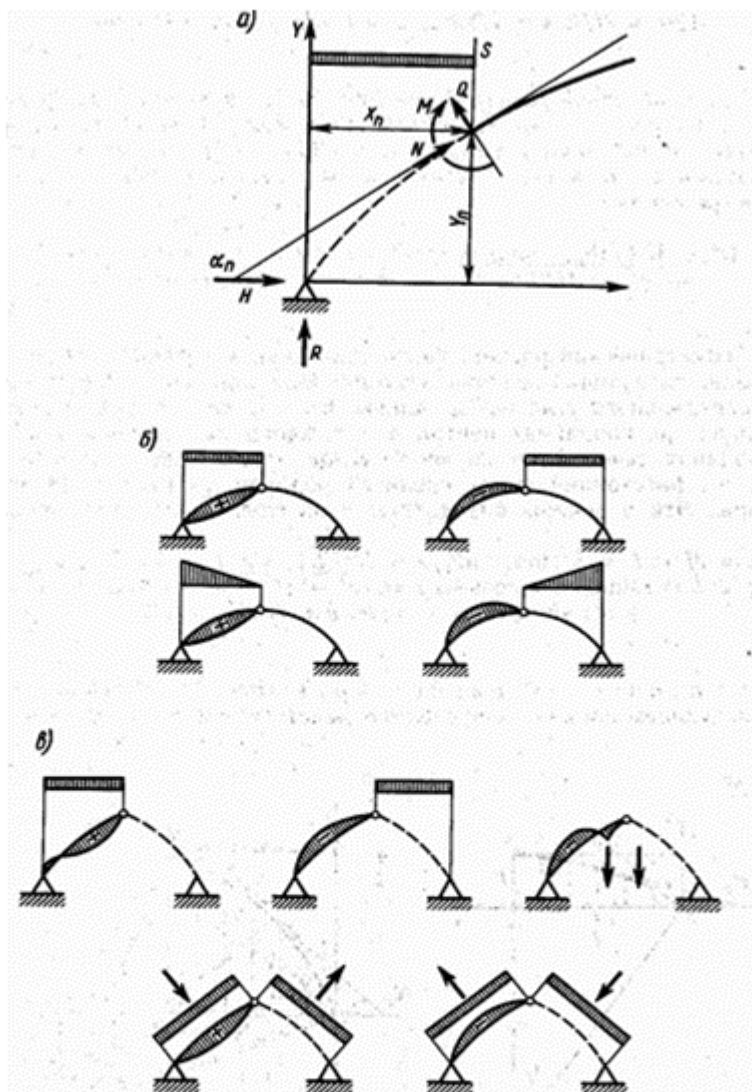


Рис 6.6. Схеми роботи і епюри згинальних моментів в січених арках:

а-схеми роботи; б-моменти в сегментних арках; в-моменти в стрільчатих арках

Зусилля в перерізах, арок - згинальні моменти M , поздовжні N і поперечні Q сили визначаються в залежності від навантажень, координат перерізів x і y і кутів нахилу α дотичних до осі u цих перерізів. Наприклад, при рівномірному сніговому навантаженні s на лівому напівпрольоті арки M_x , N_x і Q_x визначаються за формулами

$$M_x = Rx - Hy - sx^2/2; \quad N_x = (R-sx)\sin\alpha + H\cos\alpha; \quad Q_x = (R-sx)\cos\alpha - H\sin\alpha. \quad (6.4)$$

Згинальні моменти варто визначати у всіх перерізах лівої напіварки й ілюструвати їх епюрами моментів (див. рис. 6.6). Поздовжні і поперечні сили

можна визначати тільки в опорному і коньковому шарнірах сегментних арок, де вони досягають найбільших значень.

Конструктивний розрахунок дерев'яних арок проводиться на дію максимальних зусиль -згинаючих моментів M , поздовжніх N і поперечних Q сил, при найбільш несприятливих поєднаннях розрахункових навантажень.

Верхні пояса арок розраховуються на стиск із згином і сколювання, а нижні пояси — на розтяг.

Підбір перерізу верхнього поясу клеєдерев'яної арки може проводитись в наступному порядку. Спочатку можна задатися шириною прямокутного перерізу b в відповідності із шириною досок сортаменту пиломатеріалів і з врахуванням їх острожки по кромках. Так, як розміри верхнього поясу більшою мірою залежать від згинаючого момента, можна визначити необхідний момент опору W_N і необхідну висоту перерізу h_N , виходячи з формули згину, в якій вплив поздовжньої сили можна враховувати коефіцієнтом 0,8

$$W_N = M / (0,8 / R_{\text{ст}}); \quad h_N = \sqrt{6 W_N / b}.$$

Потім висоту перерізу варто пов'язати з товщиною дощок δ , із яких склеюється арка після їх острожки. Перевірка нормальних стискаючих напруг у перерізах проводиться по формулі (2.16):

$$\sigma = N/A + M_N/W \leq f_{c,d}$$

де $M_N = M/\xi$, $\xi = 1 - N \lambda^2 / (3000 f_{c,d} A)$.

Тут N — поздовжня сила, яка діє в перерізі з максимальним згинальним моментом; l_p - розрахункова довжина арки: при розрахунку сегментної арки - $l_p = 0,580 2s = 1,16s$; при розрахунку трикутної і стрілочної арок - $l_p = s$, де s - довжина піварок. Розрахунковий опір стиску повинний прийматися з врахуванням висоти перерізу m_b , вітру m_w і товщини досок $m_{\text{ш}}$.

Перевірка сколюючих напружень проводиться в кінцях арки по формулі (2.20). При ексцентричному опиранні прямої піварки частиною торця в чисельник цієї формули вводиться коефіцієнт, що враховує концентрацію сколюючих напружень $K_{\text{ск}}$. При висоті торця піварки h_T , рівному половині висоти перерізу арки, $K_{\text{ск}} = 2$. Підбір перерізу нижнього пояса чи затяжки і перевірка напружень у їхніх перерізах проводиться по формулам розрахунку на розтяг дерев'яних чи сталевих елементів.

Розрахунок на стійкість плоскої форми деформування верхнього пояса необхідний при розрахунку клеєдерев'яних арок, що мають переріз пояса значної висоти h при відносно малій щодо його ширині b . Цей розрахунок повинний виключати небезпеку виходу поясу з вертикальної площини до момента втрати ним несучої здатності по міцності. Верхні пояса арок закріплюються від виходу з вертикальної площини скатними зв'язками в точках, відстані між якими називаються розрахунковою довжиною l_p . Ці зв'язки, як правило, розташовуються біля верхніх кромek арок.

При дії від'ємних згинальних моментів верхня зона арки виявляється розтягнутою і закріпленою зв'язками, а нижня зона — стиснутою і не закріпленою. У цьому випадку небезпека втрати стійкості плоскої форми деформування вища, ніж при додатніх згинальних моментах, коли закріпленою

зв'язками виявляється стиснута зона арки і її перевірка більш необхідна.

Стойкість плоскої форми деформування верхнього пояса сегментної клеєдерев'яної арки, що має площу перерізу $A = bh$, момент опору $W = bh^2/6$, довжину напіварки s , центральний кут її осі — α_p (рад) і закріпленого з площини скатними зв'язками поверху з кроком l_p , на яку діє поздовжня сила N і від'ємний згинальний момент M_p , проводиться по формулі

$$N / (\varphi_y K_{пн} f_{c,d} A) + M_p / (\varphi_m K_{пм} f_{c,d} W) \leq 1 \quad (6.6)$$

де φ_y, φ_m — коефіцієнти стійкості: $\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2$, $\lambda_y = s / (0,29b)$, $\varphi_m = 140b^2 / (l_p h) K_\phi$, при $K_\phi = 1,13$

$K_{пн}, K_{пм}$ — коефіцієнти: $K_{пн} = 0,75 + 0,06(l_p h)^2 + 0,6\alpha_p l_p / h$;

$$K_{пм} = 0,142(l_p h) + 1,76(h/l_p) + 1,4\alpha_p$$

Розрахунковою довжиною напіварки з її площини є довжина її осі s .

Якщо умова формули (6.6) не дотримується, крок скатних зв'язків повинний бути зменшений або необхідні додаткові зв'язки, що закріплюються з площини, нижню зону напіварки.

Опорний вузол клеєдерев'яної арки без з'явки перевіряється за міцністю деревини при зминанні за формулою (2.19). В опорному вузлі сегментної чи стрілкової арки торець напіварки перпендикулярний її осі, поздовжня сила N діє уздовж волокон деревини при куті зминання $\alpha = 0$, і розрахунковий опір зминанню є максимальним, рівним розрахунковому опору стиску R_c . В опорному вузлі трикутної арки торець напіварки звичайно перпендикулярний поздовжній і поперечній силі $N_{зм} = \sqrt{N^2 + Q^2}$. Ця поздовжня сила діє під кутом до волокон деревини, визначеним з виразу $\operatorname{tg} \alpha = Q/N$, і розрахунковий опір зминанню $R_{змд}$ відповідно дещо нижче і визначається по формулі (2.18).

Число болтів кріплення кінця сегментної і стрілкової арок до бічних фасок башмака визначається по величині поперечної сили Q як двох зрізних, що працюють симетрично при сталевих накладках під кутом $\alpha = 90^\circ$ до волокон деревини. В опорному вузлі трикутної арки, де рівнодіюча сил N і Q діє перпендикулярно торцю напіварки, поперечна сила відсутня і болти кріплення приймаються конструктивно.

Опорний лист башмака працює на згин як балка на пружній основі. Максимальний згинальний момент в його перерізі при розрахунковій ширині $b = 1$ см визначається по наближеній формулі

$$M = (q_1 l_1^2 - q_2 l_2^2) / 8 \quad (6.7)$$

де q_1, q_2 дорівнюють тиску торця напіварки і реактивному тиску фундаменту, а l_1, l_2 рівні відповідно довжині листа при ширині перерізу арки.

Необхідна товщина опорного листа δ визначається з виразу $\delta_k = \sqrt{6M/R}$. Анкерні болти розраховуються на зріз і зминання при дії поперечних сил по нормах проектування сталевих конструкцій. Поверхня опор розраховується на зминання від дії поздовжніх сил N .

Опорний вузол сегментної чи трикутної дерев'яної арки з з'явкою з двох сталевих кутиків (див. рис. 6.3, а) розраховується за міцністю при двох похилих лобових упорах торця напіварки в елементи башмака. Нижня

горизонтальна площа упора A_1 розраховується на змінання від дії на неї через опорний лист вертикальної опорної реакції R по формулі $\sigma = R/A_1 \leq f_{c,ad}$, де розрахунковий опір змінанню визначається при куті нахилу дотичної осі арки $\alpha = \alpha_0$. Вертикальна площина упора A_2 розраховується на змінання діафрагмою від горизонтального зусилля в затяжці по формулі $\sigma = R/A_2 \leq f_{c,ad}$, де кут $\alpha = 90^\circ - \alpha_0$. Розрахункові опори змінанню визначається в відповідності зі значеннями цих кутів по формулі (2.12). Опорний лист цього башмака працює на згин як сталеві пластина, оберта по трьох сторонах з консолями на реактивний тиск опори і вертикальний тиск торця напіварки. Діафрагма працює і розраховується на згин як сталеві пластина оберта по трьох сторонах на горизонтальний тиск торця піварки.

В опорному вузлі з похилою ребристою діафрагмою (рис. 6.3, б) торець напіварки перевіряється на змінання силою N вздовж волокон деревини. Число двохрізних болтів визначається по величині поперечної сили Q , а діафрагма розраховується на згин від тиску торця напіварки, як балка прольотом, рівним відстані між бічними фасонками башмака. Довжини зварних швів, що з'єднують елементи башмака, кріплення до нього накладок затяжки розраховують з врахуванням розтягуючої сили в затяжці за нормами проектування сталених конструкцій. Анкерні болти арок із затяжками не сприймають розпору і є конструктивними.

Опорний вузол арки з кледедерев'яною затяжкою і з'єднаннями на вклеваних сталевих стержнях розраховується на зусилля розтягання в затяжці відповідно до несучої здатності вклеваних сталевих стержнів, що визначається по формулі (3.10). Опорна площа горизонтального торця кінця напіварки розраховується на змінання під кутом $\alpha = 90^\circ - \alpha_0$ (де α_0 — кут нахилу дотичної до осі напіварки в центрі вузла) і на тиск опорної реакції. При збірній конструкції цього вузла вертикальна площа кінця напіварки перевіряється на змінання, сталеві шайби — на згин від тиску зусилля в нижньому поясі арки, а кінці вільних тут стержнів з нарізками перевіряються на розтягання.

Розрахунок конькових вузлів сегментних, трикутних і стрічастих кледедерев'яних арок великих прольотів проводиться аналогічно опорних з врахуванням їх конструкції. Розрахунок конькових вузлів кледедерев'яних і брущатих малопролітних арок з накладками з товстих дощок або кледедерев'яними і з болтовими кріпленнями (див. рис. 6.4, б) проводиться на змінання торців напіварок поздовжніми силами N . Необхідне число з'єднувальних болтів визначається при дії поперечної сили Q . При цьому кожна половина накладки умовно вважається консольною балкою прольотом l , рівним відстані між рядами болтів, і консолю a , рівної відстані крайнього ряду болтів від осі вузла, де діє поперечна сила Q . При цьому в найближчому до осі вузла болтів виникає зусилля $R_1 = Q(l+a)/l$, а в дальньому $-R_2 = Qa$. По цих зусиллях визначаються необхідна кількість болтів з врахуванням того, що вони працюють під значними кутами до волокон деревини як двохрізні і симетричні. У найближчому до осі вузла ряду ставляться звичайно два болти, а в більш дальньому — один болт. Самі накладки працюють на згин з запасом міцності.

ДЕРЕВ'ЯНІ РАМИ

7.1. Конструкції дерев'яних рам

Рами є одним з основних класів несучих дерев'яних конструкцій. Їхня форма цілком відповідає більшості виробничих і громадських споруд. Вертикальні стійки і похилі ригелі служать основами для настипів покриттів і обшивок стін. Однак рами вимагають більшої витрати деревини на виготовлення, ніж арки, оскільки форма їх осей менше відповідає закономірностям діючих в них розподілених і особливо зосереджених навантажень. У вітчизняному будівництві в основному застосовують однопролітні двосхилі рами при прольотах 12...24 м, можуть бути до 60 м. Дерев'яні рами можна розділити по ряду признаков.

По статичним схемам дерев'яні рами можуть бути статично визначеними й один раз статично невизначеними.

Трьохшарнірна рама (рис. 7.1, а) є статично визначеною. Перевагою цієї схеми є незалежність діючих у її перерізах зусиль від осідання фундаментів і відносна простота рішень шарнірних опорних вузлів. До недоліків відноситься виникнення великих згинальних моментів у карнизних перерізах чи вузлах.

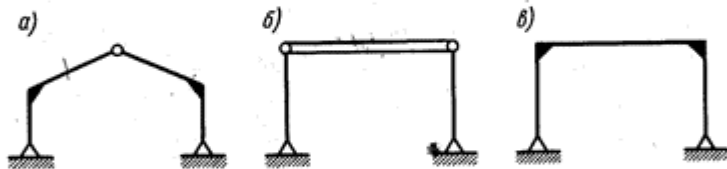


Рис 7.1. Статичні схеми дерев'яних рам.

а—трьохшарнірна; б—двошарнірна жорстко опертая; в—двошарнірна шарнірно опертая

Двошарнірна схема з жорсткими опорними вузлами (рис. 7.1, б) є один раз статично невизначеною. Перевагами цієї схеми є відсутність згинальних моментів у шарнірних з'єднаннях ригеля зі стійками. Це спрощує йню конструкцію і дає можливість застосування як ригеля клеєдерев'яних балок, арок із затяжками, сегментних і трикутних ферм. Недоліками цієї схеми є наявність жорстких опорних вузлів, у яких діють згинальні моменти і конструкції яких складніше шарнірних, а також залежність величин зусиль у таких рамах від просідань опор.

Двошарнірна схема із шарнірними опорними вузлами (рис. 7.1, в) теж один раз статично невизначена. Перевагами цієї рами є відсутність згинальних моментів у шарнірних опорних вузлах, що дозволяє просто вирішувати йню конструкцію, і можливість застосовувати як ригель клеєдерев'яні балки і ферми, що мають опорні стійки, наприклад п'ятикутні. Недоліком цієї схеми є наявність жорстких карнизних вузлів, у яких діють згинальні моменти, що ускладнюють їх конструкцію.

По конструкції поперечного перерізу дерев'яні рами поділяються на

кледерев'яні, сучільнодерев'яні і клефанерні. Трьохшарнірні кледерев'яні рами заводського виготовлення є одним з основних видів дерев'яних рам. Вони бувають безпідкосними і можуть мати від двох до чотирьох підкосів (рис. 7.2). Елементи цих рам мають прямокутні кледерев'яні перерізи. До недолків ломаноклеєної рами відноситься те, що їх важко транспортувати, деревина в зоні перелому осі і зубчатого стику, де діють максимальні згинальні моменти, працює на нормальні напруження від стиску з згином під значним кутом до напрямку волокон.

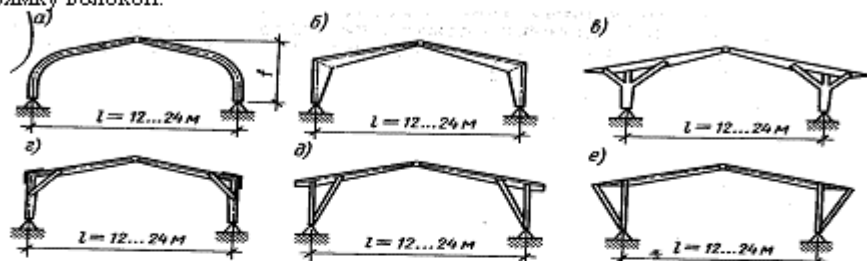


Рис. 7.2. Кледерев'яні трьохшарнірні рами:

а — гнотоклеєна; б — ломаноклеєна; в — чотирьохпідкосна; г — двопідкосна; д — із внутрішніми опорними підкосами; е — із зовнішніми опорними розкосами

Гнотоклеєна трьохшарнірна рама (рис. 7.2, а) складається з (напіврам Г-образної форми прямокутного перемінного перерізу, вигнутих при виготовленні в зоні майбутнього карнизу. Перевагою цієї рами є те, що вона складається тільки з двох великих елементів — напіврам, що з'єднуються при зборці всього трьома вузлами-двома опорними і одним коньковим. Друга перевага - це змінна висота перерізів — максимальна в зоні згина, де діють максимальні згинальні моменти, і мінімальна в вузлах, де моменти відсутні.

