

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені Володимира Даля

КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА УРБАНІСТИКИ ТА ПРОСТОРОВОГО
ПЛАНУВАННЯ

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ.

Проектування дерев'яних конструкцій

Курс лекцій з дисципліни «Дерев'яні конструкції»
*(для студентів усіх форм навчання
спеціальності G19 – «Будівництво та цивільна інженерія»)*

Укладачі

В. М. Соколенко, доц.,
О. А. Черних, доц.
К.В. Соколенко, ст. викл.

Київ, 2025 р.

УДК 691.11

Дерев'яні конструкції. Проектування дерев'яних конструкцій:
курс лекцій. Ч 1 / Укл.: В. М. Соколенко, О. А. Черних., К.В.
Соколенко – Київ: СНУ ім. В. Даля, 2025. – 116 с.

Для студентів спеціальності G19 «Будівництво та цивільна
інженерія» 4 курсу денної та заочної форм навчання.

Укладачі

В. М. Соколенко, доц.,
О. А. Черних, доц.
К.В. Соколенко, ст. викл

Рецензент

М. В. Білошицький, доц.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1. ДЕРЕВИНА – КОНСТРУКЦІЙНИЙ БУДІВЕЛЬНИЙ МАТЕРІАЛ.....	7
1.1 Будова деревини	7
1.2 Властивості деревини як конструкційного матеріалу	8
1.3 Головні фізичні й механічні властивості деревини	9
2. З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ	14
2.1 Лобова врубка з одним зубом.....	15
2.2 З'єднання на нагелях	18
2.3 З'єднання на розтягнутих зв'язках.....	23
2.4 З'єднання на клею.....	25
3. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ	28
3.1 Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій	28
3.2 Розрахунок центрально-розтягнутих елементів.....	31
3.3 Розрахунок центрально-стиснутих елементів	32
3.4 Розрахунок вигинних елементів	36
3.5 Розрахунок стиснуто-вигинних елементів	41
3.6 Розрахунок розтягнуто-вигинних елементів	45
4. ЕЛЕМЕНТИ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ НА ПІДДАТЛИВИХ ЗВ'ЯЗКАХ	47
4.1 Розрахунок на поперечний вигин.....	48
4.2 Розрахунок на поздовжній вигин	54
4.3 Розрахунок стиснуто-вигинних елементів	58

5. ПЛОЩИННІ СУЦІЛЬНІ ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ.....	61
5.1 Проектування настилів і лат покрівель.....	61
5.2 Проектування багатопрольотних консольно-балкових прогонів	63
5.3 Клеєфанерні панелі покриття	67
5.4 Балки двотаврового перерізу з перехресною дощатою стінкою на цвяхах	73
5.5 Клеєні багатопрольотні балки з дощок.....	80
5.6 Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості	83
5.7 Тришарнірки арки з балок на пластинчастих нагелях	88
5.8 Дощатоклеєні арки	91
5.9 Дощатоклеєні гнуті рами	96
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	100
ДОДАТКИ.....	102

ВСТУП

Курс «Дерев'яні конструкції» є одним із завершальних серед дисциплін бакалаврської підготовки студентів, які при його вивченні мають можливість ознайомитися з основними положеннями розрахунку не тільки елементів конструкцій з дерева, але й з розрахунком площинних суцільних, наскрізних та просторових конструкцій.

У курсі лекцій наведено також відомості про з'єднання елементів дерев'яних конструкцій, приклади розрахунку елементів і площинних суцільних дерев'яних конструкцій.

Курс лекцій складено відповідно до програми курсу «Дерев'яні конструкції» для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Його зміст відповідає характеру викладу цієї дисципліни на кафедрі будівництва урбаністики та просторового планування Східноукраїнського національного університету.

1 ДЕРЕВИНА – КОНСТРУКЦІЙНИЙ БУДІВЕЛЬНИЙ МАТЕРІАЛ

1.1 Будова деревини

При розгляді поперечного перерізу стовбура деревини можна побачити концентричні кільця навколо серцевини. Кожне кільце являє собою річний шар, тобто щорічно зростаючу деревину. Кожен річний шар складається з двох частин: внутрішня частина, найближча до серцевини, більш світла і м'яка, називається ранньою, чи весняною деревиною, а зовнішня частина, найближча до кори, тонша і твердіша – пізньою, чи літньою деревиною. Ці назви частин шарів відповідають часу їхнього зростання.

Пізня деревина не тільки твердіша, але й важча ранньої, від її кількості в стовбурі деревини залежать вага і міцність деревини в цілому.

Деревина складається з кліток, що мають вигляд замкнутих трубок, розташованих уздовж стовбура деревини і зв'язаних між собою міжклітинною речовиною. Оболонка кліток складається з таких шарів: зовнішній тонкий первинний шар, оточений міжклітинною речовиною; вторинний шар, що має велику товщину і масивність; третинний внутрішній тонкий шар.

Механічна міцність деревини визначається наявністю масивного вторинного шару, що складається, як уже згадувалося, з ряду концентричних річних шарів. Спіральна будова вторинних шарів,

подібна до будови сталевго троса, значно впливає на міцність деревини на розтяг.

Деревина складається з таких органічних речовин: вуглець – 49,5%, водень – 6,3%, кисень – 44,08%, азот – 0,12%.

Іноді в деревині можуть бути ті чи інші дефекти, що виражаються в зміні зовнішнього вигляду, порушенні правильності будови деревини, цілісності її тканин чи стінок кліток. Деякі з ненормальностей з'являються ще при рості деревини (сучки, косошар тощо), інші виникають вже в зрубаному дереві, наприклад, розколини. Сучки із залишками зрізаних або відмерлих гілок мають різну форму і розташування в стовбурі. Річні шари, підходячи до сучка, змінюють свій напрям. Структура деревини в цьому місці змінюється. Сучки в деревині – найбільш поширений і небажаний дефект.

1.2 Властивості деревини як конструкційного матеріалу

Широке застосування в будівництві конструкцій з дерева пов'язане з наявністю в деревині багатьох позитивних властивостей. Деревина має високу механічну міцність, невелику об'ємну масу, невелику теплопровідність, незначний коефіцієнт температурного розширення, що дозволяє відмовитися від температурних швів, високу хімічну стійкість. Деревина одночасно є пластичним і пружним матеріалом, має високі акустичні якості та високу довговічність. Заготівля деревини та її обробка не потребують складного устаткування, можуть виконуватися в будь-який час року. Деревина відповідає вимогам збірності будівництва з елементів і деталей, виготовлених на заводах, з наступним монтажем на місці будівництва.

Разом з тим деревина має і ряд негативних властивостей – неоднорідну волокнисту структуру та ненормальності, пов’язані з ростом дерева, що сильно впливають на механічні властивості. Вона схильна до усушки і розбухання при зміні температурно-вологісних умов, у яких знаходяться конструкції, гниє, може бути піддана руйнуванню дереворуйнуючими комахами, є горючою речовиною. Негативні властивості деревини вимагають ретельного аналізу умов роботи дерев’яних конструкцій, особливої уваги при будівництві та зменшенні причин, що сприяють прояву цих властивостей, а в деяких випадках і обмеженню застосування таких конструкцій.

1.3 Головні фізичні й механічні властивості деревини

Фізичні властивості

Вологість. Вода, що заповнює внутрішні порожнини деревини, називається вільною або капілярною. Вода, що просочує стінки кліток деревини, називається зв’язаною або гігроскопічною. При підвищенні температури зовнішнього середовища вода з деревини поступово випаровується. Спочатку випаровується вільна вода, а потім зв’язана. Стан деревини, коли в ній залишається тільки зв’язана вода, відповідає точці насичення волокон.

Кількість зв’язаної води в деревині складає в середньому 30%. Цей стан має велике значення тому, що з цього моменту при висиханні деревини змінюються її властивості та розміри, тобто відбувається усушка деревини. Усушка нерівномірна в радіальному і тангенціальному напрямках, а це викликає в річних шарах внутрішні напруження розтягу, в результаті чого з’являються тріщини, що

поширюються від середини до зовнішньої поверхні. Чим більші густина і об'ємна вага деревини, тим більшими є розміри усушки. При усушці деревина жолобиться. Жолобіння буває поперечним і поздовжнім. Поперечне жолобіння виражається в зміні форми перерізу сортаменту, поздовжнє – у формі вигину за довжиною або прийняття гвинтоподібної форми.

Деревина піддається також розбуханню – явищу, зворотному усушці, тобто при поглинанні деревиною вологи її лінійні розміри й об'єм збільшуються.

Усушка і розбухання деревини в конструкціях приводять до руйнування їхніх вузлів та збільшення деформацій. Щоб уникнути таких шкідливих явищ, деревину треба піддавати штучному сушінню при правильному температурно-вологісному режимі.

Об'ємна вага. Об'ємна вага деревини змінюється в широких межах залежно від породи деревини, кількості пустот, товщини стінок волокон і вологості. Об'ємна вага щойно зрубленої деревини, наприклад, хвойних порід може досягати $8,5 \text{ кН/м}^3$, а при розрахунках конструкцій приймається рівною $5,0 \text{ кН/м}^3$. Слід мати на увазі, що чим більше відсоток пізньої деревини, тим більшою стає об'ємна вага, а деревина з більшою об'ємною вагою має більшу міцність.

Температурне розширення. Лінійне розширення в деревині різне уздовж волокон чи під кутом до волокон. Коефіцієнт лінійного розширення деревини невеликий, він приблизно в два рази менший, ніж у металів, тому для споруд з дерева немає необхідності у влаштуванні температурних швів.

Теплопровідність. Унаслідок пористої будови деревина погано проводить тепло, має дуже малий коефіцієнт теплопровідності,

особливо поперек волокон, що дає змогу використовувати її не тільки як конструкційний, але і як теплоізоляційний матеріал. Варто пам'ятати, що щільна і волога деревина більш теплопровідна, ніж менш щільна і суха.

Механічні властивості

Властивості деревини чинити опір дії зовнішніх сил називаються механічними. Через її анізотропію механічні властивості залежать:

- від кута між напрямом діючого зусилля і напрямом волокон деревини;
- від породи, будови деревини і її об'ємної ваги;
- від швидкості прикладання навантаження;
- від тривалості дії навантаження.

На рисунку 1.1 показана крива тривалого опору деревини, отримана Ф.П. Белянкіним при випробуванні серії однакових зразків, завантажених тривалим навантаженням різної величини.

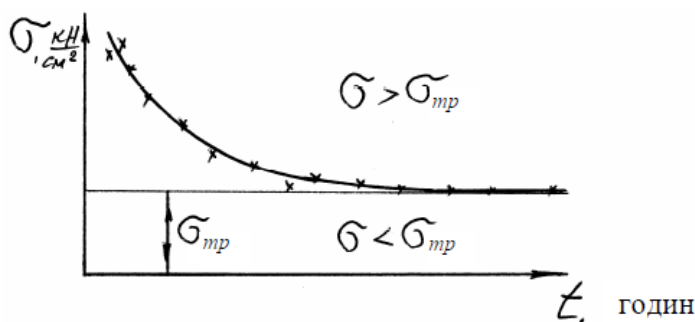


Рисунок 1.1 – Крива тривалого опору деревини

Характер кривої показує, що із зменшенням напруження збільшується час опору деревини (від початку завантаження до руйнування). Таким чином, границею тривалого опору деревини під дією постійного статично прикладеного навантаження називається те найбільше напруження σ_{mp} , під дією якого дерев'яний елемент не зруйнується як би довго навантаження не діяло. За діючими нормами значення σ_{mp} для будь-якого напруженого стану одержують множенням межі міцності деревини, визначеної при статичних випробуваннях стандартних, вільних від пороків зразків, на коефіцієнт $K_{mp} = 0,67$.

Звернемо увагу також на ту обставину, що асимптота кривої тривалого опору деревини, (рис. 1.1), поділяє графік на дві частини. У верхній частині графіка, де $\sigma > \sigma_{mp}$, руйнування реальних конструкцій або зразків з деревини буде тим швидшим, чим більше напруження σ відрізняється від σ_{mp} , і тим повільнішим, чим менше σ відрізняється від σ_{mp} . Якщо прикладені до конструкції напруження будуть менші σ_{mp} , що відповідає нижній частині графіка рисунку 1.1, то конструкція не зруйнується.

Ці два висновки можна також проілюструвати графіками деформацій, (рис. 1.2). Якщо прикладене до дерев'яного елемента напруження $\sigma < \sigma_{mp}$, то після деякого росту деформацій, (рис. 1.2, а), останні стабілізуються. Ділянка ab графіка, (рис. 1.2, а), характеризує властивість післядії деревини, тобто зростання деформацій протягом деякого часу після прикладання навантаження. Якщо реальними конструкціями будуть балки або ферми, то вони виявляться

провислими. Щоб цього уникнути, балкам, фермам, іншим конструкціям додають будівельний підйом, тобто їх попередньо вигинають назустріч діючому навантаженню.

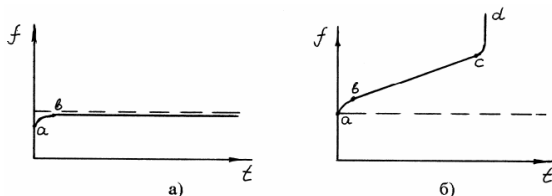


Рисунок 1.2 – Графіки деформацій дерев'яних елементів:

а) – при $\sigma < \sigma_{mp}$; б) – при $\sigma > \sigma_{mp}$

Якщо ж напруження σ виявляються більшими σ_{mp} , то після ділянки ab настає пластична течія деревини (ділянка bc на рис. 1.2, б), тобто настає сталий процес наростання деформацій з постійною швидкістю. Деформації в цьому випадку називаються деформаціями пластичної течії деревини, для яких справедливе таке твердження: зі збільшенням діючого напруження довжина прямолінійної ділянки bc зменшується, а кут нахилу збільшується. Остання ділянка cd , (рис. 1.2, б), характеризує прискорене зростання деформацій, величина яких прагне до нескінченності, – конструкція руйнується.

Механічні властивості деревини також залежать від температурно-вологісних умов експлуатації. При збільшенні вологості деревини від 0 до 30% (точка насичення волокон) межа міцності її різко зменшується, а деформації збільшуються. При подальшому збільшенні вологості міцнісні показники деревини не змінюються. При збільшенні

температури від 200°C до 500°C міцність деревини зменшується залежно від виду напруженого стану на 15 – 35%.

Вологість вважається стандартною, якщо $w = 12\%$, а температура – якщо $T = 20^\circ\text{C}$.

2. З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Обмеженість сортаменту лісоматеріалів викликає необхідність з'єднувати дерев'яні елементи за довжиною, поперечним перерізом та у вузлах дерев'яних конструкцій. З'єднання елементів за довжиною називається зрощуванням, за поперечним напрямком – споюванням.

Залежно від характеру роботи з'єднання поділяються на такі види:

- працюючі переважно на зім'яття і сколювання (лобові врубки, шпонки);
- працюючі переважно на вигин (усі види сталевих нагелів, а також пластинчасті та циліндричні нагелі з твердої деревини);
- працюючі переважно на зсув (клеюві з'єднання);
- працюючі на розтяг (тяжі, болти, хомути, скоби, сталеві накладки, а також цвяхи, гвинти і шурупи, що працюють на витягування);
- поставлені для запобігання випадкових зсувів елементів, прийнятих за конструктивними вимогами (аварійні зв'язки-болти, у тимчасових спорудах – скоби).

Усі зв'язки (крім клейових) при з'єднанні дерев'яних елементів викликають їхнє ослаблення, що приводить до неповного

використання деревини. Клей забезпечує найбільш високу міцність робочого шва і можливість виконання монолітних конструкцій різної форми і поперечного перерізу.

Усі види з'єднань, крім клейових, при роботі більш-менш податливі, що збільшує деформативність складених конструкцій. Однак податливість робить з'єднання в'язкими, що сприяє вирівнюванню зусиль у паралельно працюючих складених елементах. Разом з цим з'єднання не повинні бути надто податливими, тому що це приводить до зниження жорсткості складених елементів.

В'язкість і, звичайно, надійність з'єднань може бути збільшена завдяки застосуванню принципу «дрібності», суть якого полягає в передачі зосереджених зусиль елементів у вузлових з'єднаннях за допомогою більшої кількості зв'язків, наприклад, нагелів.

2.1 Лобова врубка з одним зубом

З'єднання на врубках є найбільш розповсюдженим видом з'єднань дерев'яних елементів під кутом, наприклад, у вузлах ферм. Вони не вимагають для свого виготовлення спеціального устаткування, відкриті для огляду і контролю якості в процесі експлуатації.

До недоліків врубок слід віднести труднощі механізації процесів виготовлення, великі місцеві ослаблення елементів й трудомісткість виготовлення.

Лобові врубки бувають з одним і двома зубами. Лобові врубки з одним зубом простіші й більш надійні, а з двома зубами можуть передати більше зусилля, ніж з одним зубом, допускаються при кутах зім'яття більше 45° і за умови ретельного припасування обох зубів до

площин, тому їхня надійність залежить від одночасного включення в роботу двох площин упора.

Лобова врубка з одним зубом, (рис. 2.1), конструюється так, щоб площадка зім'яття ab була розташована перпендикулярно до осі верхнього стиснутого елемента і так, щоб вісь цього елемента проходила через центр ваги площадки зім'яття.

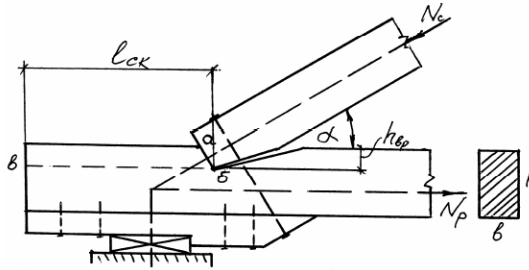


Рисунок 2.1 – Лобова врубка з одним зубом

Крім напружень зім'яття по площадці ab від сили стиску N_c у нижньому елементі по площадці be від горизонтальної складової сили N_c виникають напруження сколювання. Для запобігання руйнування врубки рекомендується ставити стяжний аварійний болт $d = 16 \div 25 \text{ мм}$.

Лобові врубки розраховують на зім'яття і на сколювання деревини.

