

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до самостійної роботи та проведення практичних занять
з навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(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

Методичні рекомендації до самостійної роботи та проведення практичних занять з навчальної дисципліни «Дерев'яні конструкції» для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : О. М. Пустовойтова, А. М. Бідаков. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. – 75 с.

Укладачі: 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.

ЗМІСТ

Самостійна робота.....	4
Тема 1 Кружально-сітчасті склепіння.....	4
Тема 2 Складки.....	12
Тема 3 Структурні конструкції.....	14
Тема 4 Тонкостінні куполи-оболонки.....	16
Тема 5 Гіперболічні оболонки.....	20
Тема 6 Пневматичні будівельні конструкції.....	23
Тема 7 Спеціальні споруди. Вежі (башти).....	26
Тема 8 Щогли на відтяжках.....	30
Тема 9 Риштування, підмости, кружала.....	32
Практичні заняття.....	36
Задача 1 Розрахунок клеєфанерної панелі.....	36
Задача 2 Розрахунок поперечної рами будівлі з клеєними стояками.....	39
Задача 3 Розрахунок розтягнутого стику на циліндричних нагелях.....	46
Задача 4 Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах.....	48
Задача 5 Розрахунок балки на пластинчастих нагелях.....	51
Задача 6 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття.....	53
Задача 7 Розрахунок клеєфанерної балки.....	57
Список джерел	63
Додаток А.....	64
Додаток Б.....	73

САМОСТІЙНА РОБОТА

Тема 1 Кружально-сітчасті склепіння

Кружально-сітчасті склепіння це просторова конструкція, що складається з окремих поставлених на ребро стандартних елементів – косяків, які йдуть по двох пересічних напрямках і утворюють ламані гвинтові лінії (рис. 1.1).

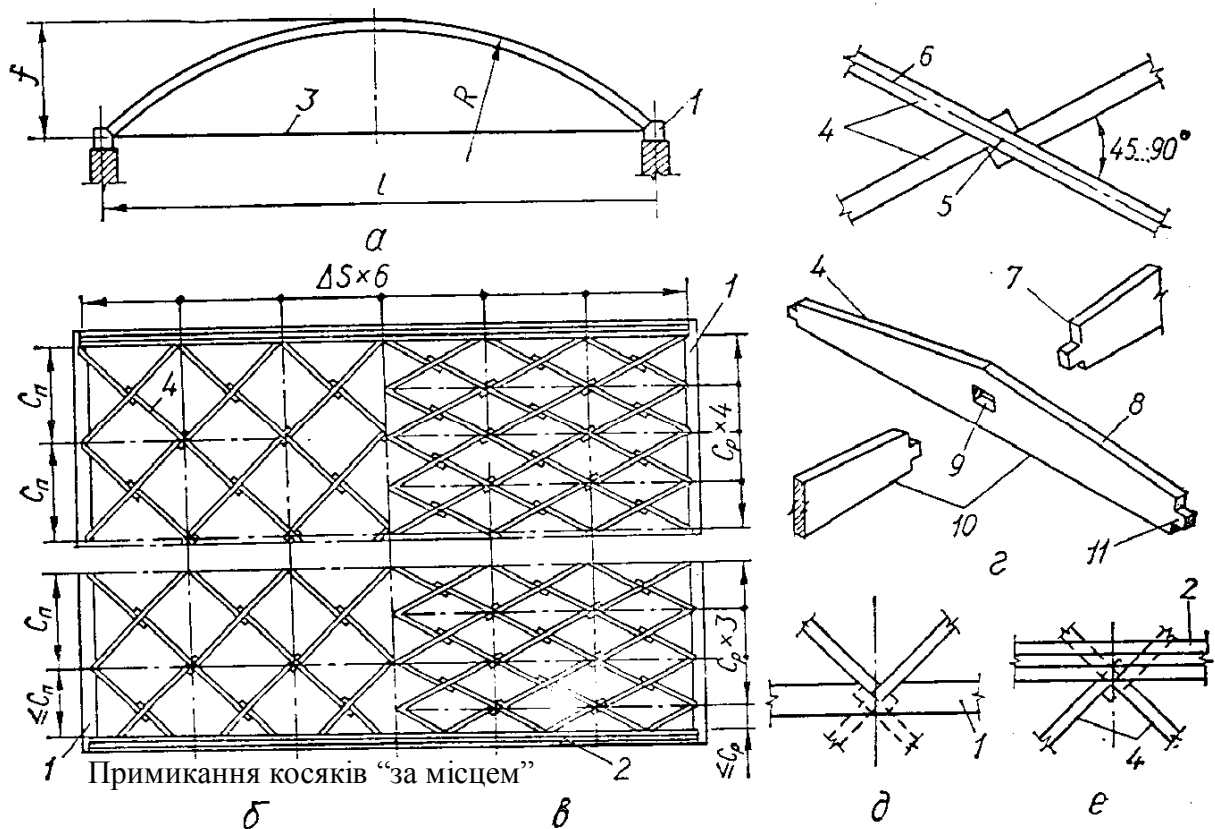


Рисунок 1.1 – Кружально-сітчасте склепіння системи С .І. Песельника:
а – загальний вигляд; б – розгортка склепіння з прямокутною сіткою; в – те ж, з ромбічною сіткою; г – основний (середній) вузол; д – опорний вузол; е – вузол примикання до фронтоної арки; 1 – мауерлат; 2 – фронтона арка; 3 – затяжка; 4 – основні косяки; 5 – центр вузла; 6 – вісь верхньої грані наскрізного косяка; 7 – торець косяка; 8 – верхня грань; 9 – гніздо; 10 – нижня грань; 11 – шип.

У кружально-сітчастих конструкціях сполучаються індустріальність виготовлення елементів з перевагами просторових конструкцій: міцність і надійність склепіння визначається середньою міцністю багатьох елементів, і вплив якості деревини окремих елементів має менше значення, ніж у площинних конструкціях.

Кружально-сітчасті склепіння в поперечному перерізі мають зовні круговий або правильний багатокутний обрис. Виникаючий розпір сприймається металевими затяжками або безпосередньо опорами. Відношення стріли підйому склепіння f до його прольоту l приймають $\geq \frac{1}{7}$.

Характерними рисами кружально-сітчастих склепінь є:

- уніфікація форми і розмірів косяків, що дає змогу виготовляти їх заводським способом;
- транспортабельність елементів;
- простота і швидкість збирання конструкції;
- можливість улаштування покрівельного настилу безпосередньо по несучій конструкції (без прогонів і допоміжних кроквяних ніг).

Застосування кружально-сітчастих склепінь у багаторядових покриттях не рекомендується, тому що в місцях примикання склепінь можуть виникати «снігові мішки», які створюють великі бічні тиски, що призводить до значних деформацій склепіння.

Кружально-сітчасті склепіння бувають:

- 1 з вузлами на шипах (безметальні) системи С. І. Песельника (рис. 1.1);
- 2 з вузлами на болтах системи Цольбау.

Обидва ці варіанти склепінь можуть бути виконані або з косяків суцільного перерізу, що обмежені розмірами сортаменту пиломатеріалів, або з клеєфанерних косяків. Суцільними косяками можна перекривати прольоти до 20 м, клеєфанерними – до 100 м.

У конструкціях покриттів усіх систем розрізняють три типи вузлів: основні (середні) (рис. 1.1, г); опорні (рис. 1.1, д), в яких косяки сполучаються з настінними брусами (мауерлатами) і торцеві (рис. 1.1, е), в яких косяки сполучаються з фронтонними арками.

Основні вузли сітки склепінь утворюються з трьох косяків, один з яких є «наскрізним» і проходить через вузол не перериваючись, а два інших «набіжних» косяків примикають до наскрізного косяка.

Розглянемо більш докладно конструкцію і розрахунок кружально-сітчастих склепінь системи С. І. Песельника (рис. 1.1). Склепіння цієї системи виготовляють з косяків суцільного перерізу, що мають на кінцях шипи, а в центрі - наскрізне прямокутне гніздо (рис. 1.1, г), осі якого розташовуються відповідно посередині довжини і висоти косяка: ширина гнізда дорівнює двом товщинам косяка мінус 2 мм, а висота – одній чверті висоти косяка.

Для зручності монтажу склепіння, що ведуть від опор до шалиги, рекомендується вирішувати вузли так, щоб шип вищерозміщеного косяка, що набігає, розташовувався в гнізді над шипом нижчерозміщеного косяка. Таке рішення викликається також необхідністю забезпечити в гнізді взаємний упор набіжних косяків для сприйняття однієї з діючих у вузлі сил, спрямованої нормально до їхньої осі.

Косяки в склепінні крім поздовжньої сили стиску і згинального моменту сприймають також поперечні сили, що можуть викликати їхнє розколювання. Однак, чим більше довжина косяка, тим менше поперечна сила, що викликає цю небезпеку. Тому встановлені такі конструктивні вимоги до розмірів косяків:

$$l_k / h_k \geq 13; b_k \geq 2,5 \text{ см}; h_k / b_k \leq 4,5; h_k \geq \frac{1}{100} l,$$

де l_k - довжина косяка;

b_k - товщина косяка;

h_k - висота косяка в його середині довжини;

l – прольот склепіння.

Вузли склепіння бажано виконувати центрованими, тому що в нецентрованому вузлі виникає додатковий згинальний момент у напрямку меншого моменту інерції косяка від поздовжніх зусиль у набіжних косяках.

Від значення кроку сітки C уздовж твірної склепіння і кроку ΔS уздовж дуги його поперечного перерізу (рис. 1.1,б) залежить геометрія склепіння. Довжина твірної склепіння B (відстань між внутрішніми гранями

фронтонних арок) повинна бути кратною кроку C , а довжина дуги S_0 поперечного перерізу склепіння повинна бути кратною кроку ΔS . Це забезпечує стандартність опорних вузлів з однієї і з іншої сторони склепіння, а також стандартність торцевих вузлів.

