

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

О. М. Пустовойтова, А.М. Бідаков

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

(для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)

**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2018**

УДК 691.58

Пустовойтова О.М. Дерев'яні конструкції : конспект лекцій для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. М. Пустовойтова, А. М. Бідаков ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. – 111 с.

Автори:

канд. техн. наук О. М. Пустовойтова;
канд. техн. наук А. М. Бідаков

Рецензент:

С. М. Золотов, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 3 від 19.10.2017.

Конспект лекцій складено з метою допомогти студентам будівельних, екологічних і транспортних спеціальностей при підготовці до занять, заліків та іспитів з дисципліни «Дерев'яні конструкції»

© О.М. Пустовойтова, А.М. Бідаков, 2018
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018

ЗМІСТ

Вступ	5
1 Деревина – конструкційний будівельний матеріал	5
1.1 Будова деревини	5
1.2 Властивості деревини як конструкційного матеріалу	7
1.3 Головні фізичні й механічні властивості деревини	7
2 З'єднання елементів дерев'яних конструкцій	11
2.1 Лобова врубка з одним зубом	12
2.2 З'єднання на нагелях	14
2.3 З'єднання на розтягнутих зв'язках	18
2.4 З'єднання на клеях	19
3 Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій	22
3.1 Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій	22
3.2 Розрахунок центрально розтягнутих елементів	25
3.3 Розрахунок центрально стиснутих елементів	25
3.4 Розрахунок вигинних елементів	28
3.5 Розрахунок стиснуто–вигинних елементів	32
3.6 Розрахунок розтягнуто–вигинних елементів	35
4 Елементи дерев'яних конструкцій складеного перерізу на піддатливих зв'язках	36
4.1 Розрахунок на поперечний вигин	37
4.2 Розрахунок на поздовжній вигин	40
4.3 Розрахунок стиснуто–вигинних елементів	43
5 Площинні суцільні дерев'яні конструкції	45
5.1 Проектування настилів і лат покрівель	46
5.2 Проектування багатопрольотних консольно–балкових прогонів	48
5.3 Клеєфанерні панелі покриття	50
5.4 Балки двотаврового перерізу з перехресною дощатою стінкою на цвяхах	54
5.5 Клеєні багатопрольотні балки з дощок	60
5.6 Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості	62
5.7 Тришарнірні арки з балок на пластинчастих нагелях	65

5.8 Дощатоклеєні арки	68
5.9 Дощатоклеєні гнуті рами	72
6 Площинні наскрізні дерев'яні конструкції	74
6.1 Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом	78
6.2 Конструкція і розрахунок багатокутних брущатих ферм	82
6.3 Шпренгельні балки	86
6.4 Рамні поперечники будівель	89
7 Просторове кріплення площинних дерев'яних конструкцій	90
8 Виготовлення дерев'яних конструкцій	94
9 Експлуатація, ремонт і підсилення дерев'яних конструкцій	103
Список джерел	111

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 посібнику дані також відомості про з'єднання елементів дерев'яних конструкцій, приклади розрахунку елементів і площинних суцільних дерев'яних конструкцій.

Посібник складений відповідно до програми курсу «Дерев'яні конструкції» для спеціальності 6.060101 – Промислове і цивільне будівництво. Його зміст відповідає характеру викладу цієї дисципліни на кафедрі будівельних конструкцій Харківської національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова.

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 росту.

Пізня деревина не тільки твердіша, але і 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 сталевих тросів, 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 зв'язано 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 і високу довговічність. Заготівля деревини і 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 і ненормальності, зв'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 і 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 і 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 і 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 щойнозрубленої 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 рис. 1.1 показана крива тривалого опору деревини, отримана Ф. П. Белянкіним при випробуванні серії однакових зразків, завантажених тривалим навантаженням різної величини.

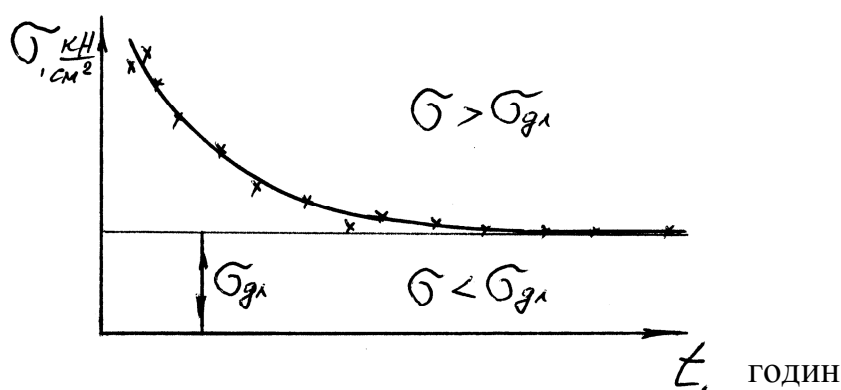


Рисунок 1.1 – Крива тривалого опору деревини

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 $\sigma_{дл}$, під дією якого дерев'яний елемент не зруйнується як би довго навантаження не діяло. За діючими нормами значення $\sigma_{дл}$ для будь-якого напруженого стану одержують множенням межі міцності деревини, визначеної при статичних випробуваннях стандартних, вільних від пороків зразків, на коефіцієнт $K_{дл} = 0,67$.

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 $\sigma > \sigma_{дл}$, руйнування реальних конструкцій або зразків з деревини

буде тим швидшим, чим більше напруження σ відрізняється від σ_{dl} , і тим повільнішим, чим менше σ відрізняється від σ_{dl} . Якщо прикладені до конструкції напруження будуть менші σ_{dl} , що відповідає нижній частині графіка рис. 1.1, то конструкція не зруйнується.

Ці два висновки можна також проілюструвати графіками деформацій (рис. 1.2). Якщо прикладене до дерев'яного елемента напруження $\sigma < \sigma_{dl}$, 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.

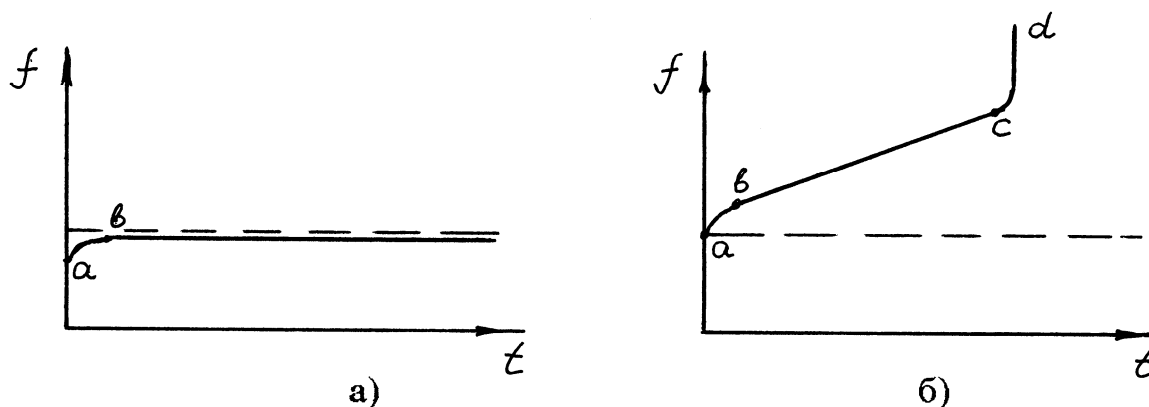


Рисунок 1.2 – Графіки деформацій дерев'яних елементів:
 а – при $\sigma < \sigma_{dl}$; б – при $\sigma > \sigma_{dl}$

Якщо ж напруження σ виявляються більшими σ_{dl} , 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 справедливо 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 20⁰С до 50⁰С міцність деревини зменшується залежно від виду напруженого стану на 15–35%.

Вологість вважається стандартною, якщо $w = 12\%$, а температура – якщо $T = 20^0\text{C}$.

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 – сплюванням.

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 і циліндричні нагелі з твердої деревини);
- працюючі переважно на зсув (клейові 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 і трудомісткість виготовлення.

Лобові врубки бувають з одним і двома зубами. Лобові врубки з одним зубом простіші і більш надійні, а з двома зубами можуть передати більше зусилля, ніж з одним зубом, допускаються при кутах зім'яття більше 45^0 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 *аб* була розташована перпендикулярно до осі верхнього стиснутого елемента і так, щоб вісь цього елемента проходила через центр ваги площадки зім'яття.

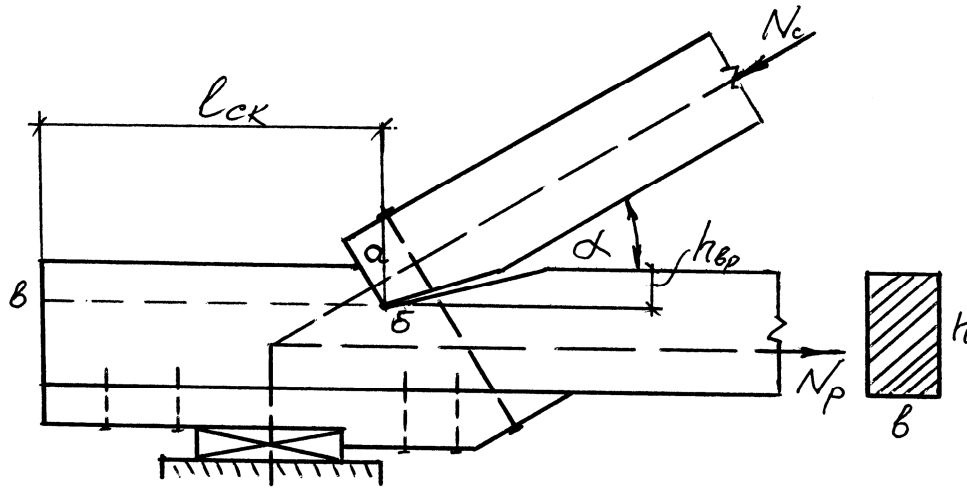


Рисунок 2.1 – Лобова врубка з одним зубом

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 $d = 16 \div 25$ мм.

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

Розрахунок на зім'яття виконують за формулою

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

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

$R_{cm\alpha} = \frac{R_{cm}}{1 + \left(\frac{R_{cm}}{R_{cm90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha}$ – розрахунковий опір деревини зім'яттю під

кутом α ; R_{cm}, R_{cm90} – 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

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

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:

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{ск}}{e}}$$

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 площадки 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 і балках при сплюванні. За матеріалом вони поділяються на сталеві, дерев'яні і пластмасові.

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

Залежно від способу прикладання зовнішніх сил і 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.

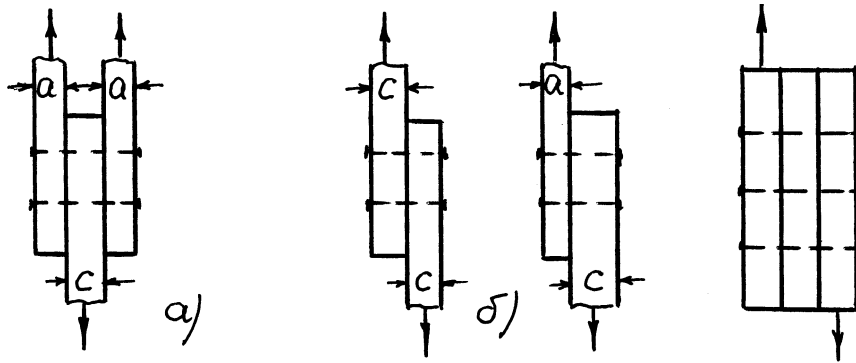


Рисунок 2.2 – Види нагельних з'єднань: а – симетричні; б – несиметричні з'єднання

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. 9 додатка 1). 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

$$T_{cm}^c = 50cd, \quad (2.3)$$

по зім'яттю деревини сосни крайніх елементів

$$T_{cm}^a = 80cd, \quad (2.4)$$

по вигину нагеля

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

де c – товщина середніх елементів, см; a – товщина крайніх елементів, см; d – діаметр нагеля, 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 табл. 9 додатка 1 із множенням на відповідні коефіцієнти табл. 2, 3 додатка 1 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).

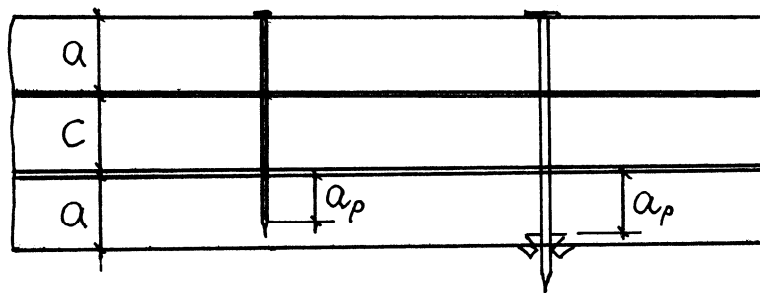


Рисунок 2.3 – Визначення розрахункової довжини защемлення кінця цвяха

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_{28} суми товщин елементів, пробитих цвяхом наскрізь, довжини загостреної частини цвяха – $1,5d_{28}$, а також суми товщин усіх пробитих швів (кожен шов приймається товщиною 0,2 см):

$$a_p = l_{28} - (a + \sum c) - 0,2n_{ш} - 1,5d_{28}, \quad (2.6)$$

де a , c – товщини дерев'яних елементів; $n_{ш}$ – кількість швів; $1,5d_{28}$ – довжина загостреної частини цвяха.

Якщо розрахункова довжина защемлення кінця цвяха виявиться менше $4d_{26}$, 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 $1,5d_{26}$.

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.

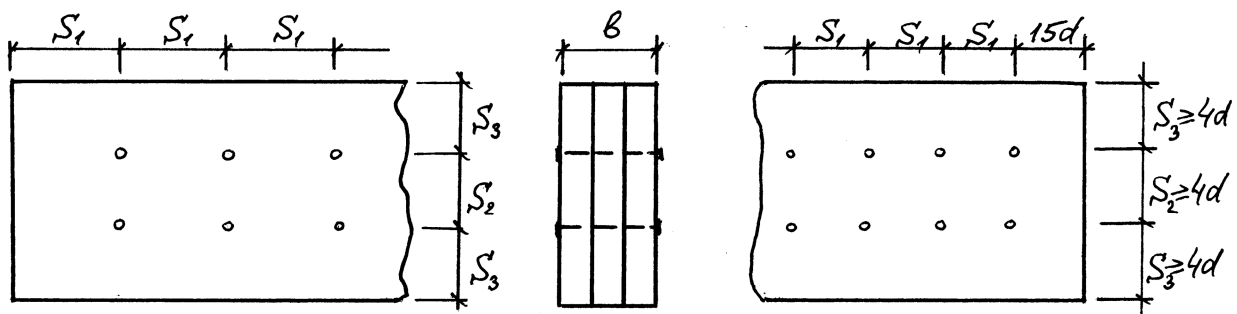


Рисунок 2.4 – Розміщення нагелів: а – розміщення болтів, штирів;
б – розміщення цвяхів

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 $\alpha \leq 45^0$ 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 металодерев'яних ферм, затяжки в розпірних конструкціях, анкери, підвіски і стяжні аварійні болти);
- цвяхи, гвинти і шурупи, що працюють на висмикування;
- хомути, що служать для стягування багат шарових елементів і елементів з поздовжніми усушечними тріщинами;
- сталеві кишені, що служать для обпирання кінців брусів.

Поперечні перерізи перерахованих елементів, крім цвяхів, гвинтів і 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 Вст3. 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 конструкцій повинні бути розміщені в місцях, доступних для підгвинчування гайок. Якщо це здійснити

не можна, 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 і шурупів на висмикування визначають за формулою

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

де $R_{\text{вбд}}$ – розрахунковий опір деревини висмикуванню на одиницю стикання:

- для цвяхів при повітряно–сухій деревині $R_{\text{вбд}} = 0,3$ МПа;
- для цвяхів при сирій деревині $R_{\text{вбд}} = 0,1$ МПа;
- для гвинтів – $R_{\text{вбд}} = 1,0$ МПа;

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 і 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 пласть (рис. 2.5,в) або на крайку (рис. 2.5,г). В інших випадках стики здійснюють упритул (рис. 2.5,б) із щільним притиранням на клею.

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 16⁰С.

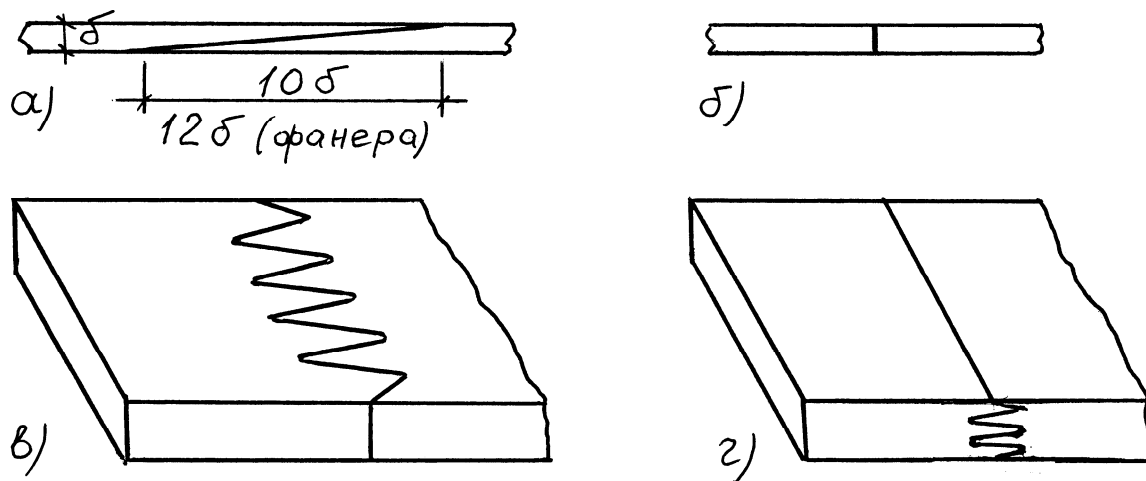


Рисунок 2.5 – Конструкції стиків дощок:

а – «на вус»; б – упритул; в – зубцюватий стик із зубами, що виходять на пласць; г – те ж, із зубами, що виходять на крайку

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 і 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, установлених 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, за другим граничним станом – за нормативним навантаженням, 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 нормами межах. Крім того,

розрахунковий опір враховує також вплив тривалості дії навантажень і умов експлуатації.

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

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

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

$V = \frac{\sigma'}{\bar{R}_{\text{вп}}}$ – коефіцієнт мінливості; σ' – середнє квадратичне відхилення

напружень; K – коефіцієнт безпеки по матеріалу

$$K = \frac{1}{K_{\text{дл}} \cdot K_{\text{одн}} \cdot K_{\text{разм}}}, \quad (3.3)$$

$K_{\text{дл}} = 0,67$ – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження; $K_{\text{одн}}$ – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність матеріалів неоднорідності структури матеріалів, наявність пороків і дефектів, залежить від виду напруженого стану; $K_{\text{разм}}$ – 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 і вплив короткочасних і особливих навантажень (вітрової, монтажної, сейсмічної) враховуються множенням розрахункового опору R , визначеного за формулою (3.1) (див. табл. 1, додаток 1), на коефіцієнти умов роботи, відповідно m_b і m_n , приведеними в табл. 5, 6 БНіП II–25–80. Урахування специфічного напруженого стану гнутих елементів виконують коефіцієнтом умов роботи $m_{2н}$ за табл. 6 додатка 1.

Модуль пружності деревини уздовж волокон у конструкціях, захищених від нагрівання, що знаходяться під впливом постійних і тимчасових навантажень поправочні коефіцієнти.

3.2 Розрахунок центрально розтягнутих елементів

Перевірку міцності центрально розтягнутих елементів виконують за формулою

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

де N – розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН; $m_0 = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів з будь-якими ослабленнями в розрахунковому перерізі. При відсутності ослаблень $m_0 = 1$; $m_{\text{ностр}} = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів, виготовлених у будівельних умовах, при виготовленні конструкцій в заводських умовах $m_{\text{ностр}} = 1$; R_p – розрахунковий опір деревини розтяганню (табл. 1 додатка 1), МПа; $F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - \sum F_{\text{осл}}$ – площа нетто ослабленого перерізу елемента.