Технологія виготовлення гнутих кледерев'яних напіврам змінного перерізу більш складна і трудомістка, ніж прямих елементів. При виготовленні цих напіврам застосовуються тонкі дошки, які дозволяють гнути їх по мінімальному що допускається радіусу $r \geq 150\delta$. Це підвищує трудомісткість виготовлення, витрату деревини при ошпунті і клею. Крім того, у зонах карниза для обпирання на них настипа покриття вимагаються додатково похилі стержні.

Ломаноклеєна рама (рис. 7.2, б), або кледерев'яна рама з прямолінійних піврам на зубчатих шптах складається з двох напіврам. Кожна напіврама має Г-образну форму з переломом осі в місці карнизного вузла. Напіврама складається з двох прямих елементів — стійки і напівригеля, що мають змінні перерізи, максимальні в зоні перелому осі. Ці елементи з'єднуються під необхідним кутом похилим зубчастим шптом. Ломаноклеєна рама має тіж переваги, як і гнотоклеєна.

Кледерев'яна трьохшарнірна чотирьохпідкосна рама (рис. 7.2, в) складається з двох стійок, двох напівригелів перемінної висоти перерізу і чотирьох підкосів постійного перерізу, що з'єднують стійкі з ригелем. Підкоси створюють додаткові опори для ригеля, що приводить до зменшення згинальних моментів у ригелі в порівнянні з безпідкосною рамою. Особливо зменшуються при цьому моменти в стійках. Ця рама є збірно-розбірною і складається з прямих

кледерев'яних елементів, простих у виготовленні, що легко можуть транспортуватися будь-яким видом транспорту. Основним недоліком цієї рами є більше, чим у беспідкосних рамах, число елементів і вузлів, що підвищує трудомісткість виготовлення і зборки. Підкоси також зменшують вільний простір приміщень, тому застосування цих рам найбільше раціонально в покриттях навісів.

Двохпідкосна кледедерев'яна трьохшарнірна рама (рис. 7.2, з) складається з двох стійок, двох напівригелів перемінного перерізу і двох підкосів постійного перерізу. До недоліків цієї рами відноситься наявність значних розтягуючих зусиль у карнизних вузлах, для сприйняття яких необхідне застосування металевих кріплень і гвинтів. Крім того, згинальні моменти в стійках і ригелях цієї рами значно більші, ніж у рамах з парними підкосами. Підкоси зменшують вільний простір приміщення.

Кледедерев'яна трьохшарнірна рама з опорними підкосами (рис. 7.2, д) складається з двох напівригелів перемінного перерізу, двох підкосів і двох стійок постійного перерізу. Основні переваги цієї рами ті ж, що й інших підкосних рам. Основні недоліки — це робота стійок на розтягання і згин від вітрового навантаження, що ускладнює конструкцію їх вузлових кріплень, та значна довжина стиснутих підкосів, переріз яких визначаються з умови гнучкості, що гранично допускається.

Кледедерев'яна трьохшарнірна рама з зовнішніми розкосами (рис. 7.2, е) відрізняється від попередньої тільки зовнішнім розташуванням розкосів. Переваги її і недоліки ті ж, що й інших підкосних рам. Зовнішні розкоси працюють у цій рамі на розтяг і можуть виготовлятися як із клееної деревини, так і сталі. При цьому вони не зменшують внутрішнього простору приміщення.

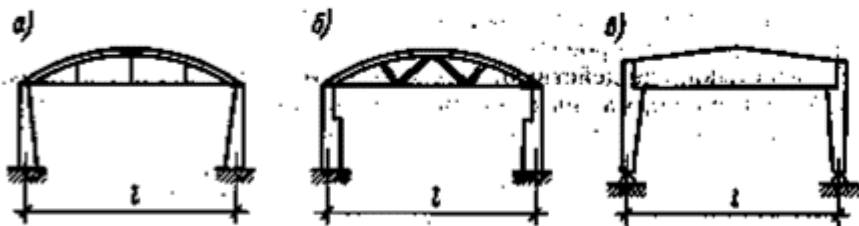


Рис. 7.3. Двохшарнірні кледедерев'яні рами:

а - з жорсткими опорами й аркою; б - із жорсткими опорами і фермою; в - із шарнірними опорами і кледедерев'яною балкою.

Двохшарнірні кледедерев'яні рами (рис. 7.3) складаються з трьох конструктивних елементів — двох вертикальних стійок і горизонтального ригеля. Їхня основна перевага — це відносна простота виготовлення і транспортування прямих стійок і балкових конструкцій ригелів у порівнянні з гнутими і ломаними напіврамами. Крім того, їх горизонтальні ригелі зручні для кріплення до них необхідної в деяких приміщеннях підвісної стелі.

Опорні і конькові вузли гнукотесених і ломанотесених рам можуть мати конструкції аналогічні конструкціям опорних і конькових вузлів кледедерев'яних арок. Опорні вузли цих рам виготовляються з використанням металевих

башмаків з опорними листами, подвійними фасонками і діафрагмами, які передають зусилля в стійках на фундаменти. При цьому в гнотоклесній рамі з постійним перерізом стійки діафрагма може бути приварена до опорного листа (рис. 7.4, а), а в ломаноклесній рамі з стиками перемінної висоти між діафрагмою й опорним листом може бути записаний зазор (рис. 7.4, б).

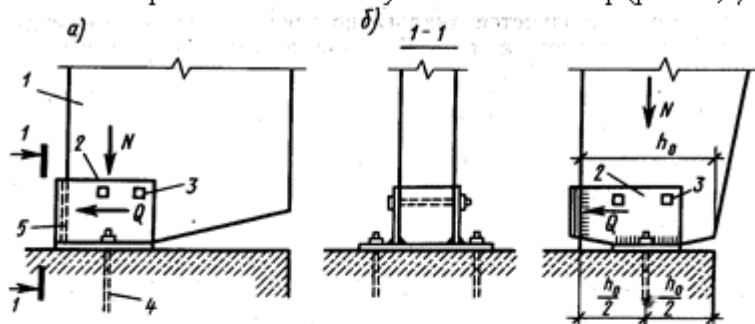


Рис. 7.4. Опорні вузли клеєдерев'яних рам:

а — зі стійкою постійного перерізу; б — зі стійкою перемінного перерізу; 1 — стійка; 2 — сталевий башмак; 3 — болт; 4 — анкер; 5 — зварювання

Конькові вузли цих рам можуть виконуватися аналогічно коньковим вузлам трьохшарнірних арок із застосуванням сталевих кріпшень чи двосторонніх клеєдерев'яних накладок і болтів. Карнизні стики ломаноклесних рам вирішені з застосуванням зубчастих шпиль, іноді з використанням вставок з дерев'яного пластика підвищеної міцності (рис. 7.5).

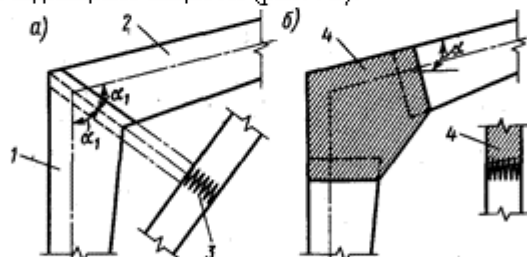


Рис. 7.5. Карнизні стики ломаноклесних рам:

а — із зубчатою шпилькою; б — із вставкою з дерев'яного пластику; 1 — стійка; 2 — ригель; 3 — зубчаста шпилька; 4 — вставка

Суцільнодерев'яні рами з брусів або колод з товстих дощок (рис. 7.6) мають свої переваги. Вони можуть бути виготовлені на будь-якому будівельному майданчику, в приміщенні або під навісом у будь-який час року і не обов'язково в заводських умовах. Їхня вартість нижче клеєдерев'яних.

До недоліків відноситься те, що їх виготовлення важко механізується, вимагає витрати дефіцитних лісоматеріалів великих перерізів і великих витрат ручної праці робітників високої кваліфікації. Прольоти цих рам невеликі, звичайно до 15 м. Основна область використання — невеликі будинки, які будуються в районах, де немає заводського виготовлення дерев'яних конструкцій.

7.2. Розрахунок дерев'яних рам

Розрахунок дерев'яних рам виконується в тому ж порядку, що і дерев'яних арок (див. §6.2), з врахуванням форми цих конструкцій. Навантаження, що діють на раму, у більшості випадків є рівномірно розподіленими і визначаються згідно норм "Навантаження і впливи". На раму вони діють у виді лінійних навантажень з врахуванням кроку розміщення рам B .

Геометричний розрахунок рами полягає у визначенні довжин розрахункових осей її елементів, координатних перерізів необхідних кутів нахилу елементів.

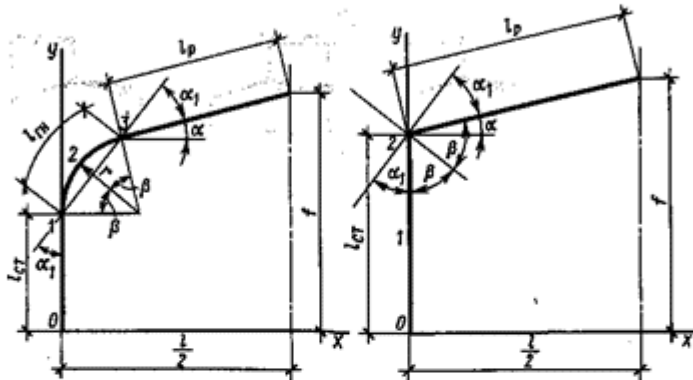


Рис. 7.7. Геометричні схеми осей трьохшарнірних рам.

а — гнукотклесної; б — ломаноклесної

Ухил верхньої кромки ригеля рами i приймається з урахуванням необхідного ухилу покрівлі. При покрівлі з хвилястих асбестоцементних листів $i \geq 25\%$. При рулонній покрівлі $i \leq 25\%$. Цей ухил відповідає куту нахилу $\alpha = 14^\circ 20'$.

Геометричний розрахунок напіврами гнукотклесної рами з кутом нахилу ригеля α , радіусом згина r і довжиною прямих ділянок стійок $l_{ст}$ можна робити з використанням наступних параметрів (рис. 7.7): центральний кут осі згина $2\beta = 90^\circ - \alpha$, кут нахилу дотичної осі середини згина до осей стійки і ригеля $\alpha_1 = (90^\circ + \alpha)/2$; $\alpha_{1p} = \alpha_1 \pi / 180^\circ$; координати характерних точок осі напіврами:

початок згина	$x = 0,$	$y = l_{ст};$
середина згина	$x = r(1 - \sin \alpha_1)$	$y = l_{ст} + r \cos \alpha;$
кінець згина	$x = r(1 - \sin \alpha_1)$	$y = l_{ст} + r \cos \alpha;$
довжина осі згина	$l_{зг} = r \alpha_{1p}.$	

У ломаноклесній рамі переріз, що проходить через точку перелому осі напіврами, де розташовується зубчатий стик, потрібно проводити по напрямку бісектриси кута цієї осі $\beta = (90^\circ + \alpha)/2$. При цьому розрахункові опори деревини змінанню під кутом будуть однаковими і мінімальними в стійці і ригелі. Кут змінання між перпендикуляром до цього перерізу, вздовж якого діють поздовжні сили N , і волокнами деревини стійки і ригеля $\beta = (90^\circ - \alpha)/2$, як і кут між

хордою гнutoї ділянки і осями стійки і ригеля гнutoклеєної рами. Координати перерізів напівригеля цієї рами визначаються з виразу $y_{\text{п}} = h_{\text{ст}} + x_{\text{п}} \tan \alpha$, де $h_{\text{ст}}$ - умовна довжина стійки, рівна відстані від опор до перетинання осей стійки і ригеля.

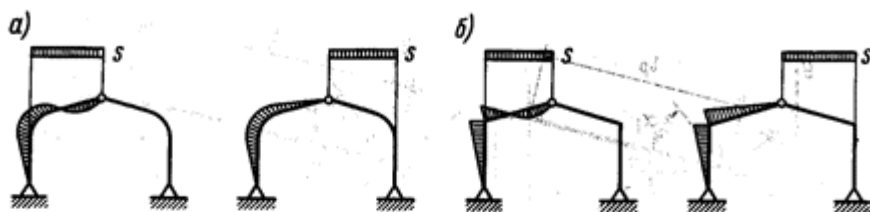


Рис. 7.8. Розрахункові схеми й епюри згинальних моментів у перерізах рам;
а - гнutoклеєної; б - лoманoклеєної.

Статичний розрахунок трьохшарнірних гнutoклеєних і лoманoклеєних рам полягає у визначенні вертикальних R і горизонтальних H опорних реакцій і розрахункових зусиль у перерізах - згинальних моментів M , поздовжніх і поперечних сил N і Q . Зусиль визначається тільки в лівій піврамі. Цей розрахунок має багато спільного з розрахунком трьохшарнірних арок.

Розрахунок двохшарнірних рам має свої особливості. Ригелі цих рам - це балки, арки або ферми, шарнірно чи жорстко з'єднані зі стійками мають теоретично на порядок більшу, ніж стійки, жорсткість. Ці рами є один раз статично невизначеними і за зайве невідоме при їхньому розрахунку зручно приймати поздовжню стискаючу силу N_p в нижній зоні конструкції ригеля. Ця сила виникає від дії горизонтальних вітрових навантажень - тиску a_4 на підвітрову стійку і відсоса a на завітряну. В ригелі рами з жорстким кріпленням стійок до опор і шарнірним кріпленням ригеля до стійок при довжині стійок $l_{\text{ст}}$ ця сила $N_p = 3/16(a_4 - a)l_{\text{ст}}$. В ригелі рами із шарнірними опорами і жорстким кріпленням ригеля до стійок ця ж сила $N_p = 5/16(a_4 - a)l_{\text{ст}}$. У жорсткому вузлі кріплення ригеля рами до стійки виникає згинальний момент $M = (a_4 l_{\text{ст}} - N_p)l_{\text{ст}} - a + l_{\text{ст}}^2/2$. Зусиль в конструкціях ригеля визначають від вертикальних навантажень без врахування відсоса вітру на ригель і поздовжню силу в ньому N , оскільки вони, як правило, не збільшують цих зусиль. Стійки цих рам розраховують методами, викладеними в розд. 5.

Трьохшарнірні підкосні рами з брусів і колод розраховують методами, аналогічними методам розрахунку трьохшарнірних клеєдерев'яних підкосних рам. Двухшарнірні підкосні і багатопролітні рами з брусів і колод розраховують за приблизними емпіричними формулами.

Отримані зусиль в перерізах рами зводять у таблицю зусиль за допомогою якої визначають розрахункові максимальні зусиль з урахуванням коефіцієнта поєднання тимчасових снігового та вітрового навантажень $k = 0,9$.

Підбір перерізів і перевірка напружень в елементах рам проводиться на дію в них максимальних згинаючих моментів M , поздовжніх і поперечних сил N і Q . Ширина перерізів елементів рам приймається, як правило, однакової, звичайно не більше 18 см, щоб уникати необхідності стикування дощок по

ширині при склеюванні.

Необхідна висота перерізу h_n визначається по формулі $h_n = 1.5 Q / (b f_{v,d})$.

Висоту максимального перерізу в переломах гнуктоклеєної і ломаноклеєної рам підбирають при дії там максимального згинального моменту M . Такий момент виникає в основному при дії навантажень від власної ваги g і снігу s на всьому прольоті рами. Поздовжню силу при цьому поки не враховують. Для визначення висоти перерізів використовують формулу для поперечного згину з врахуванням коефіцієнта $k=0.8$, який приблизно враховує вплив поздовжньої сили і розрахункового опору стиску $W_n = M / (0.8 f_{m,d})$. Після цього попередньо визначають необхідну висоту перерізу $h_n = \sqrt{6 W / b}$.

Перевірка міцності перерізу гнutoї частини напіврами гнуктоклеєної рами проводиться на дію згинаючого моменту M і поздовжньої сили N , прикладених до геометричної осі цього перерізу в половині його висоти. Ці зусилля визначають шляхом переносу відповідних зусиль, які визначаються звичайно відносно розрахункової осі рами, на нейтральну вісь перерізу. Відстань між цими осями e визначається в залежності від висоти опорного і карнизного перерізів з виразу $e = (h - h_0) / 2$. При цьому поздовжня сила N зберігає своє значення, згинальний момент M_0 зменшується до величини $M = M_0 - Ne$.

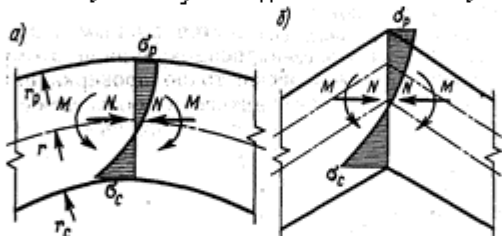


Рис. 7.9. Напружений стан карнизних перерізів трьохшарнірних рам: а — гнуктоклеєної; б — ломаноклеєної

Епора нормальних напружень у цьому перерізі, отримана у результаті дослідів, є криволінійною, і напруження стиску деревини σ_c значно перевищують напруження розтягу деревини зовнішньої кромки σ_p , що враховується розрахунком (рис. 7.9). Перевірка цього перерізу при радіусі згину стиснутих r_c і розтягнутих r_p дощок при стиску з згином проводиться на міцність не тільки стиснутих, але і розтягнутих крайніх волокон по формулах

$$\sigma_c = N/A + M_0/W_c \leq f_{c,0,d}, \quad \sigma_p = N/A + M_0/W_p \leq f_{t,0,d}$$

Тут моменти опору при визначенні напружень стиску W_c і розтягання W_t визначаються для врахування особливостей роботи цього перерізу по формулах

$$W_c = (bh^2/6)(1 - 0.5h/r_c)/(1 - 0.17h/r);$$

$$W_t = (bh^2/6)(1 + 0.5h/r_p)/(1 + 0.17h/r);$$

Змінність висоти перерізу рами враховується при визначенні значення згинаючого моменту з урахуванням деформації її осі $M_0 = M/\xi$ де коефіцієнти ($\varphi = 3000K/\lambda$, $\xi = 1 - N/(\varphi A f_{c,0,d})$), а коефіцієнт врахування змінності перерізу $K = 0.07 + 0.93h_0/h$, де h_0 — висота перерізу в вузлах, а h — висота перерізу гнutoї частини напіврами. Розрахункові опори деревини стиску і розтягання

визначають з урахуванням коефіцієнтів роботи — висоти m_6 , радіуса згину $m_{\text{гн}}$ і товщини шарів дощок $m_{\text{д}}$, приведених у § 2.1.