Від величини кроку C також залежить значення зусиль, що сприймаються косяками: чим більше C , тим більші згинальний момент і нормальна сила, що ними сприймаються.

Сталеві затяжки (круглого перерізу), що сприймають розпір, повинні розміщуватися так, щоб забезпечити центрування опорного вузла. Крок затяжок призначають кратним кроку C сітки.

У торцях склепіння замикається дво- чи тришаровими кружальними арками, що виготовляються з косяків, але без шипів. При стандартному вирішенні торцевого вузла косяки склепіння примикають до торцевої арки по лінії, що проходить між центрами вузлів і з'єднуються з аркою цвяхами.

У зв'язку з тим, що кружально-сітчасте склепіння представляє просторову систему з великою кількістю стержнів (косяків), то його точний розрахунок дуже складний. Розглянемо наближений метод розрахунку склепіння.

Зі склепіння нормально до його осі виділяється розрахункова смуга шириною, рівною C . Виділена смуга розглядається як плоска дво- чи тришарнірна арка постійної жорсткості, навантажена навантаженням, що приходить на цю смугу. Площа перерізу такої арки береться рівною площі перерізу двох косяків, а момент інерції – моменту інерції одного косяка. Після розрахунку цієї арки з прийнятими допущеннями за правилами будівельної механіки одержуємо величини згинального моменту M_a і нормальної сили N_a , що діють на арку.

У кожному вузлі сітки склепіння згинальний момент сприймається повністю тільки одним косяком. Отриманий з розрахунку арки згинальний

момент M_a дає складові, що проходять через наскрізний косяк M_1 і через твірну M_2 .

$$M_1 = \frac{M_a}{\sin \alpha}, \quad (1.1)$$

де α - кут між віссю косяка і твірною склепіння.

Друга складова моменту M_2 викликає в косяках крутіння, що погашається настилом, прибитим до косяків.

Завдяки просторовій роботі покриття на значення згинальних косяки моментів впливають жорсткі фронти, що збільшують жорсткість покриття і зменшують згинальні моменти в косяках. Розвантажувальна дія жорстких

фронтових враховується коефіцієнтом $K_\phi = f\left(\frac{B}{S_\phi}\right)$,

де B - відстань між фронтовими арками,

S_ϕ - довжина дуги склепіння.

Коефіцієнт K_ϕ визначається з таблиці:

B / S_ϕ	1 і менше	1,5	2	2,5 і більше
K_ϕ	2	1,4	1,1	1

З урахуванням сказаного розрахунковий згинальний момент у косяку буде таким:

$$M_{расч} = \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot \sin \alpha}, \quad (1.2)$$

де ξ - коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту від дії поздовжньої сили.

У виділеній арковій смужі нормальна сила N_a сприймається однаково обома косяками. Тому на один косяк передається зусилля

$$N_1 = \frac{N_a}{2 \sin \alpha}. \quad (1.3)$$

Прийнятий за конструктивними вимогами переріз косяка перевіряється як стиснуто-вигинний елемент:

$$\sigma = \frac{N_a}{2F_{HT}^k \cdot \sin \alpha} + \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot W_{HT}^k \cdot \sin \alpha} \leq R_c, \quad (1.4)$$

де F_{HT}^k і W_{HT}^k - площа і момент опору нетто косяка в середині його довжини;

α – див. виноски до формули (1.1);

$$\xi = 1 - \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{HT}^k \cdot R_c \cdot \sin \alpha};$$

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

λ – гнучкість склепіння, визначається для безметальних склепінь з вузлами на шипах за формулою:

$$\lambda = \frac{0,75 \cdot l_0}{\sin \alpha \sqrt{\frac{J_{\bar{o}p}^k}{2F_{\bar{o}p}^k}}}, \quad (1.6)$$

де 0,75 – емпіричний коефіцієнт, що враховує просторову роботу сітки склепіння;

$F_{\bar{o}p}^k, J_{\bar{o}p}^k$ – площа і момент інерції бруто косяка в середині його довжини;

l_0 – розрахункова довжина дуги склепіння, приймається:

– при симетричному навантаженні для двошарнірних склепінь $l_0 = 0,35 S_\delta$;

– для тришарнірних склепінь $l_0 = 0,58 S_\delta$;

– при несиметричному навантаженні для дво- і тришарнірних склепінь

$$l_0 = \frac{\pi \cdot S_\delta}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}},$$

тут α – центральний кут напівварки, рад.

Варто зазначити, що у формулі (1.6) розрахункова довжина дуги склепіння збільшена діленням на $\sin \alpha$, що враховує косий напрямок косяків

склепінь, бо при цьому відбувається нагромадження елементарних деформацій вузлів склепіння під впливом згинального моменту.

При невеликих напруженнях вигину, що не перевищують 10 % від напружень стискання, переріз косяків перевіряється на стійкість без урахування згинального моменту:

$$\sigma = \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{\text{оп}}^k \cdot \sin \alpha} \leq R_c. \quad (1.7)$$

У вузлах кружально-сітчастих склепінь необхідно перевіряти бічні грані наскрізного косяка на зім'яття впоперек волокон торцями набіжних косяків. Силу зім'яття N_{cm} знаходять за формулою

$$N_{cm} = \frac{N_a}{2 \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha}. \quad (1.8)$$

Зусилля стиску в косяках, що примикають до торцевої арки, дають рівнодіючу N_p в напрямку твірної склепіння:

$$N_p = N_a \cdot \text{ctg} \alpha. \quad (1.9)$$

Щоб уникнути передачі цих рівнодіючих зусиль N_p на торцеві арки, вони сприймаються дошками поздовжнього настилу (латами), що прикріплюються цвяхами до їхнього верхнього пояса.

Необхідну кількість цвяхів $n_{\text{зв}}$ для кріплення однієї дошки поздовжнього настилу шириною b до торцевої арки знаходять за формулою

$$n_{\text{зв}} = \frac{N_p \cdot b}{\Delta S \cdot T_{\text{зв}}}, \quad (1.10)$$

де $T_{\text{зв}}$ - несуча здатність одного цвяха;

ΔS - крок косяків по дузі склепіння.

Розрахунок поздовжнього настилу ведуть на спільну дію вигину від зовнішнього навантаження на прольоті між косяками і на розтягання від дії сили N_p .

Якщо розглядати косяки кружально-сітчастого склепіння як самостійні елементи, то вони працюють як однопрольотні балки з навантаженнями від

набіжних косяків зосередженими в середині прольоту (рис. 1.2). Опорна реакція Q сприймається шипами і передається на відповідні грані гнізда. Передача у вузлах поперечних сил Q відбувається зосереджено на грані гнізда косяка, що підвищує небезпеку його розколювання. Для зменшення цієї небезпеки, як уже зазначалося раніше, рекомендується збільшувати

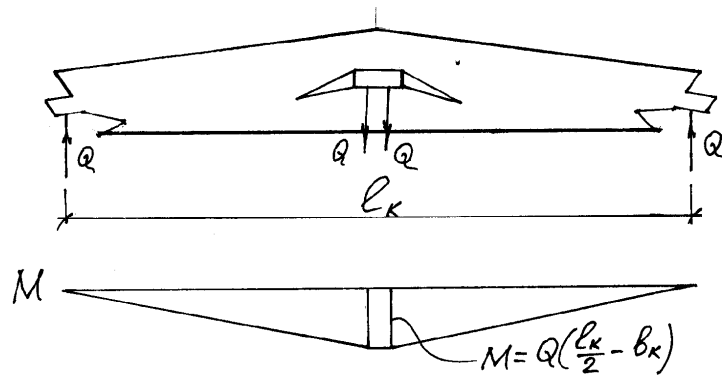


Рисунок 1.2 – Схема роботи косяка

довжину косяків ($l_k / h_k \geq 13$), бо при цьому зменшується поперечна сила. З

формули $M = Q\left(\frac{l_k}{2} - b_k\right)$ маємо $Q = \frac{2M}{l_k - 2b_k}$.

Настінні бруси (мауерлати) кружально-сітчастого склепіння розраховують на вигин. Залежно від схеми обпирання їх розраховують:

а) при обпиранні на окремі стояки – на косий вигин від дії вертикального і горизонтального (розпір) навантаження склепіння;

б) при обпиранні склепіння на стіни – на вигин у горизонтальній площині від дії розпору.

Розрахунковим прольотом є: при розрахунку на вертикальні й горизонтальні навантаження – відстань між стояками; при розрахунку тільки на горизонтальні навантаження – відстань між затяжками склепіння.

Тема 2 Складки

Складчасте покриття являє собою поверхню, утворену системою похилих плоских граней, що примикають одні до інших під кутом по довгим і спираються на торцеві діафрагми або ребра – по коротким сторонам (рис. 2.1).

Форма поверхні складок може бути трикутною, трапецієподібною або прямокутною (рис. 2.1, в). Найчастіше застосовують багатохвильові покриття. Форма плану споруд, що перекриваються складками, може бути прямокутного, багатокутного або криволінійного обрису.

Складки виготовляють з деревини і полімерних матеріалів. Для граней складок застосовують клеєні, клеєфанерні, деревостружкові, дощано-цвяхові балкові елементи і плоскі тришарові пластмасові панелі. Для підвищення поперечної жорсткості складок використовують розпірки, ребра жорсткості або затяжки, встановлювані по довжині складки.

Проліт складок l – відстань між осями опорних елементів звичайно не перевищує 20-25 м. Відношення стріли підйому f до прольоту l для складок з деревних матеріалів коливається в межах $\frac{1}{2} - \frac{1}{9}$, з полімерних матеріалів – до

$\frac{1}{15}$. Кут нахилу граней складає $20^0 - 45^0$. Ширина складок b з деревних матеріалів змінюється від 1,8 до 6,8 м, з полімерних матеріалів – до 1 м.