При визначенні $F_{\text{нт}}$ 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

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

Стійкість стержня перевіряють за формулою

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

У цих формулах N – розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН; R_c – розрахунковий опір деревини стиску (табл. 1 додатка 1), $\frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; $F_{нт} = F_{бр} - F_{осл}$ – площа нетто поперечного перерізу елемента, см^2 ; $F_{расч}$ – розрахункова площа поперечного перерізу елемента, прийнята рівною: при відсутності ослаблень або при ослабленнях у небезпечних перерізах, що не виходять на крайки (рис. 3.1,а), якщо площа ослаблень не перевищує $25\% F_{бр}$, $F_{расч} = F_{бр}$; при ослабленнях, що не виходять на крайки, якщо площа ослаблення перевищує $25\% F_{бр}$, $F_{расч} = \frac{4}{3} F_{нт}$; при симетричних ослабленнях, що виходять на крайки (рис. 3.1,б), $F_{расч} = F_{нт}$. При несиметричних ослабленнях, що виходять на крайки (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 $\lambda \leq 70$

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

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

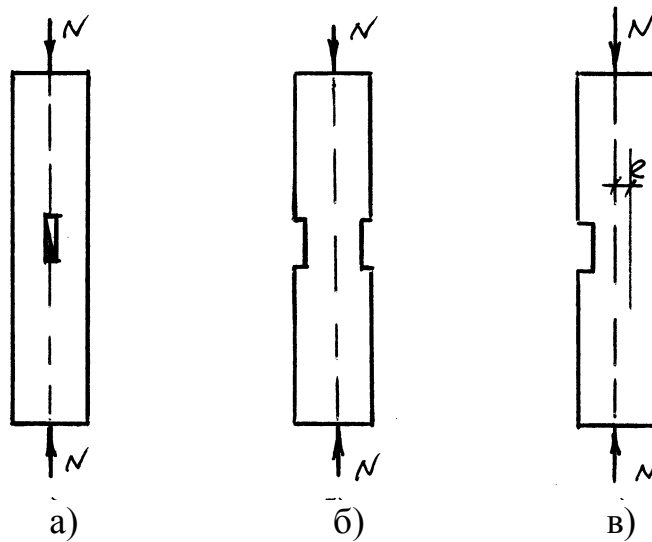


Рисунок 3.1 – Ослаблення стиснутих елементів:

а – не вихідних на ребро; б – вихідних на ребро; в – несиметрично ослаблених

Гнучкість елементів λ визначають за формулою

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

де $r = \sqrt{\frac{I_{\text{бпр}}}{F_{\text{бпр}}}}$ – радіус інерції; $I_{\text{бпр}}$ – момент інерції перерізу брутто; $F_{\text{бпр}}$ – площа поперечного перерізу брутто; 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 шарнірнозакріпленому 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 і 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).

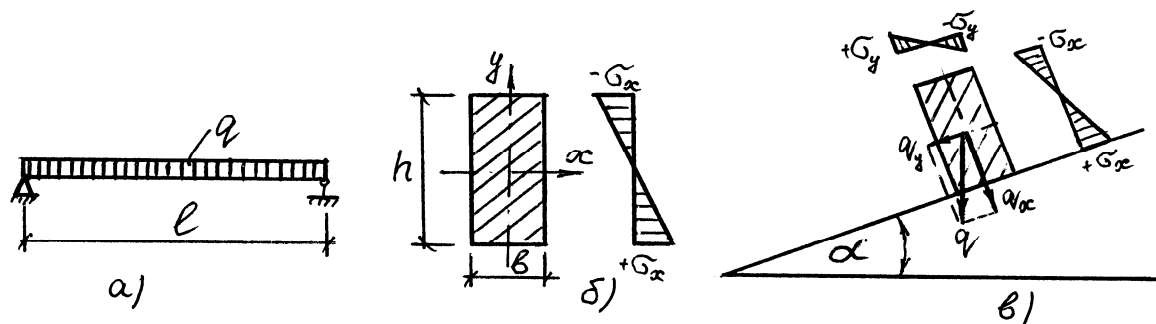


Рисунок 3.2 – До розрахунку вигинних елементів:
а – розрахункова схема; б – напружений стан поперечного перерізу при простому вигині; в – те ж при косому вигині.

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

$$\sigma = \frac{M}{W_{расч}} \leq R_u, \quad (3.10)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кН·см; R_u – розрахунковий опір деревини вигину (табл. 1 додатка 1), кН/см²; $W_{расч}$ – розрахунковий момент опору (площі нетто) поперечного перерізу елемента, см³. Для суцільних елементів $W_{расч} = W_{нт}$; для складених вигинних елементів на податливих з'єднаннях $W_{расч} = W_{нт} \cdot K_W$, де K_W – коефіцієнт, що враховує зниження $W_{нт}$ через піддатливість зв'язків, приймається за табл. 11 додатка 1. 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

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

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 ; R_u – розрахунковий опір деревини вигину; W_x і W_y – розрахункові моменти опору розглянутого поперечного перерізу для осей x і y .

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

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

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 шарнірнозакріплених від зміщення з площини вигину і закріплених від

повороту навколо поздовжньої осі в опорних перерізах, визначають за формулою

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

де b – ширина поперечного перерізу; h – максимальна висота поперечного перерізу на ділянці l_p ; 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; K_ϕ і $K_{жсм}$ – коефіцієнти, що залежать від форми епюри згинальних моментів на ділянці l_p , визначаються за табл. 2 додатка 4 БНІП II–25–80

($K_\phi = 1,13$; $K_{жсм} = 5 \sqrt{\left(\frac{h_{он}}{h_{сеп}}\right)^2}$ – для однопрольотних балок при рівномірно розподіленому навантаженні).

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

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

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) і момент інерції бруто даного поперечного перерізу, см; $b_{расч}$ – розрахункова ширина поперечного перерізу елемента, см; $R_{ск}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню при вигині (табл. 1 додатка 1), 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 і 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 табл. 12 додатка 1, тобто перевірку жорсткості з урахуванням сказаного виконують за формулою

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

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

змінного перерізів; $f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$ – 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 і деформацій зсуву від

поперечної сили, визначаються за табл. 3 додатка 4 БНіП II–25–80 залежно

від форми поперечного перерізу і розрахункової схеми балки (для

однопрольотних балок прямокутного перерізу $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{on}}{h_{сер}}$,

$C = 15,4 + 3,8 \frac{h_{on}}{h_{сер}}$).

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 і згинального моменту. У конструкціях з дерева це, наприклад, верхні пояси ферм, арки, позацентрово стиснуті колони та ін. 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).

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

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

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

де $F_{расч}$ и $W_{расч}$ – розрахункові площа (см^2) і момент опору (см^3)

поперечного перерізу, що перевіряється; $M = M_0 + N \cdot f = \frac{M_0}{\xi}$ –

розрахунковий згинальний момент, $\text{кН}\cdot\text{см}$; N – розрахункова стискаюча сила, кН ; 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

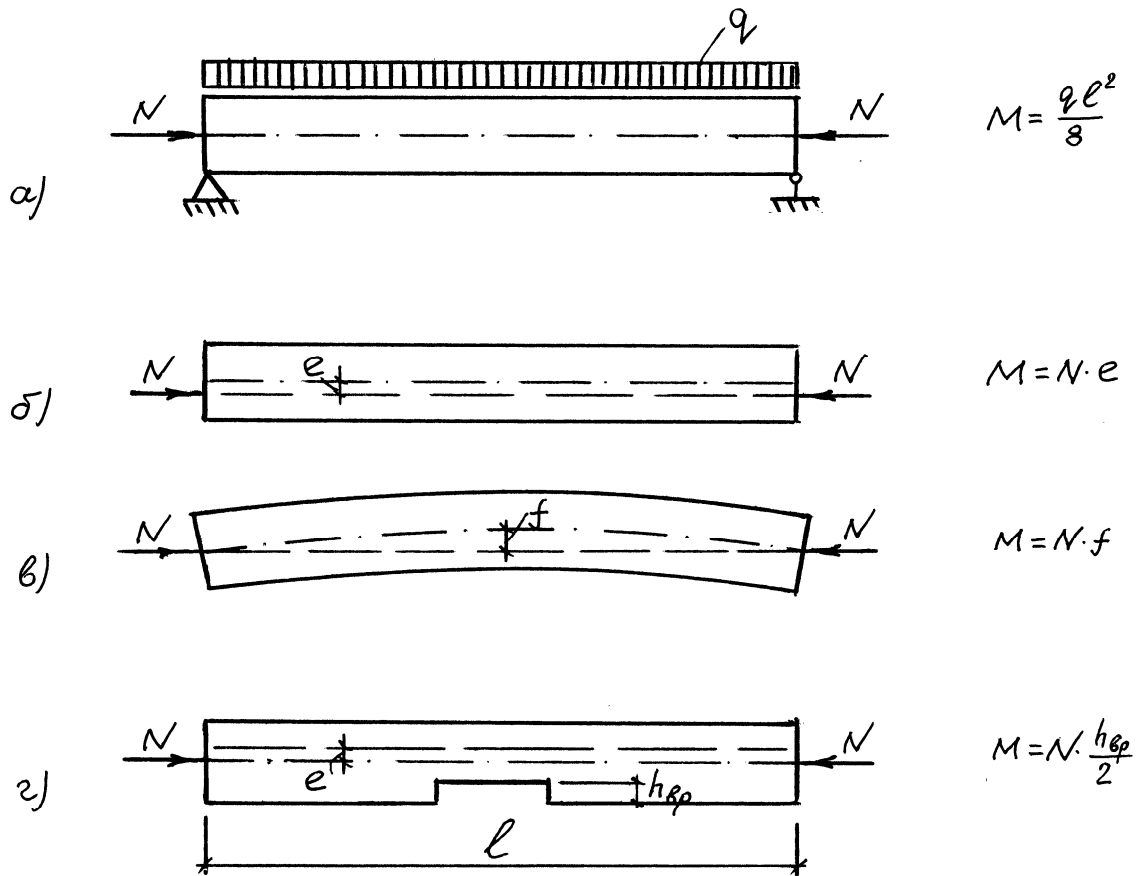


Рисунок 3.3 – Схеми стиснуто–вигинних елементів:

- 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

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 $E = 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$); $\xi = 1 - \frac{N}{\phi F_{оп} R_c}$ – 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 із площини вигину від дії однієї поздовжньої сили за формулою (3.6).

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

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\text{бp}}} + \left(\frac{M_{\text{д}}}{\varphi_M R_u W_{\text{бp}}} \right)^n \leq 1, \quad (3.18)$$

де $F_{\text{бp}}$ и $W_{\text{бp}}$ – 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 із 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; $M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi}$ – згинальний 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), позацентрною дією поздовжньої сили (рис. 3.4,б) або несиметричним ослабленням поперечного перерізу елемента (рис. 3.4,в).

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.

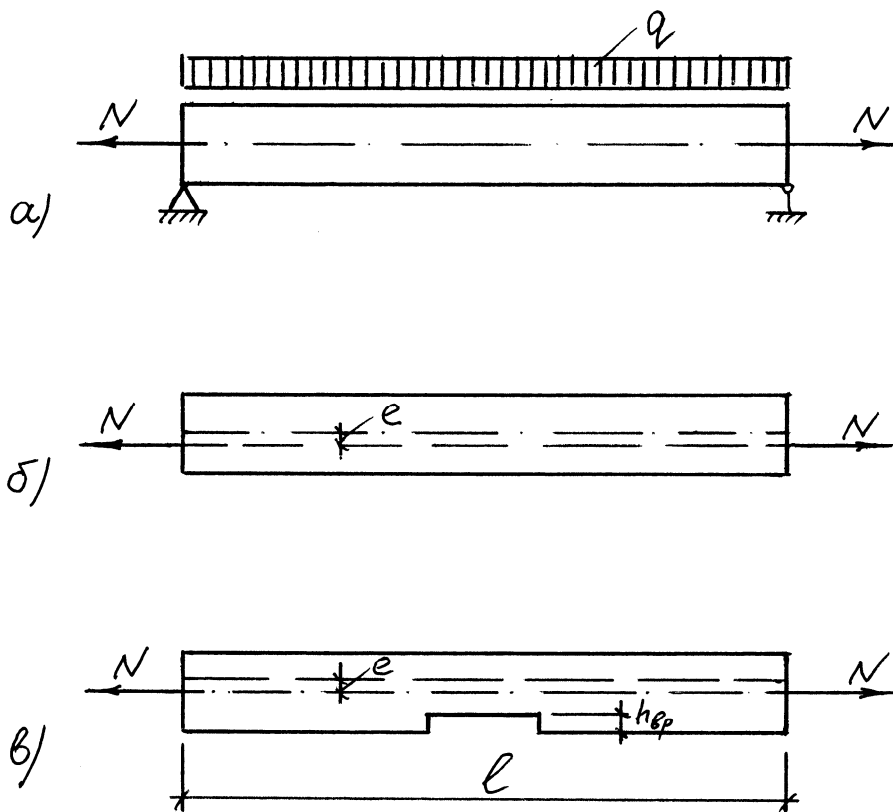


Рисунок 3.4 – Схема розтягнуто-вигинних елементів:
 а – спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;
 б – позацентрною дія поздовжньої сили; в – дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні поперечного перерізу.

Розрахунок розтягнуто-вигинних дерев'яних елементів виконують за формулою

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

де $\frac{R_p}{R_u}$ – поправочний коефіцієнт, що враховує різні міцнісні характеристики деревини на розтяг і вигин; інші позначення ті ж, які дано до формули (3.17), але в 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 конструкцій 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'ягіним.

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).

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

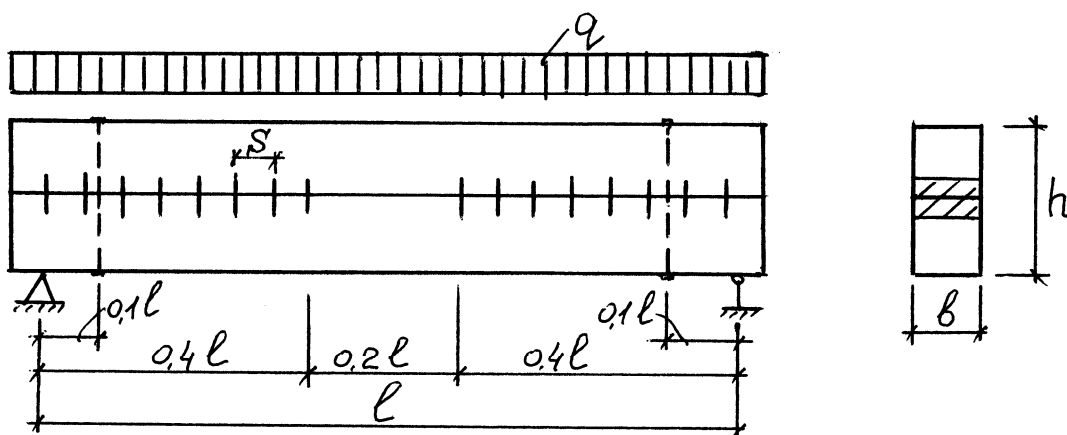


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема балки на пластинчастих нагелях

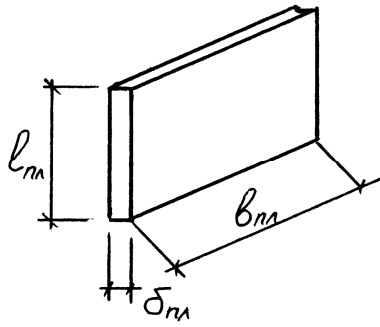


Рисунок 4.2 –
Пластинчастий нагель

$$1) \delta_{nl} = 1,2 \text{ см}; l_{nl} = 5,4 \text{ см};$$

$$2) \delta_{nl} = 1,6 \text{ см}; l_{nl} = 7,2 \text{ см}.$$

Третій розмір пластинок b_{nl} залежить від розмірів брусів $b_{бр}$, 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 $h_{вр} \leq \frac{1}{5}h_{бруса}$. 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

$$g_{c.в.}^H = \frac{p^H + g^H}{\frac{1000}{K_{c.в.} \cdot l} - 1} \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right), \quad (4.2)$$

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

l – проліт балки, м; $K_{c.в.} = 5$ – коефіцієнт власної ваги балки;

$$\left. \begin{aligned} q^H &= (p^H + g^H + g_{c.в.}^H) B \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right); \\ q &= (p + g + g_{c.в.}^H \cdot \gamma_S) B \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right); \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

де p и g – 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

$$W_{TP} = \frac{M}{R_u \cdot K_W}, \quad (4.4)$$

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

R_u, K_W – див. позначення до формули (3.10).

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

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

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

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

де $K_{жс}$ – коефіцієнт, що враховує зменшення моменту інерції, через піддатливість зв'язків, приймається за табл. 11 додатка 1; пояснення інших параметрів дані в примітках до формули (3.15).

5. Знаходимо кількість пластинчастих нагелів на напівдовжині балки

$$n_{nl} = \frac{1,5M \cdot S_{\bar{o}p}}{J_{\bar{o}p} \cdot T_{nl}}, \quad (4.7)$$

де $S_{\bar{o}p}$ – 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

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

де l – проліт балки, см; $n_{ш}$ – число швів зсуву; $\delta = 0,2$ см – розрахункова деформація зсуву брусів у шві; 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).

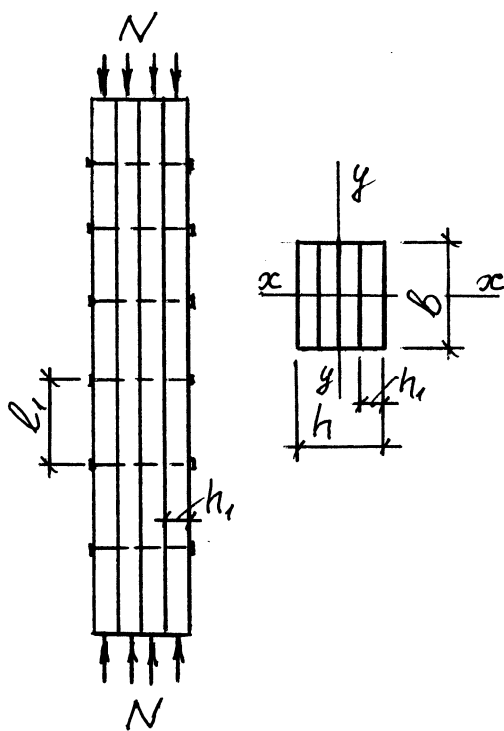


Рисунок 4.3 – Стержень-пакет

Розрахунок щодо осі x, перпендикулярної до швів 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 $F_{расч}$ визначаємо як в

елементах суцільного перерізу, а приведена гнучкість, від якої залежить коефіцієнт поздовжнього вигину φ , визначається так:

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

де $\mu = \frac{1}{\sqrt{K_{жс}}}$ – коефіцієнт приведення гнучкості, що враховує піддатливість зв'язків; $K_{жс}$ – див. формулу (4.6); $\lambda_{цельн}$ – 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:

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

де K_c – коефіцієнт піддатливості з'єднань, що враховує досліди зсуву зв'язків, знаходять за табл. 13 Додатка 1; b і h – ширина і висота поперечного перерізу елемента, см; $n_{ш}$ – кількість швів зсуву в елементі; l_0 – розрахункова довжина елемента, м; n_c – 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 і 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.

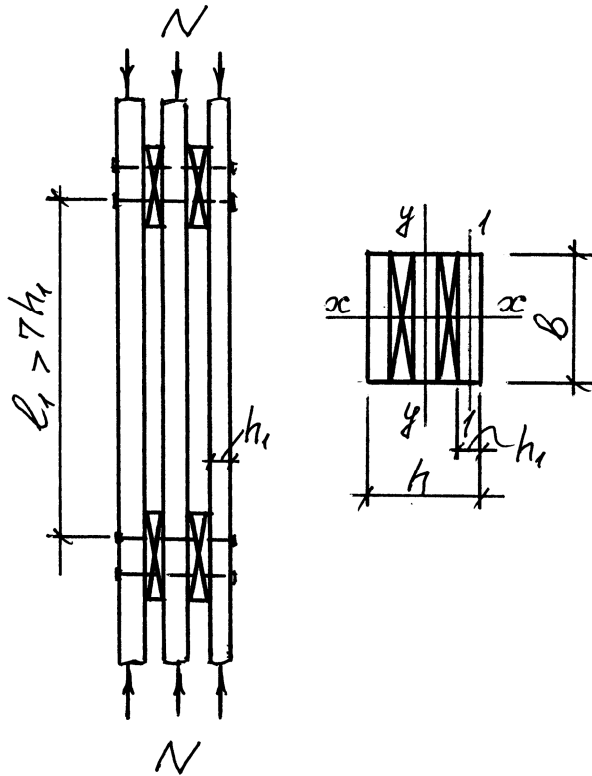


Рисунок 4.4 – Стержень з короткими прокладками

Розрахунок щодо осі x_2 .

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

$$\lambda_{II} = \sqrt{(\mu \cdot \lambda_{цельн})^2 + \lambda_1^2}, \quad (4.12)$$

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 $\lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{цельн}$, 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 елементів суцільного перерізу, але у формулах додатково враховується піддатливість зв'язків (рис. 4.5).