Відносно великі напруження стиску в карнизному перерізі ломаноклесної рами враховуються коефіцієнтом $k=0,85$ до значень площі перерізу A і моменту опору W цього перерізу ломаноклесної рами.

Розрахунок вузлів гнукотресної і ломаноклесної рам полягає в перевірці напружень змінання в місцях опирання кінців піврам в вузлах, перевірці напружень в елементах сталевих башмаків і визначень числа болтів кріплення дерев'яних накладок. Ці перевірки роблять аналогічно розрахунку вузлів клеєдерев'яних арок.

Підбір перерізів і перевірка напружень в перерізах трьохшарнірних клеєдерев'яних підкосних рам. Ширина прямокутних перерізів цих рам приймається, як правило, однаковою. Висоту перерізів в опорному і коньковому вузлах вибирають з умови міцності деревини при сколюванні. Переріз стійок приймають перемінної висоти при кріпленні до них підкосів і постійної, коли підкоси опираються на фундаменти. Стійки перевіряють на міцність на стиск зі згином, а при зовнішніх розкосах - на стиск з урахуванням стійкості. Переріз ригелів приймають перемінними з урахуванням кріплення до них підкосів і перевіряють на стиск з згином. Переріз стиснутих підкосів приймають постійними і перевіряють на стиск з урахуванням стійкості. Зовнішні розкоси розраховують на розтяг.

Підбір перерізів і перевірка напружень в перерізах двохшарнірних клеєдерев'яних рам. Ригелі двухшарнірних рам розраховують відповідно до їх конструкції. Розрахунки клеєдерев'яних балок, арок і ферм приведені відповідно в розділах 5, 6 і 8. Переріз стійок приймають - перемінними по висоті — максимальним у жорстких і мінімальним в шарнірних вузлах. В шарнірних опорних вузлах перерізи приймають з умови максимальної міцності деревини при сколюванні, а у жорстких опорних вузлах також з урахуванням конструкції жорстких кріплень.

ДЕРЕВ'ЯНІ ФЕРМИ

8.1 Конструкції дерев'яних ферм

Дерев'яні ферми – це наскрізні решітчасті конструкції балкового типу, які знаходять велике застосування в будівництві. Вони є основними несучими конструкціями дерев'яних покрить споруд різного призначення, що мають малі та середні довжини прольотів.

Деревина і сталь в дерев'яних фермах концентруються в стержнях поясів і решітки, де діють переважно поздовжні сили, і несуча здатність цих матеріалів використовується в повній мірі.

Основний недолік дерев'яних ферм – це велика кількість елементів та вузлів. В зв'язку з цим затрати праці при виготовленні значно більші, ніж при виготовленні ферм чи арок.

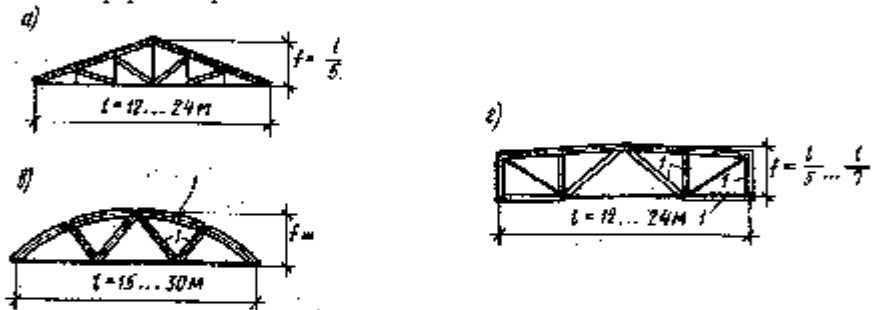


Рис. 8.1. Клеєдерев'яні ферми:

а - трикутна зі спадними розкосами; в - сегментна; з - п'ятикутна;

Клеєдерев'яні ферми заводського виготовлення переважно мають прольоти від 18 до 30 м і висоту $1/5 \dots 1/7$ прольоту, трикутну, сегментну або п'ятикутну форму (рис.8.1). Верхній пояс цих ферм має пряму або гнуту форму і прямокутний переріз, який здатний витримувати навантаження від настипів покриття. Ширина його, як правило, не перевищує 17 см для того, щоб можна було склеювати з дощок без їх з'єднання по кромках.

Нижній пояс клеєдерев'яних ферм частіше виготовляється металевим із двох сталених кутників полицями всередину такої ж ширини, як і ширина верхнього поясу для спрощення конструкції вузлів. Через металевий нижній пояс ці ферми називаються металодерев'яними.

Стержні решітки цих ферм, у яких діють великі стискуючі або малі розтягуючі сили, роблять клеєдерев'яними прямокутного перерізу такої ж ширини, як і переріз верхнього пояса з метою спрощення їхнього кріплення у вузлах. Стержні решітки, у яких діють великі розтягуючі сили виконують, як правило, металевими із подвійних кутків або з арматурних стержнів.

Трикутна клеєдерев'яна ферма (рис. 8.1, а) має значний нахил верхнього пояса і призначена для покриття з поштучних покрівельних матеріалів. Її

верхній пояс складається із шести або чотирьох прямих стержнів, які з'єднуються у вузлах із ексцентриситетами для зменшення моментів, що виникають від міжвузлових навантажень. Нижній пояс робиться з подвійних сталевих кутиків. Розкоси і стійки таких ферм, які працюють тільки на стискання, мають клеєдерев'яний прямокутний переріз такої ж ширини, як і верхній пояс, а які працюють тільки на розтягування - виготовляються з одиничних арматурних стержнів.

Сегментні клеєдерев'яні ферми (рис. 8.1, *в*) призначені для покриття з рулонним дахом. Вони мають, як правило, трикутну схему решітки. Верхній пояс складається з чотирьох або трьох клеєдерев'яних стержнів однакової довжини прямокутного перерізу, вигнутих по дузі кола при виготовленні. Стержні з'єднуються центрванням по їхніх осях. Нижній пояс складається із подвійних сталевих кутиків. Розкоси решітки цієї ферми, в яких діють незначні знакозмінні поздовжні сили, виготовляють клеєдерев'яними прямокутного перерізу, рівного перерізу верхнього і нижнього поясів.

П'ятикутна клеєдерев'яна ферма (рис. 8.1, *г*) має невеликі нахили верхнього пояса. Вона є основою для дерев'яного покриття із рулонним дахом і для покриття середніх прольотів трьохпролітних покриттів. Ферма має трикутну зі стійками схему решітки. Верхній пояс складається з чотирьох клеєдерев'яних стержнів прямокутного перерізу, що з'єднуються у вузлах ексцентрисично відносно до їхніх осей. Середні панелі нижнього пояса й опорні розкоси, у яких діють великі розтягуючі зусилля, роблять з подвійних сталевих кутиків. Сійки і середні розкоси, у яких діють невеликі знакозмінні зусилля, виготовляють клеєдерев'яними. Такі ферми відносяться до менш економічних типів ферм.

Цільнодерев'яні ферми (рис. 8.2) мають дерев'яні верхні пояси, дерев'яні або сталеві нижні пояси і елементи решітки. Основною перевагою таких ферм є можливість їх виготовлення з лісоматеріалів середньої вологості в умовах будь-якого деревообробного підприємства, у тому числі там, де не має устаткування для склеювання деревини.

Недоліки цільнодерев'яних ферм теж значні. Обмеження розмірів перерізів лісоматеріалів і відповідно несучої спроможності при згині, потребують конструкції покриття спирати в основному у вузлах верхнього поясу й уникати міжвузлових навантажень. Це призводить до того, що такі ферми мають значно більше число панелей верхнього поясу, елементів і вузлів, ніж клеєдерев'яні. Вони трудомісткі у виготовленні, організація їх серійного механізованого виробництва важка.

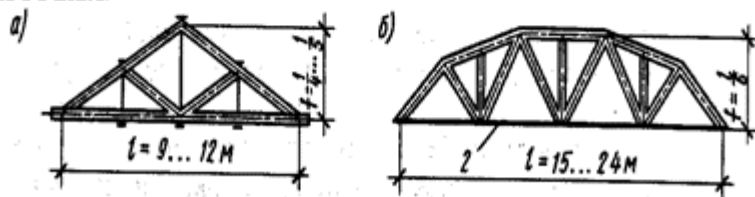


Рис 8.2. Брущаті ферми:

а - трикутна малопролітна; б - багатопролітна

Конструкції вузлів дерев'яних ферм різноманітні. Вузли є найважливішими деталями цих конструкцій, від яких великою мірою залежить їхня міцність, надійність і довговічність. Типи вузлових з'єднань безпосередньо пов'язані зі схемами решітки. Найбільше надійними з'єднаннями дерев'яних елементів є

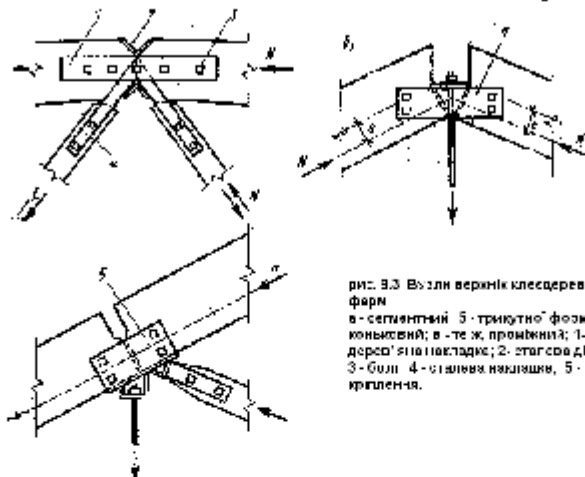


рис. 8.3 Вузли верхніх клеєдерев'яних ферм
 а - сегментні 5 - трикутної форми конусові; в - те ж, провідні; 1 - дерев'яні накладкі; 2 - сталева діафрагма; 3 - болт; 4 - сталеві накладки; 5 - сталеве кріплення.

лобові упори. Проте вони не можуть сприймати розтягуючі зусилля. Тому найбільше надійно і просто вирішуються конструкції вузлів, де з'єднані стержні передають на них тільки стискаючі зусилля торцями стиснутих стержнів або шайбами розтягнутих тяжів. Простими з'єднаннями є також лобові врубки, але їх несуча здатність обмежена. Більшість схем дерев'яних ферм забезпечують застосування цих з'єднань. Болтові з'єднання можуть сприймати і стискаючі і розтягуючі зусилля. Вони застосовуються для закріплення у вузлах стержнів решітки сегментних і багатокутних ферм, у яких діють невеликі, але знакоперемінні поздовжні сили. Конструкції вузлів клеєдерев'яних і суцільнодерев'яних ферм мають свої особливості, і приведені на рисунках 8.3, 8.4; 8.5.

Вузли клеєдерев'яних ферм також різноманітні. Клеєдерев'яні стержні решітки сегментних ферм закріплюються болтами і металевими накладками до стержнів із двосторонніми накладками, привареними до кутиків нижнього пояса. Стиснуті клеєдерев'яні стійки трикутної ферми з висхідними розкосами прикріплюються до нижнього пояса прямими лобовими упорами і закріплюються металевими накладками і болтами. Розтягнуті стержневі розкоси закріплюються гайками до похилих накладок, які прикріплюються до нижнього пояса.

Вузли верхнього пояса сегментних клеєдерев'яних ферм вирішуються за допомогою двосторонніх клеєдерев'яних накладок, сталевих діафрагм і болтів. У вузлі ферм невеликих прольотів розкоси решітки закріплюються металевими накладками до болта, пропущеному через центр вузла. У вузлі ферм великих прольотів ці накладки кріпляться до металеві діафрагми I-образного профілю зі

стержнями з нарізкою і гайками, привареними до її осі.

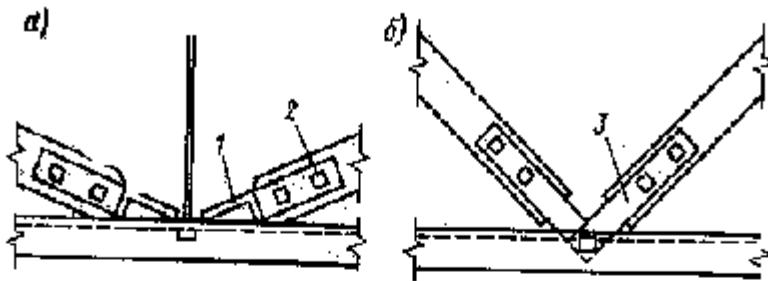


Рис. 8.4. Вузли нижніх поясів клеєдерев'яних ферм:
а - трикутний; б - сегментний; 1 - сталеві кріплення; 2 - болт;
3 - сталеві накладки

Вузли верхнього пояса трикутної клеєдерев'яної ферми зі спадними розкосами можуть вирішуватися за допомогою металевого башмака, який складається з двох фасонки із діафрагмою і нижнім листом, до якого приварений кутовий упор і сталеві накладки для з'єднання стиснутого розкосу з розтягнутою стійкою (рис. 8.3, б). Коньковий вузол цієї ферми може вирішуватися за допомогою металевого кріплення, який складається з двох фасонки і трикутної діафрагми і болтів (рис. 8.3, в). Стиснуті стрижні верхнього пояса кріпляться прямими лобовими упорами і болтами до похилих поверхонь діафрагми, а стяжний стержень середньої стійки кріпиться гайкою до горизонтальної поверхні діафрагми.

Опорний вузол брусчастої трикутної ферми (рис. 8.5) виконується у вигляді лобової врубки. У кінцевій частині бруса нижнього пояса вирізається трикутне гніздо, у який вводиться нижня частина торця бруса верхнього пояса «зуб» і впирається в робочу площадку гнізда. Глибина врубки повинна бути не більша $1/3$ висоти перерізу нижнього бруса, а відстань від вершини гнізда до кінця нижнього бруса - не менше $1,5$ висоти його перерізу для отримання достатніх площ розтягу і сколювання. Врубка повинна бути центрована по осях опори, верхнього пояса й ослабленого врубкою перерізу нижнього пояса, щоб у цьому перерізі не виникало, крім розтягуючих зусиль, ще згинаючих моментів. Лобова врубка додатково стягується похилим болтом перпендикулярно до верхнього бруса, так званим аварійним. Він забезпечує цілісність врубки при монтажі. В разі руйнування врубки від сколювання кінця нижнього бруса цей болт починає працювати на розтяг і запобігає миттєвому руйнуванню ферми. Опорна підбабка, прибита цвяхами, запобігає зминанню нижнього бруса під шайбою аварійного болта.

Коньковий вузол цієї ферми (рис. 8.5, а) виконується у вигляді нахлених лобових упорів торців брусів верхнього пояса і горизонтального лобового упора шайби розтягнутого стрижня стійки. Вузол перекривається двосторонніми накладками з товстих дощок, прикріплених до брусів верхнього пояса болтами. Середній вузол нижнього пояса цієї ферми вирішується із застосуванням подвійних накладок із брусів перерізом, не меншим половини

перерізу бруса нижнього поясу та болтів. Стиснуті бруси розкосів пропускаються в зазор між вкладками нижнього поясу, впираються вертикальними площинами кінців один в одного, а горизонтальними площинами — на шайбу розтягнутого стержня стійки.

При цьому у вузлі створюються дві лобові опори. Проміжний вузол верхнього поясу вирішується у вигляді лобових врубок стиснутих брусів розкосів, зкріплених болтами, у гнізда зроблені в брусах верхнього поясу. При наявності підвісної стелі в цьому вузлі кріпиться також сталевий стержень розтягнутої стійки гайкою на шайбі.

Вузли багатокутної брусчатої ферми (рис. 8.5, б) вирішуються різноманітними варіантами. Опорний вузол цієї ферми виконують із застосуванням сталюого башмака, який складається з опорного листа, двох вертикальних фасонок і похилої діафрагми, що служить опорою опорного бруса верхнього поясу. Проміжні вузли верхнього поясу кріпляться з допомогою сталених накладок, сталених вкладищів, двосторонніх дерев'яних накладок і болтів.

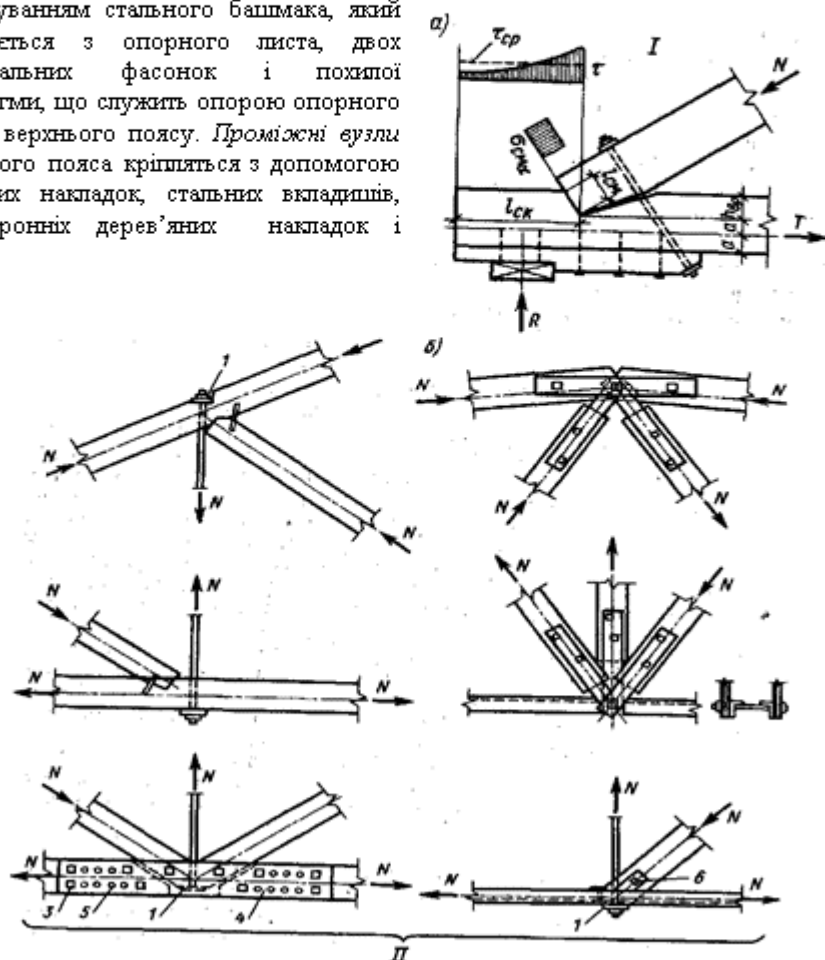


Рис. 8.5. Вузли брусчатих ферм.