Розрахунок на зім'яття виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{зім}}{F_{зім}} \leq R_{зім\alpha}, \quad (2.1)$$

де $F_{зім} = \frac{b \cdot h_{вр}}{\cos \alpha}$ – площа зім'яття;

$h_{вр}$ – глибина врубки;

$R_{зім\alpha} = \frac{R_{зім}}{1 + \left(\frac{R_{зім}}{R_{зім\theta 0}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha}$ – розрахунковий опір деревини зім'яттю

під кутом α ;

$R_{зім}$, $R_{зім\theta 0}$ – розрахункові опори деревини відповідно зім'яттю уздовж волокон і поперек волокон;

α – кут нахилу площадки зім'яття нижнього пояса.

Глибина врубки в брусах не повинна бути менше 2 см, у колодах – 3 см, але з іншої сторони найбільша глибина врубки в опорних вузлах ферм допускається не більше 1/3 висоти брусів або діаметра колод, а в проміжних вузлах – $\frac{1}{4}h$ або $\frac{1}{4}d$.

Розрахунок на сколювання виконують за формулою:

$$\tau = \frac{N_{ск}}{F_{ск}} \leq R_{ск}^{сер}, \quad (2.2)$$

де $N_{ск} = N_c \cdot \cos \alpha$ – сколююче зусилля;

$F_{ск} = b \cdot l_{ск}$ – площа сколювання;

b – ширина поперечного перерізу;

$l_{ск}$ – довжина площі сколювання;

$$R_{ск}^{сер} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{ск}}{e}} - \text{середній сколюючий опір деревини за довжиною}$$

площини сколювання;

$R_{ск}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню;

β – коефіцієнт, що залежить від виду сколювання: при однобічному сколюванні $\beta = 0,25$, а при проміжному сколюванні $\beta = 0,125$;

e – плече сил сколювання, приймається рівним: при однобічному несиметричному урізанні $e = 0,5h$, при двосторонньому симетричному урізанні $e = 0,25h$.

Довжина площини сколювання не повинна бути більше $10h_{ер}$, тобто $l_{ск} \leq 10h_{ер}$ та у той же час $l_{ск} \geq 3e$.

2.2 З'єднання на нагелях

Нагелями в дерев'яних конструкціях називають циліндричні стержні або пластинки, що перешкоджають взаємному зсуву елементів, що з'єднуються, і які працюють в основному на вигин.

Нагельні з'єднання надійні, прості, економічні, широко застосовуються в дерев'яних конструкціях. Їх використовують у стиках (при нарощуванні), у вузлах ферм і в складених стержнях та балках при сполученні. За матеріалом вони поділяються на сталеві, дерев'яні й пластмасові.

Усі нагелі, крім цвяхів діаметром менше 6 мм, шурупів і глухарів, вставляються в задалегідь просвердлені для них отвори.

Залежно від способу прикладання зовнішніх сил та числа швів, які перетинає один нагель, розрізняють два види з'єднань: 1)

симетричні – двозрізні і багатозрізні, (рис. 2.2, а); 2) несиметричні – одно-, дво- і багатозрізні, (рис. 2.2, б).

При роботі нагельного з'єднання, крім вигину нагеля, деревина в нагельному гнізді працює на зім'яття. У зв'язку з великою гнучкістю нагелів і великими деформаціями зім'яття гнізда в нагельному з'єднанні зовнішнє зусилля рівномірно розподіляється між нагелями, а у зв'язку з тим, що вони не чутливі до місцевих дефектів або пороків деревини, то надійні в роботі.

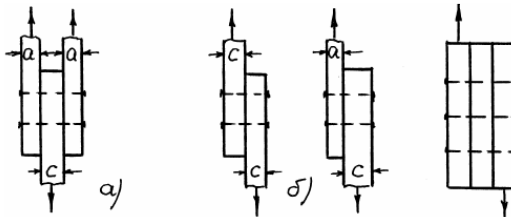


Рисунок 2.2 – Види нагельних з'єднань:

а) – симетричні; б) – несиметричні з'єднання

Точний розрахунок нагелів як балок, що знаходяться в суцільному пружному-пластичному середовищі, досить складний, і в результаті маємо формули, незручні для практичного використання. Тому будівельними нормами і правилами рекомендуються емпіричні формули для визначення розрахункової несучої здатності циліндричних нагелів, (табл. А.9 додатка А). Наведемо для прикладу формули, за якими визначається несуча здатність сталевих нагелів при симетричних з'єднаннях при напрямі зусилля уздовж волокон:

– по зім'яттю деревини сосни середніх елементів:

$$T_{з\text{і}М}^c = 50cd, \quad (2.3)$$

– по зім'яттю деревини сосни крайніх елементів:

$$T_{з\text{і}М}^a = 80cd, \quad (2.4)$$

– по вигину нагеля:

$$T_g = 180d^2 + 2a^2, \quad (2.5)$$

де c – товщина середніх елементів, см;

d – діаметр нагеля, см;

a – товщина крайніх елементів, см.

Розрахункову несучу здатність нагелів у з'єднаннях елементів з деревини інших порід у конструкціях, що знаходяться в умовах підвищеної вологості або температури, при дії на конструкції вітрового або монтажного навантаження визначають за формулами таблиці А.9 додатка А із множенням на відповідні коефіцієнти таблиць А.2, А.3 додатка А при розрахунку на зім'яття деревини в нагельному гнізді або на корінь квадратний з цих коефіцієнтів при розрахунку на вигин нагеля.

При забиванні цвяхів у деревину елементів, що з'єднуються, залежно від довжини цвяхів і товщини дерев'яних елементів цвях може не пробити весь пакет, що з'єднується, або пробити його наскрізь, (рис. 2.3).

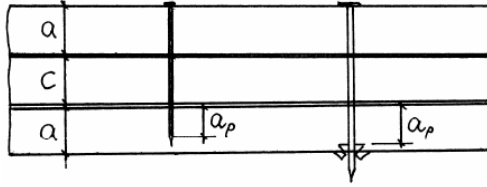


Рисунок 2.3 – Визначення розрахункової довжини защемлення кінця цвяха

У першому випадку для розрахунків приймають лише фактичну розрахункову довжину защемлення кінця цвяха, що прилягає до розглянутого шва. Цю розрахункову довжину визначають відніманням від загальної довжини цвяха $l_{цв}$ суми товщин елементів, пробитих цвяхом наскрізь, довжини загостреної частини цвяха – $1,5d_{цв}$, а також суми товщин усіх пробитих швів (кожен шов приймається товщиною 0,2 см):

$$a_p = l_{цв} - (a + \sum c) - 0,2n_{ш} - 1,5d_{цв}, \quad (2.6)$$

де a , c – товщини дерев'яних елементів;

$n_{ш}$ – кількість швів;

$1,5d_{цв}$ – довжина загостреної частини цвяха.

Якщо розрахункова довжина защемлення кінця цвяха виявиться менше $4d_{цв}$, то роботу цвяха враховувати не треба.

В іншому випадку, тобто при вільному виході кінця цвяха з пакета дощок, через можливе відщиплення деревини товщина останнього елемента зменшується на $1,5d_{цв}$.

Для запобігання сколюванню деревини на ділянці між нагелями останні рекомендується розташовувати в два поздовжніх ряди, а відстань між осями нагелів діаметром d повинна бути не менше: уздовж волокон $S_1 = 7d$, поперек волокон $S_2 = 3,5d$, відстань від осі нагеля до торця елемента – $S_1 = 7d$, а від осі нагеля до поздовжнього ребра $S_3 = 3d$, (рис. 2.4, а).

Для запобігання розколюванню деревини при забиванні цвяхів також необхідно дотримуватись мінімальних відстаней між осями цвяхів.

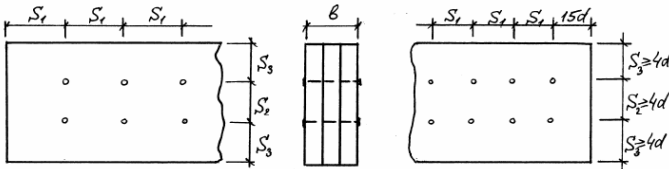


Рисунок 2.4 – Розміщення нагелів:

а) – розміщення болтів, штирів; б) – розміщення цвяхів

Відстань між осями цвяхів уздовж волокон деревини варто приймати не менше, (рис. 2.4, б): $S_1 = 15d$ при товщині елементів, що пробиваються, $c \geq 10d$ і $S_1 = 25d$ при товщині елементів, що пробиваються, $c = 4d$. Для проміжних значень товщини c найменшу відстань S_1 необхідно визначати за інтерполяцією.

Відстань уздовж волокон деревини від цвяха до торця елемента треба приймати не менше $S_1 = 15d$.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон деревини при прямому розміщенні цвяхів слід приймати не менше $S_2 = 4d$; при шаховому розміщенні або косими рядами під кутом $\alpha \leq 45^\circ$ відстань S_1 може бути зменшена до $3d$.

Відстань S_3 від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра елемента необхідно приймати не менше $4d$.

2.3 З'єднання на розтягнутих зв'язках

До розтягнутих зв'язків у дерев'яних конструкціях відносяться:

- болти-тяжі (розтягнуті стояки і розкоси метало-дерев'яних ферм, затяжки в розпірних конструкціях, анкери, підвіски та стяжні аварійні болти);

- цвяхи, гвинти і шурупи, що працюють на висмикування;

- хомути, що служать для стягування багатошарових елементів та елементів з поздовжніми усушечними тріщинами;

- сталеві кишени, що служать для обпирання кінців брусів.

Поперечні перерізи перерахованих елементів, крім цвяхів, гвинтів та шурупів, визначають розрахунком за нормами проектування сталевих конструкцій, а в деяких випадках за конструктивними вимогами.

Відповідальні сталеві елементи дерев'яних конструкцій (тяжі, затяжки) виготовляють із сталі марки Ст3. На кінцях елементів для запобігання розкручування гайок ставлять контргайки.

При застосуванні подвійних або потрійних тяжів можливість їхнього неоднакового натягу враховують множенням розрахункового

опору сталі тяжа на коефіцієнт 0,85, а вплив наявності нарізки на кінцях тяжів – введенням коефіцієнта 0,8.

Для зменшення напружень зім'яття деревини під гайками тяжів необхідно ставити квадратні шайби зі сторонами, рівними $4,5d$, де d – діаметр тяжів. Товщину шайби визначають з умови її роботи на вигин і приймають не менше $0,25d$.

Кінці тяжів-болтів при експлуатації конструкції повинні бути розміщені в місцях, доступних для підгвинчування гайок. Якщо це здійснити не можливо, то в межах довжини тяжів необхідно ставити стяжні муфти з двосторонньою різьбою.

Діаметр стяжних болтів d приймають у межах $\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}$ товщини пакета, що стягується, але не менше 12 мм.

Застосування скоб (неробочих конструктивних зв'язків) дозволяється тільки у тимчасових спорудах, тому що при деформації елементів у з'єднанні згодом виникає розколювання деревини.

Розрахункову несучу здатність цвяхів, гвинтів та шурупів на висмикування визначають за формулою:

$$T = R_{вuc} \cdot \pi \cdot d \cdot a_p, \quad (2.7)$$

де $R_{вuc}$ – розрахунковий опір деревини висмикуванню на одиницю стикання:

– для цвяхів при повітряно-сухій деревині $R_{вuc} = 0,3МПа$;

– для цвяхів при сирій деревині $R_{вuc} = 0,1МПа$;

– для гвинтів $R_{вuc} = 1,0МПа$;

d – діаметр цвяхів, гвинтів, шурупів;

a_p – розрахункова довжина цвяха, (див. формулу 2.6), а для гвинтів – розрахункова довжина нарізної частини, см.

2.4 З'єднання на клею

На відміну від розглянутих раніше з'єднань, з'єднання на клею є жорсткими і непіддатливими. З'єднання дерев'яних елементів відбувається без будь-якого ослаблення деревини і ґрунтується на використанні сил зчеплення, що виникають між деревиною і клейовою плівкою.

До переваг з'єднань на клею і виготовлених з їхньою допомогою дерев'яних конструкцій відносяться:

- цілісність і монолітність різноманітних перерізів, форм і розмірів, вигідних щодо опору зовнішнім навантаженням;
- можливість використання деревини зниженої якості навіть у відповідальних конструкціях, що досягається раціональним розміщенням її в менш напружених зонах поперечного перерізу, видаленням пороків і стикуванням на клею більш якісних частин пиломатеріалів;
- використання маломірних матеріалів;
- використання деревини листяних порід, розміщення її в менш напружених зонах поперечного перерізу клеєної конструкції;
- заводське виготовлення конструкцій, що сприяє як їх збірності, так і транспортабельності.

Клеї, які використовують для виготовлення будівельних конструкцій, повинні бути водо-, біо-, теплостійкими, мати життєздатність не менше 2-х годин, не давати шкідливих для здоров'я людей виділень, а клейовий шов повинен бути міцніший при роботі на зсув і відрив, ніж деревина на сколювання і розтягання поперек волокон. Щодо міцності клейового шва, яка б відповідала міцності деревини на розтягання уздовж волокон, то тут слід зазначити, що таких клеїв у будівельників немає, тому в цих випадках площу поверхні деревини для склеювання збільшують у 10 разів, а фанери – у 12 разів, тобто маємо з'єднання «на вус».

Будівельні норми проектування дерев'яних конструкцій регламентують застосування клеїв залежно від умов експлуатації, однак міцність клейового шва для будь-якого клею при випробуваннях на сколювання сухих зразків повинна бути не нижче 6,0 МПа для сосни і 8,0 МПа для дуба, а після вимочування їх протягом 24 годин повинна бути не менше відповідно 4,0 МПа і 5,5 МПа.

Вологість деревини при виготовленні клеєних конструкцій має бути не більше 12%, тому що при зміні температурно-вологісних умов змінюються форма і розміри елементів, які склеюються, а це викликає додаткові напруження в клейових швах. Усушка вологих дощок під час твердіння клею може призвести до зриву клейової плівки. Крім цього, із збільшенням вологості дощок зменшується з'єднувальна здатність та міцність клейового шва.

Через труднощі запресовування товстих дощок для склеювання застосовують пиломатеріали в прямолінійних елементах товщиною до 42 мм, у криволінійних – до 33 мм.

Найбільш розповсюдженим видом клейового з'єднання є поздовжнє склеювання паралельно складених у пакети дощок.

Склеювати дошки під кутом не рекомендується, тому що у швах виникають додаткові напруження від усушки дощок.

Стики дощок або брусів прямолінійних розтягнутих елементів улаштовують по взаємно скошених на вус гранях, (рис. 2.5, а), або застосовують зубцюваті стики із зубами, що виходять на пласт, (рис. 2.5, в), або на крайку, (рис. 2.5, г). В інших випадках стики здійснюють упригул, (рис. 2.5, б), із щільним притиранням на клею.

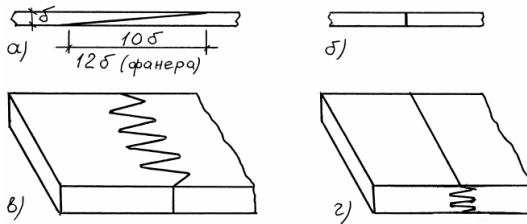


Рисунок 2.5 – Конструкції стиків дощок:

а) – «на вус»; б) – упригул; в) – зубцюватий стик із зубами, що виходять на пласт; г) – те ж, із зубами, що виходять на ребро.

Стики в блоках, що склеюються, розташовують врозбіжку з дотриманням таких вимог:

- відстань між осями стиків дощок або брусів (уздовж елементів) у суміжних за висотою перерізу елементах повинна бути не менше 20 товщин найбільш товстої із стикованих дощок;
- в одному перерізі елемента допускається стикування не більше 25% усіх дощок або брусів, а в найбільш напруженій зоні – не більше однієї дошки або бруса;
- відстань між з'єднаннями зубцюватим стиком у суміжних за висотою перерізу дошках не нормується;

–відстань між стиками дощок або брусів суміжних шарів повинна бути рівною або більшою товщини цих дощок або брусів.

Клеєні дерев'яні елементи розраховують як монолітні без урахування наявності стиків, а їхнє виготовлення здійснюють у спеціальних цехах деревообробних підприємств, оснащених механізмами і пристроями для склеювання і контрольних випробувань вологості деревини, клею і готових конструкцій. Температура в згаданих цехах має бути не нижче 16°C.

Запресовку елементів дерев'яних конструкцій, на які вже нанесений клейовий розчин, виконують за допомогою пневматичних, гідравлічних або ручних гвинтових пресів. Тиск у клейовому шві при запресовці конструкцій повинен бути в межах $0,3 \div 0,5$ МПа з витримкою цього тиску від 4 до 24 годин до закінчення твердіння клею у швах залежно від типу клею, конструкції та температури повітря. Прогрів запресованих елементів до 60°C скорочує термін витримки тиску до $1 \div 3$ годин, а застосування струмів високої частоти – до декількох хвилин.

3 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції розраховують за єдиним для всіх будівельних конструкцій методом граничних станів. Граничним називають такий стан конструкцій, при якому їхня подальша експлуатація стає неможливою. Розрахунок дерев'яних конструкцій

виконується за двома граничними станами: 1) за несучою здатністю (міцністю або стійкістю); 2) за деформаціями.

Основна вимога при розрахунках дерев'яних конструкцій полягає в тому, щоб величина зусиль (напружень) або деформацій від зовнішніх сил не перевищувала граничних значень, встановлених будівельними нормами і правилами. Якщо ця вимога не виконана, то виникає небезпека зниження експлуатаційної надійності споруди.

Розрахунок конструкцій за першим граничним станом виконують за розрахунковим навантаженням, за другим граничним станом – за нормативним, що є вихідними величинами й основними характеристиками навантажень. Коефіцієнти, що враховують можливе збільшення нормативних навантажень унаслідок їхньої мінливості, називаються коефіцієнтами безпеки за навантаженням (γ_s). Іншими словами, розрахункові навантаження одержують шляхом множення нормативних навантажень на коефіцієнти безпеки за навантаженням.

Навантаження при розрахунках конструкцій приймають у сполученнях, що враховують можливу одночасну дію тих чи інших навантажень:

- в основних сполученнях, що складаються з навантажень, які постійно діють на споруди, і навантажень тимчасових, які регулярно діють при експлуатації споруд;

- у додаткових сполученнях, що складаються з комбінацій навантажень, які входять в основні сполучення, з навантаженнями, що нерегулярно виникають при експлуатації споруд;

- в особливих сполученнях, що складаються з комбінацій навантажень, які входять в основні й додаткові сполучення,

з навантаженнями, що мають аварійний характер і виникають винятково в поодиноких випадках.

Крім навантажень при розрахунку будівельних конструкцій необхідно знати основні розрахункові характеристики матеріалів: розрахункові опори, модулі пружності, модулі зсуву матеріалів, а також їхні показники поперечної деформації (коефіцієнти Пуассона).