Товщину t складок приймають $\left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30}\right)l$.

За конструктивним оформленням складки можуть бути тонкостінними, ребристими або тришаровими.

Складки застосовують у покриттях складських, промислових, цивільних і громадських будівель.

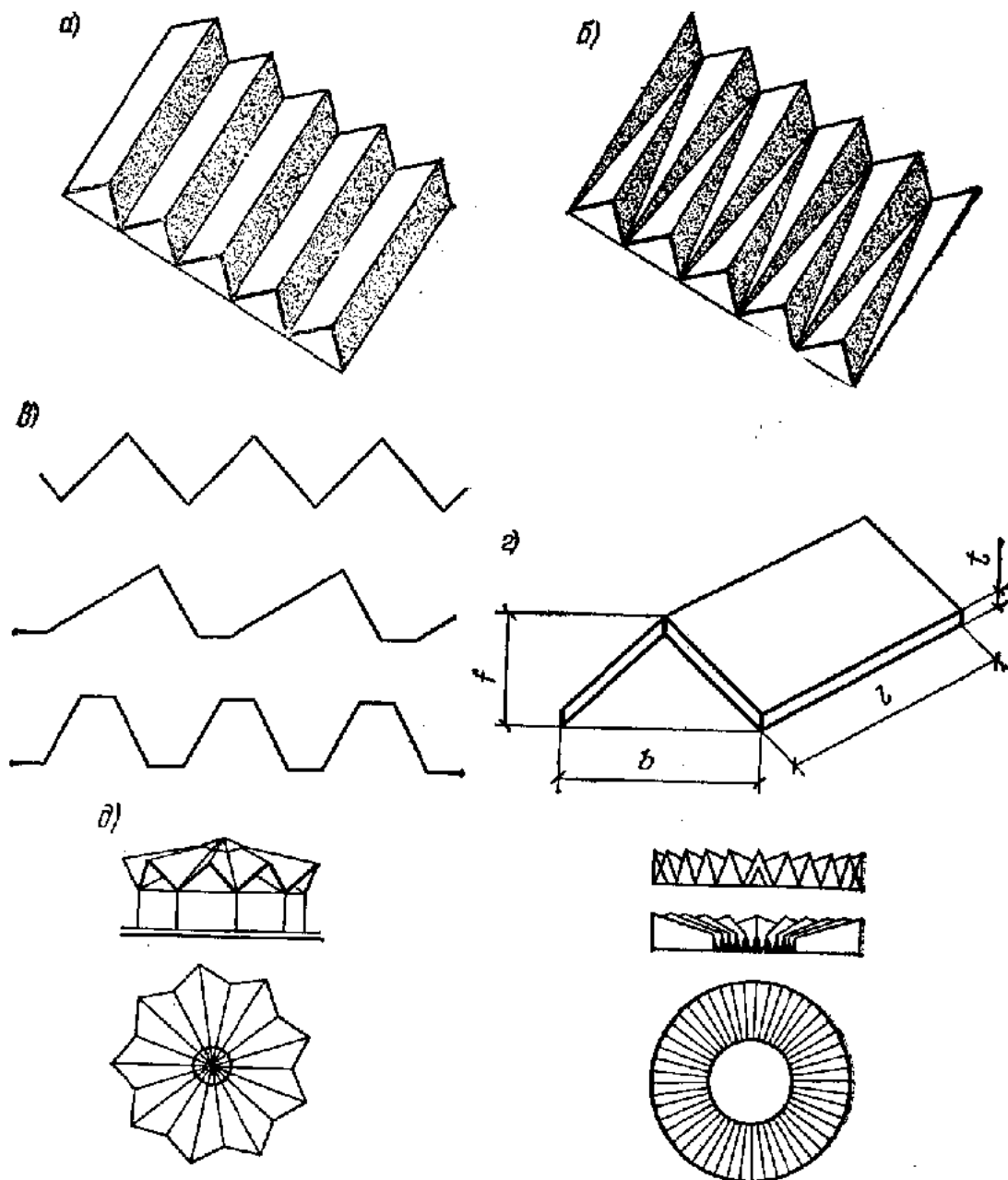


Рисунок 2.1 – Схеми складчастих покриттів:

a – складки з прямокутними гранями; *б* – складки з трикутними гранями;
в – форми профілів багатохвилових складок; *г* – параметри складки; *д*
 – радіальні складки

У зв'язку з тим, що складки є просторовою багаторазово статично невизначеною системою, то для випадків симетричного поперечного перерізу і навантажень щодо поздовжньої осі складки можлива спрощена розрахункова схема балки-складки, в якій визначають поздовжні нормальні й дотичні напруження від вигину.

У поперечному напрямку грані складок розраховують на складову нормального навантаження як пластинки, шарнірно обперті по довгих сторонах на суміжні грані, а по коротких – на кінцеві діафрагми або ребра жорсткості. У довгих складках $\left(\frac{l}{b} > 3\right)$ вважають, що грань у поперечному напрямку деформується від місцевого зовнішнього навантаження за балковою схемою. Зовнішню обшивку клеєфанерних складок між ребрами жорсткості перевіряють на місцевий вигин як пластинку, затиснену по чотирьох сторонах.

У зв'язку з тим, що несиметричне навантаження викликає крутіння крайніх складок, то в цих випадках необхідно конструктивними заходами збільшувати їхню жорсткість, обмежуючи переміщення в поперечному напрямку.

Тема 3. Структурні конструкції

Структурні конструкції є подальшим розвитком плоских суцільних і наскрізних конструкцій. Вони складають різні конструктивні схеми з перехресних балок, ферм, об'ємних пластинчастих і стержневих елементів. Іншими словами, структурні конструкції (структури) – це просторові плити (оболонки), що складаються з регулярно-пластинчастих стержневих утворень (рис. 3.1).

Кількість балок або ферм, що перетинаються в одному вузлі, а також їхнє відхилення від вертикалі дають найрізноманітніші структурні побудови.

До переваг структурних конструкцій відносяться:

- уніфікація конструктивних елементів;
- простота транспортування й монтажу;
- велика просторова жорсткість, що сприяє збільшенню прольоту покриття;
- архітектурна виразність;

- багатозв'язність системи, що підвищує ступінь надійності конструкції при локальних руйнуваннях;
- частота вузлів сітки, що дозволяє закріпити підвісний транспорт і устаткування;
- зниження конструктивної висоти.

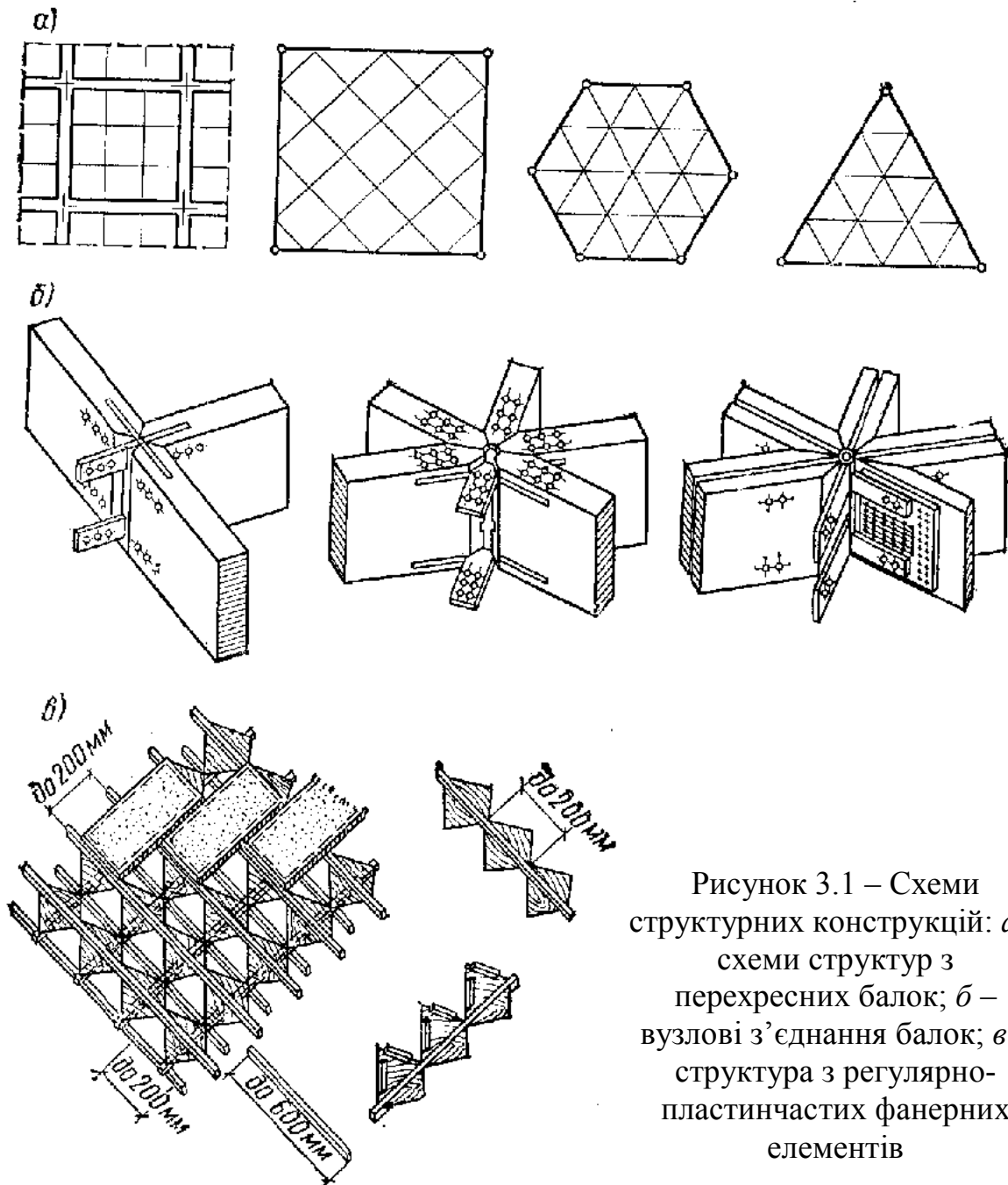


Рисунок 3.1 – Схеми структурних конструкцій: а – схеми структур з перехресних балок; б – вузлові з'єднання балок; в – структура з регулярно-пластинчастих фанерних елементів

До недоліків структурних систем відноситься підвищена трудомісткість виготовлення і зборки.