а - трикутної; б - багатокутної; I - опорний вузол; II - проміжні вузли

8.2. Розрахунок дерев'яних ферм

Геометричний розрахунок полягає у визначенні довжин осей усіх стержнів ферми і кутів їхнього нахилу до горизонтальної проекції і між собою у вузлах. У сегментній фермі необхідно визначити радіус і довжину верхнього поясу, довжини хорд його стержнів, їхні горизонтальні проекції і стріли вигину.

Розрахункові навантаження, що діють на ферму, складаються з постійних і тимчасових. Постійне навантаження g містить у собі навантаження від власної ваги всіх елементів покриття і власної ваги ферми, яке може бути визначене по емпіричній формулі. При цьому повинні бути враховані коефіцієнти надійності γ і крок розстановки ферм E . Постійне навантаження рахується рівномірно розподіленим по довжині прольоту ферми. Тимчасове снігове навантаження z визначається згідно будівельних норм і є рівномірно розподіленим по довжині прольоту або по довжинах півпрольотів ферми. На сегментну ферму може діяти також трикутне снігове навантаження із максимальними значеннями над опорами і нульовим значенням у половині прольоту ферми (див. розрахунок сегментних арок).

Вітрове навантаження w при розрахунку більшості ферм не враховуються тому, що воно діє у вигляді відсосу і зменшує зусилля в стержнях ферм від основних навантажень. При наявності підвісної стелі, дахового переkritтя або підвісного устаткування навантаження від них зосереджується у вузлах нижнього поясу ферми.

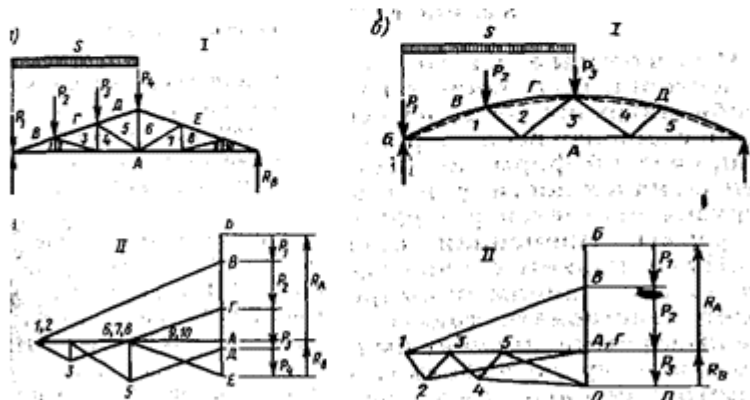


Рис. 8.6. Навантаження і зусилля в стержнях ферм:
а - трикутної; *б* - сегментної; *І* - схеми і навантаження; *II* - діаграми зусиль Максвелла - Крємона.

Статичний розрахунок полягає у визначенні зусиль, що діють у стержнях ферми від усіх розрахункових навантажень і їхніх сполучень. Поздовжні сили N визначаються у всіх стержнях ферми. Для цього розподілені навантаження, що діють у верхньому поясі, умовно вважають зосередженими в його вузлах. Гнуті

осі стержнів верхнього поясу сегментної ферми умовно заміняють їх хордами. Потім визначають поздовжні сили методами побудови діаграми зусиль Максвелла-Кремона, вирізання вузлів або методом перерізів. Приклади побудови діаграми зусиль показані на рис. 8.6. Згинаючі моменти виникають тільки в перерізах верхніх поясів при наявності на них міжвузлового навантаження. Їх визначають у такий спосіб. Стержні де l - горизонтальна проекція прямого стержня або хорди гнутого; $e=(h-h_0)/2$ — ексцентриситет поздовжніх сил у прямому стержні з висотою перерізу h і в кінцях його h_0 ; $f=l^2/8r$ - стріла вигину гнутого стержня. верхнього поясу розглядають як елементи, шарнірно вперті у вузли, на які діє міжвузлове, наприклад рівномірно розподілене навантаження і поздовжні стискаючі сили, визначені раніше. Сили N діють уздовж розрахункових осей прямих стержнів чи вздовж хорд гнутих стержнів верхнього поясу (рис. 8.7). При рівномірно розподіленому навантаженні q ці згинаючі моменти в прямих $M_{\text{пр}}$ і гнутих $M_{\text{г}}$ стержнях визначають по формулах

$$M_{\text{пр}} = ql^2/8 - Ne, \quad M_{\text{гн}} = ql^2/8 - Nf,$$

Конструктивний розрахунок полягає у визначенні розмірів поперечних перерізів стержнів з урахуванням гранично допустимих їх гнучкостей λ : для стержнів верхнього пояса - 120, для стиснутих стержнів решітки-150, для сталевих стержнів нижнього пояса - 400. Розрахункові довжини поясів у площині ферми приймають рівними відстанями між їхніми вузлами. Розрахункові довжини поясів із площини ферми приймають рівними відстаням між закріпленнями їхніми зв'язками або між кріпленнями настийів або прогонів покриття.

Ширина перерізів b стержнів клеєдерев'яних ферм приймається, як правило, не більшою 17 см, для того щоб їх можна було склеювати із суцільних дощок без поперечних стиків.

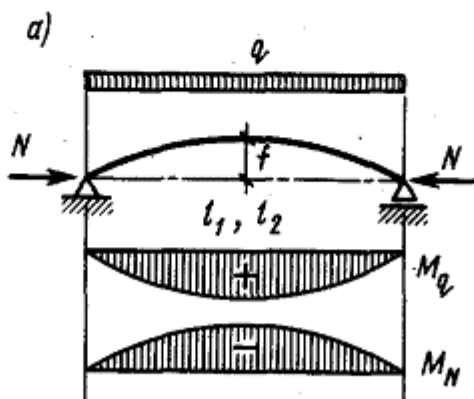


Рис.8.7. Розрахункові схеми роботи верхніх поясів клеєдерев'яних ферм.

a - гнутого пояса сегментної ферми

Переріз верхніх поясів клеєдерев'яних ферм підбирають з врахуванням

того, що в них діють згинаючі моменти M і подовжні сили N . Висота перерізу верхнього пояса може визначатися попередньо, приблизно з врахуванням тільки подовжніх сил або тільки згинального моменту з таких виразів:

$$A_{\text{н}} = 0,7 N/R_{\text{ст}}; \quad h_{\text{н}} = A_{\text{н}}/b$$

$$W_{\text{н}} = M/0,8 R_{\text{ст}}; \quad h_{\text{н}} = \sqrt{6W_{\text{н}}/b}$$

Перевірка напружень у перерізах верхнього пояса проводиться на стиск із згином по формулах розрахунку суцільнодерев'яних елементів. При цьому визначають його розрахункову довжину l_p , площу перерізу A , момент опору W , радіус інерції i , гнучкість стержня λ , коефіцієнт його стійкості φ , коефіцієнт врахування деформації ξ згинальний момент з урахуванням деформації M_d і максимальне напруження стиску $\sigma_{\text{ст}}$ що не може перевищувати розрахункового опору деревини $f_c, 0, d$, який визначається з врахуванням ширини перерізу b і коефіцієнтів умов роботи — висоти перерізу m_6 і товщини шарів дошок $m_{\text{дв}}$ з яких склеєно стержень.

Перерізи дерев'яних стержнів верхнього пояса і решітки, в яких діють тільки стискуючі повздовжні сили, підбирають з врахуванням того, щоб їхня ширина була однакою і гнучкість не перевищувала допустимої. Їх розраховують на стиск з врахуванням стійкості по формулах розрахунку суцільнодерев'яних елементів. Переріз розтягнутих металевих елементів підбирають і розраховують по нормах проектування металевих конструкцій.

Розрахунок вузлів дерев'яних ферм звичайно проводиться на дію максимальних зусиль з'єднаних в них стержнів із врахуванням кута між їхніми осями. Лобові упори вузлів дерев'яних ферм на зім'яття при дії повздовжніх стискаючих уздовж, впоперек або під кутом до волокон деревини розраховують по формулах розрахунку на зім'яття суцільнодерев'яних елементів. Число болтів, що з'єднують елементи у вузлах, визначають з врахуванням того, працюють вони уздовж або поперек волокон деревини. Металеві елементи вузлових кріплень та їх зварні з'єднання розраховують по нормах проектування металевих конструкцій.

Розрахунок ферм по другому граничному стану (по прогинах нижнього пояса) у більшості випадків, коли ферми мають рекомендовані висоти, не потрібно. При відношенні висоти до прольоту не менше $1/7$ ферми мають цілком достатню жорсткість. Проте в процесі експлуатації, в основному в результаті податливості їхніх вузлів, ферми можуть одержати невеликі, але помітні на око прогини нижнього пояса. Тому нижнім поясам ферм рекомендується надавати так званий будівельний підйом, рівний $1/200$ їхнього прольоту. Цей підйом враховується при геометричному розрахунку ферми. При статичному розрахунку його враховувати не обов'язково, оскільки він незначно впливає на зусилля в стержнях ферми.

Зв'язки забезпечують стійкість основних несучих конструкцій каркаса, їхніх елементів і сприймають горизонтальні навантаження, що діють на будівлю. Вони бувають поперечними і повздовжними, вертикальними, похилими.

Похилі поперечні зв'язки (рис. 8.8) є основними. Вони складаються зі

зв'язуючих ферм, що з'єднують верхні пояси або зони основних несучих конструкцій покриття попарно. Ці зв'язки розташовуються похило поперек покриття. Поясами зв'язків служать верхні пояси основних конструкцій, стійками - горизонтальні бруси або прогони і плити настипу. Решітка буває перехресна або розкісна і виконується з брусів або сталевих тяжів

Похилі зв'язки повинні розташовуватися в торцевих зонах покриття і між ними на відстані не більше 30м та закріплювати також проміжні конструкції брусчатыми стержнями чи конструкціями настипу покриття. Їх розраховують на горизонтальні вітрові навантаження і зусилля, що виникають в елементах внаслідок відхилення їхніх осей від прямих ліній, як однопрольотні шарнірно оберті ферми з паралельними поясами. Вітрові навантаження, що діють у вигляді тиску й відсосу на торцеві стіни будинку, розподіляються порівну між похилими зв'язуючими фермами. Наприклад, при дії вітру на будинок (рис. 8.8, а, б) зосередженні сили P , що діють на кожний вузол, збирають по вантажних площях обох торців і поділяють число зв'язуючих ферм - 3.

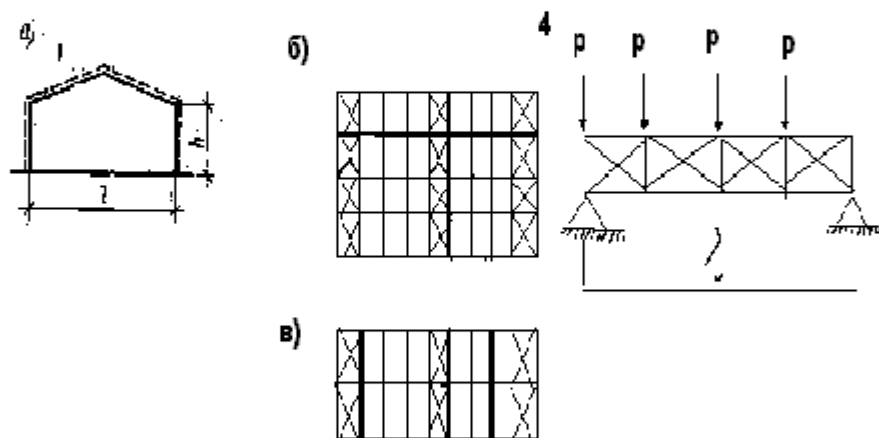


Рис. 8.8. Зв'язуючі ферми:

а - профіль зв'язки; б - план зв'язки; в - схема роботи зв'язки

В стержнях зв'язуючих ферми виникають ще зусилля в результаті відхилення їхніх осей від лінійної форми. Їх визначають від дії умовного горизонтального навантаження g_c , яке визначають по формулі

$$g_c = ag(n+1)/(2f),$$

де a - коефіцієнт для балок, похилих арок і ферм $a = 0,03$; для рам і високих арок при $f/l > 1/3$ $a = 0,015$; g_c — розрахункове рівномірне вертикальне навантаження на проекцію покриття, n -число несучих конструкцій покриття, f -число зв'язуючих ферм.

Вертикальні поперечні зв'язки (рис. 8.8,в) з'єднують попарно стійки каркаса будинку, на які спираються конструкції покриття, з'єднані похилими зв'язками. Вони розташовуються в площині, паралельній площині стіни і забезпечують

стійкість стійок у цьому напрямку. Ці зв'язки працюють і розраховуються на горизонтальні навантаження від тиску і відсосу вітру аналогічно навантаженням похилих зв'язків. Їхньою статичною схемою є вертикальна шарнірно оперта консольна ферма з паралельними поясами.

Повздожні вертикальні похилі зв'язки влаштовуються для забезпечення плоскої форми деформування балок, елементів арок і рам із відносно великою висотою перерізу і ферм. Такі зв'язки розташовуються уздовж будинку, з'єднують усі конструкції покриття попарно і розташовуються з необхідним розрахунковим кроком по їхній довжині. Вони працюють і розраховуються як шарнірно оперті ферми з паралельними поясами на горизонтальні зосереджені сили P , які визначаються за формулою

$$P=0,01 q S,$$

де q - розрахункове рівномірне вертикальне навантаження на проекцію покриття; S - горизонтальна проекція кроку подовжніх зв'язків.

Торцевий фахверк є несучим каркасом торцевої стіни будинку. Він складається з декількох вертикальних стійок, шарнірно опертих на фундаменти і прикріплених до крайніх несучих конструкцій покриття в місцях вузлів поперечних похилих торцевих зв'язків.

ПРОСТОРОВІ І СПЕЦІАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З ДЕРЕВА І ПЛАСТМАС

9.1. Просторові конструкції

Просторові конструкції — це такі будівельні конструкції, осьові поверхні яких не збігаються з вертикальною осью або поверхнею площинних конструкцій — арок, рам і ферм. При цьому просторові конструкції працюють і розраховуються не в одній, а в двох площинах, і всі їхні елементи працюють і розраховуються одночасно. Просторові конструкції менш матеріалоемкі і мають меншу власну масу, ніж площинні. Вони характеризуються підвищеною жорсткістю і надійністю. Місцеві дефекти й ушкодження не приводять, як правило, їх в аварійний стан. Просторові конструкції є в багатьох випадках одночасно і несучими і захисними і ними можна перекривати особливо великі прольоти.

Просторові конструкції мають наступні основні форми — плоску, циліндричну — склепінчасту, сферичну — купольну і поверхонь подвійної кривизни (рис. 9.1).

Передресна балкова клітка з клеєдерев'яних балок є плоскою просторовою конструкцією. Балки цієї клітки жорстко з'єднуються у вузлах їхніх перетинань за допомогою металевих кріплень. Розрахункова схема цієї балкової клітки є статично невизначеною з ступенем, що відповідає числу їхніх перетинів. Перевагою цієї балкової клітки є те, що балки тут мають істотно меншу висоту, ніж головні балки звичайних балкових кліток із клеєдерев'яних балок. Однак конструкція їхніх з'єднань більш складна і металоемка.

Кружально-сітчасте склепіння (рис. 9.2) — це решітка-сітка з окремих стержнів — косяків. Косяки можуть бути суцільно дерев'яними дощатими, клеєдерев'яними або клеєфанерними коробчатого перерізу — постійного або змінного, прямими або гнутими. Ці косяки з'єднуються у вузлах болтами, чи шпитами сталевими кріпленнями і накладками.

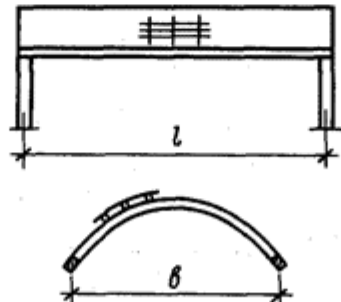


Рис. 9.1. Схеми просторових дерев'яних конструкцій:
а — склепіння-оболонка; б — складка

Суцільнодерев'яне кружально-сітчасте склепіння може мати прольоти довжиною до 18 м у зв'язку з обмеженням сортаментом дощок. Клеєдерев'яні і клеєфанерні кружально-сітчасті склепіння можуть мати прольоти до 60 м, оскільки довжини і перерізи косяків для них можуть бути будь-яких необхідних розмірів. Склепіння може мати чи не мати затяжок, що сприймають його розпір. Опорами склепіння є інші основні несучі конструкції будинку. Кінці склепіння спираються на фронти гнutoї форми.

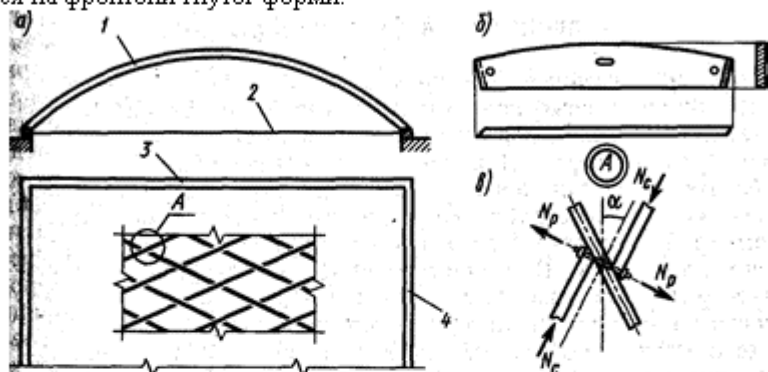


Рис. 9.2. Кружально-сітчасте склепіння:

а - схема; б - косяк; в - вузол; 1 - склепіння; 2 - затягування; 3 - фронтон; 4 - мууровант

Основними перевагами кружально-сітчастого склепіння є його збірність, можливість бути основою настийлів покриття, без прогонів і утворювати кесонні стелі, особливо раціонально влаштовувати їх у приміщеннях громадських будинків.