Розрахунковий опір R – це граничне напруження в матеріалі реальних елементів конструкцій, що відрізняються від стандартних зразків розмірами і наявністю пороків і дефектів у дозволених нормах меж. Крім того, розрахунковий опір враховує також вплив тривалості дії навантажень і умов експлуатації:

$$R = \frac{R^H}{K}, \quad (3.1)$$

де $R^H = \bar{R}_{тим} \cdot (1 - 2,25V).$ (3.2)

Тут $\bar{R}_{тим}$ – середнє арифметичне значення тимчасових опорів, отриманих в результаті лабораторних випробувань великого числа стандартних зразків;

$V = \frac{\sigma'}{\bar{R}_{тим}}$ – коефіцієнт мінливості;

σ' – середнє квадратичне відхилення напружень;

K – коефіцієнт безпеки по матеріалу:

$$K = \frac{1}{K_{тр} \cdot K_{одн} \cdot K_{розм}}, \quad (3.3)$$

де $K_{тр} = 0,67$ – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження;

$K_{одн}$ – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність матеріалів неоднорідності структури матеріалів, наявність пороків та дефектів, залежить від виду напруженого стану;

$K_{розм}$ – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність матеріалів збільшених розмірів елементів у порівнянні із стандартними зразками, також залежить від виду напруженого стану.

Реальні умови експлуатації дерев'яних конструкцій, тобто вплив температурно-вологісного режиму та вплив короткочасних і особливих навантажень (вітрової, монтажної, сейсмічної) враховуються множенням розрахункового опору R , визначеного за формулою 3.1 (див. табл. А.1 додатка А), на коефіцієнти умов роботи, відповідно m_b і m_n , приведеними в таблицях 5, 6 СНіП II-25-80. Урахування специфічного напруженого стану гнутих елементів виконують коефіцієнтом умов роботи m_{zn} за таблицею А.6 додатка А.

3.2 Розрахунок центрально-розтягнутих елементів

Перевірку міцності центрально-розтягнутих елементів виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p \cdot m_0 \cdot m_{бюд}, \quad (3.4)$$

де N – розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН;

$F_{nm} = F_{бр} - \sum F_{осл}$ – площа нетто ослабленого перерізу елемента;

R_p – розрахунковий опір деревини розтягання (табл. А.1 додатка А), МПа;

$m_0 = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів з будь-якими ослабленнями в розрахунковому перерізі. При відсутності ослаблень $m_0 = 1$;

$m_{бвд} = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів, виготовлених в будівельних умовах, при виготовленні конструкцій в заводських умовах $m_{бвд} = 1$.

При визначенні F_{nm} всі ослаблення, розташовані по довжині елемента на ділянці 20 см, приймають сполученими в одному перерізі, щоб уникнути розриву елемента за зигзагом. Якщо ослаблення елементів розташовані несиметрично щодо центра ваги його поперечного перерізу, то такі елементи розраховуються як позацентрово-розтягнуті.

3.3 Розрахунок центрально-стиснутих елементів

Руйнування центрально-стиснутих елементів дерев'яних конструкцій може відбутися від втрати стійкості або від вичерпання міцності.

Перевірку міцності стержня виконують у найбільш ослабленому перерізі за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_c. \quad (3.5)$$

Стійкість стержня перевіряють за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{розр}} \leq R_c. \quad (3.6)$$

У цих формулах N – розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН;

R_c – розрахунковий опір деревини стиску (табл. А.1 додатка А), кН/см²;

$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл}$ – площа нетто поперечного перерізу елемента, см²;

$F_{розр}$ – розрахункова площа поперечного перерізу елемента, прийнята рівною: при відсутності ослаблень або при ослабленнях в небезпечних перерізах, що не виходять на ребра, (рис. 3.1, а), якщо площа ослаблень не перевищує 25% $F_{бр}$, $F_{розр} = F_{бр}$; при ослабленнях, що не виходять на ребра, якщо площа ослаблення перевищує 25% $F_{бр}$, $F_{розр} = \frac{4}{3} F_{нт}$; при симетричних ослабленнях, що виходять на ребра, (рис. 3.1, б), $F_{розр} = F_{нт}$; при несиметричних ослабленнях, що виходять на ребра, (рис. 3.1, в), елементи розраховуються як позацентрово стиснуті;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, визначається за формулами:

–при гнучкості елементів $\lambda > 70$:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (3.7)$$

–при гнучкості елементів $\lambda \leq 70$:

$$\varphi = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (3.8)$$

де коефіцієнти $A = 3000$ $A = 2500$ для фанери;
 $a = 0,8$ для деревини та $a = 1$ для фанери.

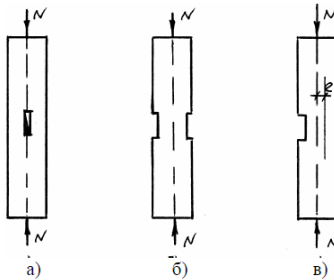


Рисунок 3.1 – Ослаблення стиснутих елементів:

- а) – не вихідних на ребро; б) – вихідних на ребро;
 в) – не симетрично ослаблених

Гнучкість елементів λ визначають за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (3.9)$$

де $r = \sqrt{\frac{I_{\sigma p}}{F_{\sigma p}}}$ – радіус інерції;

I_{br} – момент інерції перерізу бруття;

F_{br} – площа поперечного перерізу бруття;

l_0 – розрахункова довжина елемента, що залежить від способів закріплення кінців стержня, визначається множенням його дійсної довжини на такі значення коефіцієнта μ_0 :

–при обох шарнірно закріплених кінцях $\mu_0 = 1$;

–при одному затисненому, а другому вільному навантаженому кінці $\mu_0 = 2,2$;

– при одному шарнірно-закріпленому і другому жорстко защемленому кінці $\mu_0 = 0,8$;

–при обох жорстко защемлених кінцях $\mu_0 = 0,65$.

Жорстке защемлення в дерев'яних конструкціях застосовують мало, тому що при такому защемленні кінці елементів після усушки і зім'яття деревини поперек волокон здобувають здатність деякого повороту, що знижує ефект защемлення.

Слід мати на увазі, що гнучкість стиснутих елементів не повинна бути більше таких граничних значень:

–для основних елементів конструкцій (пояса, опорні розкоси і стояки ферм, колони, арки тощо) – 120;

–для другорядних елементів (проміжні стояки, розкоси ферм тощо) – 150;

–для елементів зв'язків – 200.

3.4 Розрахунок вигинних елементів

У дерев'яних конструкціях вигинні елементи найчастіше зустрічаються у вигляді балок – суцільних і складених, прогонів, настилів, кроквяних ніг тощо, тобто це найбільш розповсюджені елементи дерев'яних будівель і споруд. Тому їхнє раціональне проектування з повним використанням несучої здатності приводить до значної економії лісоматеріалів.

Розрізняють два види роботи елементів на вигин: простий вигин, коли навантаження діє в площині однієї з головних осей інерції поперечного перерізу елемента, (рис. 3.2, б) і косий вигин, коли напрям навантаження не збігається з жодною з головних осей інерції перерізу, (рис. 3.2, в).

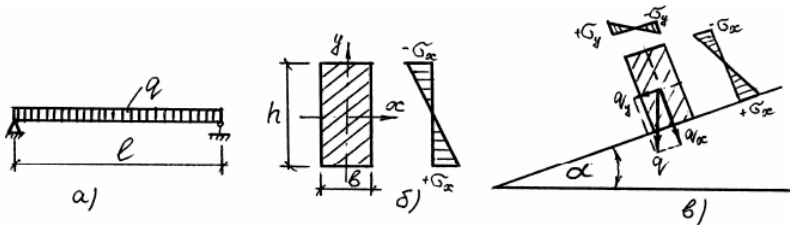


Рисунок 3.2 – До розрахунку вигинних елементів:

- а) – розрахункова схема; б) – напружений стан поперечного перерізу при простому вигині; в) – те ж при косому вигині.

Розрахунок вигинних елементів забезпечених від утрати стійкості плоскої форми деформування, на міцність за нормальними напруженнями простого вигину слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{W_{розр}} \leq R_{виг}, \quad (3.10)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кН×см;
 $W_{розр}$ – розрахунковий момент опору (площі нетто) поперечного перерізу елемента, см³;
 $R_{виг}$ – розрахунковий опір деревини вигину, (табл. А.1 додатка А), кН/см².

Для суцільних елементів $W_{розр} = W_{нт}$; для складених вигинних елементів на податливих з'єднаннях $W_{розр} = W_{нт} \cdot K_W$, де K_W – коефіцієнт, що враховує зниження $W_{нт}$ через піддатливість зв'язків, приймається за таблицею А.11 додатка А. При визначенні $W_{нт}$ ослаблення перерізів, розташованих на ділянці елемента довжиною до 20 см, приймають сполученими в одному перерізі.

Розрахунок вигинних елементів на міцність по нормальних напруженнях косоного вигину виконують за формулою:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{виг}, \quad (3.11)$$

де σ_x і σ_y – відповідні моментам M_x і M_y напруження вигину;
 M_x і M_y – складові розрахункового згинального моменту щодо головних осей x і y ;

W_x і W_y – розрахункові моменти опору розглянутого поперечного перерізу для осей x і y ;

$R_{виг}$ – розрахунковий опір деревини вигину.

Розрахунок вигинних елементів прямокутного поперечного перерізу на стійкість плоскої форми деформування слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_{виг}, \quad (3.12)$$

де M – максимальний згинальний момент на розглянутій ділянці l_p ;

$W_{бр}$ – максимальний момент опору бруто на тій же ділянці l_p ;

φ_M – коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування для вигинних елементів шарнірно-закріплених від зміщення з площини вигину і закріплених від повороту навколо поздовжньої осі в опорних перерізах, визначають за формулою:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot K_\phi \cdot K_{жсм}, \quad (3.13)$$

де b – ширина поперечного перерізу;

l_p – відстань між опорними перерізами елемента, а при закріпленні стиснутого ребра елемента в проміжних точках від зміщення з площини вигину – відстань між цими точками;

h – максимальна висота поперечного перерізу на ділянці l_p ;

K_ϕ і $K_{жсм}$ – коефіцієнти, що залежать від форми епюри згинальних моментів на ділянці l_p , визначаються за таблицею 2 додатка 4

СНІП II-25-80 ($K_\phi = 1,13$; $K_{жсм} = \sqrt{\left(\frac{h_{он}}{h_{сер}}\right)^2}$ – для однопрольотних балок

при рівномірно розподіленому навантаженні).

Розрахунок вигинних елементів на міцність по сколюванню деревини слід виконувати за формулою:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{бр}}{I_{бр} \cdot b_{розр}} \leq R_{ск}, \quad (3.14)$$

де Q – розрахункова поперечна сила, кН;

$S_{бр}$ і $I_{бр}$ – відповідно статичний момент бруто частини поперечного перерізу, що зсуваються, елемента щодо нейтральної осі (см³) та момент інерції бруто даного поперечного перерізу, см;

$b_{розр}$ – розрахункова ширина поперечного перерізу елемента, см;

$R_{ск}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню при вигині, (табл. А.1 додатка А), кН/см².

Перевірка на сколювання при вигині суцільних дерев'яних елементів може виявитися вирішальною для коротких балок $\left(\frac{l}{h} \leq 5\right)$ з великими зосередженими навантаженнями біля опор. Для балок

суцільного перерізу покриттів та перекриттів будівель з рівномірним навантаженням перевірку на сколювання можна не проводити.

Перевірка жорсткості вигинного елемента полягає у визначенні найбільшого його прогину від нормативних навантажень і порівнянні цього прогину з гранично допустимими. Звичайно прогини для такої перевірки обчислюють у частках прольоту, а їхні граничні значення для різних елементів конструкцій наведені в таблиці А.12 додатка А, тобто перевірку жорсткості з урахуванням сказаного виконують за формулою:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (3.15)$$

де $f = \frac{f_0}{K} \left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$ – найбільший прогин вигинних

елементів постійного і змінного перерізів;

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J} \text{ – прогин балки постійного перерізу висотою } h,$$

навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням (при інших видах навантажень коефіцієнт 5/384 буде іншим);

q^H – інтенсивність погонного нормативного навантаження, кН/см;

l – проліт балки, см;

E – модуль пружності деревини, кН/см²;

J – момент інерції поперечного перерізу в місці визначення прогину, см⁴;

K і C – коефіцієнти відповідно що враховують вплив змінності висоти перерізу та деформацій зсуву від поперечної сили,

визначаються за таблицею 3 додатка 4 СНіП II-25-80 залежно від форми поперечного перерізу і розрахункової схеми балки (для однопрольотних балок прямокутного перерізу $K = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}}$, $C = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}}$).

Перевірку жорсткості при косому вигині проводять за повним прогином f , який знаходять як геометричну суму прогинів f_x і f_y :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \quad (3.16)$$

де f_x і f_y – прогини елемента, що розраховується, щодо осей x і y .

Косий вигин завжди викликає збільшення розмірів вигинних елементів тому треба прагнути до його виключення або обмеження, наприклад, постановкою тяжів у площині схилу даху по середині прольоту прогонів, зменшуючи тим самим у два рази розрахунковий проліт у площині схилу.

3.5 Розрахунок стиснуто-вигинних елементів

До стиснуто-вигинних відносяться елементи, що знаходяться одночасно під впливом поздовжньої сили стиску та згинального моменту. У конструкціях з дерева це, наприклад, верхні пояси ферм, арки, позацентрово стиснуті колони тощо. Згинальний момент у таких

елементах може створюватися поперечним навантаженням, (рис. 3.3, а), позацентровою дією поздовжньої сили, (рис. 3.3, б), наявністю кривизни елемента, (рис. 3.3, в) і несиметричним ослабленням елемента, (рис. 3.3, г).

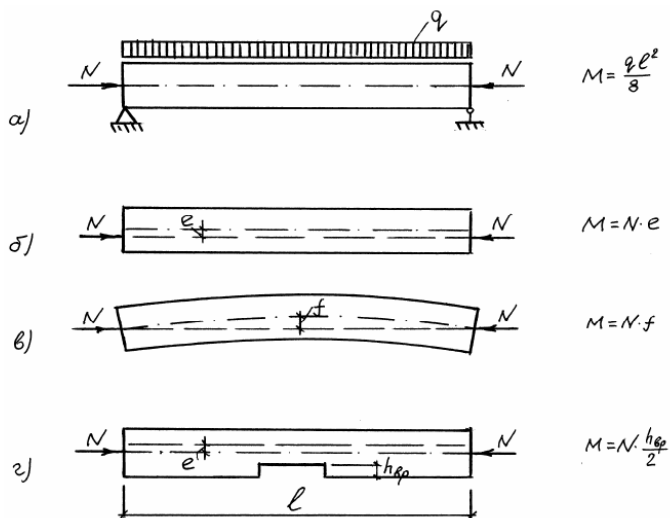


Рисунок 3.3 – Схеми стиснуто-вигинних елементів:

- а) – спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;
- б) – позацентрова дія поздовжньої сили; в) – дія поздовжньої сили при кривизні елемента; г) – дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні поперечного перерізу елемента.

Крім основного згинального моменту, що діє на елемент, при розрахунку стиснуто-вигинних елементів, необхідно враховувати додатковий згинальний момент, викликаний поздовжньою силою при деформації елемента та рівний добутку поздовжньої сили на стрілу прогину f .

Перевірку міцності стиснуто-вигинних дерев'яних елементів у площині дії згинального моменту проводять за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M}{W_{розр}} \leq R_c, \quad (3.17)$$

де $F_{розр}$ і $W_{розр}$ – розрахункові площа (см²) і момент опору (см³)

поперечного перерізу, що перевіряється;

N – розрахункова стискаюча сила, кН;

$M = M_0 + N \cdot f = \frac{M_0}{\xi}$ – розрахунковий згинальний момент, кН×см;

M_0 – згинальний момент від поперечного навантаження, що не залежить від прогину f ;

$N \cdot f$ – згинальний момент від дії поздовжньої сили N , що залежить від прогину f , тобто це додатковий згинальний момент, що враховується коефіцієнтом ξ ;

$f = \frac{f_0}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}$ – повний прогин від дії всіх зусиль;

f_0 – прогин від дії поперечного навантаження або від позацентрової дії поздовжньої сили;

$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2}$ – критична Ейлерова сила, що залежить від розмірів

поперечного перерізу $\left(J = \frac{bh^3}{12} \right)$, довжини (l_0) і матеріалу

елемента (для деревини $E = 10^3 \text{ кН} / \text{см}^2$);

$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi F_{\sigma p} R_c}$ – коефіцієнт, що враховує додатковий згинальний

момент від дії поздовжньої сили при деформації елемента (величина коефіцієнта ξ дійсна в межах від 1 до 0);

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, (див. формули 3.7 і 3.8).

При напруженнях вигину $\left(\frac{M}{W}\right)$, що не перевищують 10% від напружень стиску $\left(\frac{N}{F}\right)$, позацентрово стиснуті елементи розраховують за формулою 3.6 на стійкість без урахування згинального моменту.

Крім розрахунку на міцність у площині вигину стиснуто-вигинні елементи повинні бути перевірені на стійкість з площини вигину від дії однієї поздовжньої сили за формулою 3.6.

Стиснуто-вигинні елементи, необхідно перевіряти також на стійкість плоскої форми деформування за формулою:

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\sigma p}} + \left(\frac{M_0}{\varphi_M R_{euc} W_{\sigma p}} \right)^n \leq 1, \quad (3.18)$$

де $F_{\sigma p}$ і $W_{\sigma p}$ – площа і момент опору бруто з максимальними розмірами перерізу елемента на ділянці l_0 ;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за формулою 3.7 для гнучкості ділянки елемента з розрахунковою довжиною l_0 з площини деформування;

φ_m – коефіцієнт, який визначається за формулою 3.13;

$n = 2$ – для елементів без закріплення розтягнутої зони з площини деформування і $n = 1$ – для елементів, що мають такі закріплення;

$M_\delta = \frac{M}{\xi}$ – момент від дії поперечних і поздовжніх навантажень, який

визначається з розрахунку за деформованою схемою.

Розрахункові значення поперечної сили Q , зусилля зсуву T і прогину f в стиснуто-вигинних елементах знаходять за формулами:

$$Q = \frac{Q_0}{\xi}; \quad T = \frac{T_0}{\xi} = \frac{Q_0 \cdot S}{J \cdot \xi}; \quad f = \frac{f_0}{\xi}, \quad (3.19)$$

де Q_0 , T_0 , f_0 – відповідно поперечна сила, зусилля зсуву і прогин тільки від поперечного навантаження.