Найпростішими за конструктивною схемою є структури з балкових елементів, що перетинаються у 2-х, 3-х чи 4-х напрямках, кут між якими може складати 90^0 , 60^0 і 45^0 . При жорсткому з'єднанні балок у вузлах будемо мати просторову статично невизначену систему, розрахунок якої без залучення комп'ютерної техніки практично неможливий. Тому для багатьох структурних систем складені спеціальні таблиці, користуючись якими, можна визначати зусилля для підбора перерізів елементів структур.

Розмір чарунків структур змінюється від 2,4 до 7,2 м. Проліт структурних плит коливається в межах 12-28 м. Висота балкових елементів структур складає $1/16 - 1/30$ прольоту. Загальна стійкість системи додатково забезпечується настилом або другорядними балками. Найбільш розповсюдженим рішенням вузлових з'єднань є з'єднання на нагелях за допомогою металевих планок.

Останнім часом розроблено багато варіантів металодерев'яних конструкцій, в яких розтягуючі зусилля сприймаються металевими стержнями, а стиснуті й позацентровано стиснуті стержні виконують з деревини.

У пластмасових структурах нерідко використовують об'ємні світло прозорі пірамідальні або гіперболічні елементи, з'єднані у вершинах металевими профілями.

Тема 4 Тонкостінні куполи-оболонки

Купольні покриття є найбільш розповсюдженою формою просторових конструкцій, в тому числі з деревини, фанери, пластмас. Як один з найбільш економічних видів оболонок при круглому або багатокутному плані, вони одержали велике поширення в цивільному, промисловому і сільськогосподарському будівництві. Купольні оболонки з пластмас мають

діаметр від одного метра (світлові ліхтарі) до 50-60 м (сфери укриття антенних пристроїв). При посиленні пластмасових куполів дерев'яними або металевими ребрами їхні прольоти можуть перевищувати 100 м. За конструктивним рішенням куполи можуть бути тонкостінними, ребристими, ребристо-кільцевими, сітчастими. З усього різноманіття куполів розглянемо дерев'яні тонкостінні куполи-оболонки, що мають, як правило, сферичний обрис, діаметром 12-35 м. Купол складається (рис. 4.1) з меридіанних ребер (арочок), верхнього і нижнього опорних кілець, кільцевого і косого настилів.

Меридіанні ребра сприймають стискаючі зусилля в оболонці за напрямком меридіана і передають їх на верхні й нижні опорні кільця. Ребра складаються з декількох шарів склеєних або збитих цвяхами дощок загальною висотою поперечного перерізу не менше $1/250$ діаметра купола, який приймають з умови його жорсткості. Крок ребер по нижньому опорному кільцю призначають 0,8-1,5 м. Верхні кінці ребер приєднують шарнірно до верхнього стиснутого кільця. Ребра передають на кільце поздовжню і поперечну силу. З'єднання здійснюють металевими накладками, що приєднуються до ребер болтами, глухарями або зубцюватими шпонками.

Верхнє кружальне кільце виготовляють металевим або дерев'яним. Дерев'яні кільця можуть бути клеєними або на цвяхах. Діаметр верхнього кільця приймають таким, щоб до нього безперешкодно примикала необхідна кількість меридіанних ребер. Отвір кільця використовують як світловий або аераційний ліхтар.

Нижнє опорне кільце сприймає розпір меридіанних ребер і працює на розтягання. Воно може бути залізобетонним, дерев'яним або металевим залежно від рівня обпирання купола й виду нижніх опорних конструкцій. Кінці ребер повинні бути заанкерені в опорному кільці, надійно з'єднаному з нижчерозміщеними конструкціями.

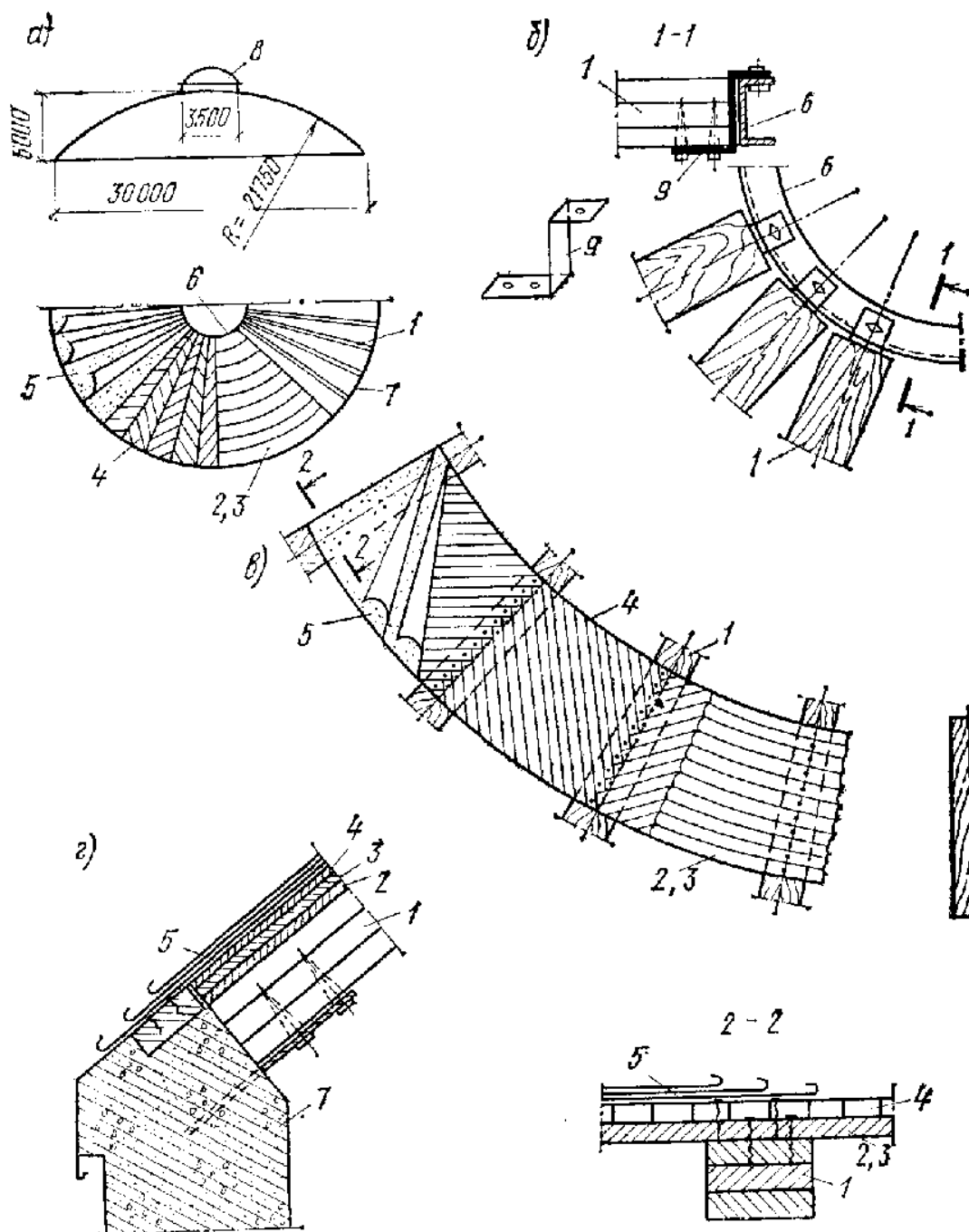


Рисунок 4.1 - Тонкостінний купол-оболонка:

- a* – поперечний розріз і план; *б* – примикання до верхнього опорного кільця;
в – деталі покриття; *г* – примикання до нижнього опорного кільця;
 1 – дощаті ребра; 2 – нижній шар кільцевого настилу; 3 – верхній шар кільцевого настилу; 4 – косий настил; 5 – покрівля; 6 – верхнє опорне кільце;
 7 – нижнє залізобетонне опорне кільце; 8 – ліхтар; 9 – металева деталь кріплення ребер.

Кільцеві настили сприймають зусилля, що діють у кільцевому напрямку оболонки. У нижній частині купола, де можуть виникати кільцеві розтягуючі зусилля, кільцевий настил виконують із двох шарів дощок:

нижній укладають безпосередньо на меридіанні ребра, верхній – перекриває стики нижнього, зміщуючись щодо них на половину довжини дошки. Обидва шари дощок прибивають цвяхами. Дощки не викружалують і тому між ними утворюються зазори. Товщину дощок кільцевого настилу приймають 19-25 мм. У верхній частині купола, де діють стискаючі кільцеві зусилля, настил виконують з одного шару дощок товщиною, рівній товщині подвійного нижнього кільцевого настилу.

Косий настил сприймає зусилля зсуву, що виникають при несиметричному навантаженні на купол, і складається з одного шару дощок товщиною 16-25 мм, які укладаються зверху кільцевого настилу від одного меридіанного ребра до іншого під кутом близько 45^0 , утворюючи на поверхні купола ялинку.

Куполи-оболонки можуть бути виконані з крупнопанельних клеєфанерних елементів, що значно зменшує трудомісткість зведення покриття.

Дерев'яні тонкостінні куполи-оболонки збирають за допомогою риштувань. При цьому необхідно звертати увагу на приторцовку стиків стиснутого кільцевого настилу.