Клеєдерев'яні куполи є ефективними конструкціями великопрольотних покриттів громадських будівель. Їх виготовляють діаметрами від 50 до 100 м при висоті від $\frac{1}{6}$ до $\frac{1}{2}$ діаметра. Більшість цих куполів мають сферичну поверхню. Рідше застосовуються куполи шлемовидної форми. По конструкції куполи бувають ребристими, ребристо-кільцевими, сітчастими і ребристо-сітчастими.

Ребристий купол (рис.9.3,а) складається з таких основних елементів. Гнуті клеєдерев'яні ребра, вигнуті по дузі кола, розташовуються в меридіональних напрямках на рівних відстанях один від одного, максимальних на опорах і мінімальних у коньку. Конькове кільце може мати клеєдерев'яну чи металеву конструкцію і служить для з'єднання верхніх кінців ребер. Опорне нижнє кільце має кругову чи багатокутну форму. Воно в більшості куполів має залізобетонну конструкцію, а в деяких куполах є клеєдерев'яним. По ребрах купола укладають прогони і настийли з дощок чи плити клеєфанерних настийлів. Аркові ребра з'єднуються скатними зв'язками. Вузлові з'єднання елементів цього купола виконуються в більшості випадків із застосуванням лобових упорів, болтів і сталевих опорних башмаків, оскільки в них діють подовжні стискаючі сили.

Ребристо-кільцевий купол (рис. 9-3,б) складається з таких же основних елементів, як і ребристий. На додаток до них його конструкція має ще проміжні горизонтальні кільця - правильні багатокутники з клеєдерев'яних балок, що зменшуються в розмірах від опор до конька, розміщених на рівних відстанях по

дугах ребер. Вони з'єднують усі ребра купола в єдину просторову конструкцію, яка має більшу несучу здатність, ніж ребристий купол без цих кілець.

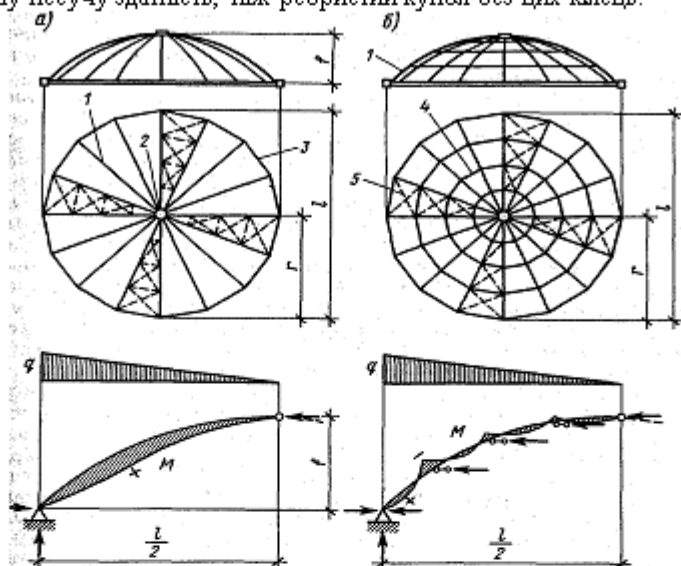


Рис. 9.3. Кледерев'яні купола:

а - ребристий; *б* - ребристо-кільцевий; 1 - ребра; 2 - конькове кільце; 3 - опорне кільце; 4 - проміжні кільця; 5 - зв'язки; 6 - розрахункова схема ребер ребристого купола; 7 - те ж ребристо-кільцеві купола

Сітчасті кледерев'яні куполи являють собою сітки, розташовані на сферичних поверхнях. Ці сітки можуть складатися з трикутних чи п'ятикутних осередків. Вони утворюються кледерев'яними стрижнями стандартних розмірів, з'єднаних у вузлах сталевими кріпленнями і болтами. Ці куполи спираються на опорні кільця. У сітчастих куполах відсутні ребра і конькові кільця. Прольоти їх можуть бути такими ж великими, як і в ребристих куполах.

Ребристо-сітчастий кледерев'яний купол складається з тих же елементів, що і ребристий. Крім того, між ребрами розташовуються сітки, аналогічні сіткам кружально-сітчастого склепіння і сітчастого купола. Цей купол працює і розраховується так, як і ребристий. Сітка цього купола працює і розраховується як оберта по трьох сторонах на два сусідніх ребра та опорне кільце між ними.

Куполи і склепіння оболонки з прозорих склопластиків і оргскла в більшості випадків мають невеликі (до 6 м) прольоти через невелику товщину й обмежену міцність цих матеріалів. Необхідна гнута форма надається їм у процесі твердіння пластмас. Ці конструкції застосовуються як зенітні ліхтарі покрить громадських і деяких виробничих будинків. Працюють і розраховуються вони як оболонки, оберті по контуру.

Купола з тришарових илит складаються з трикутних чи п'ятикутних алюмінієво-піношлястових плит плоскої чи вигнутій у двох напрямках форм. Вони мають значну несучу здатність і можуть перекривати приміщення діаметром до 50 м.

Пневматичні будівельні конструкції, які називють іноді надувними - це оболонки з повітронепроникних тканин чи армованих плівок, несуча здатність яких забезпечується надлишковим тиском повітря. Пневматичні конструкції бувають повітряноопорними, пневмовантовими і пневмокаркасними.

Повітряноопорні оболонки (рис. 9.4) відрізняються простотою і можливістю перекривати значні (до 60 м) прольоти. Повітряноопорна конструкція складається з оболонки, стиснутого повітря, опорного контуру, вхідного шлюзу і повітрянадувної установки. Оболонка утворюється одним шаром тканини і може мати сферичну форму у вигляді купола чи зрізаної знизу кулі, циліндричну форму у вигляді склепіння з циліндричними чи сферичними торцями. Оболонка утворюється зі смуг тканин, викроєних у відповідності з формою її поверхні. Краї оболонки кріпляться до опорного контуру. Стиснене повітря, що наповняє оболонку, знаходиться під постійним надлишковим тиском невеликої величини. Інтенсивність тиску встановлюється з умови того, щоб вона була не нижче маси снігу і тиску вітру, при якому зберігається додатня кривизна оболонки. Практично внутрішній тиск приймається рівним 200...500 Па.

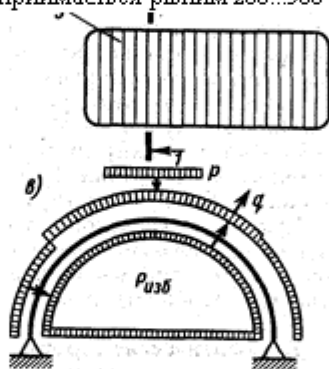


Рис. 9.4. Повітряноопорні конструкції:

а-загальний вигляд; б-розрахункова схема;

Пневмовантові оболонки в більшості випадків мають такі ж циліндричні чи сферичні форми, як повітряноопорні пневмооболонки, та складаються з таких же основних частин. Особливістю пневмовантових оболонок є наявність у їхньому складі вант, закріплених на опорному контурі. Це, як правило, сталеві троси, оцинковані для захисту від корозії, але як ванти можуть служити і канати з полімерних волокон.

Пневмовантове склепіння (рис. 9.5) є найбільше простою конструкцією цього класу. Повітронепроникна тканина між сусідніми вантами під дією надлишкового внутрішнього тиску і вітрового відсоса набуває форми вигнутого хвилястого гофра. Цей гофр має два додатніх радіуса кривизни - великий і малий. Великий радіус гофра має той же розмір, що і радіус кривизни вант і всієї оболонки в цілому.

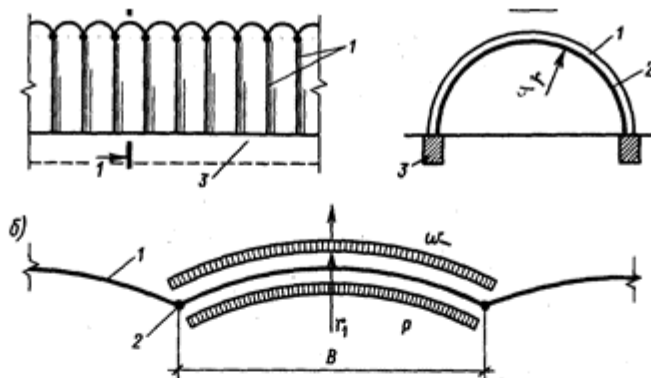


Рис.9.5. Пневмовантовий склепіння а- і схема роботи оболонки б:

1- оболонка; 2 - сталеві ванти; 3 - фундаменти

Пневмокаркасні конструкції (рис. 9.6) складаються з окремих пневмоелементів, що являють собою герметично замкнуті балони круглого перерізу діаметром 0,2...0,5 м прямолинійної або вигнутої форми. Оболонку балона виготовляють із двох- або трьохшарової високопружної повітронепроникної тканини з додатковою, як правило, гумовою камерою, що забезпечує оболонці підвищену повітрянепроникність. Торці балона в більшості випадків мають плоскодонні заглушки з ніпелями. Стиснуте повітря усередині балона знаходиться під значним тиском, що досягає 0,5...3 МПа.

Пневмоелементи застосовують для несучого каркасу у вигляді окремих пневмостійок, пневмобалок, пневмоарок, пневмопанелей в поєднанні з покриттям із повітронепроникної тканини. Ці конструкції мають малу несучу спроможність і застосовуються при невеличких прольотах - 6м для балок і до 15 м для арок.

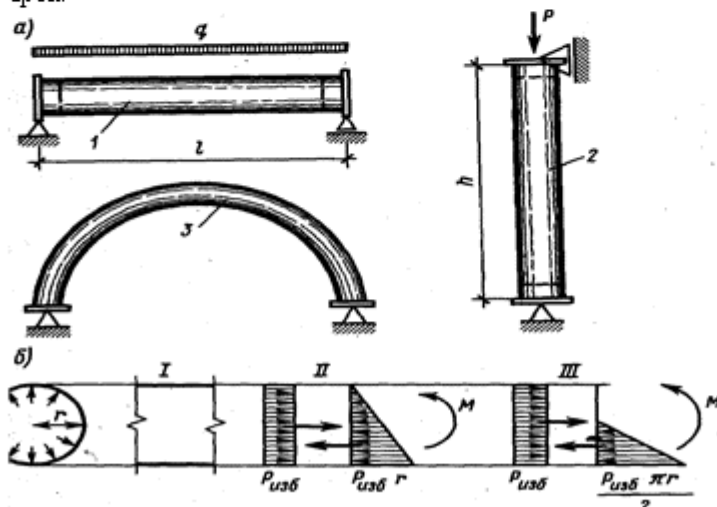


Рис. 9.6. Пневмокаркасні конструкції.

а-пнеумоелементи; б-розрахункові схеми: 1-тиселобачка 2-тисемо-стійка; 3- тисемоарка;

Розрахунок пневмоелементів роблять на дію зусиль від розрахункових навантажень, що можуть бути визначені загальними методами будівельної механіки і внутрішнього надлишкового тиску. Розрахунок роблять на міцність тканини оболонок, загальної і місцевої стійкості.

9.2. Спеціальні дерев'яні конструкції

До числа таких конструкцій відносяться щогли на відтяжках, башти, силоси, мости, естакади, рихтування і кружала. Щогли на відтяжках служать як опори ліній зв'язку та електропередач, радіощогл, а також для монтажу під час проведення будівельних робіт. Дерев'яні башти використовують для водонапірних башт, градирень, радіотелевізійних башт, геодезичних і спостережних вишок та шахтних копрів. Силоси служать сховищами гранульованих мінеральних добрив і силосних мас. Дерев'яні мости зводять на автомобільних дорогах при невеликій ширині рік або ярів. Рихтування і кружала застосовують при зведенні залізобетонних і кам'яних конструкцій.

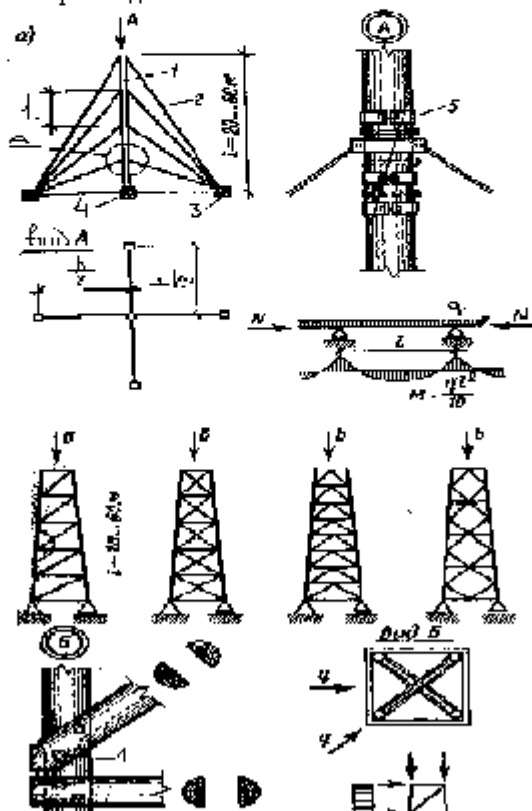


Рис 9.8 Дерев'яні щогли і башти

а-щогла на відтяжках, б- схеми решіток башти, 1- стовбур, 2-відтяжка, 3- анкер, 4- фундамент, 5- стик

Щогли на відтяжках (рис. 9.8, а) складаються з вертикального стержня суцільного або складеного перерізу з колод, металевих відтяжок, фундаменту й анкерних опор, з'єднаних у єдину просторову конструкцію висотою до 90 м і більш. Вони бувають одностватурними і кущовими.

Одностватурні щогли мають висоту до 40 м, відрізняються простотою конструкцій і мають найбільші перспективи застосування. Вони кріпляться чотирма рядами розташованих хрестоподібно в плані відтяжок до чотирьох анкерів, що знаходиться на відстані половини висоти щогли від її фундаменту.

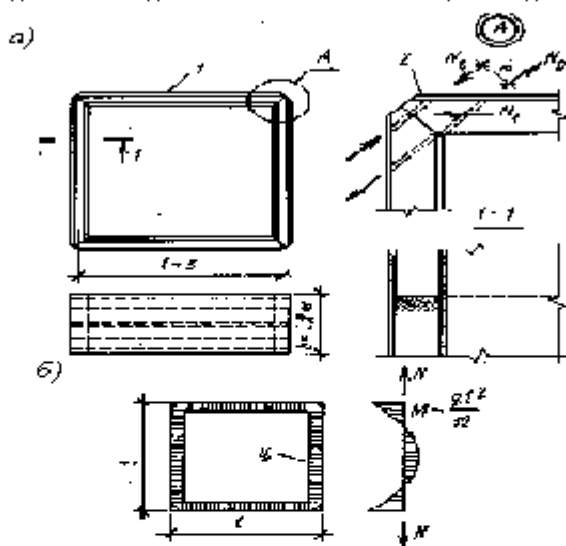


Рис. 9.9 Об'ємний блок клефанерного способу.

а-конструкція; б-розрахункова схема; 1-клефанерна панель; 2-клевані стержні;

Стовбур щогли розраховують на стиск із згином від вертикального і горизонтального навантаження. Відтяжки розраховують на розтяг, фундамент стовбура і щогли — на стиск, а анкери і кріплення відтяжок — на розтяг.

Кущові щогли мають більш складну, трудомістку у виготовленні конструкцію і застосовуються рідко. Вони можуть бути по перерізі трьохбрусними висотою до 90 м і чотирибрусними висотою до 150 м.

Дерев'яні башти - це споруди, висота яких значно перевищує поперечні розміри. По конструкціях дерев'яні вежі бувають ґратчасті, сітчасті і суцільні.

ґратчасті башти (рис. 9.8, б) мають відносно нескладну конструкцію і застосовуються в основному в багатих лісом районах країни. За формою ґратчасті башти в більшості випадків мають форму чотиригранної усіченої піраміди. Кожна грань башти - це ферма максимальної висоти внизу і мінімальної - вгорі, з невеликими відхиленнями від вертикалі, причому грані-ферми мають загальні пояси.

Схеми ґрат граней-ферм ґратчастих башт різноманітні. Вони бувають розкосі, перехресні, напіврозкосі, ромбічні. Розкосіна решітка є найбільш простою і поширеною в баштах обмеженої висоти. Її недоліками є значна

довжина і знакоперемінна робота розкосів при вітровому навантаженні. Перехресна решітка дещо складніша. Її перевагою є можливість врахування при розрахунку лише стиснутих чи тільки розтягнутих розкосів в залежності від конструкції і матеріалу розкосів і вузлів. В більш високих баштах доцільно застосовувати напіврозкісні і ромбічні решітки, які вирізняються значно меншою довжиною розкосів і відповідно більшою їх стійкістю при роботі на стиск. Просторова жорсткість поперечних перерізів башт забезпечується жорсткими решітчастими діафрагмами, які зв'язують грані-ферми в перерізах по висоті.

Елементи решітчастих башт виготовляють з колод, брусів, пластин і товстих дощок. З'єднання решітчастих башт виконуються у відповідності зі схемами роботи їх решітки. З'єднання стійок по довжині виготовляють в більшості випадків у вигляді поздовжніх лобових упорів, які скріплюються дерев'яними накладками на болтах. Стержні решітки, які працюють на знакоперемінні зусилля, скріплюють при допомозі болтів.

Клеєфанерні силоси (рис. 9.9) використовують для збереження сипучих матеріалів, головним чином гранульованих мінеральних добрив. Клеєфанерний силос має призматичну форму з розмірами до 3*3 м у плані і висоту до 10 м. Такі силоси можуть бути окремо стоячими і багаторядовими. Силос збирають по висоті з об'ємних блоків висотою 1,2 м. Об'ємний блок складається з чотирьох коробчатих клеєфанерних панелей товщиною до 20 см. Каркас панелі складається з подовжніх і поперечних дощатоклеєних брусків. Його обклеюють по обидва боки обшивками з водостійкої фанери, із зовнішньої сторони ізолюються від вологи лакофарбовими покриттями.