Розрахунок у площині вигину

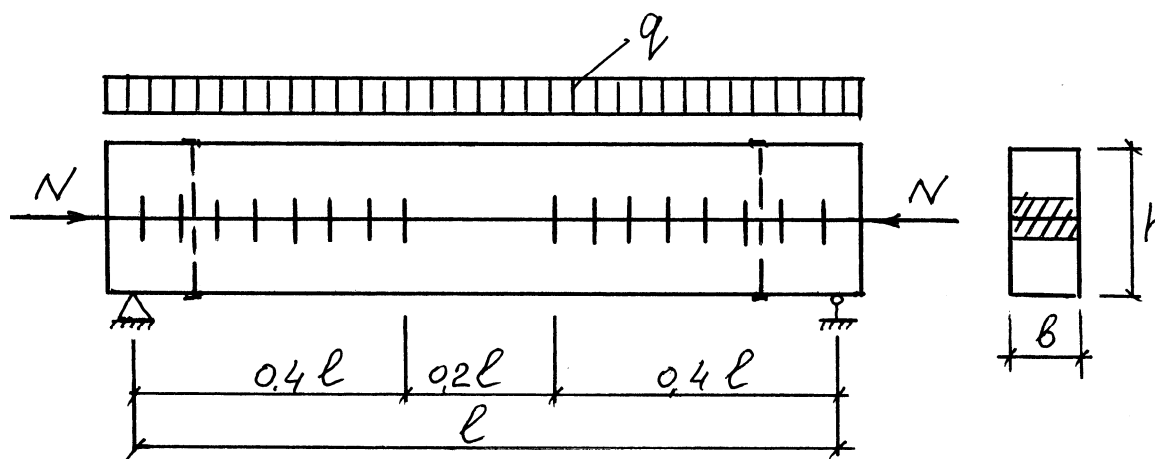


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема стиснуто-вигинного елемента на податливих зв'язках

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:

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

де μ – коефіцієнт приведення гнучкості, знаходять за формулою (4.10), однак коефіцієнт піддатливості з'єднання K_c в цьому випадку встановлюють за табл. 13 додатка 1 у графі «стиск із вигином».

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

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

Кількість зв'язків на напівдовжині елемента або, як показано на рис. 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 :

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

У складених стиснуто-вигинних елементах з короткими прокладками крім 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):

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

де $F_{\bar{\sigma}p}$ і $W_{\bar{\sigma}p}$ – 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, у проїзній частині мостів, у лісах, риштуваннях і ін.

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 $25\div 30$ 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).

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_{HT} розрахункова смуга настилу приймають рівною $b = 100$ см; проліт настилу l приймають рівним відстані між прогонами покрівлі.

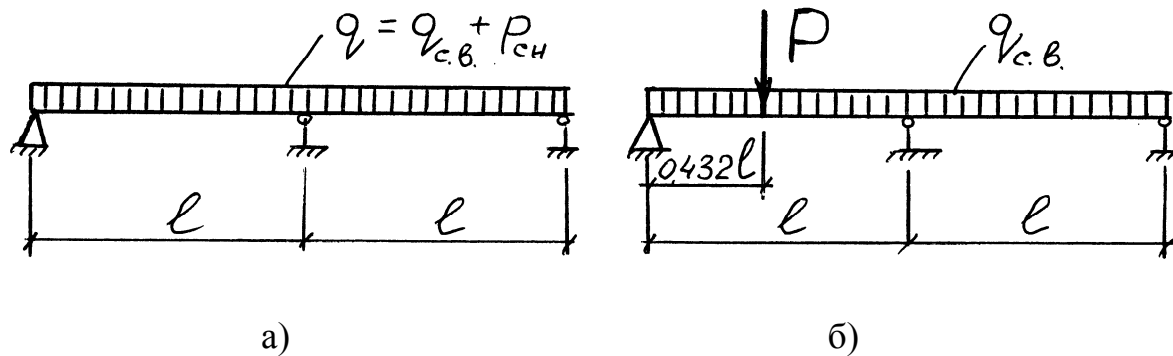


Рисунок 5.1 – Розрахункові схеми настилу:

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

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 $p^H = 1,0$ кН з урахуванням коефіцієнта безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$ (рис. 5.1,б). Розрахунок у цьому випадку проводять тільки на міцність

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_u \cdot m_u, \quad (5.2)$$

де $M = 0,07q_{c.v.} \cdot l^2 + 0,207P \cdot l$ – максимальний згинальний момент під зосередженим вантажем P , розміщеним від лівої опори на відстані $x = 0,432l$; m_u – 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 і рівномірно розподілене по всіх прольотах прогону.

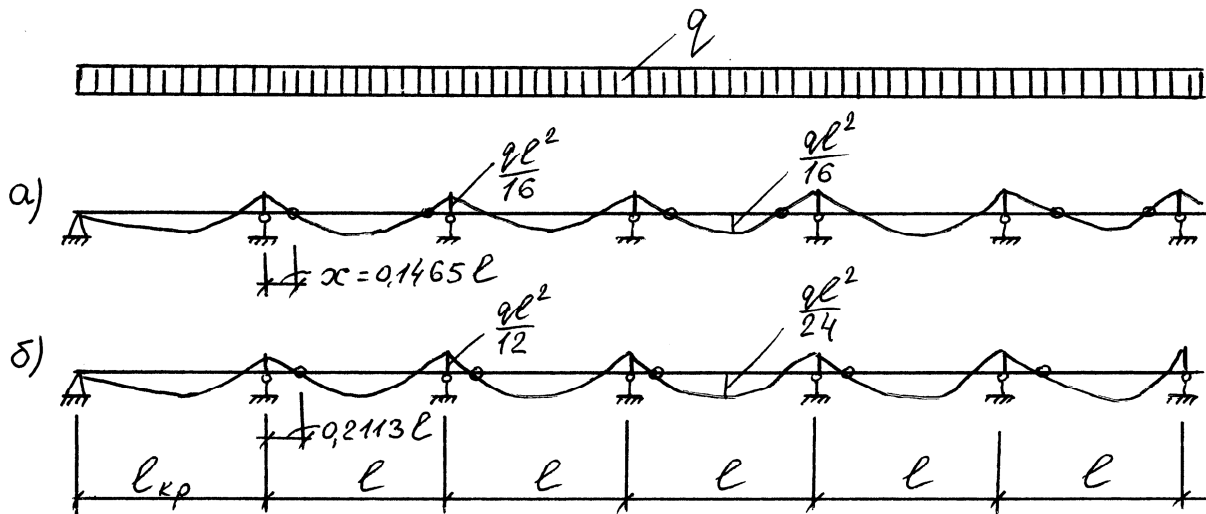


Рисунок 5.2 – Схеми багатопрольотних прогонів:

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 ($l_{кр}$) 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 $\left(f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J} \right)$, 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 із брусів, які за довжиною з'єднуються в місцях розташування шарнірів косим прирубом (рис. 5.3).

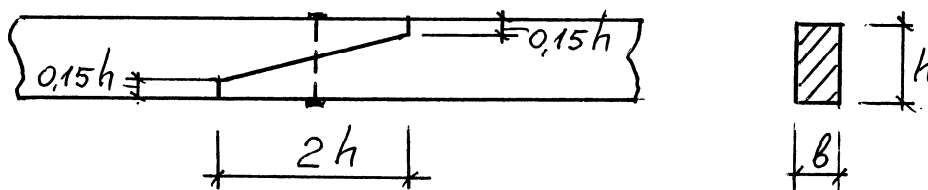


Рисунок 5.3 – Стик консольно–балкового прогону косим прирубом

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 приходить на один ряд дощок $Q \approx \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{28}}$, а в той же час $Q = n_{28} \cdot T_{28}$, звідки

$$n_{28} = \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{28} \cdot T_{28}}, \quad (5.5)$$

де M_{on} – величина згинального моменту на опорі; x_{28} – відстань від опори до центра цвяхового забою; T_{28} – несуча здатність одного цвяха.

Стики дощок влаштовують у 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 Клеєфанерні 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.

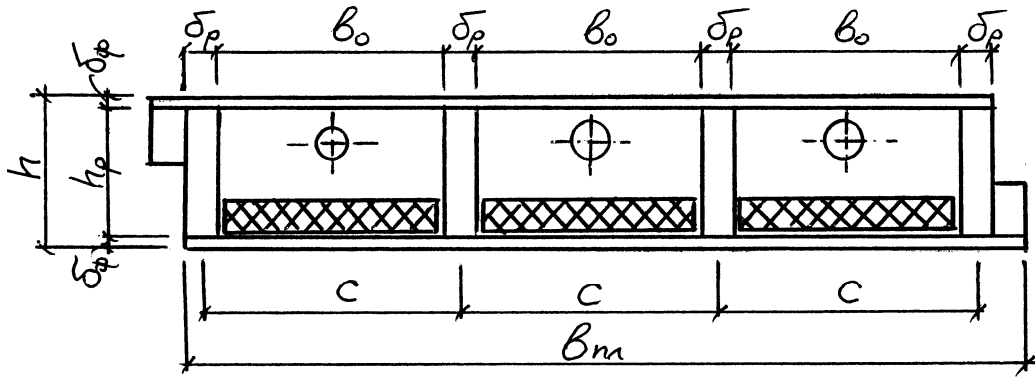


Рисунок 5.4 – Клеєфанерна панель

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 $P = 1$ кН 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).

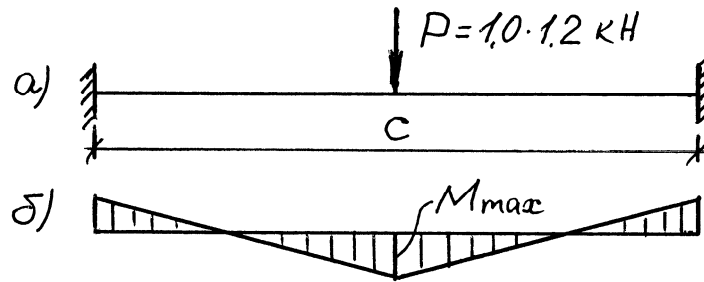


Рисунок 5.5 – До розрахунку верхньої обшивки клеєфанерної панелі:
а – розрахункова схема; б – еюра згинальних моментів

Вигинні напруження у верхній обшивці поперек волокон зовнішніх шпонів фанери:

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_\phi} = \frac{P \cdot c}{8} \frac{6}{100 \cdot \delta_\phi^2} \leq m_u R_{u\phi}.$$

Звідси відстань між осями ребер c :

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

Тут $m_u = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії тимчасового навантаження; $R_{u\phi}$ – 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

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

а момент опору

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

де y – відстань від центра ваги перерізу до найбільше віддалених волокон (при симетричному поперечному перерізі $y = h/2$); J_ϕ, E_ϕ – відповідно

момент інерції і модуль пружності матеріалу елемента, до якого виконують приведення (у даному випадку до фанери); $J_{\partial}, E_{\partial}$ – те ж для матеріалу елементів, що приводяться (деревини).

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:

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

$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$ – 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»

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

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

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

де $S_{np.\delta}$ – приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі; $J_{np.\delta} = J_\delta + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta}$ – 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, у пішохідних мостах, у 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 $h_{оп} \geq 0,4h_{сер}$.

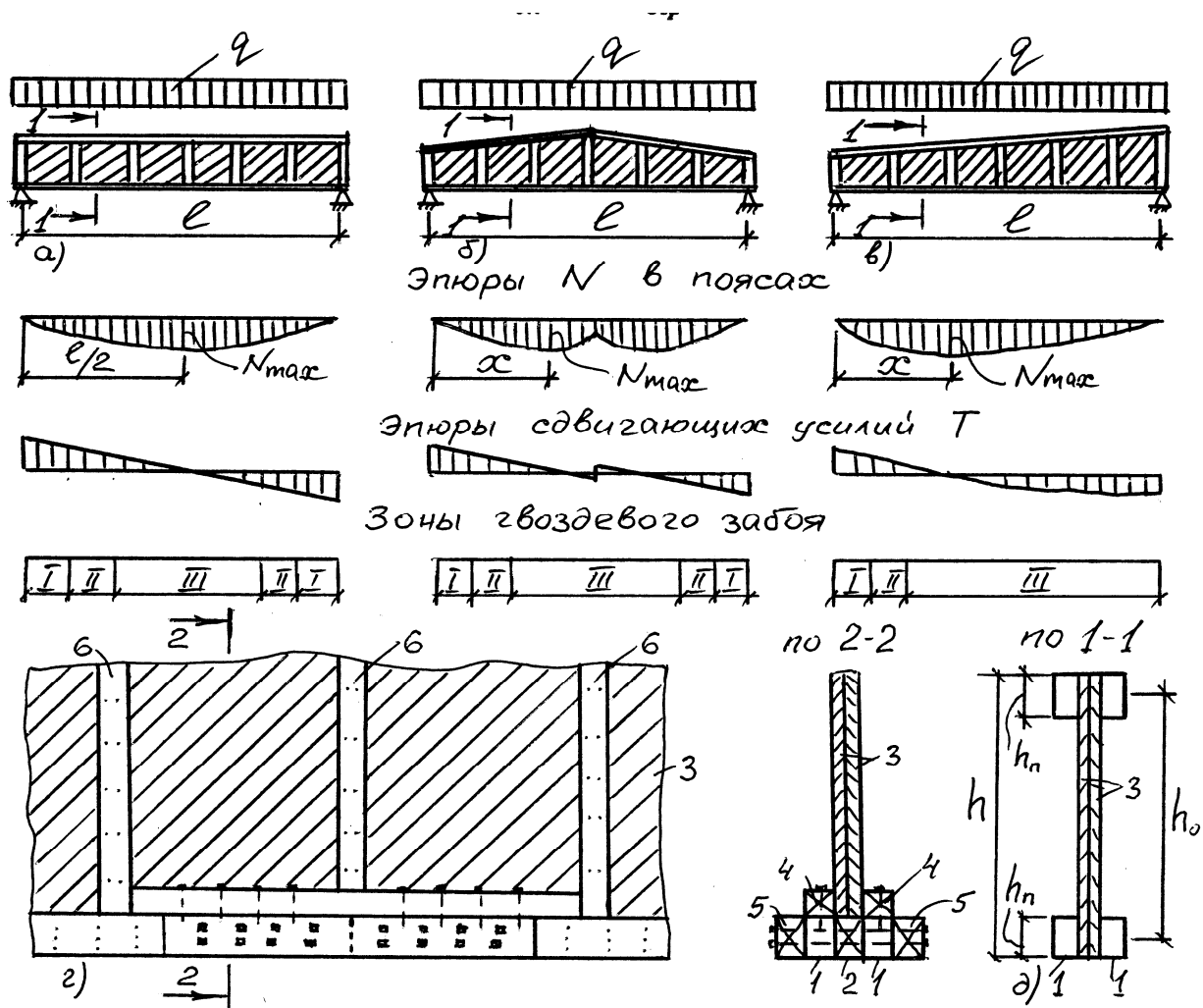


Рисунок 5.6 – Балки двотаврового перерізу з перехресною стінкою:
 а – балка з паралельними поясами; б – двосхила балка; в – односхила балка; г – стик нижнього поясу балки; д – поперечний переріз балки;
 1 – дошка поясу; 2 – прокладка; 3 – стінка балки; 4 – надстиковий брусок; 5 – накладка; 6 – ребро жорсткості.

У балках з дощатими поясами верхні й 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° – 45° . 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.

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_{Π} в поясах балок постійної висоти

при $h_n \leq 0,25h$ можна бути визначені за формулою

$$N_{\text{п}} = \frac{M_{\text{max}}}{h_0}, \quad (5.17)$$

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:

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

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:

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

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:

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

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

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 стику нижнього пояса 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

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

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

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

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 у середині кожної зони.

Кількість двозрізних цвяхів на одиницю довжини пояса в якій-небудь

зоні знаходять за найбільшим значенням однієї з трьох формул:

$$n_{2\delta} = \frac{T}{0,8(T_{2\delta}^a + T_{2\delta}^{a_1})}; \quad n_{2\delta} = \frac{T}{0,8(T_{2\delta}^c)}; \quad n_{2\delta} = \frac{T}{0,8(T_{2\delta}^{u_1} + T_{2\delta}^{u_2})}, \quad (5.24)$$

де 0,8 – коефіцієнт, що враховує відсутність монолітності стінки і можливість попадання частини цвяхів у щілини між дошками стінки; $T_{2\delta}^a, T_{2\delta}^{a_1}, T_{2\delta}^c, T_{2\delta}^{u_1}, T_{2\delta}^{u_2}$ – відповідно розрахункова несуча здатність одного зрізу цвяха по зім'яттю в поясній дошці товщиною a , у защемленій частині цвяха a_1 у другій поясній дошці, в товщі c перехресної стінки і за вигином самого цвяха по першому і другому зрізах.

Горизонтальні й вертикальні цвяхи, що скріплюють надстикові 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 у середині опорної панелі. Зусилля D в одній дошці стінки шириною b (рис. 5.7) знаходять за формулою

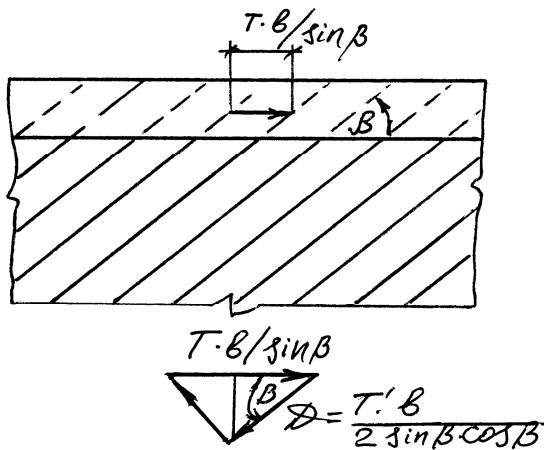


Рисунок 5.7 – До розрахунку стиснутих дощок стінки балки

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

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

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

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 .

5.5 Клеєні багат шарові балки з дощок

Клеєні багат шарові балки з дощок мають ряд переваг у 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 $l = 6 \div 24$ м. Висоту балок приймають у 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-, односхилими, постійної висоти поперечного перерізу, а також гнукоткесними.

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

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_u \cdot m_\delta \cdot m_{cl}, \quad (3.10)$$

де $m_\delta = f(h)$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив розмірів перерізу (табл. 4 додатка 1); m_{cl} – те ж враховує вплив товщині шарів (табл. 5 додатка 1).

У двосхилих 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

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}}, \quad (5.27)$$

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

Клеєні багат шарові балки прямокутного поперечного перерізу перевіряють на стійкість плоскої ферми деформування за формулою (3.12), але також із уведенням коефіцієнтів m_{δ} і $m_{сл}$, уже згаданих вище:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_u \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл}. \quad (3.12)$$

Сколюючі напруження клеєних багат шарових балок перевіряють у перерізі з максимальною поперечною силою Q за формулою (3.14), в якій $b_{расч} = 0,6 \cdot b$, а коефіцієнт 0,6 враховує можливі непроклеї у швах.

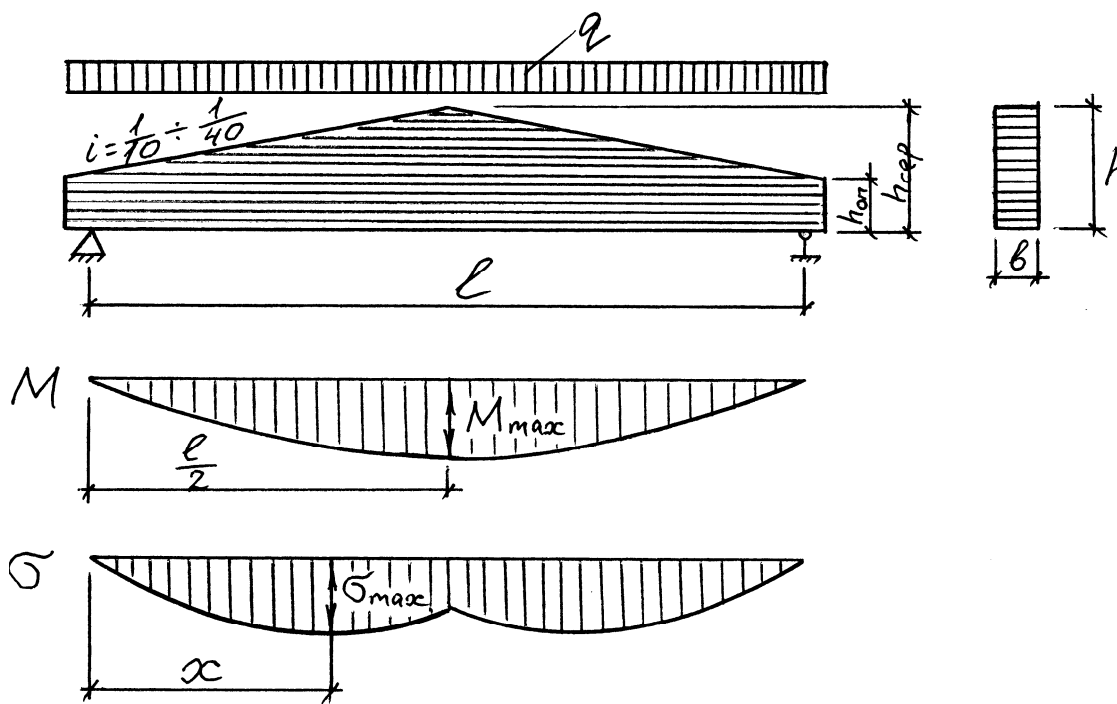


Рисунок 5.8 – Клеєна багат шарова двохсила балка з дощок

Прийнятий переріз клеєних багат шарових балок перевіряють на жорсткість за формулою (3.15).