Статичний розрахунок куполів-оболонки виконують за безмоментною теорією, відповідно до якої для сферичної оболонки при дії на неї осесиметричного навантаження основне рівняння напруженого стану має вигляд

$$T_1 + T_2 = q \cdot R,$$

де T_1 – меридіональне зусилля на одиницю довжини кільцевого перерізу;

T_2 – кільцеве зусилля на одиницю довжини дуги меридіана;

q – рівномірно розподілений нормальний до поверхні купола тиск, спрямований до центра сфери;

R – радіус сферичного купола.

Тема 5 Гіперболічні оболонки

Серед дерев'яних оболонок з поверхнею двоякої кривизни гіперболічні оболонки одержали найбільше поширення. Це пояснюється їхньою можливістю утворювати свою криволінійну поверхню за допомогою прямолінійних твірних. З усіх можливих геометричних форм у будівництві застосовують два типи поверхонь – гіперболічні параболоїди (гіпари) з прямолінійними бортовими елементами і параболоїди обертання. Ці поверхні називаються такими, що не розгортаються, або косими лінійчатими поверхнями. Завдяки цій властивості оболонки можуть бути виконані з прямолінійних елементів – дощок, брусків, фанерних смуг. Покриття можуть складатися з одного, двох, трьох і більше гіпара, утворюючи багатосекційні оболонки. Такими конструкціями перекривають будівлі з квадратними, прямокутними, багатокутними і криволінійними планами.

Поверхня гіпара утворюється різними способами. Найбільш простим і наочним є спосіб трансформації плоского чотирикутника в просторовий зміщенням по вертикалі одного або двох діагонально розташованих кутів або скручуванням протилежних прямолінійних елементів контуру один щодо іншого (рис. 5.1, а).

Переваги пологих гіпарів, особливо з прямолінійними краями: простота утворення лінійчатої поверхні; підвищена стійкість у зв'язку з наявністю поверхні від'ємної гауссової кривизни; невисока маса деревини на 1 м^2 ; мала будівельна висота; проста форма контурних діафрагм; добрі акустичні властивості; можливість створення різноманітних архітектурних форм. Недоліками гіперболічних оболонок є деяка хиткість і досить високі для деревини дотичні напруження.

Дерев'яні гіперболічні оболонки складаються з прольотної будівлі і бортових елементів (рис. 5.1, г). Переріз оболонки при прольотах 8-10 м складається з двох шарів шпунтованих дощок товщиною 20-25 мм, покладених паралельно діагоналям. При прольотах 10-12 м переріз оболонки виконують уже з трьох-чотирьох шарів дощок. Шари розташовують під

кутом 45^0 один щодо іншого, а дошки шарів з'єднують цвяхами або склеюванням.

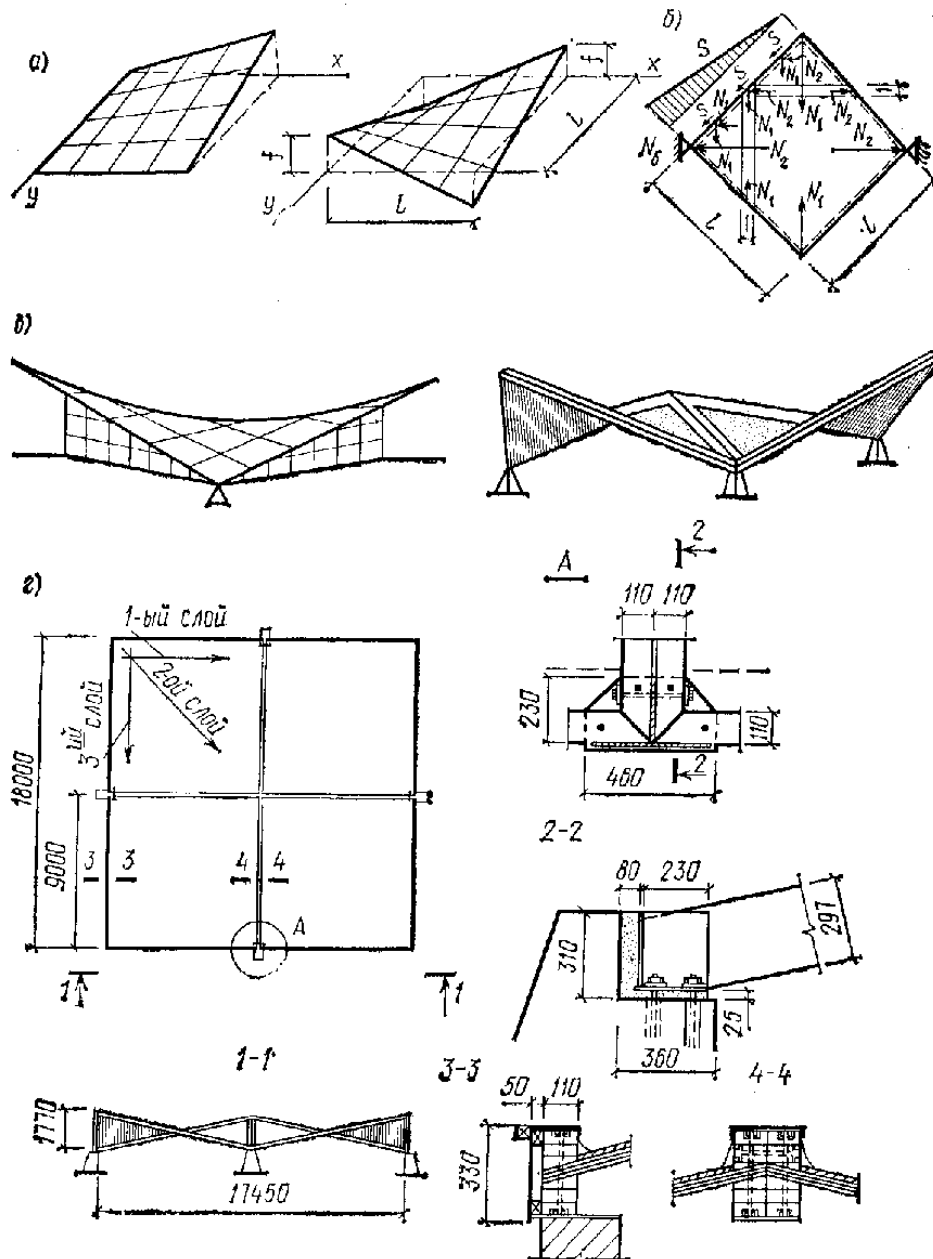


Рисунок 5.1 – Гіперболічна оболонка:

a – схема утворення гіпара; b – зусилля в оболонці; v – одиночна і здвоєна гіперболічні оболонки; z – чотирисекційна гіперболічна оболонка.

Бортові елементи гіперболічних оболонок виготовляють із клеєної деревини, вони мають ширину 50-200 при висоті 150-300 мм. Вони можуть бути криволінійного обрису або закрученими щодо поздовжньої осі. Оболонка примикає до бортового елемента зверху і знизу і з'єднується з ним цвяхами зі склеюванням (рис. 5.1). Як правило, гіпарі є розпирними

конструкціями. Розпір сприймається зтяжкою або відпором ґрунту фундаментів.

Наближений розрахунок гіпарів виконують за безмоментною теорією. У цьому випадку в оболонці визначають нормальні й дотичні зусилля (напруження). У пологій гіперболічній оболонці при квадратному плані (рис. 5.1, б) при дії рівномірно розподіленого по горизонтальній проекції навантаження q виникають тільки зусилля зсуву S постійної інтенсивності. Головні розтягуючі N_1 (паралельні увігнутій діагоналі) і головні стискаючі – N_2 (паралельні опуклій діагоналі) зусилля за інтенсивністю дорівнюють зусиллям зсуву і спрямовані до них під кутом 45^0 .

$$S = N_1 = -N_2 = \frac{q \cdot l^2}{8f}.$$

Зусилля зсуву в бортовому елементі:

$$N_\delta = \frac{Sl}{\cos \alpha},$$

де α – кут нахилу бортового елемента до горизонтальної площини.

Розпір в однопелюстковому гіпарі:

$$H = 2S \cdot l \cos 45^0.$$

Для гладких одношарових склопластикових оболонок вирішальним критерієм у визначенні товщини оболонки є не міцність, а стійкість. Щоб уникнути випинання пластмасової оболонки, стискаючі напруження в ній не повинні перевищувати 1/3 критичних, які обчислюються для гіперболічних прямокутних у плані оболонок за формулою

$$\sigma_{кр} = \frac{h \cdot \delta}{ab\sqrt{3(1 - \mu^2)}} \cdot E,$$

де E – модуль пружності;

μ - коефіцієнт Пуассона;

δ - товщина оболонки;

h – підйом оболонки;

a, b – розміри сторін оболонки в плані.

Тема 6 Пневматичні будівельні конструкції

Будівельні конструкції, несуча здатність яких забезпечується надлишковим тиском повітря, називаються пневматичними.

Позитивні властивості пневматичних конструкцій такі: робота матеріалу конструкцій на розтяг; висока питома міцність матеріалу, наслідком чого є мала маса конструкцій і можливість перекриття великих прольотів; простота і короткі терміни монтажу конструкцій; компактність конструкцій у транспортному стані.

Області застосування пневматичних конструкцій: склади зерна, овочів, добрив, будівельних матеріалів, устаткування, сировини та ін.; укриття стоянок автотранспорту, майстерні, ділянки виробництва будівельно-монтажних робіт, майданчики бурових робіт; цехи консервування овочів і фруктів; спортивні споруди.

Як конструкційні матеріали для пневматичних конструкцій використовують тканинні й плівкові матеріали, що є повітро- і вологонепроникними, еластичними, легкими, міцними і довговічними.