Клеєфанерні панелі з'єднуються в кутах об'ємного блока парними вклеєними стержнями. Стержні з арматури періодичного профілю пропускаються через отвори в кінцях поздовжніх ребер, просвердлені під кутом 45° до їхньої осі, і клеюються епоксидно цементним клеєм. Клеєфанерні силоси мають підвищену стійкість до агресивного середовища, тому що металеві з'єднання тут повністю ізолювані від навколишнього середовища в масі деревини і прошарку клею.

Розрахунок клеєфанерного силосу роблять на дію навантажень від внутрішнього тиску сипучого матеріалу, власної ваги, снігу та вітру.

Дерев'яні мости (рис. 9.10) найпростішої балкової малопролітної конструкції мають найбільшу широку область застосування. Вони дешеві, зводяться в короткі терміни, і їхнє спорудження, особливо в районах, де деревина є місцевим матеріалом, цілком виправдано. У деяких випадках застосовують мости більш складної конструкції прольотом до 60 м.



Рис. 9.10. Дерев'яні мости:
а - з ферм; б - клеєдерев'яний арковий.

Головним недоліком дерев'яних мостів є ризик загнивання деревини в результаті періодичного атмосферного зволоження. Конструкції тимчасових мостів, не захищених від загнивання, можуть нормально експлуатуватися до 10 років. Постійні мости, конструкції яких захищені від загнивання, наприклад, оліїстими антисептиками, можуть успішно експлуатуватися протягом 50 років і більше. Значно підвищує термін нормальної експлуатації захист конструкцій мостів легкими дахами і стінами.

Основні частини моста - це прольотна споруда і опори. Прольотна споруда складається з проїздної частини, основних несучих конструкцій і зв'язків.

Проїзна частина моста складається з настипу і балок. Для настипів застосовуються в більшості випадків суцільні ряди колод (накат) або пластин, покриті дощатою обшивкою. Застосовується також ребриста деревошпита, що складається із суцільного ряду дощок різної ширини на ребро, ребриста поверхня яких покривається асфальтобетоном. Опорами настипу служать поздовжні прогони або поперечні балки суцільного або складеного перерізу. По краях проїзної частини настип дещо піднімається, створюючи тротуари.

Основні несучі конструкції пролітних будівель можуть бути цільнобалочними, складеними балковими, підкісними, наскрізними, арковими і комбінованими.

Цільнобалочні конструкції застосовуються в мостах з прольотом 6 м. Вони складаються з колод або брущатих прогонів, покладених на опори звичайно у розбіжку з кроком, який рівний подвійній ширині їхнього перерізу. Ця конструкція будівельного виготовлення проста, малотрудомістка і економічна.

Складені балкові конструкції застосовуються в мостах прольотом до 20 м. Найбільше перспективні клеєні балкові конструкції заводського виготовлення. Вони складаються з дощатоклеєних балок прямокутного перерізу висотою, рівної $1/10 \dots 1/15$ прольоту, які ставляться на опори в кількості 4 або 6 шт.

Підкісні конструкції іноді застосовують у тимчасових мостах прольотом до 12 мостів. Їх виготовляють із колод або брусів, і складаються вони з ригелів, стійок і підкосів, з'єднаних лобовими упорами.

Аркові конструкції найчастіше прольотом до 30 м. Клеєні арки заводського виготовлення, як правило, складаються з двох дощатоклеєних напіварок прямокутного перерізу, описаних по дузі кола.

Комбіновані конструкції дерев'яних мостів можуть бути арковими і висячими. Аркові конструкції застосовують при прольотах до 60 м. Вони складаються з арок, з'єднаних із балкою або фермою жорсткості і мають істотні переваги перед фермами й арками, що працюють окремо. Висячі комбіновані конструкції використовують у мостах прольотом до 100 м, що споруджуються, головним чином, у гірських районах. Вони складаються із системи сталевих тросів і підвищеної до них балки або ферми жорсткості. Розрахунок конструкцій дерев'яних мостів роблять на дію навантажень від власної ваги, снігу, вітру і рухомого корисного навантаження від ваги транспорту і людей загальними методами будівельної механіки відповідно до вказівок будівельних норм. Опори дерев'яних мостів виконують теж дерев'яними пальовою, рамною і ржевою конструкціями або бетонними і кам'яними.

Дерев'яні риштування і кружала - це тимчасові опори робочих майданчиків і будівельних конструкцій у процесі їхнього спорудження. Кружала використовують при зведенні монолітних залізобетонних і кам'яних конструкцій купольної, склепінчастої і аркової форми. Вони є тимчасовими конструкціями з обмеженим терміном експлуатації.

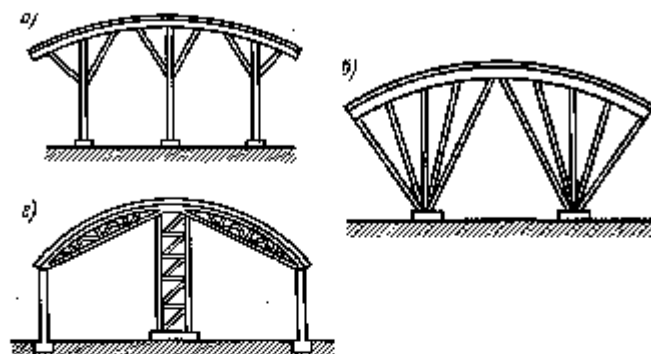


Рис. 9.11. Дерев'яні риштування і кружала:
а - стовпово-балкові; б - стовпово-рибчасті; в - ребристі; г - вежові;

Дерев'яні риштування мають просту конструкцію, що складається із стійок і поперечин, на які вкладають дошкові щити робочих майданчиків.

Дерев'яні кружала (рис. 9.11) складаються з настилу, косяків і основних несучих конструкцій та опор. Настипи роблять з дощок, часто двохярусними. Їхня поверхня повинна своєю формою точно відповідати конструкції, яка будується. Настипи прикріплюють до косяків цвяхами. Косяки — це короткі доски на ребро з верхньою каймою, обрізані за формою нижньої поверхності настилу.

ВИГОТОВЛЕННЯ, ЕКСПЛУАТАЦІЯ ТА РЕМОНТ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА І ПЛАСТМАС

10.1. Виготовлення конструкцій з дерева і пластмас

Виготовлення дерев'яних конструкцій може бути заводським або на будівельному майданчику. Кожен з цих методів має свою раціональну область застосування і особливості.

Заводське виготовлення дерев'яних конструкцій - це виготовлення сучасних клеєдерев'яних конструкцій в спеціалізованих цехах деревообробних підприємств. При цьому забезпечується серійне виготовлення найбільш ефективних збірних клеєдерев'яних конструкцій. Заводські умови дають можливість застосування найбільш ефективних клеєних з'єднань. Завдяки лабораторному контролю забезпечується необхідна висока якість конструкцій та їх надійність.

Заводське виготовлення дерев'яних конструкцій повинно відповідати таким умовам:

1. Виробниче приміщення, де виготовляються конструкції, повинно мати кондиційоване повітря температурою 16-20⁰С і вологістю 60-70%.

2. Виробництво повинно бути оснащено механізмами і обладнанням, яке необхідне для нормального протікання процесу виготовлення, а також приладами для контролю цього процесу.

3. Виробничий процес повинний здійснюватися спеціально навченим кваліфікованим інженерно-технічним персоналом і робітниками.

4. При виготовленні конструкцій повинні бути дотримані вимоги відповідних стандартів (Держстандартів), технічних умов (ТУ), а також додатковим вимогам, зазначеним у технічній документації для клеєних конструкцій.

5. Весь процес виготовлення конструкцій повинний супроводжуватися постійним контролем, здійснюваним на кожній операції.

6. При виготовленні конструкцій повинні бути дотримані правила техніки безпеки й охорони праці, що ставляться до робіт із синтетичними клеями, до обслуговування верстатів і пресового устаткування.

Процес виготовлення клеєних дерев'яних конструкцій включає такі технологічні операції: розпилювання колод на пиломатеріали; сушіння дошок до вологості 10±2%; механічне обробка дошок, включаючи розкрій, видалення недопустимих вад, фрезерування, стикування дошок по довжині і ширині, сортування заготовок по нормах вад, розкрій і стикування листів фанери, готування і нанесення клею на склеюні поверхні; запресовку виготовленого елемента або конструкції і витримку до отвердіння клею; розпресовку елемента конструкції, його обробку й остаточне оздоблення.

Розпилювання колод роблять у лісопильних цехах на пилопрамах, стрічкорозпилювальних або крутиррозпилювальних верстатах (рис. 10.1).

Колоди, призначені для розпилювання, повинні зберігатися в умовах, що запобігають загниванню лісоматеріалів.

Найбільше простий спосіб захисту від поразення грибком - це зберігання в деревині вологості біля 200%. Тому колоди перед розпилюванням зберігають або в спеціальних водяних басейнах (водняний засіб), або на суші, але при умові їхнього регулярного зволоження з дощувальних установок (вологий засіб).

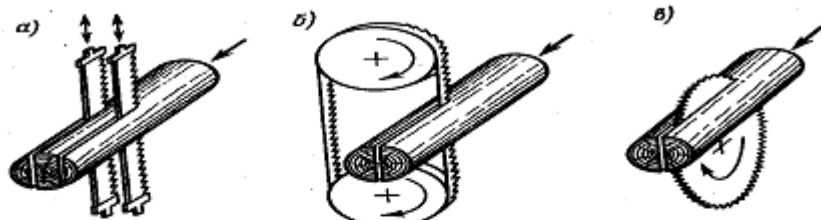


Рис. 10.1. Схеми розпилювання колод.

а - на пилові; б - на стрічкорозпилювальному верстаті; в - на круглорозпилювальному верстаті

Основний засіб полягає у висушуванні колод за більш короткий термін (у літню пору) до вологості біля 20%, при якій грибні пошкодження теж не розвиваються. Колоди при цьому засобі зберігають так, щоб вони не зволожувались ґрунтовою вологою (на підкладках), і з них попередньо видаляють кору (окорюють). При температурі нижче 5⁰ С спосіб збереження колод мало впливає на їхню довговічність, тому що при низьких температурах гниття і діяльність комах припиняються. Існує декілька способів сушіння пиломатеріалів - дошок - для клеєних конструкцій. Рекомендується застосовувати або камерне сушіння, або атмосферну з наступною досушуванням у камерах.

Атмосферне сушіння здійснюється на відкритому повітрі. Дошки вкладають із зазорами (на прокладках), що забезпечують провітрювання штабеля. Для захисту від атмосферної і ґрунтової вологи штабеля складають на підкладки і поверх влаштовують навіс, а для рівномірного висушування всіх прошарків дошок штабеля періодично перекладають.

Камерне сушіння проводиться в сушильних камерах, усередині яких підтримується підвищена температура й інтенсивна циркуляція нагрітого повітря або перегрітої пари за допомогою вентиляторів. Видалення вологи з деревини починається з зовнішніх прошарків дошок, тому вологість залишається нерівномірної по товщині дошок до самого кінця процесу сушіння. При надмірно інтенсивному видаленні вологи з зовнішніх прошарків і великого перепаду у вологості по прошарках у дошках можуть виникнути тріщина, тому процес намагаються проводити таким чином, щоб спочатку прогріти наявну в деревині вологу. Це досягається введенням у камеру на першій стадії вологого нагрітого повітря при температурі 50±5 С. Потім у міру прогріву і зниження вологості деревини температуру повітря підвищують, а вологість повітря знижують. Дошки для клеєних конструкцій висушують до вологості 8 % по зовнішній поверхні, маючи на увазі, що при фрезеруванні будуть зняті найбільш сухі зовнішні шари дошок. Перед механічною обробкою вивантажені з камери

дошки повинні три доби зберігатися в приміщенні з температурою повітря 16... 22⁰ С і вологістю повітря 60...70 % (кондиціонується) з метою вирівнювання вологості по перерізу.

Механічна обробка і стикування дошок перед склеюванням включає ряд послідовних операцій (рис. 10.2). Поперечний розкрій дошок роблять по довжині, при якому віддаляться ділянки дошок, що містять недоліки. В залежності від обсягу недоліків розкресні відрізки дошок відносять до I, II або III сорту. Механічна обробка пиломатеріалів пов'язана із кількарізним фрезеруванням, а отже, і із зменшенням початкових розмірів поперечного перерізу пиломатеріалів. Допуски для заготовок шириною до 195 мм складають 4...5,5 мм на фрезерування пластин з двох сторін і 5...10 мм на фрезерування країв з двох сторін.

Приготування клею роблять у клеєзмішувачах, у яких ретельно перемішуються усі вхідні в клей компоненти. Компоненти треба змішувати в тій послідовності, як вони зазначені в рецептурній таблиці. Клейова композиція, отримана після змішування, має обмежену життєздатність, що виражається часом (хвилини, години), який пройшов з моменту закінчення перемішування до моменту досягнення клеєм такої в'язкості (густоти), при якій його вже не можна використовувати. Поступове загущення клею пов'язане з процесом затвердіння, що починається після змішування компонентів. Тому клей наготовлюють такими порціями, що можуть бути використані протягом терміну придатності клею.

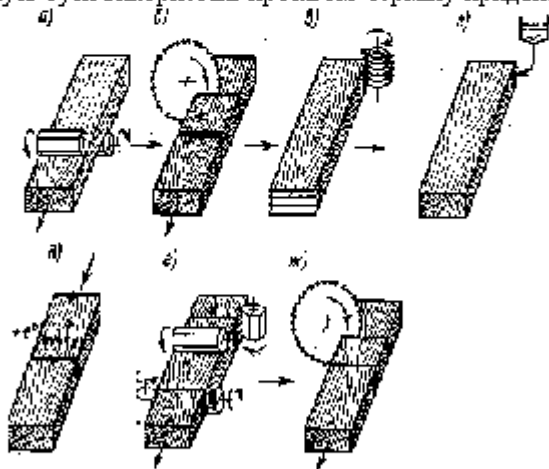


Рис.10.2 Схема виготовлення заготовок:

а-калібрівка; б-вирізка вад; в-вирізка зубчатих шпиль; г-нанесення клею; д-запресовка і прогрівання; е-чотиристороннє фрезерування; ж-розкрій заготовки.

Нанесення клею здійснюють на чисті свіжошуграні поверхні тонким рівномірним прошарком. Для нанесення клею на обидві пласти дошки використовують клейові валики. У дрібносерійному виробництві, коли продуктивність клейових валиків перевищує потреба технологічного процесу, для нанесення клею можна використовувати пензля, малярські роликки і т.і.

Запресовка полягає в тому, що в міру нанесення клею на поверхні

заготівлі накладають одну на другу, дотримуючи при цьому необхідне розташування по висоті перерізу дошок відповідного сорту. Після того як набраний пакет необхідної висоти, до нього прикладають тиск, із тим щоб забезпечити щільне притискування поверхонь, що склеюються, по всій їх площі. Для прямих клеєдерев'яних елементів тиск повинний бути 0,3...0,5 МПа, для криволінійних — 0,8...1 МПа. Запресовку пакета дошок здійснюють у гвинтових або гідравлічних пресах. Тривалість дії тиску (час витримки) залежить від температури повітря в цеху і типу конструкції і складає 8...30 ч. Час витримки виробу що склеюється під тиском може бути скорочене за рахунок нагрівання, завдяки якому пришивиджується процес отвердіння клею. Для клеєдерев'яних виробів можна застосовувати нагрів гарячим повітрям (конвекційний нагрів), при якому час видержки скорочується в 4...6 разів. Нагрівання у полі потоків високої частоти дозволяє скоротити час склеювання до декількох хвилин.

Обробка клеєних блоків включає фрезерування на рейсмусових верстатах нерівностей бічних поверхонь, викликаних зміщенням країв сусідніх дошок в пакеті, а також для зняття підтікань, які обов'язково з'являються при нанесенні клею і запресовці. Обробка готового елемента завершується фарбуванням за два рази водостійкою емаллю. Готовий виріб повинен бути надійно захищений від негативного впливу вологи, яка може виникнути під час транспортування і зберігання.

Контроль готових конструкцій (чи їх елементів) включає зовнішній огляд і замір з метою оцінки якості та відповідності проекту і механічні випробування до руйнування.

Виготовлення суцільнодерев'яних конструкцій можна робити в невеликих підсобних деревообробних підприємствах будівельних майданчиків і навіть на відкритому повітрі. Приміщення для виготовлення таких конструкцій не вимагають кондиціонованого повітря, а лише температури 16...20 °С и вологості не більш 70%. Устаткування для виготовлення цих конструкцій може обмежуватися найпростішими верстатами для механічної обробки деревини — розпилювання, фрезування, свердлення отворів, устаткуванням для виготовлення найпростіших металевих виробів і найпростіших піднімальних пристосувань. При виготовленні суцільнодерев'яних конструкцій широко застосовуються врубки, болти, цвяхи і починають застосовувати сталеві зубчасті пластини. Для виготовлення суцільнодерев'яних конструкцій застосовують колоди, бруси і дошки звичайно з вологістю не більш 20...25 %. Лише для тимчасових споруджень і конструкцій, експлуатованих у воді в умовах постійного зволоження, вологість лісоматеріалів не нормується.

Процес виготовлення включає наступні операції: сушіння матеріалів до необхідної вологості; сортування лісоматеріалів по перерізах, а також по нормах вад з метою віднесення I, 2 чи 3-му сорту; виготовлення дерев'яних елементів по проектних розмірах шляхом обрізки торців по шаблоні, свердлення отворів під болти (у кондукторах) і т.і.; виготовлення металевих елементів конструкцій (тяжів, нижніх розтягнутих поясів ферм і т.і.), якщо такі входять у її склад, збірку конструкції на добре вирівняній горизонтальній площадці, на якій попередньо розмічено положення всіх елементів у послідовності, що вказується

в проєкті. При збірці конструкції (чи окремої її частини) затягують гайки на болтах, тяжах і інших нарізних з'єднаннях, а після збірки конструкцію зберігають і транспортують у проєктному положенні. Крупнорозмірні конструкції можуть бути зібрані по окремих частинах, що остаточно з'єднують на монтажі при їхній установці в проєктне положення.