5.6 Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості

Клеєфанерні балки складаються з фанерних стінок товщиною $\delta_{\text{ф}} = 8 \div 12$ 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.

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

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

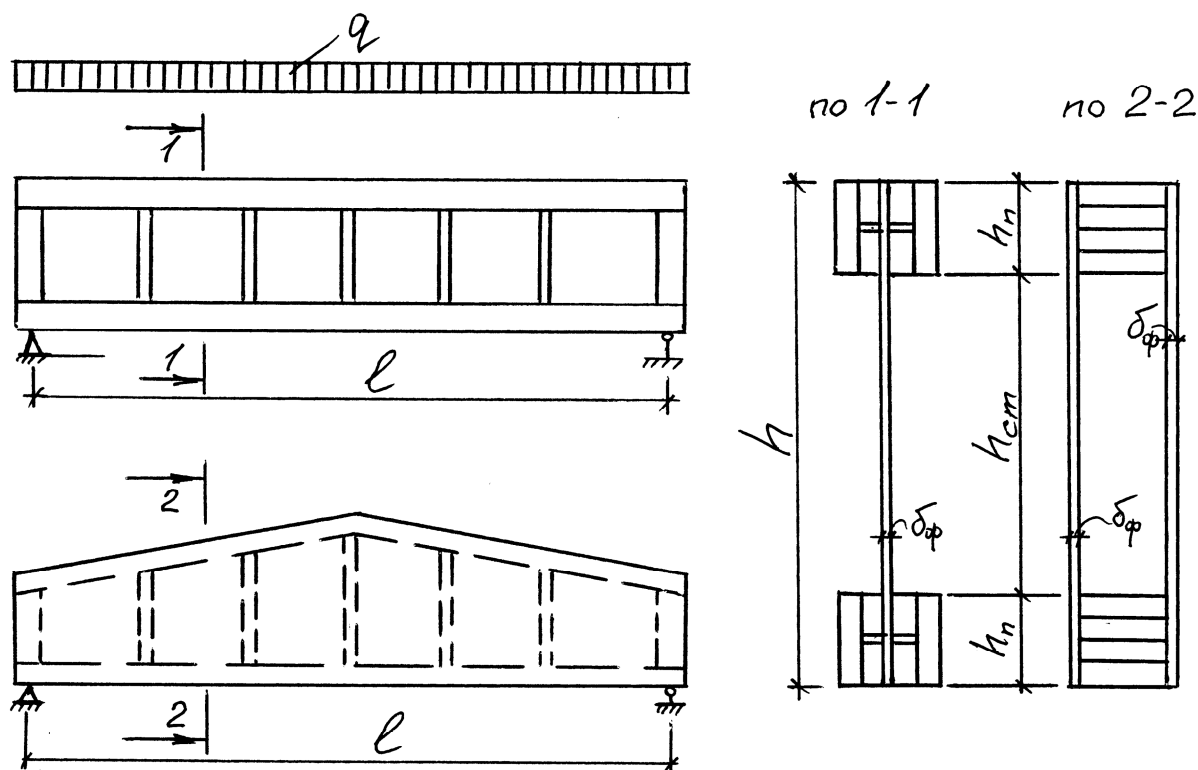


Рисунок 5.9 – Клеєфанерні балки з плоскою стінкою і дощатими ребрами жорсткості

Для надання фанерній стінці жорсткості використовують дощаті ребра жорсткості, які по довжині балки ставлять на відстані $a_p = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right)l$.

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 розтягання або стиску, а не вигину, як це робиться у звичайних балках:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= \frac{M}{W_{np.d}} \leq R_{p.d} \\ \sigma_c &= \frac{M}{\varphi \cdot W_{np.d}} \leq R_{c.d} \end{aligned} \right\}, \quad (5.28)$$

де $W_{np.d}$ – приведений до деревини момент опору поперечного перерізу; $R_{p.d}$ і $R_{c.d}$ – розрахункові опори деревини відповідно розтягання і стиску; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину стиснутого поясу з площини вигину.

У двосхилих 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

$$\frac{\sigma_{CT}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{CT}}{2}\right)^2 + \tau_{CT}^2} \leq R_{\phi.p.\alpha}, \quad (5.29)$$

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

нормальні напруження в стінці від вигину на рівні внутрішнього ребра поясів; τ_{CT} – дотичні напруження в стінці на рівні внутрішнього ребра поясів; α – кут, який визначається із залежності

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{CT}}{\sigma_{CT}}. \quad (5.30)$$

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

Висоту балки на опорі визначають з розрахунку на зсуваючі зусилля

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot \sum \delta_{\phi}} \leq R_{\phi.cp}, \quad (5.31)$$

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; $R_{\phi.cp}$ – 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:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}^{\Pi}}{J_{np.\phi} \cdot \sum h_n} \leq R_{\phi.cк}, \quad (5.32)$$

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; $R_{\phi.cк}$ – 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

$$\frac{h_{CT}}{\delta_{\phi}} > 50, \quad (5.33)$$

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

$$\frac{\sigma_{CT}}{K_u \left(\frac{100\delta_\phi}{h_{CT}} \right)^2} + \frac{\sigma_{CT}}{K_\tau \left(\frac{100\delta_\phi}{h_{расч}} \right)^2} \leq 1, \quad (5.34)$$

де σ_{CT} і τ_{CT} – див. виноску до формули (5.29); K_u і K_τ – коефіцієнти, що визначаються за графіками рис. 18 і 19 додатка 5 БНіП П–25–80; $h_{расч}$ – 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 (5.34) 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 у межах $l = (8 \div 12)$ 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 гребневому вузлі. В опорному вузлі позацентровість створюється тим, що опорна реакція і розпір арки перетинаються нижче осі напіварки, а в гребневому вузлі – влаштуванням зазору шириною 1–2 см (рис. 5.10).

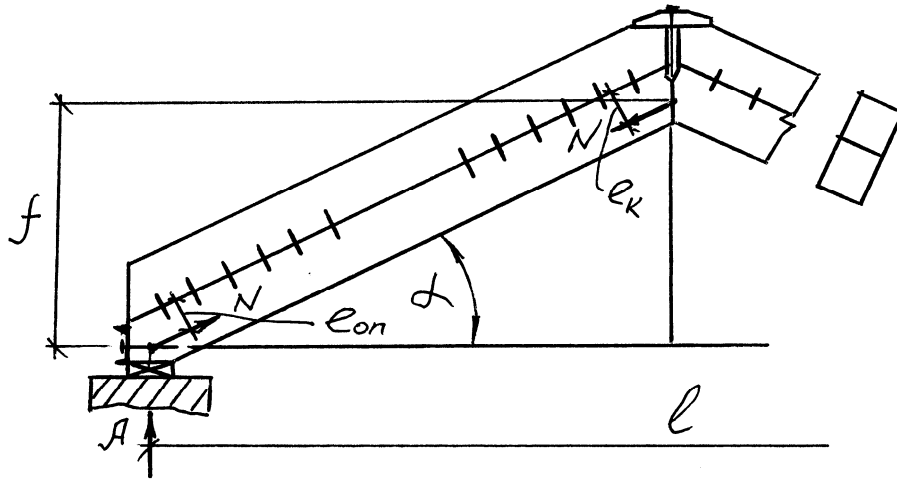


Рисунок 5.10 – Тришарнірна арка з балок на пластинчастих нагелях

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

$$N = H \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha, \quad (5.35)$$

де $H = \frac{ql^2}{8f}$ – розпір арки (зусилля в зтяжці); l – проліт арки; f – стріла підйому арки; α – кут нахилу напіварок до обр'їю; Q – поперечна сила, що знаходиться як для простої балки прольотом l .

$$M_0 = M_q - N \cdot e_{cp}, \quad (5.36)$$

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

$$M_q = \frac{q \left(\frac{l}{2} \right)^2}{8} = \frac{ql^2}{32}; \quad (5.37)$$

$e_{cp} = \frac{e_k + e_{on}}{2}$ – середнє значення ексцентриситетів прикладання нормальної сили у гребені e_k і на опорі e_{on} .

При визначенні $\lambda_{цельн}$ – гнучкості балки, що утворює напіварку, слід мати на увазі, що розрахункова довжина балки як суцільного елемента знаходять за формулою

$$l_p = \frac{0,5l}{\cos \alpha}. \quad (5.38)$$

Тоді

$$\lambda_{цельн} = \frac{l_p}{0,289h}, \quad (5.39)$$

де h – висота перерізу напіварки.

Кількість пластинчастих нагелів на половині напіварки знаходиться за формулою

$$n_{пл} = \frac{1,5M_q \cdot S_{\bar{b}p}}{J_{\bar{b}p} \cdot T_{пл} \cdot \xi} + K \frac{N}{T_{пл}} \quad (5.40)$$

де $S_{\bar{b}p}$ – статичний момент частини перерізу, що зсувається, щодо нейтральної осі; $T_{пл} = 0,75 \cdot b_{пл}$ – несуча здатність одного пластинчастого нагеля (див. формулу (4.1)).

Другий член формули (5.40) 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 необперті, 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 Дощатоклеєні арки

Дощатоклеєні 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 із 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.

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 затяжкою, її виконують з профільної або круглої сталі (рис. 5.11,е).

Арки розраховують на навантаження відповідно до БНіП 2.01.07–85. У 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 (3.17), яка для випадку несиметричного завантаження переписується так:

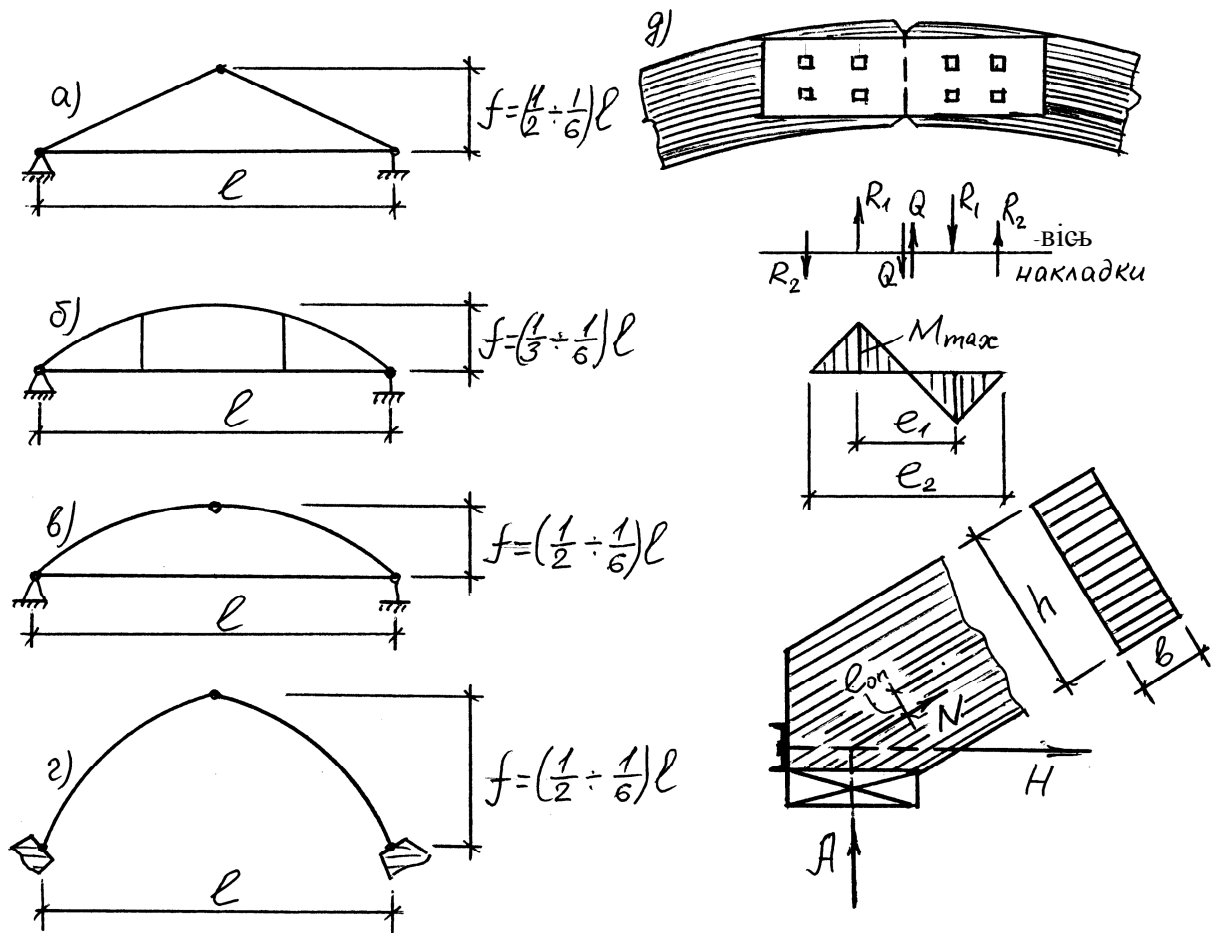


Рисунок 5.11 – Доштоклеєні арки:

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

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_D}{W_{HT}} \leq R_c \cdot m_{zn} \cdot m_\delta \cdot m_{cl}, \quad (5.41)$$

$$\text{де } M_D = \frac{M_c}{\xi_c} + \frac{M_k}{\xi_k}, \quad (5.42)$$

M_c і M_k – згинальні моменти в розрахунковому перерізі елемента від симетричного і косиметричного навантажень; ξ_c і ξ_k – коефіцієнти, що визначаються за формулою (4.14) при величинах гнучкостей, які відповідають симетричній і косиметричній формам поздовжнього вигину; m_{zn} , m_δ і m_{cl} – коефіцієнти умов роботи, що визначаються за табл. 4, 5, 6 додатка 1.

При відношенні напружень від вигину до напружень від стиску менше 0.1 розрахунок виконують на стійкість у площині кривизни арки за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c \cdot m_{гн} \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл}. \quad (5.43)$$

Розрахункову довжину арки l_0 при визначенні її гнучкості приймають:

а) при розрахунку на міцність за деформованою схемою:

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

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

– для двохарнірних і тришарнірних арок при кососиметричному навантаженні за формулою

$$l_0 = \frac{\pi \cdot S}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}, \quad (5.44)$$

де S – повна довжина дуги арки; α – центральний кут напіварки, рад.;

– для тришарнірних стрілочастих арок з кутом перелому в ключі більше 10° 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 двохарнірних і тришарнірних арок $l_0 = 0,58S$.

Розрахунок арок на стійкість плоскої форми деформування виконують за формулою наведеною раніше (3.12) із уведенням до розрахункового опору R_u коефіцієнтів умов роботи m_{δ} , $m_{сл}$ и $m_{гн}$:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_m \cdot W_{бр}} \leq R_u \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл} \cdot m_{гн}. \quad (3.12)$$

Клейові шви арки перевіряють на сколювання за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b \cdot \xi \cdot m_{ск}} = R_{ск}, \quad (5.45)$$

де $m_{ск} = 0,6$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує можливі непроклеї 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:

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{расч}} \leq R_c, \quad (5.46)$$

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):

$$M_H = \frac{Q \cdot e_1}{2}. \quad (5.47)$$

Зусилля, що діють на болти

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} \\ R_2 &= \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} \end{aligned} \right\}, \quad (5.48)$$

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 Дощатоклеєні гнуті рами

Особливістю рамних конструкцій є наявність жорсткого карнизного вузла в місці сполучення ригеля зі стояком. Кутові моменти зменшують згинальний момент у 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 і 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.

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

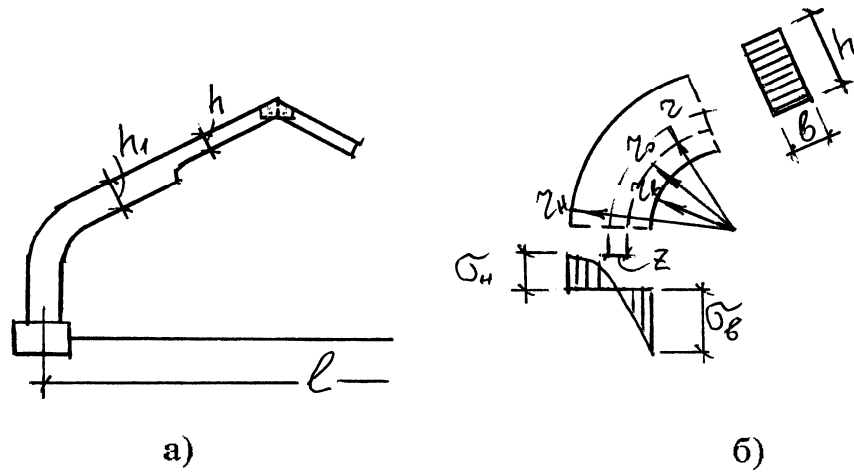


Рисунок 5.12 – Дощатоклеєна гнута рама зі східчастою зміною висоти перерізу: а – загальний вигляд; б – розрахункова схема до визначення напружень у криволінійній частині рами.

$$\sigma_i = \frac{N_i}{F_{\text{INT}}} + \frac{M_i}{\xi_i \cdot W_{\text{INT}} \cdot K_{rB}} \leq R_c \cdot m_\delta \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{гн}}, \quad (5.49)$$

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

$$\xi_i = 1 - \frac{N_i}{\varphi \cdot F_{i_{\text{доп}}} \cdot R_c} - \text{див. формули (3.17) і (5.41); } \varphi = f(\lambda) - \text{коєфіцієнт}$$

поздовжнього вигину; $\lambda = \frac{l_0}{0,289 h_{\text{ср.взв}}}$ – гнучкість рами, постійна для всіх її

перерізів; l_0 – розрахункова довжина, дорівнює довжині напіврами по осьовій лінії; $h_{\text{ср.взв}}$ – середньозважена висота перерізу рами:

$$h_{\text{ср.взв}} = \frac{\sum_0^l h_i l_i}{\sum_0^l l_i}. \quad (5.50)$$

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

а) при перевірці напружень по внутрішньому ребру рами за формулою

$$K_{rB} = \frac{1 - 0,5 h/r}{1 - 0,17 h/r}; \quad (5.51)$$

б) при перевірці напружень по зовнішньому ребру рами за формулою

$$K_{rB} = \frac{1 + 0,5h/r}{1 + 0,17h/r}; \quad (5.52)$$

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

$$z = \frac{h^2}{12r}. \quad (5.53)$$

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 напіврами.

6 Площинні наскрізні дерев'яні конструкції

Наскрізні – це такі конструкції, в яких пояси з'єднані один з одним не суцільною стінкою, а ґратами, що складаються з окремих стержнів – розкосів і стояків. Наскрізні конструкції бувають балковими – ферми і розпірними – арки і рами, а за обрисом – сегментними, тобто з криволінійним верхнім поясом, багатокутними, трапецієподібними і трикутними.

Вибирати тип конструкції – суцільний або наскрізний необхідно на основі техніко–економічних даних і з урахуванням призначення споруд. У хімічному виробництві, наприклад, краще застосовувати суцільні дерев'яні конструкції. Слід також мати на увазі, що великі перерізи елементів роблять конструкції більш вогнестійкими.

Наскрізні дерев'яні конструкції треба застосовувати статично визначеними, тому що піддатливість з'єднань і деформативність деревини при зміні температури і вологості можуть викликати перерозподіл зусиль в елементах конструкцій, у результаті чого деякі з них виявляться перевантаженими.

Як вузлові з'єднання в наскрізних конструкціях використовують:

– шайби нагельного типу, що являють собою металеву пластинку, яка має в центрі отвір для вузлового болта, на який надіваються елементи грат. Пластинка з'єднується з гратами за допомогою нагелів;

– нагелі з круглої сталі і цвяхи, що безпосередньо прикріплюють дерев'яні грати до поясів;

– різні упори стиснутих елементів грат в пояси за допомогою спеціальних «подушок» або врубок.

У даний час рекомендується застосовувати металодерев'яні ферми, в яких розтягнуті елементи, зокрема нижній пояс, виконують з металу, а стиснуті елементи – з деревини.

Аналіз аварій ферм свідчить про те, що в багатьох випадках вони походять від розривів нижніх дерев'яних розтягнутих поясів, тому необхідно більш ретельно відбирати деревину для цих цілей, стики дощок у клеєних поясах виконувати врозбіг за висотою перерізу або переходити до застосування профільного металу. Економічні підрахунки свідчать, що металодерев'яні ферми не дорожче суцільнодерев'яних.