Основою тканинних матеріалів служить технічний текстиль (капрон, лавсан, нейлон), що просочується синтетичним каучуком або полівінілхлоридними смолами. Просочення тканини виконують з однієї або з двох сторін для одержання багатошарового матеріалу. Тканини рекомендується застосовувати в конструкціях тривалого використання.

Синтетичні поліетиленові, поліамідні або поліефірні плівки найбільш придатні для виготовлення пневматичних конструкцій. Армування плівок капроном, лавсаном, скловолокном підвищує їхню міцність і знижує деформативність. Плівки рекомендується застосовувати для конструкцій тимчасового призначення.

Види пневматичних конструкцій

Повітряноопорні оболонки – це конструкції з надлишковим тиском $\Delta P = 0,001 - 0,01$ МПа в об'ємі споруди (рис. 6.1). Основними конструктивними елементами повітряноопорної споруди є власне оболонка,

тамбур-шлюз, опорний контур і анкери. Найбільш поширені одношарові оболонки, але можуть застосовуватися і багатошарові, які працюють за принципом пошарового збільшення тиску (рис. 6.1, б). Можливе створення оболонок з підвісним плівковим утеплювачем (рис. 6.1, в).

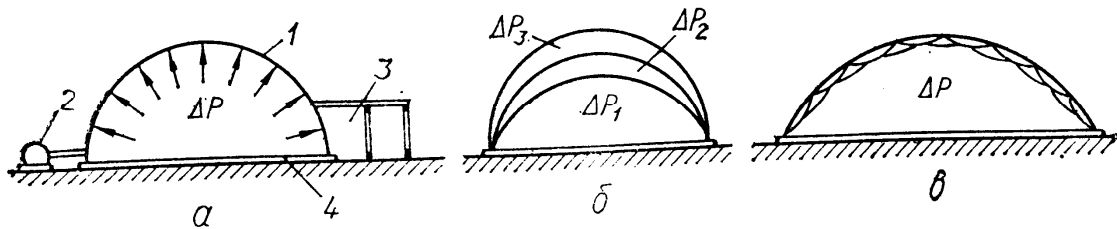


Рисунок 6.1 – Схеми повітряноопорних оболонок:
 а – одношарова; б – багатошарова; в – з утеплювачем; 1 – оболонка; 2 – повітрорудувний пристрій; 3 – шлюз; 4 – опорний контур.

Циліндричними оболонками можна перекривати прольоти 12-24 м, а сферичні оболонки можуть бути діаметрами від 12 до 60 м.

Пневмокаркасні конструкції складаються з несучого каркаса у вигляді пневмостояків, пневмобалок, пневмоарок, пневмопанелей, пневмосклепінь і зовнішнього огороження з тканини або плівки. Надлишковий тиск 0,5-3,0 МПа в пневмокаркасі забезпечує проектне положення споруди і його підвищену несучу здатність.

Лінзоподібні пневматичні покриття це подвійні пологі оболонки, що спираються на жорсткий контур, у плані можуть мати різну форму (рис. 6.2).

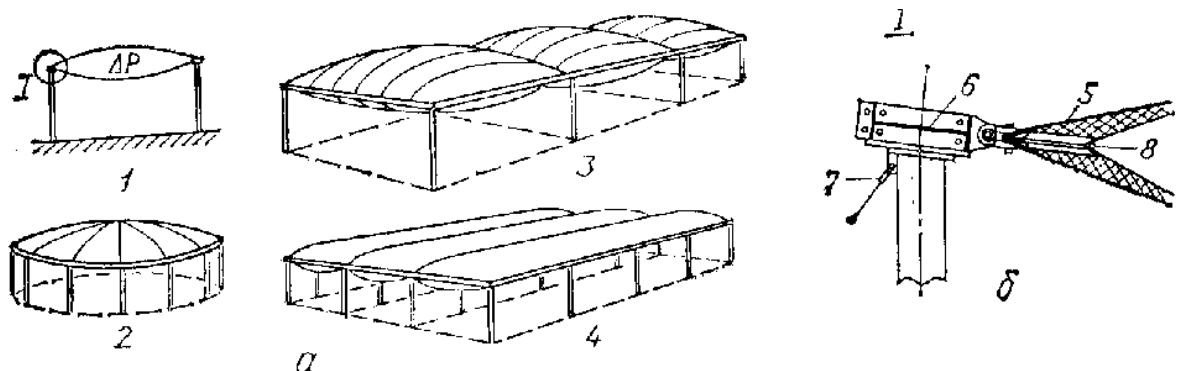


Рисунок 6.2 - Лінзоподібні пневмопокриття:
 а – схеми покриттів; б – вузол кріплення оболонки до зовнішнього контуру; 1 – принципова схема; 2 – кругле в плані покриття; 3 – блоковане покриття з квадратних у плані подушок; 4 – те ж із прямокутних подушок; 5 – оболонка; 6 – зовнішній контур; 7 – відтяжки; 8 – деталі кріплення.

Комбіновані пневматичні конструкції – це споруди, в яких пневмокаркас поєднується з повітроопорною оболонкою. У звичайних умовах оболонка виконує функцію тентового огородження, а при сильному вітрі служить повітроопорною оболонкою.

Проектування пневматичних конструкцій

При проектуванні пневматичних конструкцій вирішують такі завдання: знаходять оптимальну форму оболонки; визначають необхідний надлишковий тиск; виконують статичний розрахунок конструкцій; перевіряють міцність матеріалу оболонок; розраховують і конструюють анкерні пристрої, опорні та інші вузли і з'єднання.

Повітроопорні конструкції кріплять до фундаменту за допомогою опорного контуру, що складається з внутрішнього і зовнішнього фартухів, посилених країв оболонки і кріпильних деталей. Варіанти конструктивних рішень кріплення опорного контуру до фундаменту показані на рисунку 6.3, а.

Пневматичні елементи пневмокаркасних конструкцій шарнірно кріплять до фундаменту за допомогою металевих стаканів, на які тканинні циліндри насаджені своїми кінцями (рис. 6.3, б).

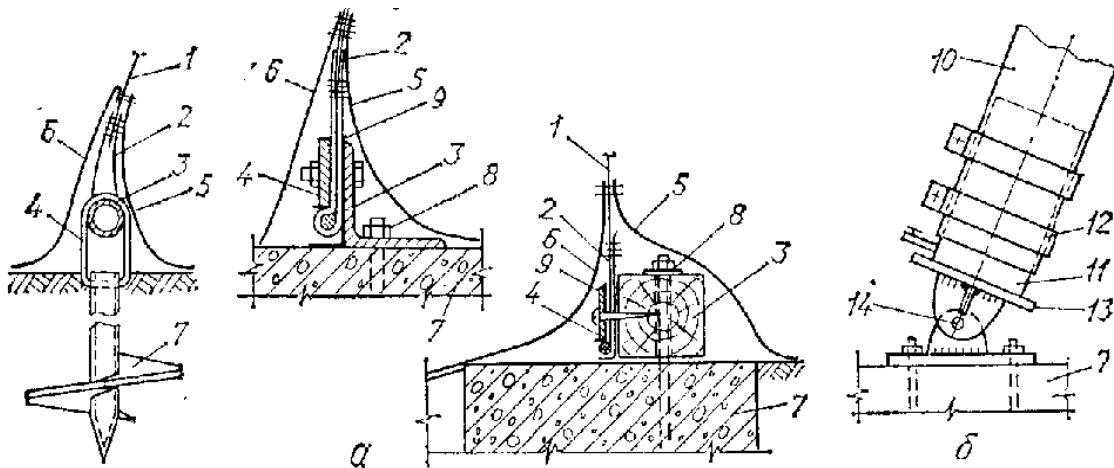


Рис. 6.3 - Кріплення пневмоконструкцій до фундаменту:

а – кріплення оболонок; *б* – кріплення пневмоарки; 1 – оболонка; 2 – край оболонки; 3 – розподільний елемент; 4 – притискна планка (серга); 5 – внутрішній фартух; 6 – зовнішній фартух; 7 – фундамент (гвинтова паля); 8 – анкерний болт; 9 – гумова прокладка; 10 – тканинний циліндр; 11 – стакан; 12 – хомути; 13 – башмак; 14 – шарнір

Оптимальні розміри й обриси полотнищ пневмоконструкцій знаходять із застосуванням законів геометрії. При розкрої полотнищ має дотримуватися такі вимоги: довжина швів у межах оболонки повинна бути мінімальною; розміри викроїв повинні відповідати ширині плівок і тканин, що випускаються промисловістю; відходи матеріалу при розкрої мусить бути мінімальними; наближення форми оболонки до теоретичної форми повинне бути найбільшим. Тут слід мати на увазі, що вартість матеріалу досягає 75% загальної вартості пневматичної споруди.

З'єднання полотнищ в оболонках можуть бути шитими, звареними і комбінованими. Перші більш міцні, другі відрізняються підвищеною герметичністю, а треті мають достоїнства шитих і зварних, але вони більш трудомісткі.

Пневматичні конструкції відносяться до класу попередньо напружених будівельних конструкцій. Їхня працездатність забезпечується постійно діючими розтягуючими напруженнями в оболонках. Тонкі, гнучкі тканини і плівки не сприймають згинальних моментів, тому розрахунок пневматичних конструкцій ґрунтується на безмоментній теорії оболонок. Вони розраховуються на несприятливі сполучення від основних навантажень (сніг, вітер) і тиску повітря. Розрахунок за міцністю, обов'язковий для всіх типів конструкцій, виходить з вимоги, щоб в розрахункових перерізах оболонки максимальні розрахункові напруження меридіональні й кільцеві не перевищували розрахункових опорів матеріалу уздовж основи й уздовж утку. Розрахунком на загальну стійкість перевіряється відсутність у перерізах оболонки напружень рівних нулю. Деформації оболонок не перевіряють.