Тришарові плити, панелі і елементи оболонок виготовляються тільки в заводських умовах, аналогічним умовам виготовлення клеєдерев'яних конструкцій (рис. 10.3). Воно складається з наступних основних операцій: механічної обробки, включаючи розкрій і стикування матеріалу обшивки і середнього шару (пінопласту і ребер); готування клею і нанесення його на поверхню, що склеюється; збірки елементів панелей (обшивок і середнього шару); запресування панелі і витримки до затвердіння клею; розпресування панелі після закінчення терміну витримки й остаточної обробки.

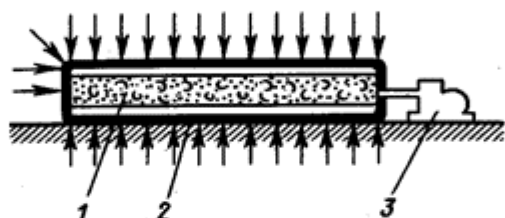


Рис. 10.3. Схема виготовлення тришарових пластмасових плит.

1 — плита; 2 — вакуум-мішок; 3 — вакуум-насос;

Механічна обробка листових матеріалів ведеться з врахуванням їх особливостей. Для розкрою фанери, листових деревних матеріалів, органічного скла, вініпласту і пінопластів можна використовувати звичайні деревообробні верстати й інструменти; для розкрою склопластиків і азбестоцементу — диски з алмазними вставками, абразивні диски; для розкрою листових металів (алюмінію, захисної сталі) — гільйотинні ножиці, а при фасонному різанні тонких металевих листів допускається застосування ручного механізованого інструмента — електровіброножиці, пневматичних ножиці.

Стикування листів азбестоцементу роблять впритик з однією накладкою, фанери — на вус чи зубчастим стиком, а склопластик — “внапуск” чи з накладкою. Для виготовлення стикових з'єднань використовують відповідні цим матеріалам клеї. Елементи з пінопласту склеюють впритик.

10.2. Експлуатація дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції повинні надійно працювати протягом усіх термінів їх нормальної експлуатації, установлені нормами: для капітальних споруд - 50 років, сільськогосподарських будівель - 20 і для тимчасових будівель - 10 років. Доброякісно виготовлені й експлуатовані в нормальних умовах дерев'яні конструкції можуть надійно працювати значно довше цих термінів.

Нормальними умовами експлуатації є такі, при яких дерев'яні конструкції не пошкоджуються, навантаження, що діють на них, не перевищують їх несучої спроможності, а температура і вологість не перевищують допустимих. При

порушенні цих умов дерев'яні конструкції можуть передчасно втратити свою несучу спроможність і жорсткість.

Ретельний огляд дерев'яних конструкцій повинний бути зроблений при прийманні їх в експлуатацію і надалі повторюватися періодично, не рідше двох разів у рік, як правило, восени і навесні. Позачерговий огляд дерев'яних конструкцій спеціалістом-будівельником проводиться негайно після виявлення в них явних істотних дефектів, а також після стихійних лих.

Обстеження дерев'яних конструкцій спеціальною експертною комісією проводиться у випадках появи ознак небезпеки того, що конструкція в цілому може прийти в аварійний стан, наприклад, після появи великих прогинів або виходу з площини.

При обстеженні й огляді дерев'яних конструкцій повинні бути встановлені і занесені у відомість усі дефекти, що виникли при виготовленні, транспортуванні, збереженні, монтажі і при порушенні нормального режиму експлуатації конструкцій. При цьому головна увага повинна бути звернена на наступні основні фактори, які впливають на несучу спроможність конструкції:

- відхилення розмірів елементів від проектних;
- наявність серйозних ушкоджень і неприпустимих вад деревини;
- відхилення розмірів і кількості з'єднань від проектних;
- наявність неправильно виконаних з'єднань, що розійшлися;
- наявність перевантаження конструкцій і недостатнього горизонтального їх закріплення; наявність неприпустимих прогинів і виходу з площини;
- порушення нормального температурно-вологісного режиму;
- недостатню вологопаротеплоізоляцію;
- наявність зон зволоження, перегріву й осередків загнивання деревини.

Відхилення розмірів елементів від проектних, наявність серйозних пошкоджень і неприпустимих вад деревини можуть призвести до невідповідності несучої спроможності конструкції діючим на них навантаженням. При огляді особлива увага повинна звертатися на розміри і якість основних розтягнутих елементів конструкцій, несуча здатність яких особливо залежить від наявності ушкоджень і неприпустимих дефектів деревини. При виявленні зазначених дефектів провадиться перевірочний розрахунок конструкції з врахуванням цих дефектів. Якщо виявиться, що конструкції мають неприпустиму несучу спроможність, розміри діючих на них навантажень повинні бути обмежені або конструкції посилені відповідно до вказівок. У процесі експлуатації конструкцій з деревини підвищеної вологості в елементах при висиханні можуть виникнути подовжні тріщини від висихання. У більшості випадків вони незначно знижують несучу спроможність елементів. Якщо вони досягають небажаного розміру, їх ліквіднують, вклеюючи в них клиновидні вкладки відповідного розміру на водостійкому клеї.

Відхилення розмірів і кількості з'єднань від проектних, а також наявність неправильно виконаних і з'єднань, що розійшлися, потребують до себе при огляді особливої уваги, оскільки стан з'єднань у значній мірі визначає несучу спроможність конструкцій. У перші роки експлуатації конструкцій відбувається процес обминання навантажених поверхонь з'єднань, а в конструкціях,

виготовлених із деревини підвищеної вологості, - також висихання, зменшення розмірів елементів. У результаті цього щільність і монолітність з'єднань можуть бути порушені, болти і тяжі можуть втратити початковий натяг, з'являються щілини між елементами що з'єднуються. Ослаблі болти і тяжі повинні бути підтягнуті і початкова щільність обов'язково відновлена. При наявності більш серйозних і небезпечних для несучої спроможності дефектів з'єднань вони посилюються відповідно до вказівок.

Необхідно враховувати, що в більшості випадків причинами аварійного стану деяких дерев'яних конструкцій були наявність *перевантаження конструкцій і їх недостатнього горизонтального закріплення, наявність неприпустимих прогинів і виходу з площини*. Перевантаження конструкцій, особливо постійним навантаженням, значно знижує надійність їхньої роботи і терміни їхньої нормальної роботи, оскільки тривала міцність деревини значно нижче короткочасної. При оглядах необхідно стежити, щоб фактичні діючі на конструкції навантаження не перевищували проектних. Недопустимі перевантаження можуть виникнути у випадку застосування більш важкого утеплювача, при установці на перекритті устаткування, укладці матеріалів, виникненні на покриттях снігових або крижаних відкладень, маса яких перевищує несучу спроможність конструкцій. Показником перевантаження є виникнення недопустимих прогинів конструкцій. При наявності перевантаження необхідно проведення перевірконого розрахунку конструкцій на дію фактичних навантажень. Якщо при цьому буде встановлено, що несуча спроможність конструкцій недостатня, розміри навантажень повинні бути обмежені. Одним з ефективних засобів ліквідації перевантаження є заміна утеплювача, що має значну об'ємну масу, більш легким, наприклад виготовленим на основі виробів із мінеральної вати і пінопластів. У випадках, коли ліквідація перевантаження неможлива, конструкції повинні бути посилені. Вихід конструкцій із вертикальної площини свідчить про недостатню міцність їх зв'язків, що повинні бути посилені по спеціальному проекту.

Температурно-вологісний режим має вирішальне значення для довговічності дерев'яних конструкцій, оскільки його порушення веде до зволоження і загивання або перегріву і послабленню міцності деревини. При оглядах особлива увага повинна приділятися цілості і водонепроникності даху, особливо в ендовах, протікання якого є однією з головних причин зволоження деревини. У місцях контакту з бетоном і каменем повинна бути перевірена збереженість гідроізоляції і відсутність конденсаційного зволоження деревини. Особлива увага повинна бути звернена на найбільше схильні конденсаційному зволоженню основні вузли конструкцій, що спираються на зовнішні стіни. У зонах вологості повинно бути перевірена наявність осередків гниття. Для виявлення внутрішніх осередків гниття елементи конструкцій можуть просвердловатися. Всі причини зволоження деревини повинні бути усунуті. Водо- і теплоізоляційні ділянки покриттів і пароізоляційні ділянки в місцях порушень повинні бути відновлені, а ділянки деревини, що загнили, видалені і замінені. Частина дерев'яних конструкцій, що піддаються підвищеному нагріванню, повинні бути ізольовані від осередків неприпустимого нагрівання.

При обстеженні, як правило, вивчають технічну документацію, складають детальні обмірні креслення і поелементні дефектні відомості. Встановлюють розміри реально діючих навантажень і виконують перевірочні розрахунки. Відбирають зразки деревини і перевіряють на наявність у них гнильних грибків. З деревини конструкцій виготовляють стандартні зразки, і шляхом лабораторних досліджень визначають її міцність при необхідних видах напруженого стану, головним чином при стиску. За результатами обстеження складають науково-технічний звіт. Цей звіт включає висновки про несучу здатність конструкції, її відповідності діючим навантаженням і про заходи, необхідні для забезпечення їх подальшої надійної експлуатації, у тому числі про засоби їхньої підсилення й антисептування.

10.3. Ремонт і підсилення дерев'яних конструкцій

Відновлення несучої здатності і жорсткості несучих дерев'яних конструкцій необхідно при:

- зміні початкового технологічного режиму експлуатації;
- значному зростанні навантаження від устаткування і матеріалів;
- допущенні серйозних помилок при проектуванні, у результаті яких несуча спроможність конструкцій виявилася зниженою;
- недоброякісних конструкціях, коли була застосована деревина зниженої міцності з недопустимими вадами або з'єднання виконані з порушенням технології і небезпечними дефектами;
- експлуатації конструкцій у ненормальних умовах;
- значних перевантаженнях, зволоженні, механічних ушкодженнях, загиванні, що призвели до зниження їхньої несучої спроможності.

Найбільше часто зустрічаються випадки недоброякісного виготовлення і ненормальної експлуатації конструкцій.

Прийоми ремонту і підсилення різні в кожному конкретному випадку, але можна виділити основні етапи проведення цих робіт.

Виготовлення проекту є першим етапом роботи з підсилення конструкцій. Його виконують на підставі даних дефектних відомостей, складених у процесі огляду або обстеження конструкцій, супроводжуваних їхніми точними вимірюваннями. Міцність деревини конструкцій повинна бути визначена шляхом випробувань стандартних зразків, вирізаних із ненавантажених частин конструкцій. Звичайно достатньо провести найпростіші випробування зразків на стиск уздовж волокон. Проект підсилення повинний враховувати всі особливості експлуатації конструкцій, мати робочі креслення деталей підсилення і вказівки по проведенню робіт. У проекті повинні бути вказівки по антисептуванню деревини конструкцій і рекомендації по їхній експлуатації, а також передбачені заходи щодо техніки безпеки.

Розвантаження конструкцій є першим необхідним етапом проведення робіт із підсилення. При цьому виключається небезпека завалення, забезпечуються необхідна безпека робіт із підсилення і включення в роботу елементів підсилення нарівні з основними елементами конструкцій

після їх зворотнього навантаження. Розвантаження роблять у більшості випадків шляхом підпирання або вивішування конструкцій тимчасовими стійками з колод або брусів, за допомогою клинів (рис. 10.5) або домкратів, на які передається все навантаження, що діє на конструкцію, включаючи їх власну масу. При підпиранні конструкції піднімаються до такого положення, коли їх прогин зникає. При підсиленні опорних частин судільних балок можна обмежитися одиночними стійками, підведеними під балки біля їх опор.

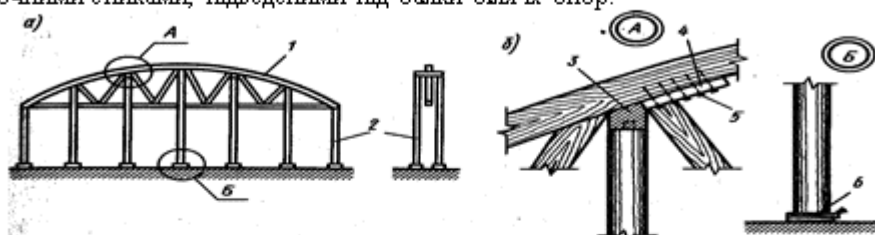


Рис. 10.5. Вивішування дерев'яних конструкцій:

a — вивішування; *б* — вузли кріплення; 1 — конструкція; 2 — стійки; 3 — поперечина;
4 — бобшика; 5 — цяхи; 6 — клини

При підсиленні складених балок, ферм, арок і рам вони повинні бути підперті біля стійок. Кількість і розміри перерізів стійок залежать від прольоту і навантаження на конструкції і визначаються з розрахунку.

Ферми, арки і рами рекомендується підпирати стійками подвійного перерізу з гілками, що розташовуються по обидві сторони конструкцій, у фермах біля вузлів верхнього пояса. Стійки частіше встановлюються на парні, горизонтально покладені, гострі широкі клини з твердої деревини, зустрічне забивання яких дозволяє підіймати стійки разом із конструкціями. При необхідності підйому конструкцій на значну висоту використовують гвинтові домкрати. У деяких випадках для тимчасового вивішування високо розташованих конструкцій можуть бути використані як тимчасові опор-стійки мостові крани. У тих випадках, коли покриття має шар важкого утеплювача, наприклад шлаку, що по проекті підсилення повинен бути замінений на більш легкий, варто зняти утеплювач до початку підсилення конструкцій. Після закінчення робіт стійки прибирають, причому зняття з них навантажень має проводитися поступово, без ривків.

Конструкції підсилені у кожному окремому випадку мають індивідуальний характер і визначаються типом і розмірами конструкції і причинами, що викликали необхідність підсилення. Наведемо найбільш часті випадки, що зустрічаються, коли необхідне підсилення конструкцій, і найбільш ефективні вирішення підсилення.

Підсилення балкових покриттів і перекриттів у випадку їхньої переважання, коли вони не мають ніяких дефектів, найбільш доцільно зробити шляхом зменшення діючих на них навантажень. Для цього можна поставити додаткові балки поруч або в проміжку між існуючими. Такий же ефект дає заміна утеплювача на більш легкий.

Підсилення опорних частин прогонів і балок, опертих на зовнішні стіни й уражених гниттям, роблять таким чином (рис. 10.6.а). Після підпирання балки

біля опори уражений гниттям кінець відрізають і спалюють. Видалений кінець балки замінюють новим металевим або дерев'яним, який називають іноді протезом. Металевий протез складається з відрізків сталевго швелера або двох кутиків, що прикріплюються до кінця балки двома болтами, а між металом і деревиною прокладається шар гідроізоляції.

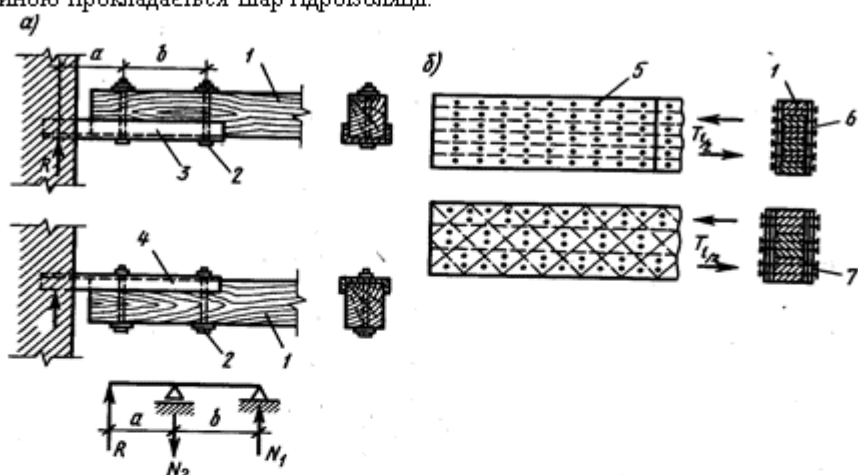


Рис. 10.6 Підсилення дерев'яних балок:

a - підсилення кінця брущатих балок; *б* - підсилення клеєдерев'яних балок; 1 - балки; 2 - болти; 3 - нижній протез; 4 - верхній протез; 5 - цвяхи; 6 - будівельна фанера; 7 - перехресні дошки

Розрахунок металевго протеза роблять на згин від дії моменту, що згинає, який визначають у залежності від розміру опорної реакції балки R і відстані від осі опори до першого болта a з виразу $M = Ra$. Один з болтів - другий від опори, якщо протез розташований знизу, і ближче до опори, якщо протез розташований зверху є розтягнутим. Він розраховується на розтяг, шайба - на згин, а деревина - на зминання від дії зусиль N_1 у першому і N_2 у другому болтах, обумовлених з врахуванням відстані b між ними по формулах:

$$N_1 = Ra/b; \quad N_2 = R(a + b)/b.$$

Відрізаний кінець дощатої балки можна замінити також двома дощатими накладками. Їх прибивають до балки двома групами цвяхів, причому перша група розташовується в кінця балки на відстані a від осі опори, а друга - на відстані b , від першої групи. Кількість симетрично вигнутих двозрізних цвяхів визначають у залежності від розміру зусиль N_1 і N_2 . Якщо дозволяють габарити перекриття, то кінець балки може бути підсилений дерев'яним брусом, розташованим вище чи нижче балки, що підсилюється, і з'єднаних з нею болтами, розрахунок яких роблять так само, як розрахунок болтів металевго протеза.

Підсилення складених балок (рис. 10.6,б). Найбільше часто зустрічається такий дефект складених балок, як недостатня кількість або незадовільна якість з'єднань, які не забезпечують спільну роботу елементів балок. В балках на податливих з'єднаннях може бути поставлена недостатня кількість цвяхів, дубових пластин або може відбутися сколювання деревини шпонок або колодок.

У клеєних балках може мати місце недостатня міцність клеєних з'єднань або є недопустимі непроклеєння.