У зв'язку з тим, що в дерев'яних фермах має місце позавузлове навантаження верхніх поясів, то для зменшення їхнього перерізу необхідно стискаючу силу N прикладати у вузлах з ексцентриситетом e , величину якого визначають з умови рівності значень згинального моменту від навантаження на панель верхнього пояса, поділеного на коефіцієнт ξ , і моменту від ексцентрично прикладеної стискаючої сили N :

$$\frac{M_q}{\xi} = M_N = N \cdot e,$$

звідси

$$e = \frac{M_q}{\xi \cdot N}, \quad (6.1)$$

де $M_q = \frac{ql^2}{8}$ – згинальний момент від навантаження q у панелі верхнього пояса довжиною l ; ξ – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального

моменту від дії поздовжньої сили. Для знаходження ексцентриситету e приймаємо приблизно $\xi = 0,8$.

Слід мати на увазі, що величину ексцентриситету e не можна приймати більше $\frac{1}{4}$ висоти перерізу верхнього пояса.

У зв'язку з тим, що в опорній панелі верхнього пояса ферми є місцеве навантаження, то площина упора верхнього пояса в нижній вже не буде нормальною до осі верхнього пояса (рис. 7.1).

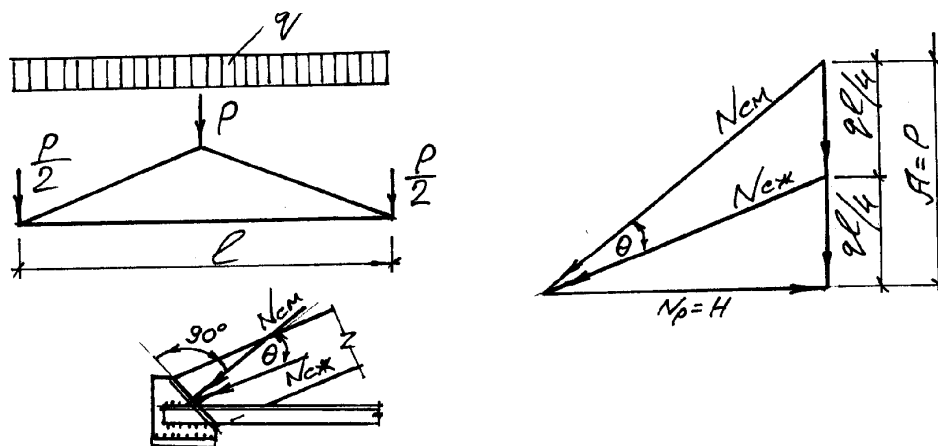


Рисунок 6.1 – Поворот площини упора в опорному вузлі

У такому випадку необхідно здійснювати поворот упорної пластинки на кут θ при вирішенні опорного вузла в металі або ж площини упора лобової врубки у фермах на лобових врубках. Площина упора повинна бути нормальною до рівнодіючої нормальній сили N_{cm} і поперечної сили Q .

Такі повороти площини упора треба виконувати не тільки в опорних вузлах, але вони найбільш корисні саме в цих місцях ферми.

Грати ферм повинні кріпитися до поясів центрально, але у випадку застосування нагелів, для розміщення яких потрібно багато місця, можливе позацентрове кріплення грат, яке викликає в поясах згинальні моменти, що збільшує переріз поясів. Розглядаючи вузол нижнього пояса ферми, маємо (рис. 6.2):

$$M_{\text{экс}} = \Delta U \cdot e = D_1 \cdot e_1 + D_2 \cdot e_2, \quad (6.2)$$

де $\Delta U = U_{n+1} - U_n$ – різниця зусиль у сусідніх панелях нижнього пояса; D_1 і D_2 – зусилля у позацентрово прикріплених розкосах; e_1 і e_2 – відповідні ексцентриситети.

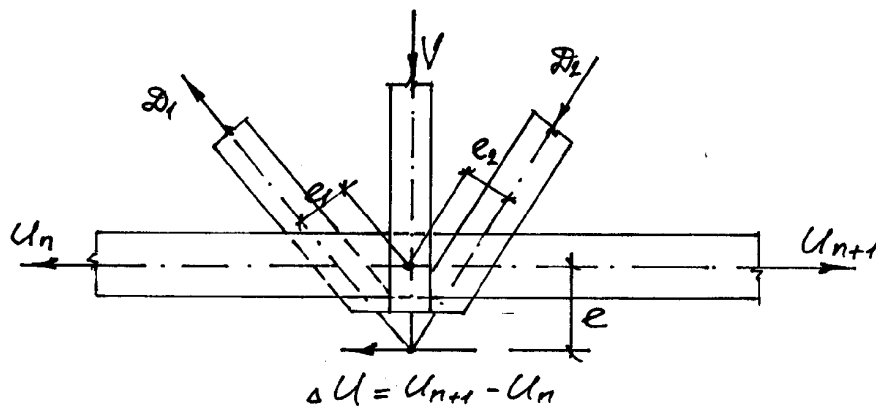


Рисунок 6.2 – Урахування позацентрового прикріплення грат у вузлі нижнього пояса

При відсутності стику в панелях нижнього пояса, суміжних з ексцентрично вирішеним вузлом, вважають, що згинальний момент порівну розподіляється між суміжними панелями. При наявності стику момент сприймається тією панеллю, де немає стику. Нижній пояс перевіряється у вузлі на позацентрове розтягання.

Аналогічно вирішується питання позацентрового кріплення грат і в інших вузлах ферм.

У практиці будівництва споруд з дерева нерідко влаштовують підвісні стелі, що сприяють збільшенню терміну служби конструкцій, але дещо збільшують вартість покриття. Такі стелі підвішують до вузлів нижнього пояса, що особливо раціонально при трикутних фермах, в яких навантаження від підвісної стелі передається на розтягнуті металеві стояки. У клеєних фермах з потужним верхнім поясом можлива позавузлова підвіска стелі до верхнього пояса. При застосуванні підвісних стель рекомендується приймати зближене розміщення ферм уздовж будівлі (близько 3 м), що дозволяє виконувати прогони підвісної стелі розрізними. Кріплення підвісної стелі до ферм повинне бути таким, щоб була можливість робити підтяжку кріпильних елементів як під час будівництва, так і експлуатації.

У зв'язку з тим, що ферми під час експлуатації одержують значні деформації, що є наслідком не тільки пружних деформацій елементів і з'єднань у вузлах і стиках, але і пухких деформацій від нещільностей у з'єднаннях і деформацій післядії, фермам додають будівельний підйом, величина якого дорівнює

$$f_{стр} = \frac{1}{200} l, \quad (6.3)$$

де l – проліт ферми.

Слід також мати на увазі, що величина будівельного підйому повинна бути не менше загального прогину ферми, що обчислюється за правилами будівельної механіки.

6.1 Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом

У сучасному будівництві застосовують головним чином металодерев'яні сегментні ферми з клеєним верхнім поясом і з прямолінійним нижнім поясом із профільної або круглої сталі (рис. 6.3).

Прольоти таких ферм рекомендується приймати до 36 м, а відношення h/l (висоти ферми до прольоту) – не менше 1/6 для суцільдерев'яних ферм і не менше 1/7 для ферм із металевим нижнім поясом. Елементи ґрат сегментних ферм виготовляють або з брусів, або з клеєної деревини.

Сегментні ферми є вигідною конструкцією, тому що в них застосовуються трикутні ґрати, а у вузлах сходиться не більше 2-х елементів. Обрис верхнього пояса ферм близький до кривої тиску від навантаження рівномірно розподіленого по всьому прольоті, і зусилля в ґратах порівняно малі.

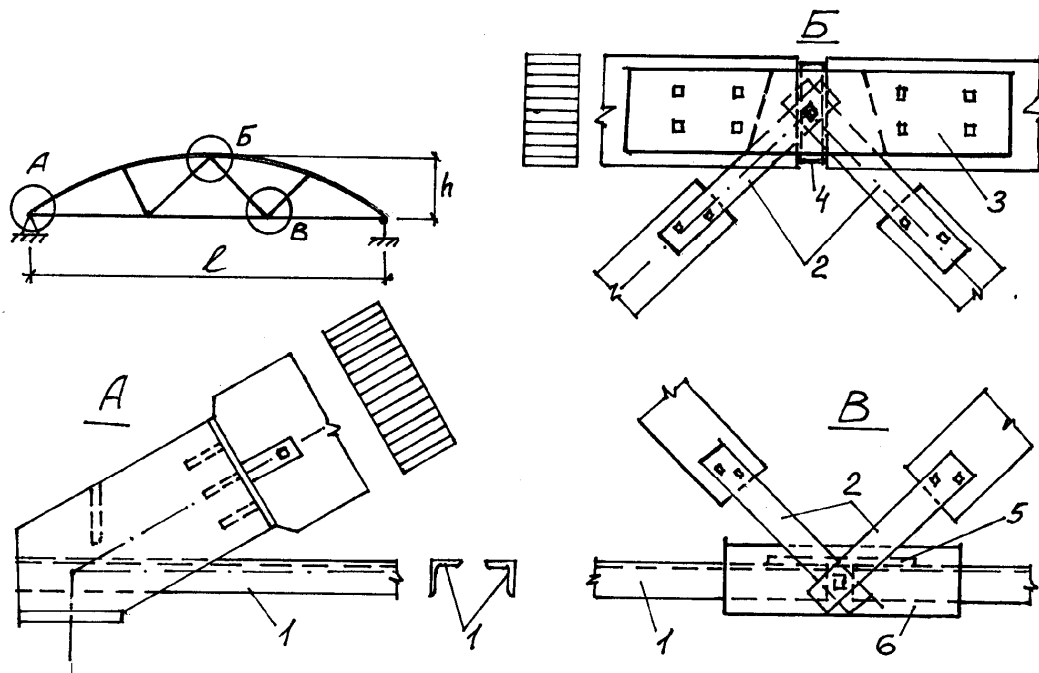


Рисунок 6.3 – Вузли сегментної ферми з розрізним верхнім поясом:
 1 – нижній пояс; 2 – металеві пластинки-наконечники;
 3 – дерев'яна накладка; 4 – металевий вкладиш;
 5 – горизонтальна накладка; 6 – вертикальна накладка.

Розрахунок сегментних ферм

Розрахунок ферм починають з визначення зусиль в елементах ферм від вузлового розрахункового навантаження побудовою діаграми Крeмоні. Криволінійний верхній пояс при цьому заміняють прямолінійним – вузли верхнього пояса з'єднують хордами. Діаграму будують від одиничного навантаження, розташованого на напівпрольоті ферми. Розрахункові зусилля в поясах будемо мати при завантаженні тимчасовим (сніговим) навантаженням усього прольоту ферми, а в елементах грат – половини прольоту.

Розрахунок верхнього пояса (рис. 6.4)

Верхній пояс працює як стиснуто-вигинний стержень, тому його орієнтовно прийнятий переріз перевіряється за формулою

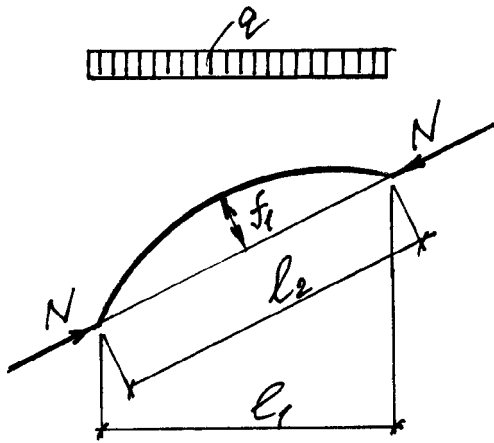


Рисунок 6.4 – До розрахунку верхнього пояса

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{расч}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c, \quad (7.4)$$

де N – розрахункове стискаюче зусилля в панелі верхнього пояса; $M_{расч} = M_q - N \cdot f_1$ – розрахунковий згинальний момент у панелі верхнього пояса, що враховує розвантажуючий згинальний момент,

через її кривизну; $M_q = \frac{ql_1^2}{8}$;

– згинальний момент від позаузлового навантаження панелі верхнього пояса; l_1 – проекція довжини панелі; q – інтенсивність погонного

навантаження на ферму; $f_1 = \frac{l_2^2}{8R}$ – стрілка вигину панелі верхнього пояса; l_2

– довжина хорди; R – радіус кривизни верхнього пояса ферми;

$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{бр} \cdot R_c}$ – див. виноску до формули (7.1); $\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт

поздовжнього вигину; $\lambda = \frac{l_0}{r}$ – гнучкість панелі верхнього пояса; l_0 –

розрахункова довжина, прийнята рівною довжині хорди l_2 ; $r = 0,289h$ – радіус інерції; h – висота перерізу панелі верхнього пояса.

Розрахунок нижнього пояса

Металевий нижній пояс перевіряють на розтягання по площі F_{HT} , тобто з урахуванням ослаблення від отвору для вузлового болта:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_p, \quad (6.5)$$

де R_p – розрахунковий опір профільної сталі на розтягання.

Розрахунок розтягнутих розкосів

Розтягнуті розкоси розраховують так само, як і нижній пояс ферми, тобто за формулою (7.5), але в зв'язку з тим, що розкоси приймають дерев'яними, то R_p – розрахунковий опір деревини розтягання приймається за нормами для дерев'яних конструкцій.

Розрахунок стиснутих розкосів

Стиснуті розкоси розраховують на поздовжній вигин за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c, \quad (6.6)$$

де $\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт поздовжнього вигину, встановлюється за значенням гнучкості, що обчислюється за розрахунковою довжиною, яка дорівнює довжині розкосу між центрами вузлів ферми.

Розрахунок металевих пластинок–наконечників

Металеві пластинки–наконечники розраховують на поздовжній вигин, тобто за формулою (6.6), але їхню розрахункову довжину при цьому приймають рівною відстані від центра вузлового болта до найближчого болта в пластинці. Для зменшення розрахункової довжини пластинок їх стягують іноді додатковим болтом, який ставлять біля торця дерев'яної частини розкосу з боку пояса.

Розрахунок вузлового болта

Вузловий болт, на який одягають металеві пластинки–наконечники розкосів, розраховують на вигин від сили R , що дорівнює рівнодіючій зусиль розкосів, які сходяться у вузлі (рис. 7.5):

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_u, \quad (7.7)$$

де $M = R \cdot a$ – згинальний момент, який діє на болт; a – плече прикладання рівнодіючої сили R : $a = 0,5\delta_1 + \delta_2$; δ_1 – товщина.

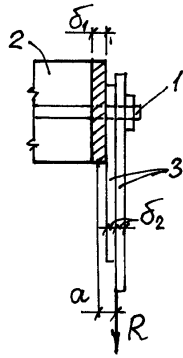


Рисунок 6.5 – До розрахунку вузлового болта: 1 – вузловий болт; 2 – вузловий вкладиш; 3 – пластинки-наконечники розкосів

Рівнодіюче зусилля R необхідно визначати при різних положеннях тимчасового навантаження, а в розрахунок уводять максимальне значення згинального моменту M .

Виконують також перевірку болта на зріз і гнізда болта на зім'яття, але основним звичайно є розрахунок болта на вигин.

6.2 Конструкція і розрахунок багатокутних брусчатих ферм

Багатокутні брусчаті ферми відносяться до металодерев'яних конструкцій заводського виготовлення. У цих фермах верхній пояс, виконуваний із брусів, являє собою багатокутник, вписаний в коло або описаний навколо нього (рис. 6.6).

Прольоти багатокутних брусчатих ферм рекомендується приймати до 30 м, а відношення h/l (висоти ферми до прольоту) – не менше 1/7. Нижній пояс таких ферм виконують, як правило, металевим із профільної сталі, грати приймають трикутними зі стійками. Брус верхнього пояса перекриває дві панелі і є двопрольотною нерозрізною балкою за винятком опорних панелей, що мають удвічі меншу довжину.

Вирішення вузлів у багатокутних фермах (рис. 6.6) багато в чому аналогічне вирішенню вузлів у сегментних фермах (рис. 6.3). Вузол В багатокутної ферми відрізняється від вузла Б сегментної ферми тільки тим, що в першому випадку застосовано металевий вузловий вкладиш клиноподібної форми відповідно до перелому верхнього пояса у вузлі, а в другому випадку вкладиш має паралельні бічні грані. Конструкція вузлів нижнього пояса в багатокутних фермах спрощена в порівнянні із сегментними фермами тим, що застосовано позацентрове прикріплення грат до нижнього пояса. Стойки в багатокутних фермах кріпляться до верхнього і

нижнього поясів за допомогою металевих пластинок – наконечників, але на верхньому поясі ферми вони надіваються на болт, що вставляється у вушка поясних пластинок, які скріплюються з брусом верхнього пояса за допомогою цвяхів або болтів.

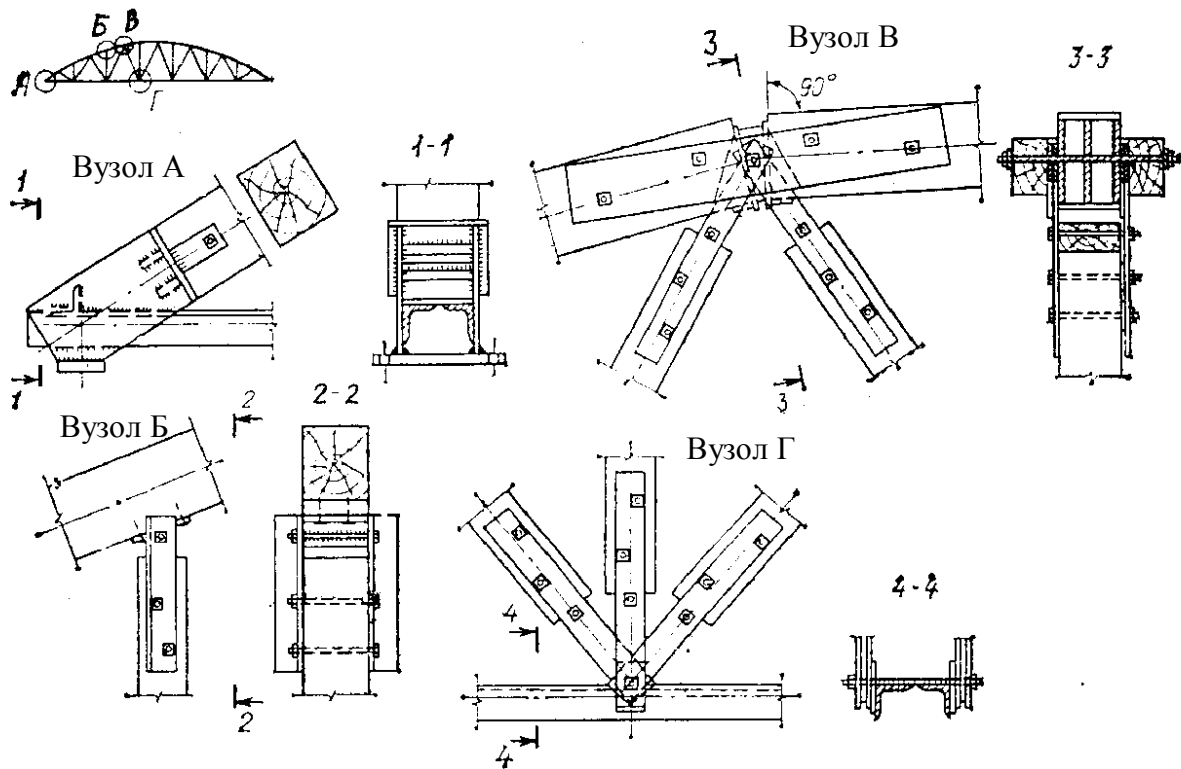


Рисунок 6.6 – Вузли багатокутної брущатої ферми

Розрахунок ферм

Розрахунок багатокутних брущатих ферм, як і в сегментних фермах, починають з визначення зусиль в елементах ферм від вузлового розрахункового навантаження побудовою діаграми Кремони. Розрахункові зусилля в поясах і стояках будемо мати при завантаженні тимчасовим (сніговим) навантаженням усього прольоту ферми, а в елементах грат – половини прольоту.