Перевірку стиснуто-вигинних елементів, на сколюючі напруження виконують за формулою 3.14.

3.6 Розрахунок розтягнуто-вигинних елементів

Розтягнуто-вигинні елементи зазнають одночасної дії розтягуючих сил і згинального моменту, створюваного поперечним навантаженням, (рис. 3.4, а), позацентровою дією поздовжньої сили, (рис. 3.4, б), або несиметричним ослабленням поперечного перерізу елемента, (рис. 3.4, в).

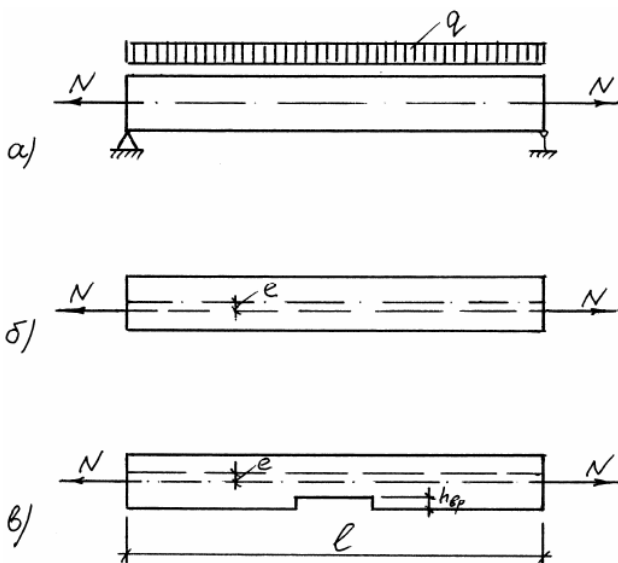


Рисунок 3.4 – Схема розтягнуто-вигинних елементів:

- а) – спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;
- б) – позакентрова дія поздовжньої сили; в) – дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні поперечного перерізу.

У конструкціях споруд розтягнуто-вигинними найчастіше бувають нижні пояси ферм. Поздовжня розтягуюча сила, яка діє на деформований елемент, зменшуючи величину деформації, зменшує також згинальний момент, однак з огляду на погану роботу деревини на розтяг зменшенням згинального моменту зневажають, що йде в запас міцності.

Розрахунок розтягнуто-вигинних дерев'яних елементів виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M}{W_{розр}} \cdot \frac{R_p}{R_{виг}} \leq R_p, \quad (3.20)$$

де $\frac{R_p}{R_{виг}}$ – поправочний коефіцієнт, що враховує різні міцнісні

характеристики деревини на розтяг і вигин; інші позначення ті ж, які дано до формули 3.17, але у зв'язку з тим, що $\xi > 1$, то його значенням зневажають, що йде в запас міцності.

Необхідно, по можливості, запобігати виникненню згинальних моментів в ослаблених перерізах розтягнутих елементів, наприклад, центруванням розтягуючого зусилля по ослабленому перерізу. При дотриманні цієї умови елементи розраховують на центральне розтягання.

Якщо переріз з максимальним згинальним моментом не збігається з ослабленим перерізом, то перевірку міцності згинального елемента виконують в обох поперечних перерізах.

4 ЕЛЕМЕНТИ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ НА ПІДДАТЛИВИХ ЗВ'ЯЗКАХ

Більшість дерев'яних конструкцій (балки, колони, арки і рами) виконують складеними. Окремі бруси або дошки з'єднують за допомогою зв'язків, що можуть бути жорсткими (наприклад, клейові з'єднання, які забезпечують монолітність перерізу) і піддатливими.

Піддатливістю називається здатність зв'язків при деформації конструкції давати можливість брусам або дошкам, що з'єднуються, зсунутися один щодо другого.

Піддатливість зв'язків погіршує роботу складеного елемента в порівнянні з таким же елементом суцільного перерізу. У складеного елемента на піддатливих зв'язках зменшується несуча здатність, збільшується деформативність, тому при розрахунку складених елементів треба враховувати піддатливість зв'язків.

На сьогодні за діючими нормами [6] складені елементи на піддатливих зв'язках розраховуються як елементи суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків.

4.1 Розрахунок на поперечний вигин

Цей розрахунок розглянемо в застосуванні до розрахунку балки на пластинчастих нагелях, запропонованої В.С. Дерев'ягиним.

Відомо, що для збільшення несучої здатності балок необхідно збільшити висоту їхнього поперечного перерізу. Однак якщо це зробити, поклавши два або три бруси один зверху другого, то реального збільшення несучої здатності не буде: при вигині під навантаженням бруси будуть зсуватися один по другому. В.С. Дерев'ягін запропонував виникаючі зусилля зсуву сприйняти спеціальними пластинками, так званими пластинчастими нагелями, що вставляються в прорізи по шву між брусами, (рис. 4.1).

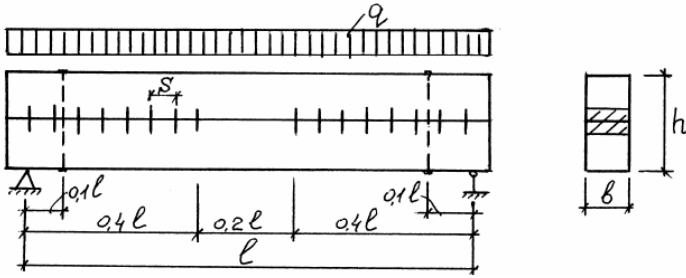


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема балки на пластинчастих нагелях

Такі пластинчасті нагелі широко застосовують в будівництві для з'єднання брусів у складених балках з будівельним підйомом. Їх виготовляють з дуба таких розмірів, (рис. 4.2):

- 1) $b_{nl} = 1,2\text{см}$; $l_{nl} = 5,4\text{см}$;
- 2) $b_{nl} = 1,6\text{см}$; $l_{nl} = 7,2\text{см}$.

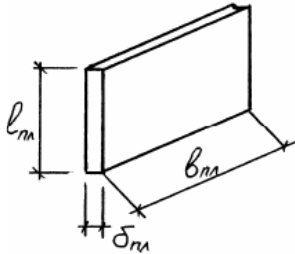


Рисунок 4.2 – Пластинчастий нагель

Третій розмір пластинок b_{nl} залежить від розмірів брусів $b_{бруса}$, що з'єднуються. Якщо $b_{бруса} \leq 15\text{см}$, то пластинки в цьому випадку виконують наскрізними, а $b_{nl} = b_{бруса}$. Якщо ж $b_{бруса} > 15\text{см}$, то пластинки виконуються глухими, розміщують за довжиною балки в

шаховому порядку, а $b_{nl} = 0,5b_{бруса} + 0,3l_{nl}$. Крок пластинок за довжиною балки $S_{\min} = 2l_{nl}$. Глибина гнізд під пластинки повинна бути на 2 мм більше довжини пластинки l_{nl} , але з урахуванням, що глибина врубки в кожен брус $h_{сп} \leq \frac{1}{5}h_{бруса}$. Вологість пластинчастих нагелів має бути не більше 10%.

Розрахункову несучу здатність на зім'яття дубового пластинчастого нагеля в балках із сосни або ялини, що розраховуються на вплив постійного і тимчасового навантажень, визначають за формулою:

$$T_{nl} = 0,75 \cdot b_{nl}, \text{ кН}, \quad (4.1)$$

де b_{nl} – ширина пластинчастого нагеля, см.

Пластинчасті нагелі не створюють розпору, через це стяжні болти ставлять тільки по кінцях балки конструктивно на відстані $0,1l$ від опор, (рис. 4.1).

Розглянемо послідовність розрахунку балок на пластинчастих нагелях, тобто балок на піддатливих зв'язках, з урахуванням того, що такі балки розраховуються як елементи суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків.

1. Визначаємо інтенсивність нормативного і розрахункового погонного навантаження q^H і q , для чого спочатку знайдемо нормативне значення власної ваги балки:

$$q_{г.г.}^H = \frac{p^H + q^H}{\frac{1000}{K_{г.г.}} - 1}, \text{ кН/м}^2, \quad (4.2)$$

де p^H і q^H – відповідно нормативні корисне і постійне навантаження, що діють на балку, кН/м²;

l – проліт балки, м;

$K_{г.г.} = 5$ – коефіцієнт власної ваги балки;

$$\left. \begin{aligned} q^H &= (p^H + q^H + q_{г.г.}^H) \cdot B, \text{ кН/м}; \\ q &= (p + q + q_{г.г.}^H \cdot \gamma_S) \cdot B, \text{ кН/м}, \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

де p і q – відповідно розрахункові корисне і постійне навантаження, що діють на балку, кН/м²;

$\gamma_S = 1,1$ – коефіцієнт безпеки по навантаженню;

B – крок проєктованих балок, м.

2. Використовуючи формулу 3.10, знаходимо необхідний момент опору балки:

$$W_H = \frac{M}{R_{г.г.} \cdot K_W}, \quad (4.4)$$

де $M = \frac{ql^2}{8}$ – розрахунковий згинальний момент, кН×см;

$R_{г.г.}$, K_W – див. позначення до формули 3.10.

3. Задаючись шириною балки b , знаходимо її висоту h :

$$h = \sqrt{\frac{6W_H}{b}}. \quad (4.5)$$

Висота кожного бруса буде $h_1 = \frac{h}{2}$ або $h_1 = \frac{h}{3}$. При цьому $h_1 \geq b$. Розміри b і h_1 приймаємо за діючим сортаментом пиломатеріалів з округленням, при необхідності, у більшу сторону, що піде в запас міцності.

4. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки за формулою:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{бп}} \cdot K_{\text{жс}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (4.6)$$

де $K_{\text{жс}}$ – коефіцієнт, що враховує зменшення моменту інерції, через піддатливість зв'язків, приймається за таблицею А.11 додатка А; пояснення інших параметрів дані в примітках до формули 3.15.

5. Знаходимо кількість пластинчастих нагелів на напівдовжині балки:

$$n_{\text{нл}} = \frac{1,5M \cdot S_{\text{бп}}}{J_{\text{бп}} \cdot T_{\text{нл}}}, \quad (4.7)$$

де S_{br} – статичний момент бруто частини перерізу, що зсувається, щодо нейтральної осі; пояснення інших параметрів дані вище в розділі 4.1.

При симетричному навантаженні на балку коефіцієнт 1,5 формули 4.7 дозволяється приймати рівним 1,2, а отриману кількість нагелів розміщувати не на напівдовжині балки, а на ділянці $0,4l$.

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинок при симетричному навантаженні на ділянці $0,4l$ з урахуванням мінімальної відстані між ними $S_{min} = 2l_{nl}$.

Якщо пластинки розмістити не вдається, переріз балки повинен бути збільшений, тобто збільшується ширина брусів, а з ними і b_{nl} .

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки:

$$f_{\delta y \delta} = \frac{l \cdot \delta \cdot n_{ш}}{2h_0}, \quad (4.8)$$

де l – проліт балки, см;

$\delta = 0,2\text{см}$ –розрахункова деформація зсуву брусів у шві;

$n_{ш}$ – число швів зсуву;

h_0 – відстань між осями крайніх брусів балки, см.

4.2 Розрахунок на поздовжній вигин

Розрахунок стержнів-пакетів

Розрахунок стержнів-пакетів, як і в попередньому випадку, може бути зведений до розрахунку елементів суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків. Стержні-пакети – це кілька дощок, які називаються вітками, об'єднаних для спільної роботи зв'язками, найчастіше це болти або цвяхи, (рис. 4.3), з відстанню між ними $l_1 \leq 7h_1$, де h_1 – товщина однієї дошки (вітки).

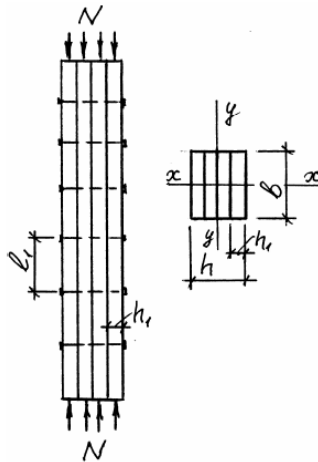


Рисунок 4.3 – Стержень-пакет

Розрахунок щодо осі x, перпендикулярної швам зсуву

Розрахунок проводять як для стержня суцільного перерізу, тому що складеність у цьому випадку не має значення: гнучкість усього пакета така ж, як і гнучкість окремої вітки.

Розрахунок щодо осі y , паралельної швам зсуву

Стійкість стержня-пакета перевіряємо за формулою 3.6. Зусилля N і розрахункову площу елемента $F_{розр}$ визначаємо як в елементах суцільного перерізу, а приведена гнучкість, від якої залежить коефіцієнт поздовжнього вигину φ , визначається так:

$$\lambda_{II} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_{II}}{F}}} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{K_{жс} \cdot J_{суц.}}{F}}} = \frac{\lambda_{суц.}}{\sqrt{K_{жс}}} = \mu \cdot \lambda_{суц.}, \quad (4.9)$$

де $\mu = \frac{1}{\sqrt{K_{жс}}}$ – коефіцієнт приведення гнучкості, що враховує

піддатливість зв'язків;

$K_{жс}$ – див. формулу 4.6;

$\lambda_{суц.}$ – гнучкість усього перерізу стержня як суцільного.

Однак при такому визначенні приведеної гнучкості λ_{II} відсутні дані про кількість зв'язків. В.М. Коченовим запропонована спрощена формула для коефіцієнта приведення гнучкості μ , в якій міститься інформація про кількість зв'язків:

$$\mu = \sqrt{1 + K_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot n_z}}, \quad (4.10)$$

де K_c – коефіцієнт піддатливості з'єднань, що враховує досліди зсуву зв'язків, знаходять за таблицею А.13 додатка А;

b і h – ширина і висота поперечного перерізу елемента, см;

n_u – кількість швів зсуву в елементі;

l_0 – розрахункова довжина елемента, м;

n_z – кількість зрізів зв'язків в одному шві на 1 м довжини елемента.

У зв'язку з тим, що запропонована формула 4.10 для визначення μ не є строгою, то в діючих нормах є таке застереження: приведена гнучкість λ_{II} складеного елемента не повинна прийматися більше гнучкості віток, визначеної за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\sum J_{i_{\sigma p}}}{F_{\sigma p}}}}, \quad (4.11)$$

де $\sum J_{i_{\sigma p}}$ – сума моментів інерції бруто поперечних перерізів окремих віток щодо власних осей, паралельних осі y , (рис. 4.2);

$F_{\sigma p}$ – площа перерізу бруто елемента.

У складеному елементі з однаковим закріпленням по кінцях доцільно ставити парну кількість зв'язків, тому що інакше один зв'язок у середині елемента, де зсуву немає, не буде працювати.

Розрахунок стержнів з короткими прокладками

Вітки таких стержнів розсунуті та з'єднані між собою для спільної роботи короткими прокладками, (рис. 4.4), за допомогою зв'язків з відстанню між ними, що перевищують семиразову товщину

однієї вітки ($l_1 > 7h_1$). Усі вітки однаково сприймають стискаюче зусилля і спираються по кінцях.

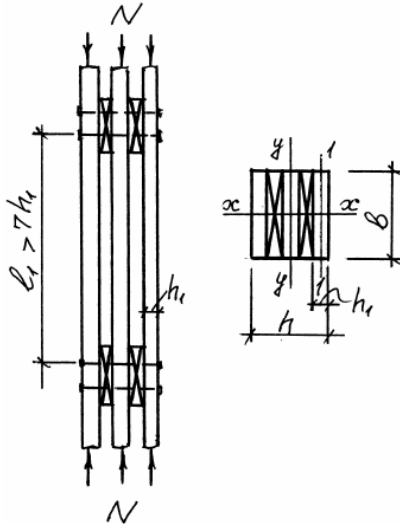


Рисунок 4.4 – Стержень з короткими прокладками

Розрахунок щодо осі x

Розрахунок проводять як для стержня суцільного перерізу без урахування прокладок.

Розрахунок щодо осі y

Стійкість стержня з короткими прокладками, як і стержня-пакета, перевіряють за формулою 3.6 також без урахування прокладок. Однак приведена гнучкість у цьому випадку визначається за формулою:

$$\lambda_{II} = \sqrt{(\mu \cdot \lambda_{сш.})^2 + \lambda_1^2}, \tag{4.12}$$

де $\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$ – гнучкість окремої вітки, що обчислюється за довжиною l_1 , яка дорівнює відстані між крайніми зв'язками прокладок;
 r_1 – радіус інерції вітки.

У випадку, якщо виявиться, що $l_1 \leq 7h_1$, то гнучкість λ_1 , приймають рівною нулю, а це значить, що приведена гнучкість λ_{II} буде визначатися, як для стержнів-пакетів, тобто $\lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{суч.}$, а сам стержень з короткими прокладками далі розглядатиметься як стержень-пакет.

4.3 Розрахунок стиснуто-вигинних елементів

Метод розрахунку стиснуто-вигинних елементів складеного перерізу, на піддатливих зв'язках залишається таким же, як і для елементів суцільного перерізу, але у формулах додатково враховується піддатливість зв'язків, (рис. 4.5).

Розрахунок у площині вигину

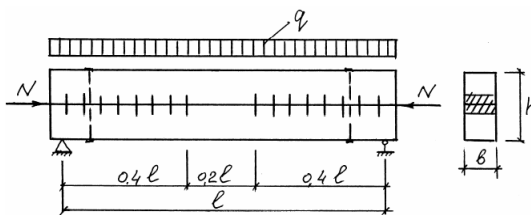


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема стиснуто-вигинного елемента на податливих зв'язках

Нормальні напруження у цьому випадку визначають за дещо зміненою формулою 3.17:

$$\sigma_x = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_0}{\xi \cdot W_{HT} \cdot K_W} \leq R_c. \quad (4.13)$$

У цю формулу введений коефіцієнт K_W такий же, як при розрахунку складених елементів на поперечний вигин, а коефіцієнт ξ визначається з урахуванням приведеної гнучкості:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{бр} \cdot R_c}; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda_{II}^2}; \quad \lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{суч.}, \quad (4.14)$$

де μ – коефіцієнт приведення гнучкості, знаходять за формулою 4.10, однак коефіцієнт піддатливості з'єднання K_c в цьому випадку встановлюють за таблицею А.13 додатка А у графі «стиск із вигином».