Підсилення дощано-цвяжових балок після їх вивішування роблять шляхом додаткового забивання цвяжів. Підсилення брущатих і дощатоклеєних балок після їх підпірання роблять за допомогою накладок. По обидва боки до балки по всій довжині прибивають смуги водостійкої фанери товщиною не менше 10 мм. Такі цвяжі не повинні потрапляти в щілини між брусами або дошками, тому забивати їх потрібно по шаблону. Фанерні обшивки і цвяжі розраховують на дію парних зсувних зусиль $T_{1,2} = 1,5MS/I$ від поперечних сил, що діють на половині довжини прольоту балки. Необхідна кількість несимметрично вигнутих однозрізних цвяжів визначають по їх несучій спроможності при згині і змінанню фанери по формулах § 3.3. При перевірці перерізу підсиленої балки на нормальні напруження переріз фанерних обшивок може бути врахований з коефіцієнтом, рівним відношенню модулів пружності фанери і деревини E_f/E_d . Повинні бути враховані також коефіцієнти податливості з'єднань K_{zv} і $K_{ж}$. При відсутності водостійкої фанери для цього може служити подвійна перехресна обшивка з тонких дошок, що прибивається цвяжами.

Підсилення нижніх поясів ферм. Нижні дерев'яні пояси ферм частіше інших стержнів потребують підсилення. Вони є самими відповідальними розтягнутими елементами конструкції. Проте в практиці будівництва їх іноді виготовляють із деревини невідповідної категорії якості з недопустимими вадами. У цьому випадку вони потребують обов'язкового підсилення - місцевого або загального. Місцеве підсилення застосовують у тих випадках, коли неприпустимі дефекти концентруються в окремих точках пояса. Підсилення в цьому випадку роблять шляхом установки в цих точках дощатих накладок на болтах.

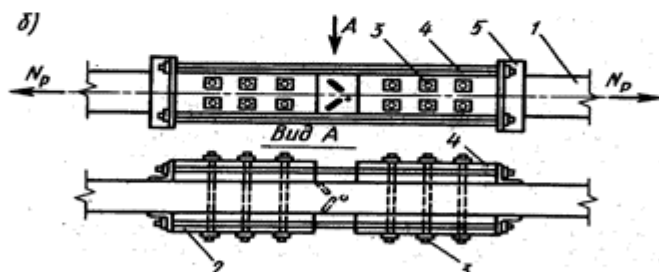


Рис. 10.7 Підсилення розтягнутого елемента сталевими тяжами
1-елементи; 2-накладки; 3-болти; 4-тяжі; 5-хитки

Площа перерізу накладок приймають не меншу ніж площу перерізу елемента, що підсилюється. У деяких випадках для зменшення податливості з'єднання застосовуються натяжні стики з окремих дощатих накладок на болтах, стягнутих сталевими тяжами з гайкою й кутниковими траверсами (рис. 10.7). Зусилля, що розтягує, знаходять як розрахункову несучу спроможність нижнього пояса, ослабленого отворами для болтів, з виразу $N = A_{кр} f_{t,0,d}$

Загальне підсилення нижнього пояса (рис. 10.8, б) застосовують у тих випадках, коли він має по довжині численні дефекти, і виконання місцевих посилень недоцільно. У цьому випадку уздовж усього нижнього пояса

ставлять із боків два тяжі з арматурної сталі, які за допомогою гайок кріплять до поперечних траверс із прокатного металу, що спирається на опорні вузли ферми. Щоб уникнути провисання тяжі вкладають на крюки, прикріплені до нижнього пояса ферми. Сталеві тяжі розраховуються на повне розтягуюче зусилля, що може виникнути в нижньому поясі ферми. У випадку розриву пояса всі зусилля розтягу сприймаються тяжами підсилення. Переріз тяжів підбирається з врахуванням їх ослаблення різьбою. Опорні траверси звичайно мають зварний переріз і розраховуються на згин як однопрольотні балки, що спираються на гайки тяг і навантажені зусилля в нижньому поясі ферми. Для виключення в роботу нижнього пояса тяжі при установці натягають до розміру розрахункового зусилля.

Підсилення опорних вузлів ферм (рис. 10.8, а). Опорні вузли ферм, що спираються на зовнішні стіни, нерідко систематично зволожуються і загнивають. Підсилення дефектних опорних вузлів роблять шляхом заміни їх металевими, так званими протезами. Після того як ферма цілком розвантажена, дефектний опорний вузол відрізається.

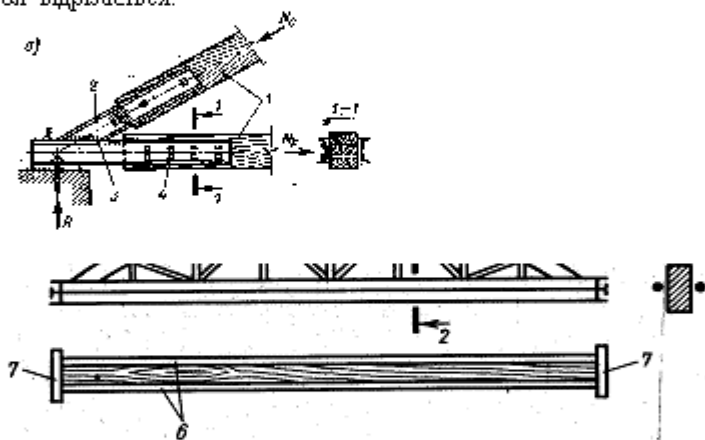


Рис. 10.8. Підсилення дерев'яних ферм:

а - підсилення опорних вузлів металевими протезами; б - підсилення нижніх поясів металевими тяжами; 1 - пояси ферми; 2 - металевий протез; 3 - зварювання; 4 - болти; 5 - ферма; 6 - металеві тяжі; 7 - металеві траверси.

Новий опорний вузол — протез у більшості випадків виготовляють із прокатної сталі зварної конструкції. Він може складатися з двох горизонтальних і двох похилих швелерів, поставлених по ширині перерізів поясів ферми. До горизонтальних швелерів приварюють опорний лист. Між похилими швелерами приварюють сталеву діафрагму. Верхній пояс ферми вводиться між похилими швелерами протеза, упирається торцем у діафрагму і закріплюється монтажними болтами. Нижній пояс ферми вводиться між горизонтальними швелерами і з'єднується з ними двома рядами розрахункових болтів.

Елементи цього сталевого протеза працюють на максимальні зусилля розтягу і тиски в опорних панелях верхнього і нижнього поясів ферми. Похилі швелери працюють на стиск і стійкість, горизонтальні — на розтяг, а упори — на

згин із значними запасами міцності, тому що їх перерізи приймаються конструктивно з умови розміщення болтів більшими, ніж потрібно за розрахунком. Торець верхнього пояса, впертий у діафрагму, працює на зминання від стиску вздовж волокон, як правило, із надлишковим запасом міцності. Необхідна кількість симетрично зігнутих двозрізних болтів, якими нижній пояс кріпиться до горизонтальних швелерів, визначають по розмірі зусилля, що виникає в ньому.

У випадку, коли потрібно підсилення всього нижнього пояса ферми, виключаючи опорні вузли, його роблять шляхом установки таких же металевих протезів із додатковими деталями, необхідними для закріплення і натягу двосторонніх тяжів підсилення пояса.

Підсилення верхніх поясів ферм. Стиснуті стержні верхніх поясів ферм, що мають складений переріз, у ряді випадків при недостатній кількості або якості з'єднань втрачають проектну форму і виходять із своєї площини. Їх підсилення полягає в установці поруч із ними з боку, протилежного випуклості, додаткового бруса на болтах, що перешкоджає росту прогинів. Можна також шляхом натягу цих болтів або за допомогою домкрата попередньо випрямити елемент. Елементи конструкції, що прогинаються в напрямку згину, підсилюють двосторонніми фанерними або дощатими обшивками на цвяхах аналогічно складеним балкам.

Підсилення конструкції в цілому роблять при багаточисельних дефектах і недостатній загальній несучій спроможності. Конструкції таких підсилень завжди строго індивідуальні. У багатьох випадках достатньо ефективним є підсилення конструкції сталевими тяжами з нарізками і гайками на кінцях. Такі тяжі можуть вводитися до складу решітки ферм у вигляді додаткових розтягнутих розкосів або стійок. Вони можуть створювати додаткові розтягнуті пояси, так звані підпружні ланцюги, що тягнуться від однієї опори до іншої. У прольоті підпружні ланцюги можуть бути опущені за допомогою додаткових стійок значно нижче нижнього краю конструкції. При цьому загальна висота конструкції збільшується і відповідно зусилля стиску в її верхньому поясі істотно зменшуються.

Підсилення дефектних арок може бути зроблене шляхом установки нижче їх додаткової решітки, завдяки чому арка перетворюється в значно більш жорстку сегментну ферму. У випадках, коли дефекти конструкції настільки серйозні, що її підсилення недоцільне, конструкцію видаляють і замінюють новою.

ДОДАТКИ

Додаток І

Розрахункові опори деревини сосни та ялини

Напружений стан і характеристика елементів	Позначки	Розрахункові опори, МПа, для сортів		
		1	2	3
1. Згин, стиск і змінання вздовж волокон в елементах з розмірами перерізу: b – ширина; h – висота: а) b, h до 11 см	$f_{m,d}^b, f_{c,0,d}^b$ $f_{cl,0,d}^b$	14	13	8,5
б) $b = 11...13$ см; $h = 11...25$ см		15	14	10
в) $b > 13$ см, $h = 13...25$ см		16	15	11
г) в елементах з круглих лісоматеріалів без врізок у розрахунковому перерізі		–	16	10
2. Розтяг вздовж волокон	$f_{t,0,d}^b$	10	7	–
3. Стиск і змінання по всій площині поперек волокон	$f_{cl,90,d}^b, f_{c,90,d}^b$	1,8	1,8	1,8
4. Змінання поперек волокон місцеве: а) в опорних частинах конструкцій, лобових врубках і вузлових примиканнях	$f_{cl,90,d}^b$	3	3	3
б) під шайбами при кутах змінання від 90° до 60°		4	4	4
5. Сколювання вздовж волокон: а) при згині елементів	$f_{v,0,d}^b$	1,8	1,6	1,6
б) в лобових врубках для максимального напруження		2,4	2,1	2,1
6. Сколювання поперек волокон	$f_{v,90,d}^b$	1,0	0,8	0,6

Характеристичні опори деревини за класами

Дере- вина	Клас	Характеристичні опори, МПа						Характеристичні жорсткості, МПа				Гус- тина, кг/м ³
		$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E_{0,mean}$	$E_{0,05}$	$E_{90,mean}$	G_{mean}	
Хвойні і м'які породи	C14	14	8	0,4	16	2,0	1,7	7000	4700	230	440	290
	C16	16	10	0,5	17	2,2	1,8	8000	5400	270	500	310
	C18	18	11	0,5	18	2,2	2,0	9000	6000	300	560	320
	C20	20	12	0,5	19	2,3	2,2	9500	6400	320	590	330
	C22	22	13	0,5	20	2,4	2,4	10000	6700	330	630	340
	C24	24	14	0,5	21	2,5	2,5	11000	7400	370	690	350
	C27	27	16	0,6	22	2,6	2,8	11500	7700	380	720	370
	C30	30	18	0,6	23	2,7	3,0	12000	8000	400	750	380
	C35	35	21	0,6	25	2,8	3,4	13000	8700	430	810	400
	C40	40	24	0,6	26	2,9	3,8	14000	9400	470	880	420
	C45	45	27	0,6	27	3,1	3,8	15000	10000	500	940	440
	C50	50	30	0,6	29	3,2	3,8	16000	10700	530	1000	460

1. Значення коефіцієнта m_e залежно від групи експлуатації конструкцій

Група експлуатації	A1, A2, B1, B2	A3, B3, B1	B2, B3, Г1	Г2, Г3
m_e	1	0,9	0,85	0,75

2. Коефіцієнти m_z

№п/п	Навантаження	Для опорів	
		усіх, окрім змінанню впоперек волокон	$R_{зм90}$ змінанню впоперек волокон
1.	Вітрове, монтажне, крім зазначеного в п. 3	1,2	1,4
2.	Сейсмічне	1,4	1,6
3.	Для опор повітряних ліній електропередач: ожеледне, монтажне, вітрове	1,45	1,6
	при обриві проводів, тросів	1,9	2,2

3. Коефіцієнти m_e і $m_{ш}$ для клесних елементів, що працюють на згинання, поза-центрово стиснутих, які працюють на стискання та згинання, і стиснутих відповідно від висоти перерізу і товщини шару:

Висота перерізу H , см	≥ 50	60	70	80	100	≥ 120
m_e	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8
Товщина шару δ , мм	12	16	19	26	33	≥ 42
$m_{ш}$	1,2	1,15	1,1	1,05	1	0,95

4. Коефіцієнт $m_{шк}$ для клесних елементів, стиснутих і тих, що працюють на згинання

Напружений стан	$m_{шк}$ при n/δ			
	150	200	250 \geq	500
Стискання f_c і згинання f_m	0,8	0,9	1	1
Розтягання f_t	0,6	0,7	0,8	1

Розрахункові опори з'єднень дерев'яних елементів

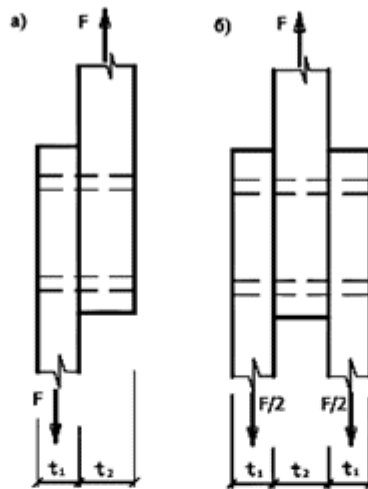


Рис. 1. Нагельні з'єднання деревини з деревиною:
 а) однозрізне з'єднання; б) симетричне з'єднання

Табл. 1.

Розрахункові опори змінання деревини для зовнішніх елементів

Вид з'єднання	Для сталевих цвяхів, алюмінієвих і склопластикових нагельв $f_{k,l,d}$, МПа	Для дубових циліндричних нагельв $f_{k,l,d}$, МПа
Змінання в однозрізних з'єднаннях: а) при $t_1 \leq 0,35 t_2$	8,0	5,0
б) при $t_1 > 0,35 t_2$ в залежності від відношення t_1/t_2 :		
0,35	8,00	5,0
0,5	5,80	5,0
0,6	4,80	4,4
0,7	4,30	3,8
0,8	3,90	3,2
0,9	3,70	2,6
1,0	3,50	2,0
Змінання в симетричних перерізах	8,00	2,0

Табл. 2.

Розрахункові опори змінання деревини для середніх елементів

Вид з'єднання	Для сталевих цвяхів, алюмінієвих і склопластикових нагелів $f_{k,2,d}$, МПа	Для дубових циліндричних нагелів $f_{k,2,d}$, МПа
Змінання в однозрізних з'єднаннях:		
- При $t_1 \leq 0,5 t_2$	2,5	1,4
- При $t_1 > 0,5 t_2$	3,5	2,0
Змінання в симетричних перерізах	5,0	3,0

В двозрізних несиметричних з'єднаннях несучу здатність необхідно визначати з врахуванням наступного:

- розрахункове значення опору змінання $f_{k,2,d}$ середнього елемента при $t_1 \leq 0,5 t_2$ слід приймати рівним 2,5 МПа; при $t_1 > 0,5 t_2$ розрахункове значення опору змінання $f_{k,1,d}$ крайнього елемента слід приймати рівним 3,5 МПа; при $t_2 \leq t_1$ за табл. 1, як для більш тонких елементів однозрізних з'єднань;
- розрахункові опори згину нагеля $f_{n,d}$ наведені в табл. 3. При з'єднанні елементів із деревини інших порід, що відрізняються від сосни чи ялини, чи умов експлуатації, що відрізняються від нормальних, розрахункове значення опору згину нагеля слід множити на квадратний корінь відповідних коефіцієнтів k_{mod} , k_x , k_t .

Табл. 3.

Розрахункові опори згину нагеля

Тип нагеля	Розрахункові опори згину $f_{k,d}$, МПа	k_n	$\beta_{n,max}$
Звичайні цвяхи із сталевого дроту Шурупи діаметром до 8 мм	25	0,0632	0,7746
Сталеві болти діаметром від 8 мм до 24 мм Сталеві нагелі Шурупи діаметром більше 8 мм	18	0,1054	0,6236
Алюмінієві нагелі	16	0,1118	0,6124
Склопластикові нагелі діаметром від 8 до 24 мм	8	0,1581	0,5
Дубові нагелі	4,5	0,2108	0,6667

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ:

1. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції / ДБН В.2.6-161:2016. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 106 с.
2. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2017 «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування» – К.: ДП "УкрНДНЦ", 2017. – 131 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006.
4. Гомон С.С. Конструкції з дерева і пластмас: Навчальний посібник. – Рівне, НУВГП, 2016 – 219.
5. Будівельні конструкції [Електронний ресурс] : навчальний посібник для студ. вищ. навч. закл. / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко та ін. ; за заг. ред. Є. В. Клименка . – Київ : Центр учбової літератури, 2020 . – 426 с.
6. Конструкції з дерева та пластмас: Методичні вказівки до самостійної роботи для здобувачів першого (бакалаврського) рівня освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання/ уклад. Д.Я.Кислюк. – Луцьк: Луцький НТУ, 2020. – 18 с.
7. Конструкції з дерева та пластмас: Методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання/ уклад. Д.Я.Кислюк. – Луцьк : Луцький НТУ, 2024. – 35 с.
8. Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції: навч. посіб. / І.О. Скліаров, В.Г. Тонкачєєв, Т.С. Скліарова–Київ: Вид-тво «Каравела», 2024.–174 с.
9. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування.
10. Кислюк Д. Я., Самчук В. П., Чапюк О. С., Залета А.О., Савенко В. І. Дослідження роботи двотаврових дерев'яних балок із OSB стінкою // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць –Луцьк: ЛНТУ, 2022. Вип. №17. – С. 61-67. / URL: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7\(17\)-0810](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7(17)-0810).

Конструкції з дерева та пластмас: Конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання/ уклад. Д.Я.Кислюк. – Луцьк: ЛНТУ, 2026. – 154 с.с

Комп'ютерний набір
Редактор

Д.Я.Кислюк
Д.Я.Кислюк

Підп. до друку 2026р.
Формат 60x84/16. Папір офс. Гарнітура Таймс.
Ум. друк. арк.9,625.
Тираж __ прим.

Відділ іміджу та промоції
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Друк – Відділ іміджу та промоції ЛНТУ