Розрахунок верхнього пояса

Як уже згадувалося, брус верхнього пояса являє собою двопрольотну нерозрізну балку із середньою опорою на стояку грат. Від позавузлового навантаження на середній опорі виникає згинальний момент, значення якого залежить від її осідання. Величина цього осідання в загальному випадку

невідомо, тому що вона залежить від точності зборки ферми, якості деревини, її вологості тощо. Тому в розрахунку верхнього пояса розглядають два крайніх випадки:

1. Середня опора не має осідання і брус верхнього пояса являє собою двопробльотну нерозрізну балку (рис. 6.7)

Для зменшення згинального моменту від позавузлового навантаження у верхньому поясі штучно створюється згинальний момент зворотного знака,

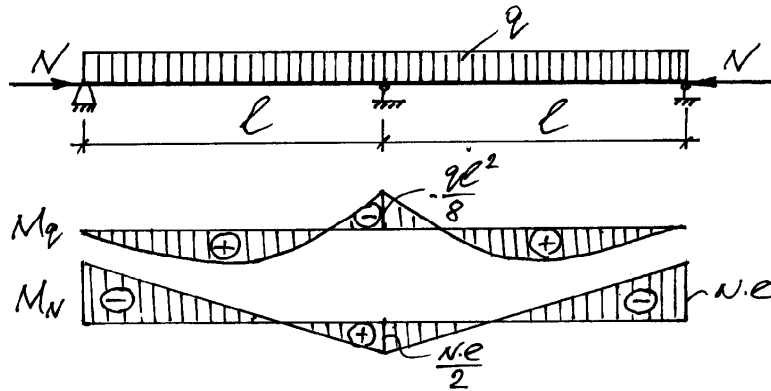


Рисунок 6.7 – До розрахунку верхнього пояса без осідання середньої опори

здійснюючи упор тільки нижніми частинами поперечного переріза бруса, тобто нормальну силу N на крайніх опорах прикладаємо з ексцентриситетом e . Тоді маємо $M_N = N \cdot e$. Згинальний момент на середній опорі $M_N = 0,5N \cdot e$, тому що епюра моментів проходить через фокусну точку, що знаходиться на відстані $\frac{1}{3}l$ від середньої опори.

Підсумовуючи епюри моментів (рис. 6.7), одержуємо розрахунковий згинальний момент на середній опорі:

$$M_{расч} = -\frac{ql^2}{8} + 0,5N \cdot e. \quad (6.8)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса перевіряємо як стиснуто-вигинний стержень за формулою (6.4). У цьому випадку гнучкість λ знаходимо по повній довжині панелі, що йде в запас міцності, тому що при нерозрізному верхньому поясі можливе визначення гнучкості по довжині між нульовими точками епюри моментів.

2. Середня опора має осідання такої величини, що згинальний момент на ній дорівнює нулю, і брус верхнього пояса являє собою розрізні балки з прольотами, рівними довжині панелі (рис. 6.8).

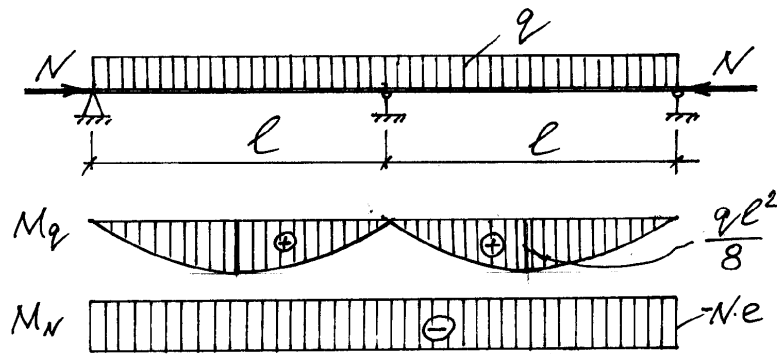


Рисунок 6.8 – До розрахунку верхнього пояса з осіданням середньої опори

У цьому випадку нормальну силу N також прикладаємо на крайніх опорах з ексцентриситетом e , але вигляд епюри моментів буде іншим, а розрахунковий згинальний момент у середині прольоту панелі верхнього пояса буде таким:

$$M_{расч} = +\frac{ql^2}{8} - N \cdot e \quad (6.9)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса тут також перевіряємо, як стиснуто-вигинний стержень, за формулою (7.4), а гнучкість λ знаходимо по повній довжині панелі.

Розрахунок нижнього пояса

У зв'язку з тим, що розкоси багатокутної ферми кріпляться до нижнього пояса з невеликим ексцентриситетом, який дорівнює відстані від центра вузлового болта до осі кутника пояса (рис. 6.6), то згинальний момент у нижньому поясі дорівнює добутку різниці зусиль у сусідніх панелях ΔN на значення ексцентриситету e , тобто

$$M = \Delta N \cdot e. \quad (6.10)$$

Різниця зусиль ΔN визначається при розташуванні тимчасового (снігового) навантаження: 1) на всьому прольоті; 2) на лівій; 3) на правій половині ферми. Для всіх трьох випадків підраховується значення

згинального моменту за формулою (6.10) і відповідне йому розтягуюче зусилля, а потім виконується перевірка прийнятого перерізу нижнього пояса як розтягнуто-вигинного стержня за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \cdot \frac{R_p}{R_u} \leq R_p. \quad (6.11)$$

Розрахунок грат

Стиснуті елементи грат багатокутних ферм перевіряють на поздовжній вигин так само, як у сегментних фермах, тобто за формулою (1.6), а розтягнуті на розтягання по площі нетто з урахуванням ослаблень за формулою (7.5).

6.3 Шпренгельні балки

Шпренгельні балки відносяться до найпростіших комбінованих систем дерев'яних конструкцій, в яких збільшення несучої здатності дерев'яної балки (клеєної або брущатої) досягається підведенням знизу стояка (їх може бути один, два або декілька), утримуваного підпружним металевим «ланцюгом» (рис. 6.9).

Особливістю шпренгельних систем є нерозрізність балки над опорою (стяком).

Такими балками можна перекривати прольоти до 15 м при клеєному і до 6,5 м при брущатому верхньому поясі.

Нижній пояс (підпружний ланцюг) виконують з круглої сталі, а натяг, здійснюваний для утримання дерев'яного стояка, досягається або за допомогою гайок в опорних вузлах, або натяжних муфт із двостороннім різьбленням, або шляхом опускання ланцюга на стояку за допомогою спеціальної серги.

Стійкість шпренгельної балки з площини створюється, крім розкріплення верхнього пояса елементами покрівлі постановкою вертикальних поперечних зв'язок у площині стояків.

Розрахункові зусилля в елементах шпренгельної балки залежать від осідання середнього вузла, що залежить від подовження нижнього пояса,

укорочення верхнього пояса і стояка, непружних пухких деформацій, що важко враховуються, а також від точності виготовлення балки.

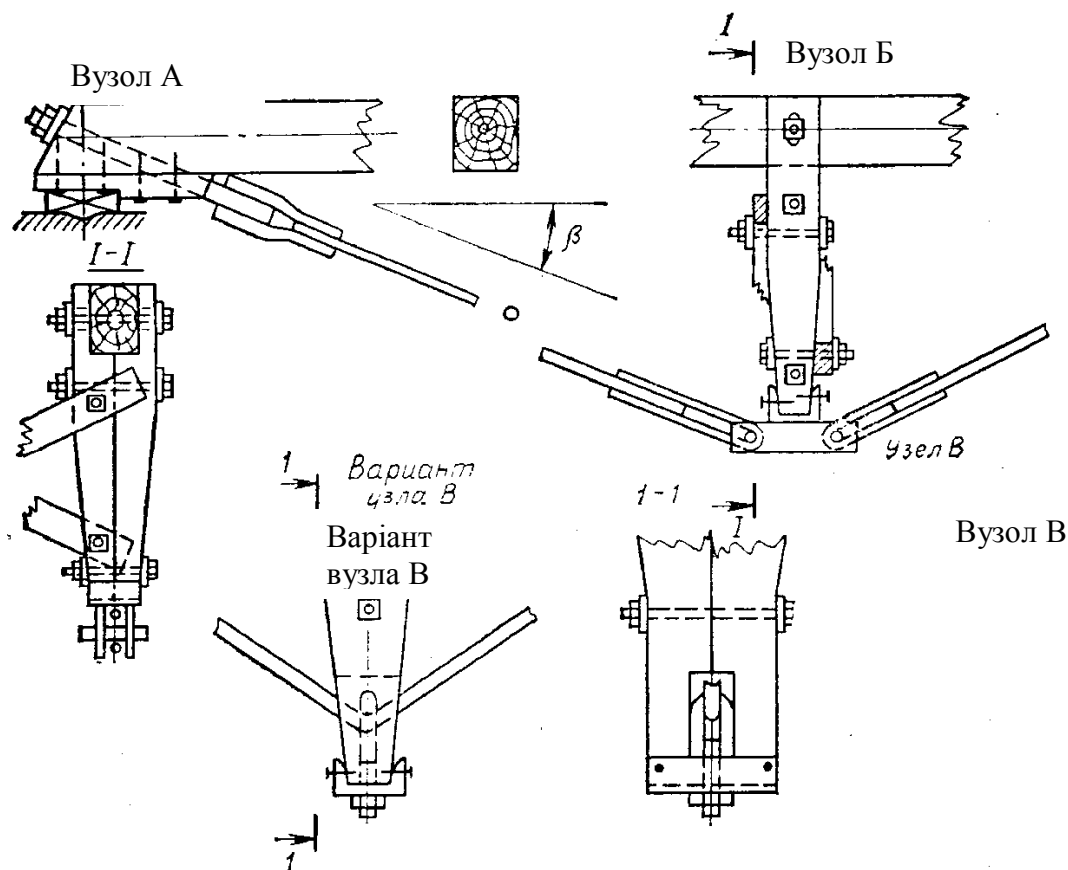


Рисунок 6.9 – Шпренгельна балка

Тому шпренгельну балку розраховують при двох можливих схемах її роботи:

1) осідання на середній опорі немає і верхній пояс являє собою нерозрізну балку;

2) осідання середньої опори таке, що згинальний момент на ній дорівнює нулю, а верхній пояс у цьому випадку розглядається таким, що складається нібито з двох розрізних балок.

Розрахунок шпренгельної системи як нерозрізної балки (рис. 6.7)

Для зменшення розрахункового згинального моменту нормальну силу N на крайніх опорах прикладають з ексцентриситетом e . Тоді при рівномірно розподіленому навантаженні величина згинального моменту на середній опорі буде такою:

$$M_{расч} = -\frac{ql^2}{8} + \frac{N \cdot e}{2}.$$

Стискаюча нормальна сила у верхньому поясі:

$$N = \frac{1,25ql}{2tg\beta}.$$

Розтягуюче зусилля в нижньому поясі:

$$N = \frac{1,25ql}{2\sin\beta},$$

де β – кут між верхнім поясом і підпружним ланцюгом (рис. 6.9).

Стискаюче зусилля в стояку:

$$N = 1,25ql.$$

Прийнятий переріз верхнього пояса перевіряється як стиснуто–вигинний стержень:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{расч}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c. \quad (6.12)$$

Розрахункова гнучкість балки для визначення коефіцієнта ξ підраховується в запас міцності за повною довжиною l .

Розрахунок шпренгельной системи, що складається з різних балок (рис. 6.8)

У цьому випадку розрахунковий згинальний момент також зменшують ексцентричним прикладанням на крайніх опорах нормальної сили N , величина якого в середині прольоту буде

$$M_{расч} = \frac{ql^2}{8} - N \cdot e.$$

Стискаюча нормальна сила у верхньому поясі: $N = \frac{ql}{2tg\beta}$.

Розтягуюче зусилля в нижньому поясі: $N = \frac{ql}{2\sin\beta}$.

Стискаюче зусилля в стояку: $N = ql$.

Прийнятий переріз верхнього пояса перевіряється так само, як і в попередньому випадку, за формулою (6.12), а розрахункова гнучкість балки для визначення коефіцієнта ξ підраховуємо за повною довжиною l .

6.4 Рамні поперечники будівель

Рамні поперечники будівель призначаються для сприйняття як вертикальних (власна вага, сніг), так і горизонтальних навантажень (вітер). Однопрольотні наскрізні рами можуть бути три- і двошарнірними.

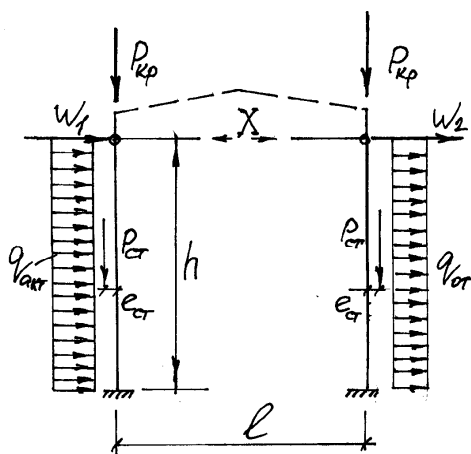


Рисунок 6.10 – Розрахункова схема поперечника

Рама утворюється двома стояками (гратчастими або суцільними), затисненими у фундаментах, і наскрізним ригелем (фермою або балкою), шарнірно з'єднаним зі стояками.

Рама є один раз статично невизначеними системами. За зайве невідоме приймають поздовжнє зусилля X у ригелі (рис. 7.10), що визначається за формулою

$$X = X_W + X_q,$$

де $X_W = \frac{(-W_1 + W_2)}{2}$;

$$X_q = \frac{3}{16} h (-q_{акк} + q_{от}).$$

Після визначення зусилля в ригелі визначають згинальні моменти і поперечні сили в стояку. Висоту перерізу дощатоклеєної колони h_k

приймають у межах $\left(\frac{1}{8} - \frac{1}{15}\right)h$, її ширину $b \geq h_k / 5$, де h – висота колони.

Прийнятий з урахуванням сортаменту пиломатеріалів і умов обпирання ригеля переріз колон перевіряють на розрахункове сполучення навантажень: у площині рами – як стиснуто-вигинний елемент; із площини рами – як центрально стиснутий елемент.

Якщо стояки застосовують гратчастими, то вони розраховуються як окремі вертикальні ферми, навантажені безпосередньо прикладеними до них навантаженнями.

Гранична гнучкість для колон 120. При визначенні гнучкості розрахункову довжину колони в площині рами приймають $l_0 = 2,2h$ (при відсутності з'єднання верха колон із жорсткими торцями будівлі горизонтальними зв'язками). При обчисленні гнучкості колони з площини рами її розрахункову довжину приймають такою, що дорівнює відстані між вузлами вертикальних зв'язок, поставлених по колонах у площині поздовжніх стін.

7 Просторове кріплення площинних дерев'яних конструкцій

Площинні конструкції (балки, арки, рами, ферми та ін.) призначені для сприйняття навантажень, що діють у їхній площині. Однак є ряд навантажень (вітер, гальмові зусилля кранів, сейсмічні, монтажні, аварійні, непередбачені), напрямок яких не збігається з площиною несучих конструкцій і їх сприйняття вимагає закріплення площинних конструкцій у поперечному напрямку. Таке закріплення конструкцій необхідно також для забезпечення їхньої стійкості з площини. Для цієї мети застосовують спеціальні зв'язки жорсткості і вітрові зв'язки, що сприймають сили, які діють перпендикулярно до площини основних несучих конструкцій, і передають їх на несучі конструкції (на капітальні стіни, фундаменти), що лежать нижче. Зв'язки являють собою плоскі незмінні системи, розташовані в горизонтальних, вертикальних або похилих площинах.

Відповідно до цього розрізняють зв'язки: скатні, необхідні для утримання верхніх стиснутих поясів ферм і розташовані в площині схилів даху; горизонтальні, необхідні для утримання нижніх поясів ферм, навантажених горизонтальним навантаженням; вертикальні, необхідні для забезпечення вертикального положення конструкцій і розташовані в площині стояків або розкосів основних несучих конструкцій.

Для забезпечення просторової жорсткості використовується конструкція даху, що дозволяє створювати жорстку в площині схилу даху

пластинку: при подвійному перехресному настилі (рис. 7.1а) або збірно-щитовій конструкції даху (рис. 7.1,б) застосовують прогони, що забезпечують незмінність положення несучих конструкцій покриття в просторі; при застосуванні тришарових плит (рис. 8.1в) вони самі жорстко кріпляться до несучих конструкцій і тим самим забезпечують жорсткість і стійкість несучих елементів покриття.

При відсутності жорсткого схилу даху влаштовують спеціальні скатні ферми жорсткості (рис. 7.1, г і д), поясами яких є верхні пояси двох сусідніх ферм покриття, а стояками – прогони (або розпірки). До елементів покриття додаються тільки розкоси, виконувані з дощок або брусків, прибитих цвяхами знизу до прогонів або зверху до поясів ферм (рис. 7.2,а), також розкоси з круглої сталі у вигляді тяжів (рис. 7.2,б); при муфтових кріпленнях можна коректувати положення верхніх поясів ферм (рис. 7.2,в).

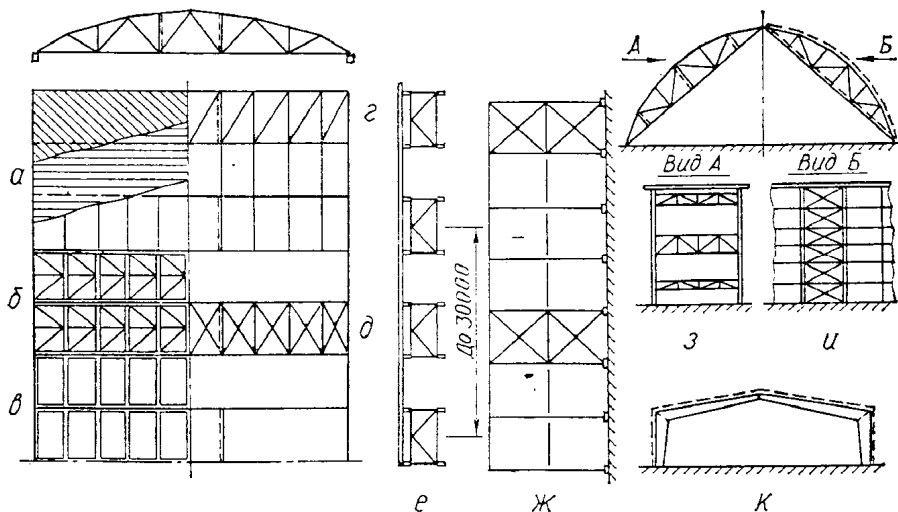


Рисунок 7.1 – Варіанти конструкцій покриття і видів зв'язків:

- а* – подвійний перехресний дощатий настил; *б* – щити;
- в* – тришарові плити; *г, д* – скатні сполучні ферми; *е* – вертикальні зв'язки між фермами; *ж* – вертикальні зв'язки по ряду колон; *з* – сполучні ферми в площині стояків грат напіврам; *и* – сполучні ферми в площині поясів напіврам; *к* – зв'язки в тришаровій рамі.

Крім скатних ферм жорсткості для створення незмінного просторового блоку покриття необхідно також ставити між двома сусідніми фермами вертикальні зв'язки в площині опорних стояків (якщо вони є) і в середині прольоту, а при фермах із прольотами більше 24 м – у чвертях прольоту і

закріпити опорні вузли ферм, наприклад, обв'язувальним брусом. Такі зв'язки влаштовують по торцях будівлі й у проміжках по довжині будівлі з урахуванням, щоб відстань між ними не перевищувала 30 м (рис. 7.1, е).

Для сприйняття горизонтальних навантажень на будинок і передачі їх на фундаменти, а також для стійкості колон будівлі влаштовують вертикальні зв'язки по рядах колон. Ці зв'язки виконують у вигляді підкосів або хрестів і розташовують в місцях улаштування жорстких блоків покриття (рис. 7.1, ж). Жорсткість колон із площини може бути збільшена постановкою горизонтальних розпірок, до яких відноситься обв'язувальний брус, що зв'язує колони в місцях обпирання на них балок або ферм покриття.

Переріз зв'язок підбирають за умовами гнучкості: у стиснутих елементах гнучкість не повинна бути більше 200, у розтягнутих елементах – 400.

У тришарнірних арках і рамах стиснуті нижні пояси повинні бути розкріплені вертикальними або похилими сполучними фермами, що з'єднують попарно вузли двох сусідніх арок або рам між собою і з прогонами покриття (рис. 7.1, з, і, к).

Вітрове навантаження, що діє на поздовжні стіни будівлі, сприймається каркасом стіни і передається на основну несучу конструкцію поперечника будівлі.

Вітрове навантаження, яке діє уздовж будівлі на торцеві стіни, сприймається каркасом цих стін, що повинен складатися із системи вертикальних фахверкових несучих колон, які працюють на вигин від вітру і передають горизонтальне навантаження вниз на фундаменти і нагору на жорстке покриття або вітрову ферму.