Тема 7 Спеціальні споруди. Вежі (башти)

Вежі є висотними спорудами. За характером роботи їх поділяють на вежі, що працюють в основному на вертикальні навантаження (водонапірні вежі, нафтові вишки, надшахтні копри); що працюють в основному на горизонтальні (вітрові) навантаження (градирні, парашутні вишки, радіовежі,

геодезичні сигнали) і що працюють на вертикальні й горизонтальні (вітрові) навантаження і сприймають також внутрішній тиск (силоси для зерна, цементу та інших сипучих тіл, кормові силоси).

У конструктивному відношенні вежі поділяються на три типи: гратчасті вежі, сітчасті вежі системи Шухова і вежі-оболонки (рис. 7.1). Вежі складаються з трьох основних частин: робочої площадки або шатра, стовбура вежі зі сходами і проміжними площадками та фундаментів. Стовбур вежі, що визначає її тип, являє собою просторову конструкцію. При малому перерізі стовбура вежі розкріплюють відтяжками (рис. 7.1,д).

Найбільше поширення за нашого часу одержали гратчасті вежі, що пов'язано з простотою конструктивного вирішення і можливістю індустріального виготовлення. Вони складаються з вертикально розташованих (при малих висотах) або під кутом до вертикалі (при великих висотах) плоских ферм із різними ґратами (рис. 7.2). У плані стовбур вежі найчастіше буває квадратним, але для легких веж він може бути і трикутним. За висотою вежі через 5-6 м влаштовують діафрагми, що забезпечують її просторову жорсткість.

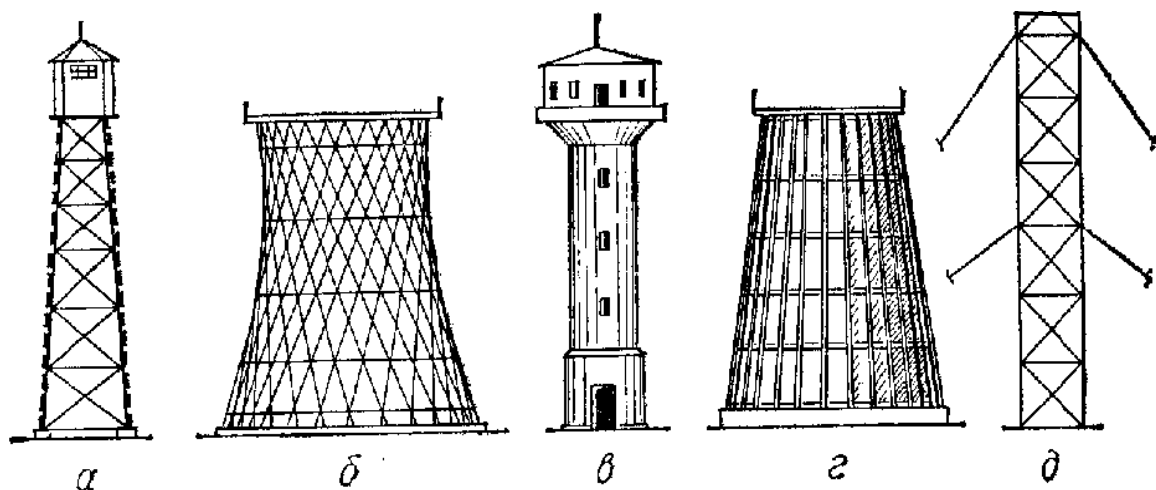


Рисунок 7.1 – Баштові конструкції різних типів:

а – гратчаста; *б* – сітчаста системи Шухова; *в* – циліндрична вежа-оболонка; *г* – конічна вежа-оболонка; *д* – вежа з відтяжками

Стояки вежі виконують з колод або обзолних брусів, з фанерних або склопластикових труб. Якщо необхідна радіопрозорість, то з'єднання у вузлах виконують безметальними. Вибір схеми решітки залежить від розмірів вежі і типу вузових з'єднань: за допомогою врубок або болтів. Найбільш поширені хрестові ґрати, застосовувані при обох видах з'єднань. Інші системи ґрат, зображені на рис. 7.2, при зміні напрямку горизонтального навантаження змінюють знак зусиль у своїх елементах, а тому застосовуються тільки у вузлах з болтовими з'єднаннями.

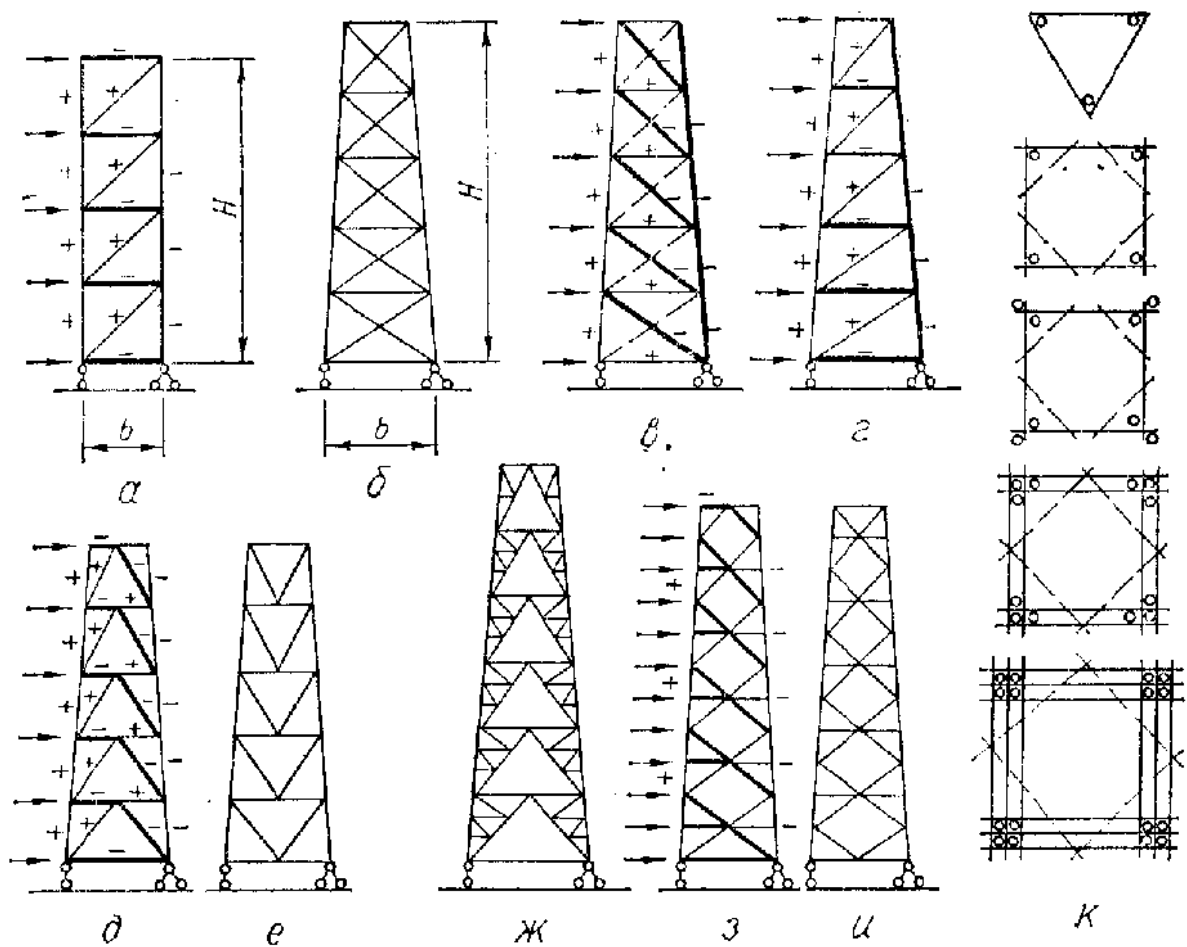


Рисунок 7.2 – Схеми ґратчастих веж:

a – вежа з однорозкісними ґратами; *б* – вежа з хрестовими ґратами; *в* – робота стовбура вежі, якщо вітер ліворуч; *г* – те ж з розкосами з круглої сталі; *д* – вежа з напіврозкісними ґратами і робота її елементів, якщо вітер ліворуч; *е* – грань тієї ж вежі, перпендикулярної до грані, зображеної на схемі *д*; *ж* – те ж, що і схема *д*, але із застосуванням шпренгелів; *з* – вежа з ромбічними ґратами і робота її елементів, якщо вітер ліворуч; *и* – грань тієї ж вежі, перпендикулярної до грані, зображеної на схемі *з*; *к* – поперечні перерізи стовбура вежі.

Вузлові з'єднання веж – просторові. Для зручності їх конструювання і зменшення ослаблення поперечного перерізу стояків центри вузлів, розташовані в різних гранях, зміщують за висотою один щодо одного. Якщо центрування елементів у вузлах в площині граней не виконано, стояки розраховують з урахуванням згинального моменту.

Для заанкерування опорних вузлів веж стояки кріплять до випусків, закладених у фундаменти. Між торцями дерев'яних стояків і фундаментами прокладають гідроізоляцію для запобігання швидкому гниттю кінців стояків.

Гратчасті вежі розраховують на вертикальну (власна вага), технологічну (від резервуарів, устаткування та ін.) і тимчасову (на площадках і сходах, вода в резервуарах та ін.) навантаження, що розподіляються порівну між стояками вежі. На грати діють лише вертикальні навантаження, розміщені на ригелях, що викликають їхню роботу на вигин.

Горизонтальні навантаження діють на всі елементи граней вежі. Для визначення зусиль в елементах веж їх просторова конструкція розкладається на плоскі ферми, що розраховуються за консольною схемою на навантаження, які збігаються з площиною ферми. Для квадратної в плані вежі найбільші зусилля в гратах виникають при напрямку вітру уздовж бічних граней, а в стояках – при напрямку вітру уздовж діагоналей плану. При цьому в перерізі на рівні фундаменту в навітряному стояку може виникнути розтягуюче зусилля (при відсутності тимчасового навантаження), на яке розраховується анкерне кріплення. Переріз підвітряного стояка підбирають з урахуванням тимчасового навантаження, коли розрахункове стискаюче зусилля максимальне.