Жорсткість перерізу перевіряють за формулою 4.6, але з введенням коефіцієнта ξ :

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{бр} \cdot K_{жс} \cdot \xi} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (4.15)$$

Кількість зв'язків на напівдовжині елемента або, як показано на рисунку 4.5, пластинчастих нагелів визначають за формулою 4.7, але також із введенням коефіцієнта ξ , що враховує збільшення згинального моменту M від дії поздовжньої сили N :

$$n_{nl} = \frac{1,5M_0 \cdot S_{\sigma p}}{J_{\sigma p} \cdot T_{nl} \cdot \xi}. \quad (4.16)$$

У складених стиснуто-вигинних елементах з короткими прокладками окрім загального розрахунку стержня за формулами 4.13, 4.15, 4.16, треба перевірити стійкість найбільш напруженої вітки при її розрахунковій довжині, що перевищує 7 товщин вітки (звичайно це крайні вітки), (рис. 4.4):

$$\sigma = \frac{N}{F_{\sigma p}} + \frac{M_0}{\xi \cdot W_{\sigma p}} \leq \varphi_1 R_c, \quad (4.17)$$

де $F_{\sigma p}$ і $W_{\sigma p}$ – площа і момент опору бруто поперечного перерізу стержня;

φ_1 – коефіцієнт поздовжнього вигину для окремої вітки, обчисленої за її розрахунковою довжиною l_1 ;

$\varphi_1 = f(\lambda_1)$: $\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$; r_1 – радіус інерції окремої вітки.

Розрахунок із площини вигину

Стиснуто-вигинні складені стержні на піддатливих зв'язках з площини вигину розраховують без урахування згинального моменту, тобто як центрально-стиснуті складені стержні за формулою 3.6 і, крім того, перевіряють на стійкість плоскої форми деформування за формулою 3.18.

5 ПЛОЩИННІ СУЦІЛЬНІ ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

До площинних суцільних конструкцій, в яких основні зусилля виникають у площині дії зовнішніх сил і перерізи яких не мають наскрізних грат, відносяться:

а) при прольотах до 6 м – балки, прогони, крокви, настили суцільного перерізу, що складаються з одного елемента (дошки або бруса);

б) при великих прольотах, що перевищують сортамент лісоматеріалів за довжиною, або при малих прольотах, але при значних навантаженнях – більш складні складені конструкції з брусів, дощок і фанери у вигляді різного типу панелей, балок, арок, рамних та інших розпірних систем.

5.1 Проектування настилів і лат покрівель

Настили виконують з дощок або брусків і застосовують у міжповерхових перекриттях (дошки підлоги, підшивка стелі), а також у вигляді лат або настилу під різні види покрівель, в проїзній частині мостів, в лісах, риштуваннях тощо.

Настили бувають одношаровими або подвійними перехресними, в яких верхній захисний шар з дощок товщиною 16 – 19 мм прибивають під кутом 45° – 60° до нижнього робочого шару, виконуваного також з дощок товщиною 25 ÷ 30 мм. Для провітрювання всього настилу нижній робочий настил виконують розрідженим із зазорами 3 – 15 см. Верхній захисний настил утворює суцільну поверхню, забезпечуючи спільну роботу всіх дощок робочого

настилу, розподіляє зосереджені навантаження на смугу робочого настилу шириною 50 см.

Настили і лати покрівель розраховують за схемою двопрольотної нерозрізної балки на такі сполучення навантажень:

1. Навантаження від власної ваги покриття і ваги снігового навантаження, (рис. 5.1, а). Розрахунок проводять на міцність за формулою 3.10 і на жорсткість за формулою 3.15.

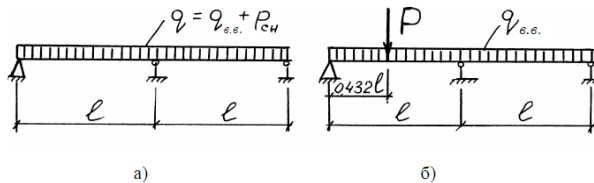


Рисунок 5.1 – Розрахункові схеми настилу:

- а) – перше сполучення навантажень (власна вага покрівлі + вага снігу); б) – друге сполучення навантажень (власна вага покрівлі + зосереджений вантаж $P^H = 1,0кН$, помножений на коефіцієнт безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$)

При розрахунку на міцність слід мати на увазі, що згинальний момент визначають за формулою $M = \frac{ql^2}{8}$, а при обчисленні моменту опору $W_{нт}$ розрахункову смугу настилу приймають рівною $b = 100см$; проліт настилу l приймають рівним відстані між прогонами покрівлі.

У розрахунку на жорсткість прогин f визначають за формулою:

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}. \quad (5.1)$$

2. Навантаження від власної ваги покриття і зосередженого вантажу $P^H = 1,0кН$ з урахуванням коефіцієнта безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$, (рис. 5.1, б). Розрахунок у цьому випадку проводять тільки на міцність:

$$\sigma = \frac{M}{W_{HT}} \leq R_g \cdot m_g, \quad (5.2)$$

де $M = 0,07q_{e.g.} \cdot l^2 + 0,207P \cdot l$ – максимальний згинальний момент під зосередженим вантажем P , розміщеним від лівої опори на відстані $x = 0,432l$;

m_g – коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.

Зосереджене навантаження не завжди, як згадувалося вище, розподіляється на смугі робочого настилу 50 см. Для одношарових настилів і лат зосереджений вантаж може розподілятися на одну дошку або на один брусок при відстані між ними в осях більше 15 см, або на дві дошки чи на два бруски при відстані між ними менше або рівній 15 см.

У двошаровому настилі розраховують тільки нижній робочий шар.

5.2 Проектування багатопрольотних консольно-балкових прогонів

Багатопрольотні прогони можна перетворити в статично визначену систему введенням шарнірів, (рис. 5.2). Кількість шарнірів повинна бути рівною кількості проміжних опор, а вводять їх або по два

шарніри через проліт, або по одному шарніру в кожному прольоті, крім одного крайнього прольоту. Застосування таких консольно-балкових систем доцільно у випадку, коли тимчасове навантаження нерухоме й рівномірно розподілене по всіх прольотах прогону.

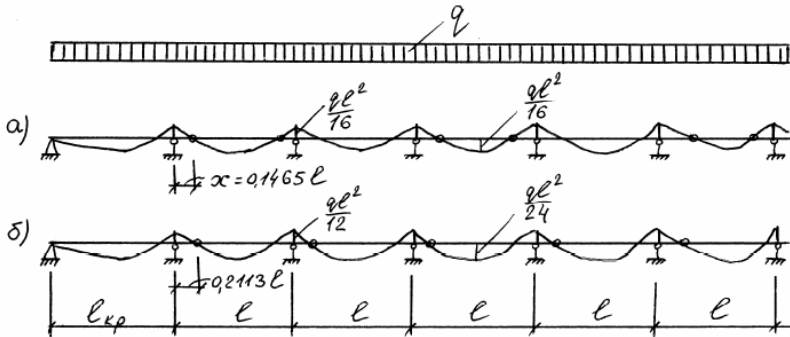


Рисунок 5.2 – Схеми багатопрольотних прогонів:

а) – рівномоментне рішення при $x = 0,1465l$;

б) – рівнопрогинне рішення при $x = 0,2113l$

Якщо шарніри розташувати на відстані від опор $x = 0,1465l$ (l – проліт прогону), то матимемо рівномоментне рішення прогону, (рис. 5.2, а), коли згинальні моменти на опорах і в прольотах будуть рівні за абсолютним значенням

$\left(M = \pm \frac{ql^2}{16} \right)$, а прогин буде

визначатися за формулою: $f = \frac{2}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$; для вирівнювання

моментів у першому й останньому прольотах значення цих прольотів (l_{kp}) треба зменшити до $0,85l$. Якщо ж шарніри розташувати на відстані від опор $x = 0,2113l$, то будемо мати рівнопрогинне рішення

прогону, (рис. 5.2, б), при якому максимальні прогини у всіх прольотах, крім крайніх, будуть однаковими $f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$, а величина згинального моменту на опорах буде $M = -\frac{ql^2}{12}$; а в прольотах $M = \frac{ql^2}{24}$; при зменшенні крайніх прольотів ($l_{кр}$) до $0,79l$ прогини в цих прольотах дорівнюватимуть прогинам в інших прольотах.

Якщо крайні прольоти прогону будуть дорівнювати іншим, тобто $l_{кр} = l$, то для перевірки перерізу прогону приймають:

– згинальний момент на першій проміжній опорі:

$$M = -\frac{ql^2}{10}; \quad (5.3)$$

– прогин прогону в крайньому прольоті:

$$f = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}, \quad (5.4)$$

а переріз прогону в крайніх прольотах повинен бути підсиленим.

Прийнятий переріз прогону перевіряють на міцність за формулою 3.10, де значення згинального моменту приймають за формулою 5.3, і на жорсткість за формулою 3.15, де значення прогину f визначають за формулою 5.4.

Консольно-балкові прогони нерідко виконують з брусів, які за довжиною з'єднуються в місцях розташування шарнірів косим прирубом, (рис. 5.3).

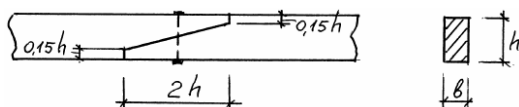


Рисунок 5.3 – Стик консольно-балкового прогону косим прирубом

До недоліків таких прогонів можна віднести те, що при звичайній довжині лісоматеріалів, рівній 6,5 м, проліт, що перекривається прогонами, невеликий і не перевищує 4,5 м. Тому при прольотах більше 4,5 м доцільно застосовувати спарені нерозрізні прогони, що складаються з двох рядів дощок, поставлених на ребро і з'єднаних цвяхами, що забиваються конструктивно по дві штуки з кроком по довжині 50 см.

Кожен ряд дощок виконують за схемою консольно-балкового прогону з послідовним розташуванням стиків. Кінці дощок одного ряду прибивають цвяхами до дошки іншого ряду, яка не має в даному місці стику.

Кількість цвяхів з кожної сторони стику визначають, виходячи з того, що поперечна сила, яка приходиться на один ряд дощок

$$Q \approx \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{цв}}, \text{ а в той же час } Q = n_{цв} \cdot T_{цв}, \text{ звідки:}$$

$$n_{цв} = \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{цв} \cdot T_{цв}}, \quad (5.5)$$

де M_{on} – величина згинального моменту на опорі;

$x_{цв}$ – відстань від опори до центра цвяхового забою;

$T_{цв}$ – несуча здатність одного цвяха.

Стики дощок влаштовують в точках, де згинальний момент у нерозрізних балках, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням по всій їх довжині, змінює знак, тобто на відстанях від опор, рівних $x = 0,2113l$, що відповідає рівнопрогинному вирішенню прогону, (рис. 5.2, б).

5.3 Клефанерні панелі покриття

Панелі покриттів складаються з дерев'яних несучих ребер з дощок товщиною після острожки 33 або 43 мм, і фанерних обшивок товщиною не менше 8 мм, з'єднаних з ребрами водостійким клеєм в одне ціле й утворюючих коробчастий поперечний переріз, (рис. 5.4). При необхідності ребра можна робити клеєними.

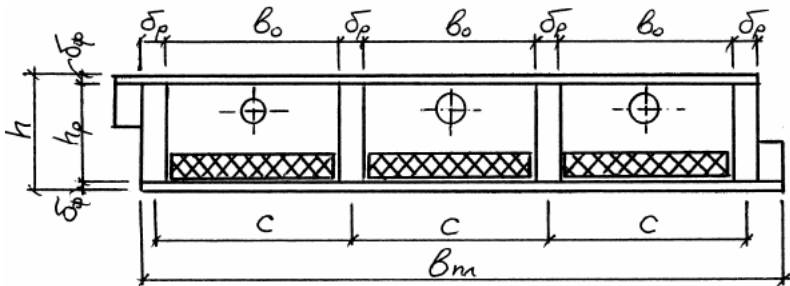


Рисунок 5.4 – Клефанерна панель

Як утеплювач застосовують, як правило, біостійкі теплоізоляційні матеріали, наприклад, пінопласт. При виготовленні панелі на верхню обшивку наклеюють один шар руберойду, другий і третій шари руберойду приклеюють після установки панелей на місце.

Клеєфанерними панелями перекривають прольоти 3 – 6 м, а при клеєних ребрах – більше 6 м. Ширину панелі роблять рівною ширині фанерного листа з урахуванням обрізки крайок для їхнього вирівнювання. Висота панелі звичайно складає $\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}$ прольоту. Волокна зовнішніх шпонів фанери повинні бути спрямовані уздовж осі панелі, тому що при цьому краще використовується міцність фанери і створюється можливість стикувати фанерні листи за довжиною «на вус».

Кількість поздовжніх ребер панелі визначають за розрахунком на вигин поперек волокон зовнішніх шпонів верхніх фанерних обшивок при дії зосередженого навантаження $P = 1кН$ із коефіцієнтом безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$. При цьому вважається, що дія зосередженого навантаження розподіляється на ширину 100 см. За розрахункову схему для цього розрахунку приймають балку з обома затиснутими кінцями, (рис. 5.5). Тоді максимальний згинальний момент буде:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot c}{8}, \quad (5.6)$$

де c – відстань в осях між поздовжніми ребрами, (рис. 5.4).

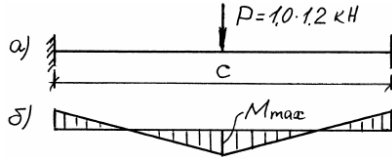


Рисунок 5.5 – До розрахунку верхньої обшивки клеєфанерної панелі:

а) – розрахункова схема; б) – епюра згинальних моментів

Вигинні напруження у верхній обшивці поперек волокон

зовнішніх шпонів фанери $\sigma_e = \frac{M_{\max}}{W_\phi} = \frac{P \cdot c}{8} \cdot \frac{6}{100 \cdot \delta_\phi^2} \leq m_e R_{e,\phi}$.

Звідси відстань між осями ребер c :

$$c \leq 13,33 R_{e,\phi} \cdot \delta_\phi^2. \quad (5.7)$$

Тут $m_e = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії тимчасового навантаження; $R_{e,\phi}$ – розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон; δ_ϕ – товщина фанери.

Клеєфанерні конструкції розраховують з урахуванням різних модулів пружності деревини і фанери за приведеними геометричними характеристиками, причому приведення виконують до того матеріалу елемента конструкції, для якого визначають напруження. Приведення виконується, наприклад, так:

момент інерції, приведений до фанери:

$$J_{np,\phi} = J_\phi + J_d \frac{E_d}{E_\phi}, \quad (5.8)$$

а момент опору:

$$W_{np.\phi.} = \frac{J_{np.\phi.}}{y}, \quad (5.9)$$

де J_ϕ , E_ϕ – відповідно момент інерції і модуль пружності матеріалу елемента, до якого виконують приведення (у даному випадку до фанери);

J_o , E_o – те ж для матеріалу елементів, що приводяться (деревини);

y – відстань від центра ваги перерізу до найбільше віддалених волокон (при симетричному поперечному перерізі $y = h/2$).

Нерівномірність розподілу нормальних напружень в обшивках у ребристих клеєфанерних конструкціях враховують введенням у геометричні характеристики приведенної ширини b_{np} :

$$b_{np} = 0,9b_0, \quad (5.10)$$

де b_0 – відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

Нормальні напруження в обшивках панелі визначають за такими формулами:

1) для верхньої стиснутої обшивки з урахуванням її стійкості:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi_\phi \cdot W_{np.\phi.}} \leq R_{\phi.c.}, \quad (5.11)$$

де φ_ϕ – коефіцієнт поздовжнього вигину фанери:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \frac{c}{\partial_{\phi}} \geq 50 \quad \varphi_{\phi} = \frac{1250}{\left(\frac{c}{\partial_{\phi}}\right)^2} \\ \text{при } \frac{c}{\partial_{\phi}} < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{\left(\frac{c}{\partial_{\phi}}\right)^2}{5000} \end{array} \right\} \quad (5.12)$$

$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$ – максимальний згинальний момент, визначається, як для

балочної конструкції;

q – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, кН/м.

2) для нижньої розтягнутої обшивки з урахуванням її ослаблення стиком «на вус»:

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np.\phi} \cdot K_{\phi}} \leq R_{\phi.p.}, \quad (5.13)$$

де $K_{\phi} = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу стиком «на вус», при відсутності стику $K_{\phi} = 1$.

Дотичні напруження в панелі перевіряють:

1) за сколюванням між шпонами фанери в місцях приклеювання фанери до ребер:

$$\tau_{\phi} = \frac{Q \cdot S_{\phi}}{J_{np.\phi} \cdot \sum \delta_p} \leq R_{\phi.ск}, \quad (5.14)$$

де S_{ϕ} – статичний момент обшивки щодо осі панелі;

$\sum \delta_p$ – сумарна ширина всіх поздовжніх ребер;

$R_{\phi.ск}$ – розрахунковий опір сколюванню клейових швів між шпонами фанери.

2) за сколюванням поздовжніх ребер:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\partial.}}{J_{np.\partial.} \cdot \sum \delta_p} \leq R_{\partial.ск}, \quad (5.15)$$

де $S_{np.\partial.}$ – приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі;

$J_{np.\partial.} = J_{\partial} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}}$ – приведений до деревини момент інерції поперечного перерізу панелі.