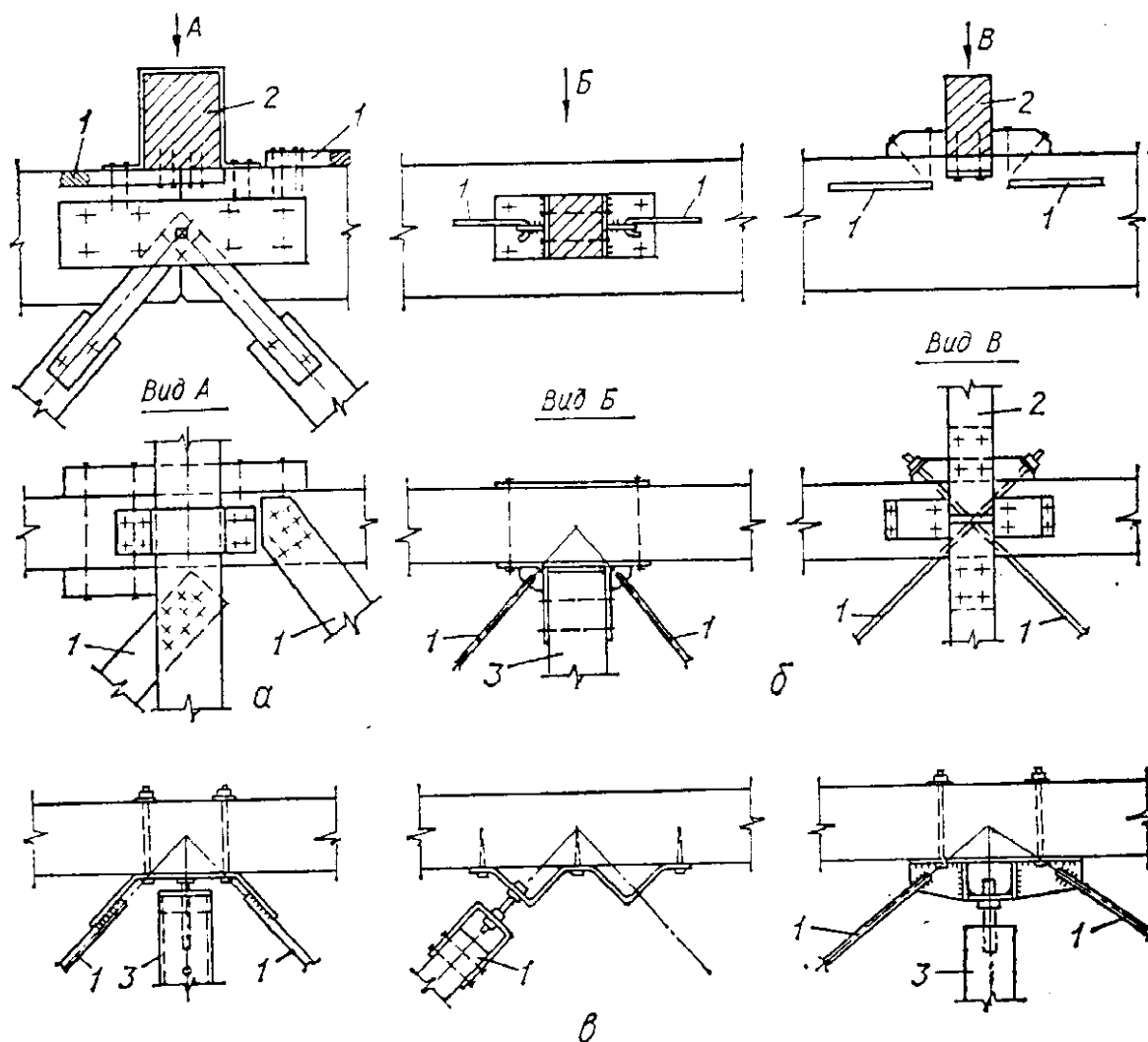


Рисунок 7.2 – Кріплення елементів зв'язок:
 а – кріплення розкосів з дощок (два варіанта); б – кріплення розкосів з тяжів; у – вузли кріплення розкосів і розпорок;
 1 – розкос; 2 – прогін; 3 – розпорка

При відсутності жорсткого покриття або вітрової ферми торцевий каркас проектується з фахверкових несучих колон однакової висоти до відмітки нижнього пояса ферми покриття, по верху яких розташовується сполучна ферма. Для такої конструкції торця проектованої будівлі фахверкові колони розраховують як затиснені внизу консолі.

8 Виготовлення дерев'яних конструкцій

Виготовлення дерев'яних конструкцій у даний час орієнтовано в основному на індустріальні конструкції заводського виготовлення. Переважно це клеєні дерев'яні конструкції. Саме вони забезпечують високу якість і довговічність конструкцій, а збірність елементів дозволяє істотно скоротити терміни будівництва.

Технологічний процес виготовлення дерев'яних конструкцій як клеєних, так і з суцільної деревини складається з таких операцій: підготовка пиломатеріалів, що включає їхнє сушіння до визначеної вологості залежно від умов експлуатації і сортування за природними вадами і дефектами, отриманими при сушінні деревини; готування і нанесення клеїв; запресовування і склеювання; механічна обробка; нанесення захисних покриттів; збирання конструкцій.

Підготовка матеріалів. Основними матеріалами несучих дерев'яних клеєних конструкцій є пиломатеріали хвойних порід, що поставляються переважно в розсортованому вигляді. Розміри пиломатеріалів вибирають виходячи з необхідних проектних розмірів конструкцій з урахуванням запасів на механічну обробку і сушіння.

Сушіння матеріалів є однією з основних операцій технологічного процесу виготовлення дерев'яних клеєних конструкцій і значною мірою визначає їхню експлуатаційну міцність. Сушіння повинне довести пиломатеріали до заданої вологості. Сушити їх доцільно на місці розпилювання. При цьому слід пам'ятати, що вологість $W = 18\%$ називається транспортною. Транспортування деревини вагонами при такій вологості дозволяє знизити приблизно на 40–50% її масу, в результаті чого ємкість вагона збільшується на 5%, що під час перевезення за рік 20 млн. м³ пиломатеріалів вивільнює понад 10 тисяч вагонів.

Залежно від призначення пиломатеріалів, що висушуються, встановлено п'ять категорій якості сушіння: 0, I, II, III і IV. Для досягнення необхідної якості пиломатеріалів потрібно дотримувати режим сушіння,

тобто розклад температури і ступеня насичення сушильного агента (повітря). Якщо режим сушіння забезпечує задану якість і швидкість сушіння, то він називається раціональним.

Чим вище температура, нижче ступінь насичення і вище швидкість руху сушильного агента (повітря), тим інтенсивніше протікає процес сушіння.

Залежно від вимог до якості деревини встановлені такі категорії режимів сушіння: м'який (М), нормальний (Н), форсований (Ф) і високотемпературний.

Волога в деревині знаходиться у двох станах – волога вільна, тобто така, що заповнює порожнини кліток і міжклітинних просторів, і волога зв'язана (гігроскопічна), що просочує стінки (оболонки) кліток.

Деревина має властивість гігроскопічності, тобто вона здатна поглинати пари води з повітря або віддавати їх, змінюючи свою вологість залежно від зміни температури і ступеня насичення повітря. Стан деревини, при якому в ній відсутня вільна волога, але міститься максимально можлива кількість зв'язаної води, називається межею гігроскопічності $W_{п.м.}$. Практично для всіх порід деревини при температурі $t = 20^{\circ}\text{C}$ межа гігроскопічності $W_{м.г} = 30\%$. При підвищенні температури межа гігроскопічності знижується, наприклад, при $t = 60^{\circ}\text{C}$ $W_{п.г} = 26\%$.

При сушінні деревини відбувається її усушка, коли зменшуються її лінійні розміри та об'єм. Усушка деревини відбувається тільки при видаленні з неї зв'язаної води, тобто від межі гігроскопічності до абсолютного сухого стану. Розбухання деревини відбувається при поглинанні нею зв'язаної води.

Зменшення або збільшення в деревині кількості вільної води не викликає зміни її розмірів, змінюється тільки маса деревини.

Усушка деревини при видаленні з неї зв'язаної води різна в різних напрямках, наприклад, зміна розмірів уздовж волокон може досягати

0,1–0,2%, у тангенціальному напрямку – 8–12%, у радіальному напрямку – 4–8%. Останні два фактори є причиною поперечного короблення дощок.

Обов'язковою умовою переміщення вологи всередині деревини є перепад вологості між її шарами. У перший же період сушіння, коли висушуються зовнішні шари, утворюється перепад вологості, що викликає переміщення вологи зсередини масиву деревини до поверхні. При сушінні виникає також перепад температур по перерізу матеріалу, що є другою причиною руху вологи в деревині: волога переміщується від більш нагрітих місць до більш холодних, тобто від поверхні всередину, тому що поверхневі шари як більш сухі матимуть більшу температуру, ніж внутрішні. Ця друга причина, природно, сповільнює процес сушіння.

Під час сушіння пиломатеріалів треба постійно стежити за режимом сушіння, тому що може виникати не тільки поперечне, але й поздовжнє короблення (дугоподібне і гвинтове) через наявність у дощці заболоні, ядра і косошару і, що не менш небезпечно, можуть з'являтися внутрішні залишкові напруження. Якщо напруження розтягу в зовнішніх шарах перевищують межу міцності деревини поперек волокон, то при значному перепаді вологості вже в перший період сушіння в матеріалі можуть виникнути зовнішні тріщини.

Пиломатеріали, призначені для виготовлення несучих конструкцій, рекомендується сушити комбінованим способом, що включає попереднє сушіння до вологості близько 20% і камерне сушіння до вологості 8–12%. Особливу увагу слід приділяти правильному формуванню штабелів перед сушінням. Укладання пиломатеріалів у штабель повинно забезпечувати рівномірне омивання сушильним агентом (повітрям) всього матеріалу, збереження пиломатеріалом первісної форми й охороняти його від короблення, для чого використовують, наприклад, гвинтові притискачі. Внутрішні напруження і зменшення міцності деревини після сушіння не допускаються.

Сортування пиломатеріалів проводять для відбору деревини необхідної якості відповідно до категорій елементів дерев'яних конструкцій. При постачанні пиломатеріалів замість візуального використовують силове сортування. При цьому вихід вищих сортів пиломатеріалів збільшується, за рахунок чого досягається економія деревини до 20%.

Пиломатеріали зберігають у штабелях під навісами або на складах у закритих приміщеннях. Штабель повинен бути правильної геометричної форми, зі строго вертикальними бічними і торцевими поверхнями. Звичайно штабелі виконують шириною 1,8–2,4, висотою 2,6–5, довжиною 6,5–6,8 м.

Штабелі формують з однакових за породами і товщинами пиломатеріалів на прокладках з антисептованих рейок 25x40 мм. Прокладки ставлять строго вертикально одна під одною. Крайні прокладки повинні бути урівень з торцями штабеля. Щоб уникнути поздовжнього короблення за спеціальними таблицями встановлюють кількість прокладок по довжині штабеля залежно від породи деревини, товщини і довжини пиломатеріалів.

Механічна обробка включає поперечно–поздовжній розкрій дощок і фрезерування поверхонь перед склеюванням. На сучасних заводах ці операції проводять на автоматичних або напівавтоматичних лініях, що складаються із спеціалізованих верстатів. Механічну обробку заготовок виконують в межах припусків на обробку, регламентованих держстандартами. Після механічної обробки дощок до склеювання їх поверхні повинні захищатися від забруднення і зволоження.

У результаті механічної обробки на поверхні деревини можуть бути різні нерівності–борозни, риски від різця, хвилястість від обертового інструмента, виколи і вириви шматків деревини при пилянні, ворсистість і моховитість при шліфуванні. Залежно від призначення виробів до поверхні деревини ставлять різні вимоги. Чистоту поверхні оцінюють ступенем шорсткості, що визначається середнім значенням максимальних висот нерівностей (від вершини до дна западин).

Залежно від розмірів нерівностей держстандартом встановлено 12 класів шорсткості:

Клас шорсткості	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Параметри шорсткості, мкм	1600	1200	800	500	320	200	100	60	32	16	8	4

Ці класи шорсткостей на будівельних кресленнях указують так:

- склеювання зубчастих стиків: $\nabla D8$ (8 клас);
- склеювання пластей і ребер: $\nabla D7$ (7 клас).

Для забезпечення точної зборки дерев'яних конструкцій необхідно, щоб розміри деталей, що з'єднуються, знаходилися у визначених межах. Це досягається дотриманням системи допусків при обробці елементів. Дійсний розмір обробленої деталі може відрізнитися від номінального розміру, заданого кресленням. Для забезпечення взаємозамінності деталей на кресленні ставлять два розміри, що вказує межі дійсного розміру. Різниця між найбільшим і найменшими граничними розмірами називається допуском на неточність виготовлення. Чим більші допуски, тим менші вимоги, які ставлять до точності виготовлення деталей.

Сукупність допусків, що відповідають однаковому ступеню точності для всіх номінальних розмірів, називається квалітетом.

Крім дотримання системи допусків, при обробці елементів дерев'яних конструкцій необхідно також враховувати припуски на механічну обробку. Припуском називається перевищення розмірів заготовки над номінальними розмірами деталі, тобто це шар матеріалу, що підлягає видаленню при механічній обробці. Треба прагнути до мінімальних припусків, тому що це дозволяє більш раціонально використовувати деревину. Припуски залежать від виду механічної обробки і технічного стану устаткування.

При розрахунку кількості лісоматеріалів, необхідних для виготовлення виробів заданих розмірів і якості, слід враховувати:

- кількість відходів при розкрої (торцювка, вирізка дефектних місць та ін.);
- розміри необхідних припусків на чистову обробку (стругання, фрезерування та ін.);
- величину очікуваних втрат у виробництві.

Виходом чорнових заготовок називається відношення (у %) об'єму заготовок, отриманих в результаті розкрою, до об'єму розкромлених дощок, фанери, плит та ін. Остаточним виходом називається відношення об'єму оброблених деталей і виробів до об'єму розкромлених дощок, фанери, плит та ін.

Розмір виходу залежить від виду продукції, породи і сортності сировини, методів розкрою та обробки. Вихідними даними у визначенні виходу служать креслення, держстандарти і технічні умови на ці вироби.

Готування і нанесення клеїв. Для готування клеїв повинні застосовуватися дозовані зважуванням компоненти, що задовольняють вимогам відповідних держстандартів. Перед готуванням компоненти клеїв ретельно перемішують.

Нанесення клею – важлива операція в технології виготовлення конструкцій. Вона визначає витрату клею і якість склеювання. Найбільш висока якість досягається при двосторонньому нанесенні клею. Максимальна міцність забезпечується визначеною товщиною клейового прошарку (0,1–0,2 мм), що контролюється витратою клею (0,25–0,35 кг/м²).

Клей наносять вальцьовими клеєнаносювачами способами контактного (для високов'язких клеїв) і безконтактного (при виготовленні крупногабаритних елементів) наливу, а також повітряним розпиленням (для малов'язких клеїв).

Запресовування і склеювання. Після нанесення на заготовки клею виконують зборку елементів (або конструкцій), транспортування їх і витримку під тиском до необхідної міцності клейових з'єднань.

З огляду на обмежену життєздатність клею тривалість складальних операцій повинна бути мінімальною і складати за часом 40–50% життєздатності клею. Тривалість складальних операцій залежить від відкритої витримки (час з моменту нанесення клею до контакту поверхонь) і закритої витримки (час з моменту контактування поверхонь до запресовування). Найбільш оптимальним є процес, при якому заготовки одразу після нанесення клею контактують і запресовують.

У процесі запресовування конструкції склеюються під тиском, що забезпечує повний рівномірний контакт поверхонь по всій площі склеювання.

При масовому виготовленні однотипних конструкцій з невеликою шириною клейових прошарків (до 120 мм) запресовування здійснюють у пресових установках безперервної дії із застосуванням високочастотного нагрівання.

При виготовленні великопрольотних конструкцій криволінійного обрису збирання доцільно виконувати безпосередньо у ваймових пресах або застосовувати цвяхове пошарове запресовування.

Діючими нормативними документами передбачається запресовування при тиску від 0,03 до 0,1 МПа залежно від виду клею, його в'язкості та інших властивостей.

Режим склеювання має на увазі необхідні температуру і час витримки до досягнення клейовим з'єднанням необхідної міцності. Для прискорення технологічного процесу виготовлення встановлена розбірна міцність, що дорівнює не менше 50% розрахункової для прямолінійних і не менше 70% – для криволінійних елементів (конструкцій).

При склеюванні в нормальних умовах ($t = 16–20^{\circ}\text{C}$) час твердіння визначається властивостями клеїв і складає до 10 годин для прямолінійних і до 20 годин для криволінійних елементів. Склеювання прискорюється застосуванням контактного і високочастотного нагрівання.

Захист дерев'яних клеєних конструкцій від зволоження, біопшкоджень і загоряння в обов'язковому порядку необхідний для несучих конструкцій. Найбільш ефективними є покриття, що забезпечують комплексний захист деревини. Однак арсенал таких покриттів поки невеликий, тому використовують систему захисних речовин. Спочатку деревину просочують водорозчинними складами, що захищають її від гниття (паста на латексі ПАЛМ-Ф, водний розчин фтористого натрію, кремнефтористий амоній) і загоряння (склад ППЛ, перхлорвінілова емаль ПХВО). Після підсушування поверхні деревини її обробляють захищаючими засобами від зволоження (пентафталева емаль ПФ-115, алкідно-карбамідна емаль МЧ-181, лаки та ін.). Вид і технологія обробки приводяться на робочих кресленнях з посиланням на нормативні документи і технічні умови.

Контроль якості дерев'яних клеєних конструкцій виконують на всіх основних технологічних етапах їхнього виготовлення. Готові конструкції повинні строго відповідати вимогам держстандарту або технічним умовам на конкретні види конструкцій.

Поетапний контроль і контроль готової продукції включає ряд операцій. При підготовці пиломатеріалів і заготовок перевіряють вологість деревини, внутрішні напруження, чистоту обробки поверхні, виявляють і усувають неприпустимі для елементів конструкцій відповідної категорії пороки, встановлюють механічні характеристики деревини і відповідність геометричних розмірів пиломатеріалів і заготовок проектним, а також правильність вибору геометрії зубчастих шипів.

При підготовці клеїв треба правильно витримати склад, визначити умовну в'язкість, життєздатність, час витримки до запресовування деталей і час твердіння клею.

У процесі склеювання звертають увагу на температуру і вологість повітря цеху, на витрату клею і якість його нанесення на поверхні заготовок, на вибір способу запресовування і забезпечення необхідного тиску запресовування, на вибір способу нагрівання і підтримування потрібної

температури склеювання, на витримку під тиском і після розпресовування до механічної обробки готового дощатоклеєного блоку.

Контроль клейових з'єднань після виготовлення елемента полягає в перевірці товщини клейового прошарку, визначенні міцності при сколюванні уздовж волокон і при вигині і розтяганні зубчастих з'єднань, встановленні однорідності клейового прошарку і непростеїв.

Після виготовлення конструктивного елемента з дощатоклеєного блоку перевіряється якість механічної обробки, фіксується можливе відхилення від проектної геометричної форми і розмірів, виявляється наявність видимих дефектів і перевіряється якість захисної обробки.

Останнім етапом контролю якості є перевірка несучої здатності конструкцій. Партія конструкцій, що пройшли зовнішній огляд і обмірювання, вважається прийнятною, якщо при випробуваннях довільно відібраних екземплярів відношення руйнівного навантаження $P_{разр}$ до контрольного навантаження $P_{контр}$ буде для усіх відібраних екземплярів більше одиниці, тобто

$$\frac{P_{разр}}{P_{контр}} \geq 1, \quad (11.1)$$

де $P_{контр} = P_n \cdot k$ – контрольне навантаження; P_n – проектна несуча здатність; k – коефіцієнт безпеки для даного типу конструкції.

Умова (5.1) гарантує довговічність і надійність експлуатації дерев'яних конструкцій.

9 Експлуатація, ремонт і підсилення дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції повинні надійно працювати протягом всього терміну їхньої експлуатації: капітальні споруди – 50, сільськогосподарські будівлі – 20, тимчасові – 10 років. У дійсності в нормальних умовах дерев'яні конструкції можуть надійно експлуатуватися значно довше цих термінів. Нормальними умовами експлуатації є такі, при яких дерев'яні конструкції не пошкоджуються, навантаження, що діють на них, не перевершують їхньої

несучої здатності, а температура і вологість не перевищують припустимих. При порушенні цих умов дерев'яні конструкції можуть передчасно втратити свою несучу здатність.

Ретельний огляд дерев'яних конструкцій необхідно проводити при прийманні їх в експлуатацію і потім повторювати з періодичністю не менше одного разу на рік. При цих оглядах повинні бути встановлені й занесені в дефектну відомість усі дефекти виготовлення і порушення нормального режиму експлуатації конструкцій. У процесі огляду треба звертати увагу на фактори, що впливають на несучу здатність конструкції: відхилення розмірів елементів від проектних; наявність серйозних пошкоджень і неприпустимих пороків деревини; відхилення розмірів і кількості з'єднань від проектних; наявність неправильно виконаних з'єднань, що розійшлися; наявність перевантаження конструкцій і недостатнього їхнього горизонтального закріплення; наявність неприпустимих прогинів і вихід із площини; порушення нормального температурно-вологісного режиму; недостатня вологопаротеплоізоляція; наявність зон зволоження, перегріву і гниття деревини. При виявленні зазначених дефектів виконують перевірочний розрахунок конструкцій з урахуванням цих дефектів. Якщо виявиться, що конструкції мають недостатню несучу здатність, величини діючих на них навантажень необхідно обмежити або конструкції підсилити.