Прийнятий переріз панелі перевіряють також на жорсткість за формулою 3.15, де прогин f визначають за формулою:

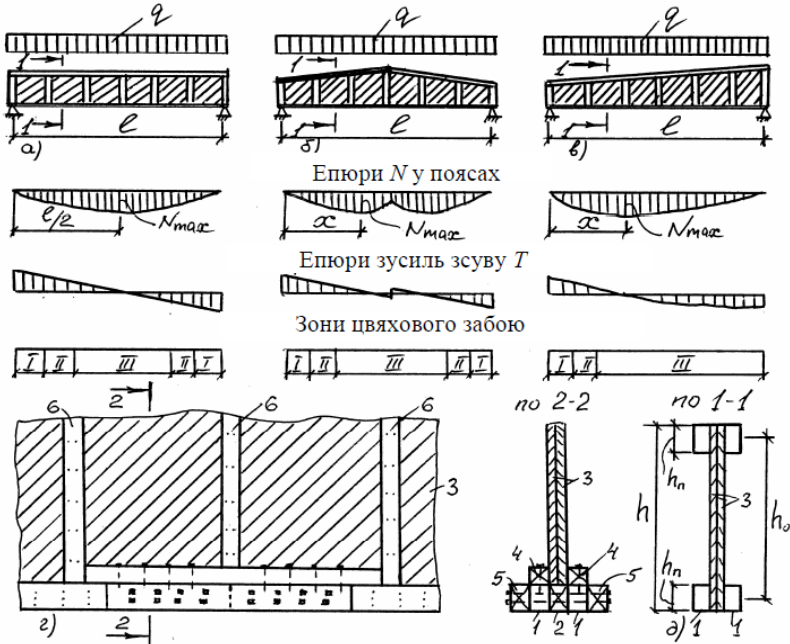
$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}}. \quad (5.16)$$

5.4 Балки двотаврового перерізу з перехресною дощатою стінкою на цвяхах

Такі балки є конструкціями будівельного виготовлення і застосовуються в основному в покриттях підсобних промислових споруд, в пішохідних мостах, в несучих конструкціях опалубок. Вони складаються з дощатих або брущатих поясів, перехресної стінки з дощок і ребер жорсткості. Балки бувають з паралельними поясами, одно- і двосхилими, (рис. 5.6), перекривають прольоти l , як правило, не більше 12 м, висота балок, що рекомендується $h_{сер} \geq \frac{l}{9}$, для двосхилих балок ця висота призначається у чвертях прольоту, висота на опорі $h_{оп} \geq 0,4h_{сер}$.

У балках з дощатими поясами верхні та нижні пояси виконують з дощок товщиною 4–6 см. Перехресна стінка складається з двох шарів дощок, загальна товщина яких повинна бути рівною товщині дошки поясу. Дощки стінки рекомендується нахилити до нижнього поясу так, щоб кут був рівним $30^\circ - 45^\circ$. Пояси з'єднують зі стінкою розрахунковою кількістю цвяхів. Ребра жорсткості ставлять на відстані $\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ прольоту і в місцях розміщення прогонів покрівлі або зосереджених вантажів для кращого їхнього розподілу між елементами балки. Ребра жорсткості виконують з поясних дощок, але за шириною вони вдвічі менші, ніж пояси і прибиваються тими ж цвяхами, що і пояси. Ширина опорних ребер дорівнює ширині поясів. Щоб закріпити в опорних ребрах жорсткості кінці дощок стінки, розміщення цвяхів у ребрах приймають таким же, як у прилеглих панелях поясів. В інших

проміжних ребрах жорсткості цвяхи ставлять конструктивно, звичайно в два ряди.



1 – дошка поясу; 2– прокладка; 3 – стінка балки; 4 – надстиковий брусок; 5 – накладка; 6 – ребро жорсткості

Рисунок 5.6 – Балки двотаврового перерізу з перехресною стінкою:

- а) – балка з паралельними поясами; б) – двосхила балка; в) – односхила балка; г) – стик нижнього поясу балки;
- д) – поперечний переріз балки.

Обидва шари дощок стінки в межах між поясами скріплюють цвяхами, кінці яких загинають. Цвяхи розміщують так, щоб кожна дошка прикріплювалася не менше, ніж двома цвяхами, а її вільна

довжина, щоб уникнути випинання, не перевищувала 30 товщин дошки.

Стики поясів виконують у місцях, де поперечна сила дорівнює нулю, звичайно в середині прольоту. Стик верхнього пояса виконують торцевим упором дощок і перекривають накладками на болтах, поставлених конструктивно. Стик нижнього пояса виконують за допомогою накладок і прокладки, що збільшує число «зрізів» кожного нагеля з двох до чотирьох, для чого стінку балки в цьому місці вирізують і скріплюють з поясами горизонтальними і вертикальними цвяхами, що забиваються в спеціально поставлені надстиківі бруски, (рис. 5.6, г).

Балки збирають на бойку з будівельним підйомом, рівним $1/200$ прольоту.

У статичному відношенні балка з перехресною стінкою з дощок є фермою багатогратової системи з розтягнутими спадними від опор і стиснутими висхідними розкосами, що утворюють дощату стінку. Тому нормальні зусилля в балці сприймаються тільки поясами, а стінка працює лише на зусилля, що зсувають, які виникають між поясами і стінкою при вигині балки. Нормальні зусилля N_n в поясах балок постійної висоти при $h_n \leq 0,25h$ можна бути визначені за формулою:

$$N_n = \frac{M_{\max}}{h_0}, \quad (5.17)$$

де M_{\max} – згинальний момент;

$h_0 = h - h_n$ – відстань між центрами поясів;

h – повна висота балки;

h_n – висота поясу.

У зв'язку з тим, що в дво- і односхилих балках із збільшенням відстані від опори зростає не тільки згинальний момент, але і висота балки, (рис. 5.6, б, в), то переріз, в якому зусилля в поясі буде максимальним, не збігається з місцем максимального моменту. Це місце знаходиться на відстані від опори з меншою висотою, рівною при рівномірно розподіленому навантаженні:

$$x = \frac{h'_0}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{l \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h'_0}} - 1 \right), \quad (5.18)$$

де h'_0 – висота між центрами поясів балки на опорі з меншою висотою;

α – кут нахилу верхнього поясу;

l – прольот балки.

Іншими словами, для дво- і односхилих балок формула 5.17 виглядає так:

$$N_{\max} = \frac{M_x}{h_{0x}}, \quad (5.19)$$

де $M_x = \frac{qx(l-x)}{2}$ – величина згинального моменту в перерізі x ;

h_{0x} – відстань між центрами поясів балки в перерізі x .

Переріз поясів балки приймають однаковим, а їхній розрахунок виконують за розтягом:

$$F_{\sigma_p} = \frac{N_{\max}}{m_p \cdot R_p}, \quad (5.20)$$

де $m_p = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує ослаблення перерізу нагелями в стикі нижнього поясу;
 R_p – розрахунковий опір деревини розтяганню, (табл. А.1 додатка А).

Прийнятий переріз верхнього поясу перевіряють на поздовжній вигин із площини балки з розрахунковою довжиною, рівній відстані між прогонами, що повинні бути прикріплені до балки:

$$\sigma_y = \frac{N_{\max}}{\varphi_y \cdot F_{\text{розр}}} \leq R_c. \quad (5.21)$$

При відстані між прогонами, тобто при l_0 , що не перевищує 25 товщин окремої поясної дошки, верхній пояс можна розраховувати на простий стиск без урахування коефіцієнта φ_y .

Кількість нагелів для кріплення накладок у стикі нижнього поясу визначають за зусиллям в поясі.

Цвяхи, що з'єднують пояс із стінкою, розраховують на зсуваюче зусилля рівне на одиницю довжини поясу:

а) у балках з паралельними поясами:

$$T = \frac{Q \cdot S}{J} = \frac{Q \cdot F_n \cdot \frac{h_0}{2}}{2F_n \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2} = \frac{Q}{h_0}; \quad (5.22)$$

б) у балках з похилим верхнім поясом (враховується зменшення або збільшення зсуваючого зусилля в результаті того, що частина поперечної сили сприймається вертикальною складовою зусилля у верхньому поясі):

$$T = \frac{Q}{h_0} \pm \frac{M \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_0^2} = \frac{Q \pm N \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_0}. \quad (5.23)$$

Знак мінус перед другим членом формули приймають для двосхилих балок, а для односхилих балок – на ділянці від опори з меншою висотою до перерізу, в якому $Q = 0$; знак плюс приймають для іншої частини довжини односхилих балок.

За довжиною прольоту балки встановлюють звичайно три зони цвяхового забою, (рис. 5.6). З огляду на піддатливість цвяхів, розрахункові зсуваючі зусилля визначають за перерізами, розташованими в середині кожної зони.

Кількість двозрізних цвяхів на одиницю довжини пояса в якій-небудь зоні знаходять за найбільшим значенням однієї з трьох формул:

$$n_{цв} = \frac{T}{0,8 \cdot (T_{цв}^a + T_{цв}^{a_1})}; \quad n_{цв} = \frac{T}{0,8 \cdot (T_{цв}^c)}; \quad n_{цв} = \frac{T}{0,8 \cdot (T_{цв}^{u_1} + T_{цв}^{u_2})}, \quad (5.24)$$

де 0,8 – коефіцієнт, що враховує відсутність монолітності стінки і можливість попадання частини цвяхів у щілини між дошками стінки;

$T_{це}^a, T_{це}^{a_1}, T_{це}^c, T_{це}^{u_1}, T_{це}^{u_2}$ – відповідно розрахункова несуча здатність одного зрізу цвяха по зм'яттю в поясній дошці товщиною a , у защемленій частині цвяха a_1 у другій поясній дошці, в товщі c перехресної стінки та за вигином самого цвяха по першому і другому зрізах.

Горизонтальні й вертикальні цвяхи, що скріплюють надстиківі бруски стику нижнього поясу із стінкою і поясами, розраховують на зусилля зсуву на початку стикової накладки при тимчасовому навантаженні на половині прольоту.

Перевірку стійкості з площини балки стиснутих дощок стінки виконують в середині опорної панелі. Зусилля D в одній дошці стінки шириною b , (рис. 5.7), знаходять за формулою:

$$D = \frac{T \cdot b}{\sin 2\beta}, \quad (5.25)$$

де T – зусилля зсуву на початку розрахункової дошки середини опорної панелі;

b – ширина дошки стінки балки;

β – кут нахилу дощок стінки балки.

Напруження у стиснутій дошці стінки балки:

$$\sigma_c = \frac{D}{\phi \cdot b \cdot \delta} \leq R_c, \quad (5.26)$$

де δ – товщина дошки;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за вільною довжиною дошки, рівною відстані між цвяхами стінки, яка не повинна бути більше 30δ .

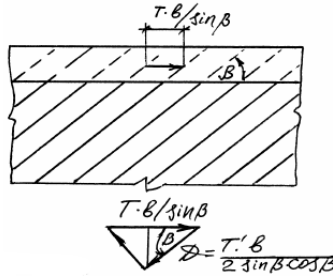


Рисунок 5.7 – До розрахунку стиснутих дощок стінки балки

5.5 Клесні багат шарові балки з дощок

Клесні багат шарові балки з дощок мають ряд переваг в порівнянні з іншими складеними балками:

- вони працюють і розраховуються як монолітні;
- їх можна виготовити з поперечним перерізом великої висоти;
- зубчасті стики, за допомогою яких з'єднують окремі дошки, не послабляють переріз;
- у них можливе використання маломірних і різносортних матеріалів за висотою перерізу.

Але слід мати на увазі, що кустарне виготовлення балок не припустиме.

Рекомендовані прольоти балок $l = 6 \div 24 \text{ м}$. Висоту балок приймають в межах $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$. Ширину балок b доцільно брати

мінімальною і, як правило, з умови обпирання панелей покриття і забезпечення монтажної жорсткості.

Клеєні багат шарові балки з дощок виготовляють дво-, одношаровими, постійної висоти поперечного перерізу, а також гнучо-клеєними.

Нормальні напруження в балках визначають за формулою 3.10, але з введенням коефіцієнтів умов роботи, що враховують вплив розмірів перерізу і товщину шарів:

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_a \cdot m_\delta \cdot m_{ш}, \quad (5.27)$$

де $m_\delta = f(h)$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив розмірів перерізу, (табл. А.4 додатка А);

$m_{ш}$ – те ж враховує вплив товщині шарів, (табл. А.5 додатка А).

У двохшарових балках, (рис. 5.8), при рівномірно розподіленому навантаженні місце максимального нормального напруження не збігається з положенням максимального згинального моменту. Для балок прямокутного поперечного перерізу це місце розташоване від опори на відстані:

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{он}}{h_{сер}}, \quad (5.28)$$

де $h_{он}$ і $h_{сер}$ – відповідно висота балки на опорі та в її середині.

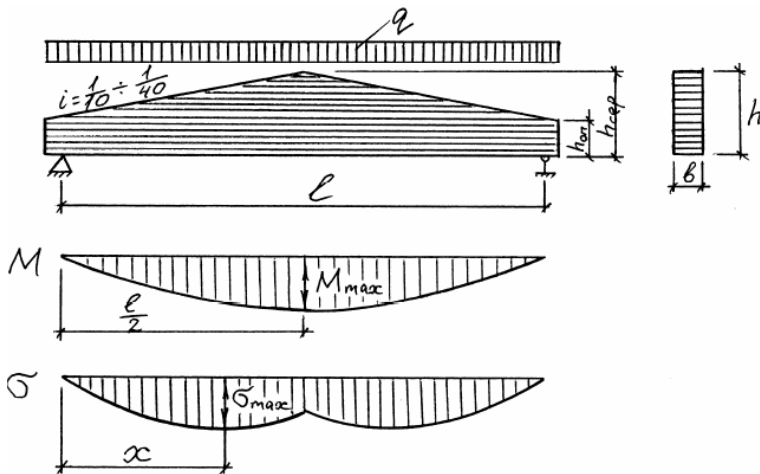


Рисунок 5.8 – Клеєна багатощарова двохсила балка з дощок

Клеєні багатощарові балки прямокутного поперечного перерізу перевіряють на стійкість плоскої ферми деформування за формулою 3.12, але також із уведенням коефіцієнтів m_δ і $m_{ш}$, вже згаданих вище:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{\sigma p}} \leq R_e \cdot m_\delta \cdot m_{ш}. \quad (5.29)$$

Сколюючі напруження клеєних багатощарових балок перевіряють в перерізі з максимальною поперечною силою Q за формулою 3.14, в якій $b_{розр} = 0,6 \cdot b$, а коефіцієнт 0,6 враховує можливі непоклеї у швах.

Прийнятий переріз клеєних багатощарових балок перевіряються на жорсткість за формулою 3.15.

5.6 Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості

Клеєфанерні балки складаються з фанерних стінок товщиною $\delta_{\phi} = 8 \div 12 \text{ мм}$ і дощатих поясів, (рис. 5.9), можуть бути двотавровими або коробчастими. Для кращого використання несучої здатності фанерної стінки доцільно розміщувати фанеру так, щоб волокна її зовнішніх шпонів були спрямовані уздовж осі балки, що дозволяє також стикувати фанеру «на вус» без використання накладок.

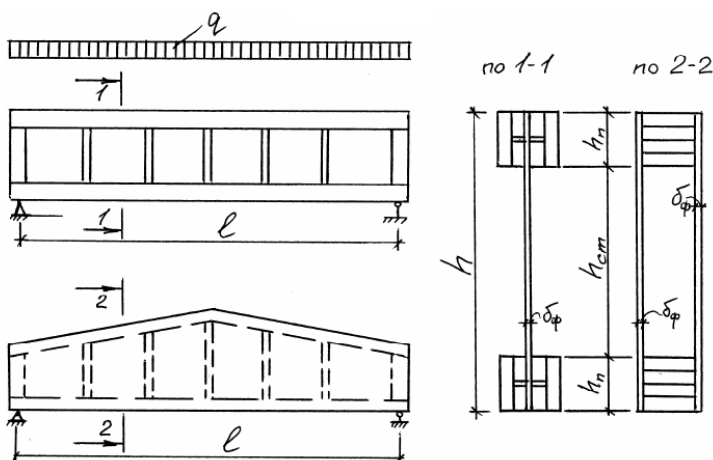


Рисунок 5.9 – Клеєфанерні балки з плоскою стінкою і дощатими ребрами жорсткості

Клеєфанерні балки можуть бути постійної висоти, двосхилими, а також з криволінійним верхнім поясом.

Клеєфанерними балками перекривають прольоти до 15 м. Їхню висоту звичайно призначають в межах $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$.

Для надання фанерній стінці жорсткості використовують дощаті ребра жорсткості, які за довжиною балки ставлять на відстані $a_p = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)l$. Ширину ребер жорсткості в опорних перерізах приймають рівною ширині поясів, в інших перерізах – 0,5 ширини поясів.

Клеєфанерні балки, так само як і клеєфанерні панелі, розраховують з урахуванням різних модулів пружності деревини поясів і фанерної стінки за приведеними геометричними характеристиками. Приведення здійснюють до матеріалу, для якого знаходять напруження.

Розрахунок клеєфанерних балок виконують з урахуванням роботи фанерної стінки на нормальні напруження. Однак у зв'язку з тим, що основна частка нормальних напружень сприймається поясами, то при визначенні напружень треба порівнювати їх з розрахунковим опором деревини розтяганню або стиску, а не вигину, як це робиться у звичайних балках:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= \frac{M}{W_{np,d}} \leq R_{p,d} \\ \sigma_c &= \frac{M}{\varphi \cdot W_{np,d}} \leq R_{c,d} \end{aligned} \right\} \quad (5.30)$$

де $W_{np,d}$ – приведений до деревини момент опору поперечного перерізу;

$R_{p,d}$ і $R_{c,d}$ – розрахункові опори деревини відповідно розтяганню і стиску;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину стиснутого поясу з площини вигину.

У двохстих клеєфанерних балках аналогічно клеєним з дощок епюра нормальних напружень не повторює епюру згинальних моментів, (рис. 5.8). Переріз з максимальним напруженням знаходиться від опори на відстані x , що обчислюється за формулою 5.18.

Міцність фанерної стінки в небезпечному перерізі на дію головних розтягуючих напружень, у балках двотаврового і коробчастого перерізів необхідно перевіряти за формулою:

$$\frac{\sigma_{CT}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{CT}}{2}\right)^2 + \tau_{CT}^2} \leq R_{\phi.p.\alpha}, \quad (5.31)$$

де σ_{CT} – нормальні напруження в стінці від вигину на рівні внутрішнього ребра поясів;

τ_{CT} – дотичні напруження в стінці на рівні внутрішнього ребра поясів;

$R_{\phi.p.\alpha}$ – розрахунковий опір фанери розтяганню під кутом α , визначається за графіком рисунку 17 додатка 5 СНіП II-25-80;

α – кут, який визначається із залежності:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{CT}}{\sigma_{CT}}. \quad (5.32)$$

До небезпечних перерізів відносять опорні перерізи балки і місця прикладання зосереджених навантажень.

Висоту балки на опорі визначають з розрахунку на зсуваючі зусилля:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np,\phi}}{J_{np,\phi} \cdot \sum \delta_\phi} \leq R_{\phi,zp}, \quad (5.33)$$

де $S_{np,\phi}$ і $J_{np,\phi}$ – приведені до фанери відповідно статичний момент напівперерізу і момент інерції балки;

$\sum \delta_\phi$ – сумарна товщина фанерних стінок;

$R_{\phi,zp}$ – розрахунковий опір фанери зрізу.