У процесі експлуатації конструкцій з деревини підвищеної вологості в їхніх елементах при висиханні можуть виникнути поздовжні усушечні тріщини. Якщо ці тріщини досягають небажаної величини, їх ліквідують, вклеюючи в них клиноподібні вкладиші відповідних розмірів на водостійкому клеї.

У перші роки експлуатації конструкцій відбувається процес зім'яття навантажених поверхонь з'єднань, а в конструкціях, виготовлених з деревини підвищеної вологості, – також усушка, зменшення розмірів елементів. У результаті щільність і монолітність з'єднань можуть бути порушені, болти і тяжі можуть втратити первісний натяг, з'являються щілини і зазори між

елементами, що з'єднуються. Ослаблі болти і тяжі необхідно підтягти і відновити первісну щільність. При наявності більш серйозних і небезпечних для несучої здатності дефектів з'єднань їх необхідно підсилити.

Температурно-вологісний режим має вирішальне значення для довговічності дерев'яних конструкцій, оскільки його порушення призводить до зволоження, а потім до гниття або перегріву й ослаблення деревини. При оглядах особлива увага повинна приділятися збереженню цілості і водонепроникності покрівлі, особливо в розжолобках, протікання в яких є однією з головних причин зволоження деревини. У місцях її стикання з бетоном і каменем повинні бути перевірені схоронність гідроізоляції і відсутність конденсаційного зволоження деревини. У виявлених місцях зволоження необхідно перевірити наявність зон гниття деревини. Усі причини зволоження деревини мають бути усунуті. Водо- і теплоізоляційні шари покриттів і пароізоляційні ділянки в місцях порушень повинні бути відновлені, ділянки деревини, що загнили, вилучені й замінені. Частина дерев'яних конструкцій, що піддаються підвищеному нагріванню, повинні бути ізольовані від неприпустимого нагрівання.

Підсилення дерев'яних конструкцій необхідно при: зміні первісного технологічного режиму експлуатації; значному зростанні навантаження від устаткування і матеріалів, що призводить до перевищення несучої здатності конструкцій; допущенні серйозних помилок при проектуванні, у результаті яких несуча здатність конструкцій виявилася заниженою; недоброякісних конструкціях, коли була застосована деревина зниженої міцності з неприпустимими пороками або з'єднання виконані з порушенням технології і небезпечними дефектами; експлуатації конструкцій у ненормальних умовах; зволоженні, загниванні і механічних ушкодженнях деревини, що спричинили до зниження несучої здатності конструкцій.

Складання проекту підсилення є першим етапом робіт з підсилення конструкцій. Його виконують на підставі даних дефектних відомостей, складених у процесі огляду – обстеженні конструкцій, супроводжуваних їх

точними вимірами. Міцність деревини підсилюваних конструкцій повинна бути визначена шляхом випробувань стандартних зразків, вирізаних з ненавантажених ділянок конструкцій. Проект підсилення повинен враховувати всі особливості експлуатації конструкцій, містити робочі креслення деталей підсилення і вказівки з виконання робіт. У проекті необхідно навести вказівки по антисептуванню деревини конструкцій і рекомендації з їх експлуатації.

Перед початком виконання робіт по підсиленню конструкцій необхідно їх розвантажити, щоб виключити небезпеку обрушування і забезпечити необхідну безпеку робіт. Розвантаження конструкцій виконують шляхом їх підпирання або вивішування тимчасовими стояками з колод або брусів за допомогою клинів або домкратів. При підпиранні конструкції піднімають до такого положення, коли їхній прогин зникає. Кількість і розміри перерізів стояків залежать від прольоту і навантаження на конструкції і визначаються з розрахунку. Після закінчення робіт з підсилення стояки прибирають, причому зняття з них навантажень необхідно виконувати поступово, без ривків.

Приведемо приклади підсилення дерев'яних конструкцій, що часто зустрічаються в будівельній практиці.

Підсилення балкових покриттів і перекриттів у випадку їхнього перевантаження, коли вони не мають ніяких дефектів, найбільш доцільно виконати шляхом зменшення діючих на них навантажень. Для цього можна поставити додаткові балки поруч або в проміжку між існуючими. Такий же ефект дає заміна утеплювача або засипки на більш легкі.

Підсилення опорних частин прогонів і балок, обпертих на зовнішні стіни й уражених гниттям, виконують у такий спосіб. Після підпирання балки біля опори уражений гниттям її кінець відрізають і спалюють. Вилучений кінець балки заміняють новим металевим або дерев'яним протезом. Металевий протез складається з відрізків сталевого

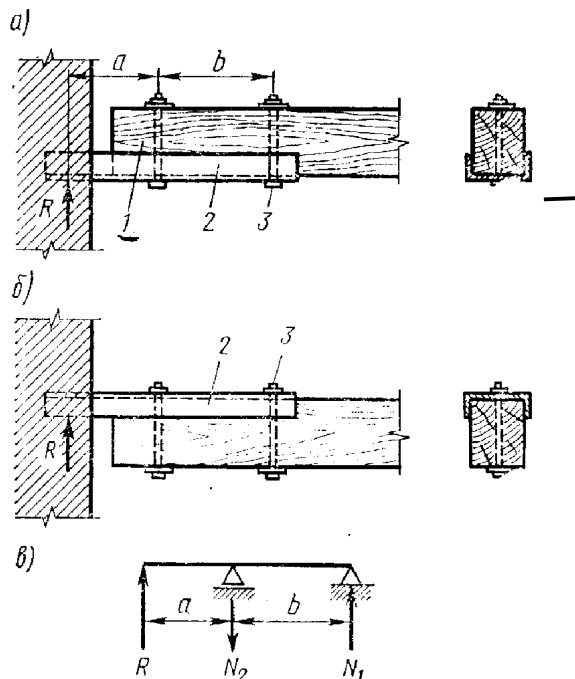


Рисунок 9.1 – Підсилення кінців перекриттів: *a* – нижній протез; *б* – верхній протез; *в* – розрахункова схема; 1 – балка; 2 – сталева накладка; 3 – болт

швелера або двох кутників, що прикріплюються до кінця балки двома болтами, а між металом і деревиною прокладається шар гідроізоляції.

Відрізаний кінець дощатої балки можна замінити також двома дощатими накладками, що прибиваються до балки двома рядами цвяхів. Якщо дозволяють габарити перекриття, то кінець балки може бути підсилений дерев'яним брусом, розміщеним вище або нижче підсилюваної балки і з'єднаний з нею болтами.

Підсилення складених балок (рис. 9.2). Часто зустрічається такий дефект складених балок, як недостатня кількість або незадовільна якість з'єднань, що не забезпечують спільну роботу елементів балок. У балках на піддатливих з'єднаннях може бути поставлена недостатня кількість цвяхів, дубових пластинок або може відбутися сколювання деревини шпонок або колодок. У клеєних балках може мати місце недостатня міцність клеєних з'єднань або є неприпустимі непроклеї у швах. Підсилення

дощатоцвяхових балок після їхнього вивішування виконують шляхом додаткового забивання цвяхів. Підсилення брущатих і дощатоклеєних балок після їхнього підпирання виконують за допомогою накладок. По обидва боки до балки по всій довжині прибивають цвяхами смуги водостійкої фанери товщиною не менше 10 мм. Такі цвяхи не повинні попадати в щілини між брусами або дошками, тому забивають їх по шаблону. Фанерні обшивки і цвяхи повинні бути розраховані на дію парних зусиль

зсуву $T_{1/2} = 1,5M \cdot S / J$ від поперечних сил, що діють на половині прольоту балки.

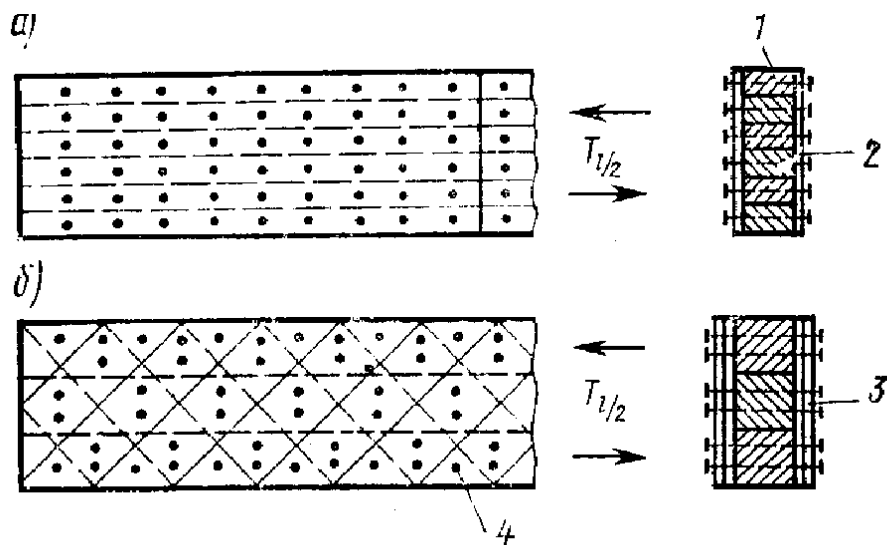


Рисунок 9.2 – Підсилення складених балок:
 а – підсилення фанерними обшивками; б – підсилення дощатими перехрестними обшивками; 1 – балка; 2 – фанера будівельна;
 3 – доски обшивки; 4 – цвяхи.

Підсилення нижніх поясів ферм. Нижні дерев'яні пояси ферм частіше від інших стержнів мають потребу в підсиленні. Вони є найбільш відповідальними розтягнутими елементами конструкцій. Якщо неприпустимі дефекти концентруються в окремих точках нижнього пояса, то застосовують місцеве підсилення шляхом установки в цих точках дощатих накладок на болтах. Площу перерізу накладок приймають не менше, ніж площа перерізу підсилюваного елемента. Нерідко для підсилення дефектної ділянки застосовують натяжні стики з окремих дощатих накладок на болтах, стягнутих сталевими тяжами з гайками та кутниковими траверсами (рис. 9.3).

Загальне підсилення нижнього поясу (рис. 9.4) застосовують у тих випадках, коли він має по довжині численні дефекти і виконання місцевих підсилень недоцільно. У цьому випадку уздовж усього нижнього поясу ставлять з боків два тяжі з арматурної сталі, що за допомогою гайок кріплять до поперечних траверс із прокатного металу, що спирається на опорні вузли

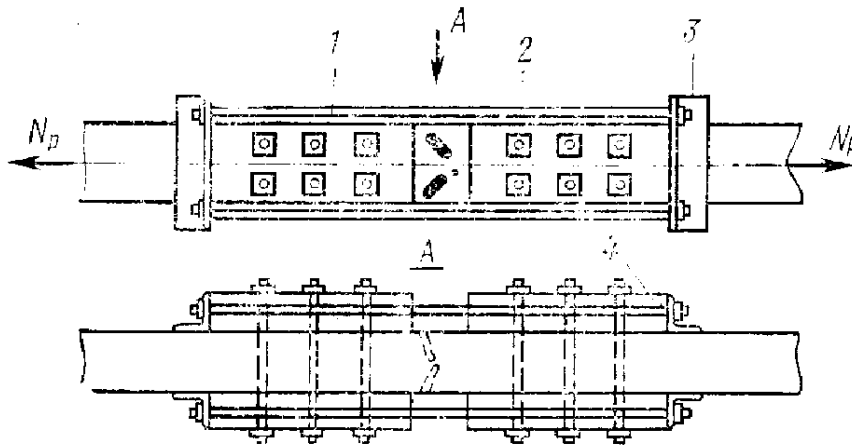


Рисунок 9.3 – Підсилення дефектної ділянки розтягнутого нижнього поясу ферми сталевими тяжами: 1 – сталеві тяжі; 2 – болти; 3 – кутникові траверси; 4 – дерев'яні накладки

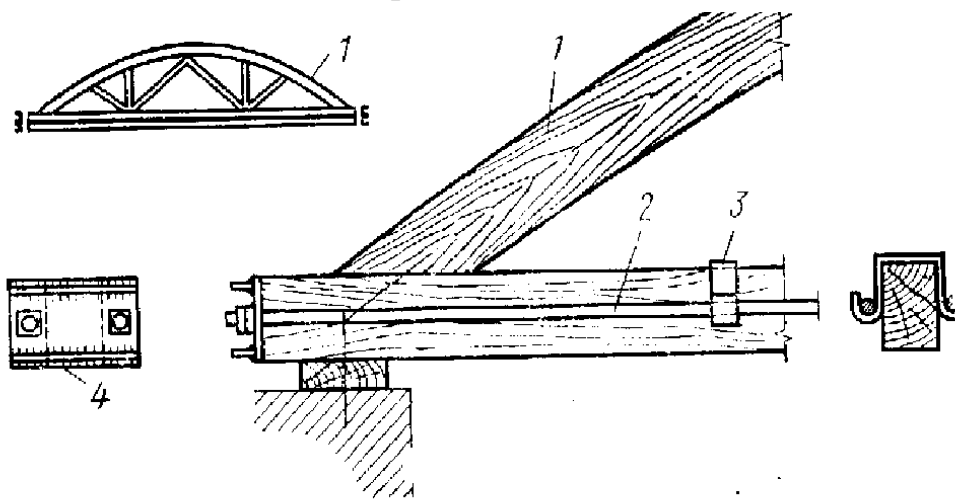


Рисунок 9.4 – Підсилення нижнього поясу ферми сталевими затяжками: 1 – ферма; 2 – сталеві затяжки; 3 – хомут; 4 – опорна траверса

ферми. Щоб уникнути провисання, тяжі укладають на хомути, прикріплені до нижнього поясу ферми. Сталеві тяжі розраховують на повне розтягуюче зусилля, що може виникнути в нижньому поясі ферми.

Підсилення верхніх поясів ферм. Верхні пояси ферм, що мають складений переріз, при недостатній кількості або якості з'єднань інколи втрачають проектне положення і виходять з своєї площини. Їхнє підсилення полягає в установці поруч з ними, з протилежного випинання боку, додаткового бруса на болтах, що перешкоджає росту прогинів. Можна також шляхом натягу цих болтів або за допомогою домкрата попередньо випрямити елемент.

Підсилення опорних вузлів ферм (рис. 9.5). Опорні вузли ферм, що спираються на зовнішні стіни, нерідко систематично звожуються і піддаються через це гниттю. Це ставить під загрозу несучу здатність усієї конструкції. Підсилення дефектних опорних вузлів виконують шляхом заміни їх сталевими протезами.

Новий опорний вузол – протез – у більшості випадків виготовляють із прокатної сталі зварної конструкції. Він може складатися з двох горизонтальних і двох похилих швелерів, розставлених на ширину перерізів поясів ферми. До горизонтальних швелерів приварюють опорний лист, а між похилими швелерами – сталеву діафрагму. Верхній пояс ферми вводиться між похилими швелерами протеза, спирається торцем у діафрагму і закріплюється монтажними болтами. Нижній пояс ферми вводиться між горизонтальними швелерами і з'єднується з ними двома рядами розрахункових болтів.

У випадку, коли потрібно підсилення всього нижнього поясу ферми, включаючи опорні вузли, його виконують шляхом установки таких же сталевих протезів з додатковими деталями, необхідними для закріплення і натягу двосторонніх тяжів підсилення поясу.

Підсилення конструкції в цілому (рис. 9.6) виконують при численних дефектах і недостатній загальній несучій здатності. Конструкції таких підсилень завжди строго індивідуальні. У багатьох випадках досить ефективним є підсилення конструкції сталевими тяжами з нарізкою і гайками на кінцях. Такі тяжи можуть входити до складу ґрат ферм у вигляді додаткових розтягнутих розкосів або стояків. Вони можуть утворювати безперервні додаткові розтягнуті пояси, так звані підпружні ланцюги, що тягнуться від однієї опори до другої. У прольоті підпружні ланцюги можуть бути опущені за допомогою додаткових стояків значно нижче нижнього ребра конструкції (ферми). При цьому загальна висота конструкції і відповідно зусилля стиску в її верхньому збільшуються, а розтягання в нижньому поясі істотно зменшуються.

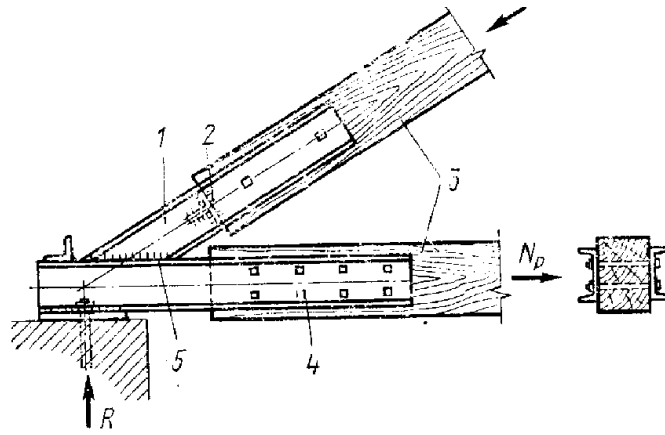


Рисунок 9.5 – Підсилення опорного вузла ферми сталевим протезом:
 1 – сталевий протез із швелерів; 2 – діафрагма; 3 – ферма;
 4 – болти; 5 - зварний шов

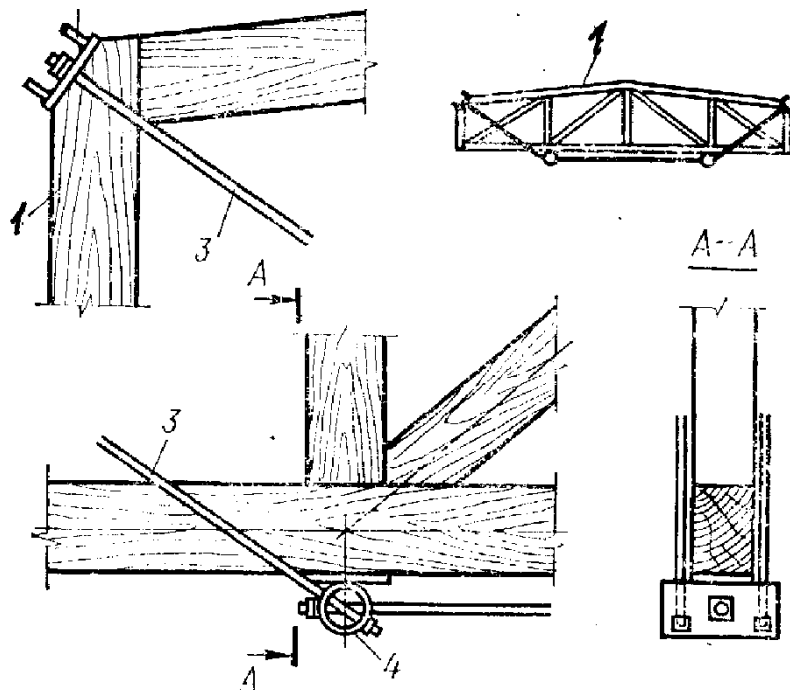


Рисунок 9.6 – Підсилення конструкції сталевими тяжами (підпружним ланцюгом): 1 – конструкція; 2 – опорна траверса; 3 – тяжі з сталеві арматури; 4 – проміжна опора конструкції

Підсилення дефектних гнучких арок може бути виконане шляхом установки нижче них додаткових грат, завдяки чому арка перетворюється в більш жорстку сегментну ферму. У випадках, коли дефекти конструкції настільки серйозні, що її підсилення недоцільне, конструкцію видаляють і заміняють новою.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Слищкоухов Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. Иванов В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. – Київ : Вища школа, 1983. – 279 с.
3. Иванов В. А. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – Київ : Вища школа, 1981. – 391 с.
4. Гринь И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. – Київ : Вища школа, 1975. – 280 с.
4. ДБН В.1.2–2:2006. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия.
5. ДБН В.2.6–161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. – Чинний від 2011–09–01. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 102 с.
6. Попельнух В. М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас : Тексти лекцій для студентів будівельних спеціальностей. / В. М. Попельнух. – Харків : ХДАМГ, 2002. – 124 с.
7. Попельнух В. М. Конструкції з дерева і пластмас : Конспект лекцій для студентів будівельних спеціальностей / В. М. Попельнух. – Харків : ХДАМГ, 2003. – 104 с.
8. Попельнух В. М. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева і пластмас» / В. М. Попельнух, О. І. Лугченко. – Харків : ХДАМГ, 2005. – 85 с.

Навчальне видання

ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна
БІДАКОВ Андрій Миколайович

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

(для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)

Відповідальний за випуск *О. М. Пустовойтова*
Редактор *Ю.С. Ільницька*
Комп'ютерне верстання *О. М. Пустовойтова*

План 2017, поз. 3Л

Підп. до друку 17.04.2018. Формат 60 × 84/16
Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 4,8
Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.