У зв'язку з тим, що в опорному перерізі за шириною поясу може відбутися сколювання між шпонами фанери, то треба перевірити дотичні напруження в клейових швах між шпонами:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np,\phi}^{\Pi}}{J_{np,\phi} \cdot \sum h_n} \leq R_{\phi,ck}, \quad (5.34)$$

де $S_{np,\phi}^{\Pi}$ – приведений до фанери статичний момент поясу щодо нейтральної осі;

$\sum h_n$ – сумарна ширина приклеєних до фанери дерев'яних елементів;

$R_{\phi,ck}$ – розрахунковий опір фанери сколюванню.

За наявності додаткових фанерних стінок така ж перевірка необхідна в місцях їхнього обриву.

Стійкість фанерної стінки з площини балки з поздовжнім щодо осі елемента розташуванням волокон зовнішніх шарів необхідно перевіряти на дію дотичних і нормальних напружень за умови:

$$\frac{h_{CT}}{\delta_{\phi}} > 50, \quad (5.35)$$

де h_{CT} – висота стінки між внутрішніми гранями полиць клеєфанерної балки.

Перевірку на стійкість фанерної стінки проводять в середині першої, а іноді і другої панелі балки (вважаючи за панель відстань у світлі між ребрами жорсткості) за формулою:

$$\frac{\sigma_{CT}}{k_u \cdot \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{CT}} \right)^2} + \frac{\tau_{CT}}{k_{\tau} \cdot \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{розр}} \right)^2} \leq 1, \quad (5.36)$$

де σ_{CT} і τ_{CT} – див. виноску до формули 5.31;

k_u і k_{τ} – коефіцієнти, що визначаються за графіками рисунків 18 і 19 додатка 5 СНіП II-25-80;

$h_{розр}$ – розрахункова висота стінки, що приймається рівною h_{CT} при відстані між ребрами $a \geq h_{CT}$ і рівною a при $a < h_{CT}$.

Якщо умова 5.36 не дотримується, то необхідно зменшити відстань між ребрами жорсткості.

Прийнятий переріз клеєфанерної балки перевіряють також на жорсткість за формулою 3.15.

5.7 Тришарнірні арки з балок на пластинчастих нагелях

Такі арки мають трикутний обрис. Виникаючий розпір сприймається або затяжками, або конструкцією фундаментів, на які спираються прямолінійні елементи арки. Прольоти, що перекриваються такими арками, приймають в межах $l = (8 \div 12) \text{ м}$, стріла підйому арок $f = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{6} \right) l$.

Особливістю арок є ексцентричне приєднання в опорних вузлах затяжок і кінців балок один до одного в гребеневому вузлі. В опорному вузлі позацентровість створюється тим, що опорна реакція і розпір арки перетинаються нижче осі напіварки, а в гребеневому вузлі – улаштуванням зазору шириною 1 – 2 см, (рис. 5.10).

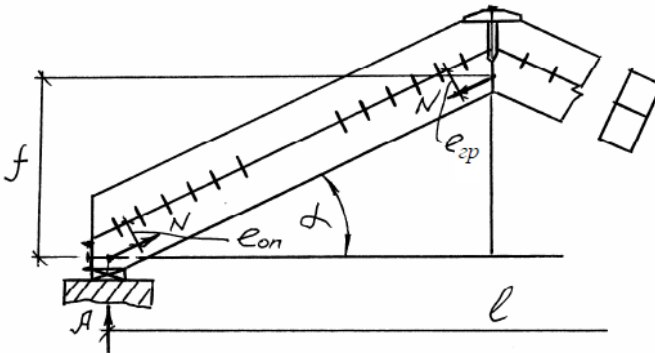


Рисунок 5.10 – Тришарнірна арка з балок на пластинчастих нагелях

При трикутному обрисі арки кожна напіварка працює на вигин тільки від навантаження, розташованого на цій же напіварці. Завантаження іншої напіварки тільки збільшує нормальне зусилля в першій. Такі арки за висотою поперечного перерізу виготовляють з двох або трьох брусів. В обох вузлах балки, що утворюють арку, повинні спиратися або всіма брусами, або одним брусом, або двома брусами з трьох. Брус вважається обпертим у тому випадку, якщо він спирається не менше ніж на $1/3$ своєї висоти.

Перевірку прийнятого перерізу балок арки виконують як для стиснуто-вигинного стержня складеного перерізу на піддатливих зв'язках за формулою 4.13, в якій:

$$N = H \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha, \quad (5.37)$$

де $H = \frac{ql^2}{8f}$ – розпір арки (зусилля в затяжці);

l – проліт арки;

f – стріла підйому арки;

α – кут нахилу напіварок до обрію;

Q – поперечна сила, що знаходиться як для простої балки прольотом l .

$$M_0 = M_q - N \cdot e_{cep}, \quad (5.38)$$

де M_q – згинальний момент від зовнішнього поперечного навантаження, визначається як для балки прольотом $0,5l$:

$$M_q = \frac{q \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{ql^2}{32}, \quad (5.39)$$

$e_{сер} = \frac{e_{ep} + e_{on}}{2}$ – середнє значення ексцентриситетів прикладання нормальної сили у гребені e_{ep} і на опори e_{on} .

При визначенні $\lambda_{суч.}$ – гнучкості балки, що утворює напіварку, слід мати на увазі, що розрахункову довжину балки як суцільного елемента знаходять за формулою:

$$l_p = \frac{0,5l}{\cos \alpha}. \quad (5.40)$$

Тоді:

$$\lambda_{суч.} = \frac{l_p}{0,289h}, \quad (5.41)$$

де h – висота перерізу напіварки.

Кількість пластинчастих нагелів на половині напіварки знаходять за формулою:

$$n_{нл} = \frac{1,5M_q \cdot S_{\sigma p}}{J_{\sigma p} \cdot T_{нл} \cdot \xi} + K \frac{N}{T_{нл}}, \quad (5.42)$$

де $S_{бр}$ – статичний момент частини перерізу, що зсувається, щодо нейтральної осі;

$T_{нл} = 0,75 \cdot b_{нл}$ – несуча здатність одного пластинчастого нагеля (див. формулу 4.1).

Другий член формули 5.42 визначає кількість пластинчастих нагелів, що сприймають додаткове навантаження у випадку, якщо не всі бруси обперті своїми торцями у вузлах. При деформуванні арки частина нормальної сили за допомогою пластинчастих нагелів переходить з обпертих брусів на не обперті, додатково навантажуючи пластинчасті нагелі. Коефіцієнт K при цьому може приймати такі значення: $K = 0,4$ – при передачі нормальної сили на кінцях одному крайньому брусу; $K = 0,2$ – при передачі нормальної сили на кінцях крайньому і середньому брусам (при перерізі з трьох брусів); $K = 0$ – при передачі нормальної сили всім брусам.

5.8 Доштоклесні арки

Доштоклесні арки застосовують кругового або стрілкового обрису і можуть бути із затяжками або з безпосереднім обпиранням на фундаменти. При наявності затяжок прольоти арок не перевищують 24 м, при обпиранні на фундаменти прольоти арок можуть досягати 100 м і більше.

Арки звичайно склеюють з пакета дощок прямокутного за висотою перерізу з відношенням висоти перерізу до ширини $\frac{h}{b} \leq 5$.

При великих прольотах застосовують арки зі змінним за висотою

перерізом з урахуванням зміни згинального моменту за довжиною арки.

Дощатоклеєні арки бувають дво- і тришарнірними, (рис. 5.11).

При прольотах до 24 м і $\frac{f}{l} = \frac{1}{8} \div \frac{1}{6}$ доцільно застосовувати двошарнірні арки. Криволінійні арки, як правило, виготовляють з постійним радіусом кривизни, тому що зігнути дошки за колом легше. У дощатоклеєних арках товщину шарів (дощок після острожки) для зручності їхнього гнуття доцільно застосовувати не більше 1/300 радіуса кривизни і не більше 33 мм.

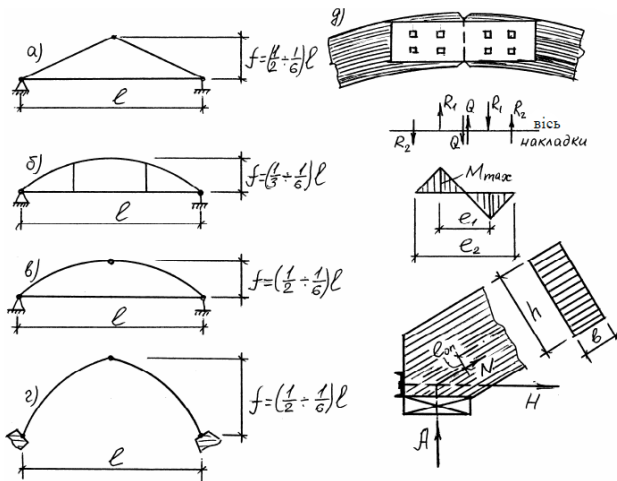


Рисунок 5.11 – Дощатоклеєні арки:

- а) – тришарнірна трикутного обрису з прямолінійних елементів;
- б) – двошарнірна кругового обрису зі сталеву затяжкою; в) – те ж тришарнірна; г) – тришарнірна стрілкового обрису з опиранням на фундаменти; д) – гребеневий вузол арки зі схемою роботи накладок;
- е) – опорний вузол арки.

Гребеневий вузол у тришарнірних арках виконують з дерев'яними накладками на болтах, що сприймають поперечну силу Q від тимчасового навантаження і забезпечують жорсткість вузла арки з її площини, (рис. 5.11, д). У випадку, якщо розпір сприймається зтяжкою, її виконують з профільної або круглої сталі, (рис. 5.11, е).

Арки розраховують на навантаження відповідно до СНіП 2.01.07-85. В результаті розрахунку арок встановлюють значення M , N і Q .

Нормальні напруження в дощатоклеєних арках обчислюють як для стиснуто-вигинних стержнів у перерізі з максимальним згинальним моментом і відповідною йому нормальною силою за формулою 5.17, яка для випадку несиметричного завантаження переписується так:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_D}{W_{HT}} \leq R_c \cdot m_{zn} \cdot m_\delta \cdot m_u, \quad (5.43)$$

$$\text{де} \quad M_D = \frac{M_c}{\xi_c} + \frac{M_k}{\xi_k}, \quad (5.44)$$

m_{zn} , m_δ і m_u – коефіцієнти умов роботи, що визначаються за таблицями А.4, А.5, А.6 додатка А;

M_c і M_k – згинальні моменти в розрахунковому перерізі елемента від симетричного і кососиметричного навантажень;

ξ_c і ξ_k – коефіцієнти, що визначаються за формулою 4.14 при величинах гнучкостей, які відповідають симетричній і кососиметричній формам поздовжнього вигину.

При відношенні напружень від вигину до напружень від стиску менше 0,1 розрахунок виконують на стійкість у площині кривизни арки за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{розр}} \leq R_c \cdot m_{\sigma n} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\omega}. \quad (5.45)$$

Розрахункову довжину арки l_0 при визначенні її гнучкості приймають:

а) при розрахунку на міцність за деформованою схемою:

– для двошарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0,35S$;

– для тришарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0,58S$;

– для двошарнірних і тришарнірних арок при кососиметричному навантаженні за формулою:

$$l_0 = \frac{\pi \cdot S}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}, \quad (5.46)$$

де S – повна довжина дуги арки;

α – центральний кут напіварки, рад.;

– для тришарнірних стрілочастих арок з кутом перелому в ключі більше 100 для всіх випадків навантажень $l_0 = 0,5S$;

– при розрахунку тришарнірних арок на несиметричне навантаження розрахункову довжину допускається приймати рівною $l_0 = 0,58S$;

б) при розрахунку на стійкість у площині кривизни для двошарнірних і тришарнірних арок $l_0 = 0,58S$.

Розрахунок арок на стійкість плоскої форми деформування виконують за формулою 3.12 з введенням до розрахункового опору R_e коефіцієнтів умов роботи m_δ , m_{cl} і m_u :

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_m \cdot W_{br}} \leq R_e \cdot m_\delta \cdot m_{cl} \cdot m_u. \quad (5.47)$$

Клейові шви арки перевіряють на сколювання за формулою:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b \cdot \xi \cdot m_{ck}} = R_{ck}, \quad (5.48)$$

де $m_{ck} = 0,6$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує можливі не проклеїв у швах.

Арки розраховують також на поздовжній вигин зі своєї площини за значенням стискаючої сили, що діє у чверті прольоту. За розрахункову довжину при цьому приймають відстань між зв'язками збільшену на 25% через піддатливість такого закріплення:

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{розр}} \leq R_c, \quad (5.49)$$

де φ_y – коефіцієнт поздовжнього вигину, визначається за гнучкістю $\lambda_y = \frac{l_0}{r_y}$, де $l_0 = 1,25l$ між зв'язками.

Накладки у гребеневому вузлі розраховують на поперечну силу при несиметричному завантаженні арки. Накладки працюють на поперечний вигин. Згинальний момент накладки, (рис. 5.11, д):

$$M_H = \frac{Q \cdot e_1}{2}. \quad (5.50)$$

Зусилля, що діють на болти:

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} \\ R_2 &= \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} \end{aligned} \right\} \quad (5.51)$$

де e_1 – відстань між внутрішніми парами болтів;

e_2 – те ж між крайніми парами болтів, (рис. 5.11, д).

Несучу здатність болтів визначають з урахуванням напрямку сил поперек волокон; вона має бути більшою, чим діючі зусилля R_1 і R_2 .

Кріплення арки в опорних вузлах розраховують на максимальну поперечну силу, що діє в цих вузлах.

5.9 Доштоклесні гнуті рами

Особливістю рамних конструкцій є наявність жорсткого карнизного вузла в місці сполучення ригеля зі стояком. Куткові моменти зменшують згинальний момент в ригелі, завдяки чому можна

перекрити більший проліт, ніж простою балкою. Крім того рама може сприймати горизонтальні вітрові зусилля у своїй площині, забезпечуючи поперечну стійкість будівлі без защемлення стійок у фундаменті й без улаштування сприймаючих вітрові зусилля торцевих і поперечних стін.

Рами рекомендується виконувати тришарнірними, тому що в статично визначених системах не відбувається перерозподілу зусиль при деформуванні під тривало діючим навантаженням, що забезпечує відповідність їх розрахунковим зусиллям. Криволінійність карнизних вузлів дощатоклеєних гнутих рам досягається гнуттям дощок за колом при їхньому виготовленні. Радіус кривизни невеликий і складає 2 – 4 м. У зв'язку з тим, що за умовами гнуття відношення радіуса кривизни до товщини шару дощок (R/δ) не може бути менше 150, то товщина шарів для виготовлення дощатоклеєних гнутих рам після фрезерування звичайно складає не більше 1,6 – 2,5 см. Тому дощатоклеєні гнуті рами більш трудомісткі у виготовленні, ніж арки, і вимагають більшої витрати деревини і клею. Крім того, розрахунковий опір вигину зменшується множенням на коефіцієнт гнуття, менший одиниці.

Переріз рами виконують прямокутним, а висоту перерізу – змінною за довжиною, що досягається зменшенням числа дощок у пакеті з внутрішньої сторони рами. Плавна зміна висоти перерізу краща, але технологічно важча. Менш складним є виготовлення дощатоклеєних гнутих рам із застосуванням східчастої зміни висоти перерізу, (рис. 5.12), що широко застосовують для прольотів 12 м і 18 м. Рами працюють як стиснуто-вигинні стержні.

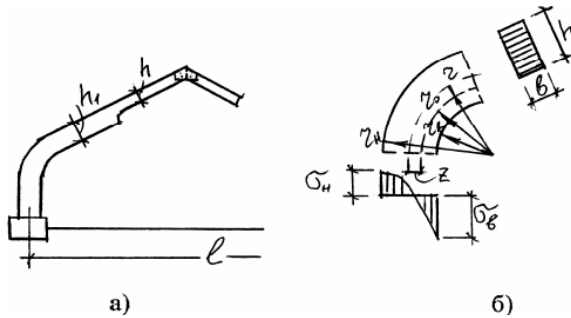


Рисунок 5.12 – Доштоклеєна гнута рама зі східчастою зміною висоти перерізу:

а) – загальний вигляд; б) – розрахункова схема до визначення напружень у криволінійній частині рами.

У зв'язку зі змінністю висоти перерізу нормальні напруження варто перевіряти в різних місцях рами за її довжиною:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{F_{инн}} + \frac{M_i}{\xi_i \cdot W_{инн} \cdot K_{rB}} \leq R_c \cdot m_\delta \cdot m_u \cdot m_{zn}, \quad (5.52)$$

де N_i і M_i – нормальна сила і згинальний момент у розглянутому перерізі;

$$\xi_i = 1 - \frac{N_i}{\varphi \cdot F_{i\delta p} \cdot R_c} - \text{див. формули 3.17 і 5.45;}$$

$\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт поздовжнього вигину;

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289 h_{сер.зв}} - \text{гнучкість рами, постійна для всіх її перерізів;}$$

l_0 – розрахункова довжина, дорівнює довжині напіврами по осьовій лінії;

$h_{\text{сер.зв}}$ – середньозважена висота перерізу рами:

$$h_{\text{сер.зв}} = \frac{\sum_0^l h_i l_i}{\sum_0^l l_i}; \quad (5.53)$$

K_{rB} – коефіцієнт, що враховує криволінійність епюри напружень, (рис. 5.12, б), визначається:

а) при перевірці напружень по внутрішньому ребру рами за формулою:

$$K_{rB} = \frac{1 - 0,5 h/r}{1 - 0,17 h/r}; \quad (5.54)$$

б) при перевірці напружень по зовнішньому ребру рами за формулою:

$$K_{rB} = \frac{1 + 0,5 h/r}{1 + 0,17 h/r}, \quad (5.55)$$

r – радіус центральної осі поперечного перерізу рами, (рис. 5.12, б).

Відстань z від центральної осі поперечного перерізу рами до нейтральної осі знаходять за формулою:

$$z = \frac{h^2}{12r}. \quad (5.56)$$

В останні роки одержали поширення дощатоклеєні рами з прямолінійних елементів. Вони більш технологічні, ніж гнуті рами, тому що на заводі збирають і склеюють із прямолінійних дощок окремо стійку і ригель кожної напіврамы.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/12065/1/Gomon%20S.S.%20Konstruk.pdf>
2. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) URL: <https://uscc.ua/uploads/page/images/normativnye%20dokumenty/dstu/proektuvannya-mk-mizhnarodna-gilka-standarty/dstu-n-b-en-1995-1-1.pdf>
3. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» URL: https://e-construction.gov.ua/files/new_doc/3019775862733014032/2023-01-20/d75a9599-7ce6-41b9-837a-0bc17d39e024.pdf
4. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель та споруд» URL: https://e-construction.gov.ua/files/new_doc/3021966671972664416/2023-01-23/2fd29a9c-c9cb-4872-9ada-4edb563c4f7e.pdf
5. ДСТУ Б А.2.4-39:2008 «Система проектної документації для будівництва. Креслення будівельні. Правила виконання креслень дерев'яних конструкцій» URL: https://www.ksv.biz.ua/GOST/DSTY_ALL/DSTY4/dsty_b_a.2.4-39-2008.pdf
6. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. К.: Мінрегіонбуд України, 2020. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3199621970136139233?doc_type=2
7. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 «Основні вимоги до проектної та робочої документації» URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/2932/1/nd164%20zah.pdf>

8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення» URL: https://ksv.do.am/GOST/DSTY_ALL/DSTY4/dsty_b_v.1.2-3-2006.pdf
9. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва» URL: <https://ukrstone.org/files/DSTU/B.1.2-16-2013.pdf>
10. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016 «Настанова з проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини»
11. Попельнух В.М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас: тексти лекцій для студент. будів. спец. / В.М. Попельнух. – Х: ХДАМГ, 2002. – 124 с.
12. Попельнух В.М. Конструкції з дерева і пластмас: конспект лекцій для студент. будів. спец. / В.М. Попельнух. – Х: ХДАМГ, 2003. – 104 с.
13. Попельнух В.М. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева і пластмас». / В.М. Попельнух, О.І. Лугченко. – Х: ХДАМГ, 2005. – 85 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1

Напружений стан і характеристика елементів	Позначення	Розрахункові опори, $\frac{МПа}{кгс/см^2}$, для сортів деревини		
		1	2	3
1	2	3	4	5
1. Вигин, стиск і зім'яття уздовж волокон:				
а) елементи прямокутного перерізу (за винятком зазначених у підпунктах «б», «в») висотою до 50 см	$R_g, R_c, R_{зім}$	14/140	13/130	8,5/85
б) елементи прямокутного перерізу шириною від 11 до 13 см при висоті перерізу від 11 до 50 см	$R_g, R_c, R_{зім}$	15/150	14/140	10/100
в) елементи прямокутного перерізу шириною понад 13 см при висоті перерізу від 13 до 50 см	$R_g, R_c, R_{зім}$	16/160	15/150	11/110
г) елементи з круглих лісоматеріалів без урізань у розрахунковому перерізі	$R_g, R_c, R_{зім}$	–	16/160	10/100
2. Розтягання уздовж волокон:				
а) не клесні елементи	R_p	10/100	7/70	–
б) клесні елементи	R_p	12/120	9/90	–
3. Стиск і зім'яття по всій поверхні поперек волокон	$R_{c90}, R_{зім90}$	1,8/18	1,8/18	1,8/18
4. Зім'яття поперек волокон місцеве:				
а) в опорних частинах конструкції, лобових врубках та вузлових примиканнях елементів	$R_{зім90}$	3/30	3/30	3/30

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5
б) під шайбами при кутах з'єднання від 90 до 60°	$R_{зм90}$	4/40	4/40	4/40
5. Сколювання уздовж волокон:				
а) при вигині не клеєних елементів	$R_{СК}$	1,8/18	1,6/16	1,6/16
б) при вигині клеєних елементів	$R_{СК}$	1,6/16	1,5/15	1,5/15
в) в лобових врубках для максимального напруження	$R_{СК}$	2,4/24	2,1/21	2,1/21
г) місцеве в клеєних з'єднаннях для максимального напруження	$R_{СК}$	2,1/21	2,1/21	2,1/21
6. Сколювання поперек волокон:				
а) у з'єднаннях не клеєних елементів	$R_{СК90}$	1/10	0,8/8	0,6/6
б) у з'єднаннях клеєних елементів	$R_{СК90}$	0,7/7	0,7/7	0,6/6
7. Розтягання поперек волокон елементів з клеєної деревини	R_{P90}	0,35/3,5	0,3/3	0,25/2,5

Примітки:

1. У конструкціях будівельного виготовлення величини розрахункових опорів на розтягання, прийняті за п. 2а даної таблиці, треба знижувати на 30%.

2. Розрахунковий опір вигину для елементів настилу і лат під покрівлю з деревини 3-го сорту необхідно приймати рівним 13 МПа (130 кгс/см²).

Таблиця А.2

Деревні породи	Коефіцієнт m_n для розрахункових опорів		
	розтягання, вигину, стиску і зім'яттю уздовж волокон $R_p, R_v, R_c,$ $R_{зім}$	стиску та зім'яттю поперек волокон $R_{с90}, R_{зім90}$	сколюванню $R_{СК}$
<i>Хвойні</i>			
1. Модрина, крім європейської і японської	1,2	1,2	1
2. Кедр сибірський, крім Красноярського краю	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярського краю, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Ялиця	0,8	0,8	0,8
<i>Тверді листяні</i>			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясен, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акація	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. В'яз, ільм	1	1,6	1
<i>М'які листяні</i>			
10. Вільха, липа, осика, тополя	0,8	1	0,8

Примітка: Коефіцієнти m_n , зазначені в таблиці для конструкцій опор повітряних ліній електропередачі, що виготовляються з не просоченої антисептиками модрина (при вологості $\leq 25\%$), помножуються на коефіцієнт 0,85.

Таблиця А.3

Навантаження	Коефіцієнт m_n	
	для усіх видів опор, крім зім'яття поперек волокон	для зім'яття поперек волокон
1. Вітрове, монтажне, крім зазначеного у п. 3	1,2	1,4
2. Сейсмічне	1,4	1,6
3. Для опор повітряних ліній електропередачі: Ожеледне, монтажне, вітрове при ожеледі, від ваги дротів при температурі нижче середньорічної	1,45	1,6
При обриві проводів і тросів	1,9	2,2

Таблиця А.4

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

Таблиця А.5

Товщина шару, см	19 і менше	26	33	42
Коефіцієнт m_w	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця А.6

Напружений стан	Позначення розрахункових опорів	Коефіцієнт m_{zn} при відношенні r_k/a			
		150	200	250	500 і більше
Стиск і вигин	R_c, R_g	0,8	0,9	1	1
Розтягання	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примітка: r_k – радіус кривизни гнutoї дошки або бруска; a – товщина гнutoї дошки або бруска в радіальному напрямку.

Таблиця А.7

Вид фанери	Розрахункові опори, $\frac{МПа}{кгс/см^2}$				
	розтягання в площині листа $R_{ф,р}$	стиску в площині листа $R_{ф,с}$	вигину з площини листа $R_{ф,в}$	сколювання в площині листа $R_{ф,ск}$	зрізу перпендикулярно до площини листа $R_{ф,зр}$
1	2	3	4	5	6
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С					
а) семишарова товщиною 8 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	14/140	12/120	16/160	0,8/8	6/60
– поперек волокон зовнішніх шарів	9/90	8,5/85	6,5/65	0,8/8	6/60
– під кутом 45° до волокон	4,5/45	7/70	–	0,8/8	6/60
б) п'ятишарова товщиною 5 – 7 мм:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	14/140	13/130	18/180	0,8/8	5/50
– поперек волокон зовнішніх шарів	6/60	7/70	3/30	0,8/8	6/60
– під кутом 45° до волокон	4/40	6/60	–	0,8/8	9/90
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ, і ВВ/В семишарова товщиною 8 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	9/90	17/170	18/180	0,6/6	5/50
– поперек волокон зовнішніх шарів	7,5/75	13/130	11/110	0,5/5	5/50
– під кутом 45° до волокон	3/30	5/50	–	0,7/7	7,5/75

Продовження таблиці А.7

1	2	3	4	5	6
3. Фанера бакелізована марки ФБС товщиною 7 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	32/320	28/280	33/330	1,8/18	11/110
– поперек волокон зовнішніх шарів	24/240	23/230	25/250	1,8/18	12/120
– під кутом 45° до волокон	16,5/16 5	21/210	–	1,8/18	16/160

Примітка: Розрахункові опори зім'яттю і стиску перпендикулярно до площини листа для березової фанери марки ФСФ $R_{ф,с90} = R_{ф,зм90} = 4МПа(40 кг/см^2)$ і марки ФБС $R_{ф,с90} = R_{ф,зм90} = 8МПа(80 кг/см^2)$.

Таблиця А.8

Вид фанери	Модуль пружності E_ϕ , $\frac{МПа}{кгс/см^2}$	Модуль зсуву G_ϕ , $\frac{МПа}{кгс/см^2}$	Коефіцієнт Пуассона ν_ϕ
1	2	3	4
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С семишарова і п'ятишарова:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	9000/90000	750/7500	0,085
– поперек волокон зовнішніх шарів	6000/60000	750/7500	0,065
– під кутом 45° до волокон	2500/25000	3000/30000	0,6
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ і ВВ/С семишарова:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	7000/70000	800/8000	0,07
– поперек волокон зовнішніх шарів	5500/55000	800/8000	0,06
– під кутом 45° до волокон	2000/20000	2200/22000	0,6
1	2	3	4
3. Фанера бакелізована марки ФСФ:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	12000/120000	1000/10000	0,085
– поперек волокон зовнішніх шарів	8500/85000	1000/10000	0,065
– під кутом 45° до волокон	3500/35000	4000/40000	0,7

Примітки:

1. Коефіцієнт Пуассона ν_ϕ зазначений для напрямку, перпендикулярного до осі, уздовж якого визначений модуль пружності E_ϕ .

2. Модуль пружності деревини при розрахунку за граничними станами другої групи варто приймати рівним: уздовж волокон $E = 10000\text{МПа}(100000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$; поперек волокон $E_{90} = 400\text{МПа}(4000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$. Модуль зсуву деревини щодо осей, спрямованих уздовж і поперек волокон, варто приймати рівним $G_{90} = 500\text{МПа}(5000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$. Коефіцієнт Пуассона деревини поперек волокон при напруженнях уздовж волокон варто приймати рівним $\nu_{90,0} = 0,5$, а уздовж волокон при напруженнях поперек волокон $\nu_{0,90} = 0,02$.

Таблиця А.9

Схема з'єднань	Напружений стан з'єднання	Розрахункова несуча здатність T на один шов з'єднання (умовний зріз), кН (кгс)	
		цвяха, металевого, алюмінієвого, склопластикового нагеля	дубового нагеля
1	2	3	4
1. Симетричні з'єднання	а) зім'яття в середніх елементах	0,5cd (50cd)	0,3cd (30cd)
	б) зім'яття в крайніх елементах	0,8ad (80ad)	0,5ad (50ad)
1	2	3	4
2. Несиметричні з'єднання	а) зім'яття у всіх елементах рівної товщини, а також у більш товстих елементах однозрізних з'єднань	0,35cd (35cd)	0,2cd (20cd)
	б) зім'яття у більш товстих середніх елементах двозрізних з'єднань при $a \leq 0,5c$	0,25cd (25cd)	0,14cd (14cd)
	в) зім'яття у більш тонких крайніх елементах при $a \leq 0,35c$	0,8ad (80ad)	0,5ad (50ad)

	г) зім'яття в більш тонких елементах однозрізних з'єднань і в крайніх елементах при $c > a > 0,35c$	$k_H ad$	$k_H ad$
3. Симетричні й несиметричні з'єднання	а) вигин цвяха	$2,5d^2 + 0,01a^2$ $(250d^2 + a^2)$ але не більше $4d^2(400d^2)$	–
	б) вигин нагеля з металу С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ $(180d^2 + 2a^2)$ але не більше $2,5d^2(250d^2)$	–
	в) вигин нагеля з алюмінієвого сплаву Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ $(160d^2 + 2a^2)$ але не більше $2,2d^2(220d^2)$	–
	г) вигин нагеля зі склопластику АГ-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ $(145d^2 + 2a^2)$ але не більше $1,8d^2(180d^2)$	–
	д) вигин нагеля з деревно-шарового пластику ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$ $(80d^2 + 2a^2)$ але не більше $d^2(100d^2)$	–
1	2	3	4
3. Симетричні й несиметричні з'єднання	е) вигин дубового нагеля	–	$0,45d^2 + 0,02a^2$ $(45d^2 + 2a^2)$ але не більше $0,65d^2(65d^2)$

Примітки:

1. У таблиці: c – товщина середніх елементів, а також рівних за товщиною або більш товстих елементів однозрізних з'єднань; a – товщина крайніх елементів, та

також більш тонких елементів однозрізних з'єднань; d – діаметр нагеля; усі розміри в см.

2. Розрахункову несучу здатність нагеля в двозрізних несиметричних з'єднаннях при неоднаковій товщині елементів слід визначати з урахуванням наступного:

а) розрахункову несучу здатність нагеля з умови зім'яття в середньому елементі товщиною c при проміжних значеннях a між c і $0,5c$ слід визначати інтерполяцією між значеннями за пп. 2а і 2б таблиці;

б) при товщині крайніх елементів $a > c$ розрахункову несучу здатність нагеля варто визначати з умов зім'яття в крайніх елементах за п. 2а таблиці із заміною c на a ;

в) при визначенні розрахункової несучої здатності з умов вигину нагеля товщину крайнього елемента a у п. 3 таблиці варто приймати не більше $0,6c$.

3. Розрахункову несучу здатність нагеля в розглянутому шві варто брати рівною меншому з усіх значень, отриманих за формулами таблиці А.9.

Таблиця А.10

Кут, град.	Коефіцієнт K_{α}				
	для металевих, алюмінієвих та склопластикових нагелів діаметром, мм				для дубових нагелів
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Таблиця А.11

Позначення коефіцієнтів	Кількість шарів в елементі	Значення коефіцієнтів для розрахунку вигинних складених елементів при прольотах, м			
		2	4	6	9 і більше
		$K_{ш}$	2	0,7	0,85
3	0,6		0,8	0,85	0,9
10	0,4		0,7	0,8	0,85
$K_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

Таблиця А.12

№ п/п	Елементи конструкцій	Граничні прогони у долях прольоту, не більше
1	Балки міжповерхових перекриттів	1/250
2	Балки горючих перекриттів	1/200
3	Покрівлі (крім сндов): а) прогони, кроквяні ноги б) балки консольні в) ферми, клеєні балки (крім консольних) г) плити д) лати, настили	1/200 1/150 1/300 1/250 1/150
4	Несучі елементи сндов	1/400
5	Панелі та елементи фахверка	1/250

Таблиця А.13

№ п/п	Вид зв'язків	Коефіцієнт K_c при	
		центральному стиску	стиску з вигином
1	2	3	4
1	Цвяхи	$1/10d^2$	$1/5d^2$
2	Металеві циліндричні нагелі: а) діаметром $\leq 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
	б) діаметром $> 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1,5/a \cdot d$	$3/a \cdot d$
3	Дубові циліндричні нагелі	$1/d^2$	$1,5/d^2$
4	Дубові пластинчасті нагелі	–	$1,4/\delta \cdot b_{nx}$
5	Клей	0	0

Примітка: Діаметри цвяхів і нагелів d , товщину елементів a , елементів, які з'єднують, ширину b_{nx} і товщину δ пластинчастих нагелів слід брати в см.

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Сортамент пиломатеріалів хвойних порід
(за ГОСТ 24454-80)

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	–	–	–	–	–
19	75	100	125	150	175	–	–	–	–
22	75	100	125	150	175	200	225	–	–
25	75	100	125	150	175	200	225	250	–
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	–	100	125	150	175	200	225	250	275
125	–	–	125	150	175	200	225	250	–
150	–	–	–	150	175	200	225	250	–
175	–	–	–	–	175	200	225	250	–
200	–	–	–	–	–	200	225	250	–
250	–	–	–	–	–	–	–	250	–

Примітки:

1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів встановлені для деревини вологістю 20%.
3. Дошка має ширину більшу подвійної товщини. Брусок відповідно не більше подвійної товщини, брус – якщо товщина і ширина більші 100 мм.
4. У разі потреби за спеціальним замовленням розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.

Таблиця Б.2 – Рекомендовані ухили і поверхнева щільність покрівель залежно від застосовуваних матеріалів

Вид покрівлі	Ухил покрівлі		Поверхнева щільність покрівлі	
	min	max	(кг/м ²)	кН/м ²
Покрівлі з рулонних матеріалів	0	1:4	(12)	0,12
Покрівлі з хвилястих азбестоцементних листів звичайного профілю	1:5	1:2	(5)	0,05
Те ж посиленого профілю	1:4	1:1	(14)	0,14
Покрівлі з плоских азбестоцементних листів і плиток	1:2	2:1	(20)	0,2
Покрівлі з хвилястих склопластикових листів	1:4	1:1	(4)	0,04
Покрівлі з алюмінієвих листів	1:5	1:2	(3)	0,03

Таблиця Б.3 – Коефіцієнт безпеки по навантаженню для снігового навантаження на покриття

q^n / p^n	1 і більше	0,8	0,6	0,4 і менше
γ_f	1,4	1,5	1,55	1,6

Примітка: q^n – нормативна власна вага покриття (включаючи і вагу підвісного стаціонарного обладнання); p^n – нормативна вага снігового покриву.

ДОДАТОК В

Форми специфікації матеріалів на несучі конструкції

Таблиця В.1 – Специфікація деревини (фанери)

№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт.	Об'єм, м ³	Маса, кг

Таблиця В.2 – Специфікація металу (пластмас)

№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт.	Маса 1 шт., кг	Загальна маса, кг

Навчальне видання

Методичні вказівки: Конспект лекцій

Дерев'яні конструкції. Проектування дерев'яних конструкцій: курс
лекцій. Ч 1 Частина 1

*(для студентів усіх форм навчання
спеціальності G19 – «Будівництво та цивільна інженерія»)*

Укладачі:

Соколенко Валерій Михайлович

Черних Олег Анатолійович

Соколенко Костянтин Валерійович

Техн. редактор

К. В. Соколенко

Оригінал - макет

В. М. Соколенко

Підписано до друку _____

Формат 60×84 $\frac{1}{16}$. Папір типограф. Гарнитура *Times*.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. ____. Обл.-вид.арк. ____.

Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна
договірна.

Видавництво СНУ ім. Володимира Даля

Адреса видавництва: 01042, м. Київ,

Вул. Іоанна Павла II - 17,

Телефон: +38 (050) 218 04 78, факс 8(06452) 4-03-42

E-mail: vidavnictvosnu.ua@gmail.com