Необхідною перевіркою є також визначення стійкості вежі на перекидання на рівні підшви фундаменту навколо осі, що збігається з якоюсь із сторін фундаменту вежі. Відношення утримуючого моменту до перекидаючого має бути

$$\frac{M_{уд}}{M_{опрок}} \geq 1,3.$$

Тема 8 Щогли на відтяжках

Щогли на відтяжках застосовують переважно для радіощогл, опор у лініях електропередач, а також для монтажу при будівельних роботах. Такі щогли являють собою вертикальні стержні суцільного або складеного перерізу з колод, фанерних або склопластикових труб, що спираються на фундамент. Стійкість щогл забезпечується системою відтяжок з металевих або неметалевих тросів (рис. 8.1).

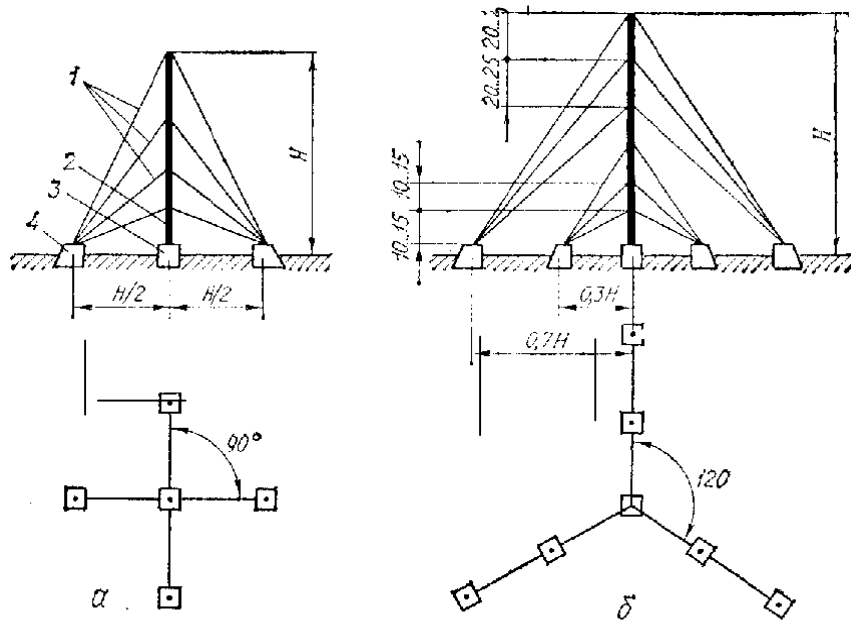


Рисунок 8.1 – Схеми розчалювання щогл:
а – на висоті H до 75 м; б – якщо $H > 75$ м;
1 – відтяжки; 2 – щогла; 3 – фундамент; 4 – анкер.

У складеному перерізі стержня щогли стики віток розміщуються за висотою у розбіг: при трьох вітках – через $1/3$ довжини елемента, при чотирьох – через $1/4$. Колоди стикаються косим прирубом довжиною 3-3,5 діаметра колоди і скріплюються сталевими хомутами, фанерні труби стикаються за допомогою вклеєних пробок з фасонками з ДШП, а склопластикові – за допомогою фасонних накладок на клеї з обтискними болтами.

Кріплять сталеві відтяжки за допомогою коушів, сталевих планок і болтів (рис. 8.2), а неметалеві відтяжки за допомогою оголовків, фасонки з КАСТ-В і болтів з АГ-4С. До анкерів у фундаментах відтяжки кріплять натяжним способом.

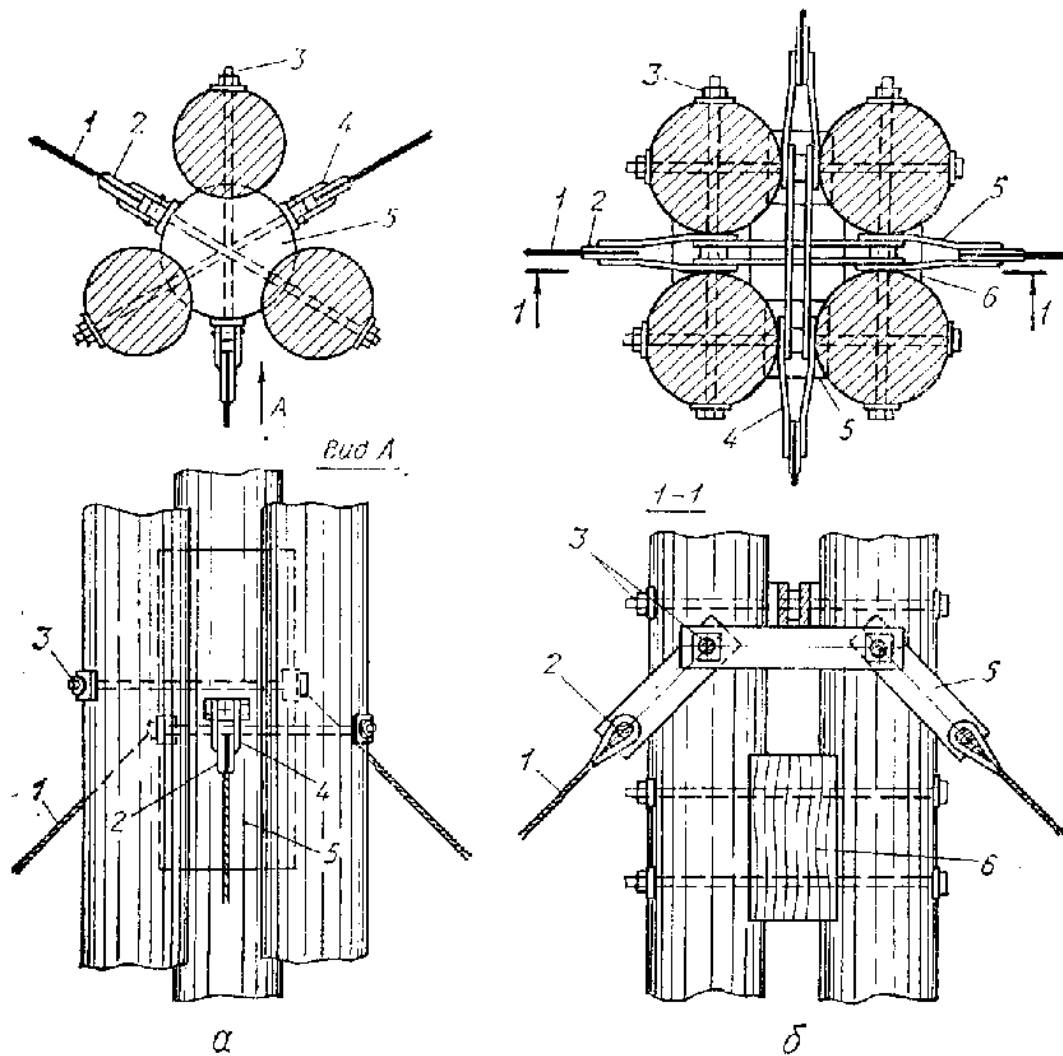


Рисунок 8.2– Конструкції щогл і кріплення відтяжок:

a – щогла з трьох колод; *б* – щогла з чотирьох колод; 1 – трос; 2 – коуш; 3 – болт; 4 – хомут; 5 – планка; 6 – колодка.

При розрахунку щогли умовно приймають, що в точках кріплення відтяжок є шарніри стержня. Таке допущення дозволяє розраховувати кожен ярус щогли незалежно один від одного.

При цьому стержень щогли розраховується як стиснуто-вигинний елемент на поздовжню силу і згинальний момент від вітрового навантаження, що діє на ділянці щогли між кріпленнями відтяжок.

Після зведення щогли всі поставлені болти необхідно підтягувати не менше одного разу на місяць.

Тема 9 Риштування, підмості, кружала

Риштування, підмості й кружала найчастіше бувають стояково-балкового або стояково-підкісного типу.

Збірно-розбірні конструкції риштувань, що складаються з окремих стандартних елементів, виконують з окремих плоских секцій або дрібних об'ємних блоків.

Підмості звичайно мають плоску горизонтальну робочу площадку (рис. 9.1, а), кружала – криволінійну (рис. 9.1, б). Вони забезпечують правильну форму споруди, що будується, і сприймають монтажні навантаження. Необхідно віддавати перевагу конструкціям, що менш за все деформуються від ваги споруди, яка будується, і від усушки в з'єднаннях. Ці вимоги задовольняються скороченням числа з'єднань, застосуванням простих і щільних з'єднань, скороченням до мінімуму роботи деревини на зім'яття поперек волокон, передачею зусиль уздовж волокон із припасуванням елементів торець у торець.

Конструкції підмостей і кружал бувають різними через велику розмаїтість споруд, що зводяться на них (рис. 9.2). Стоякова конструкція риштувань-кружал, застосовуваних при невеликих висотах (рис. 9.2, а), складається з великого числа стояків, розташованих на всьому прольоті. Підкісна система (рис. 9.2, б) має меншу кількість стояків у прольоті, вона більш економічна, але більш складна. Ще економічнішою конструкцією є ригельно-підкісна система риштувань-кружал (рис. 9.2, в), але вона більш деформативна. Віялова система (рис. 9.2, г) з однією або декількома опорами в прольоті і підкосами, що розходяться від них, застосовується при неможливості улаштування частих опор.

При неможливості влаштування опор (при зведенні, наприклад, шляхопроводу над діючими залізничними коліями) можна застосовувати арочну систему (рис. 9.2, д).

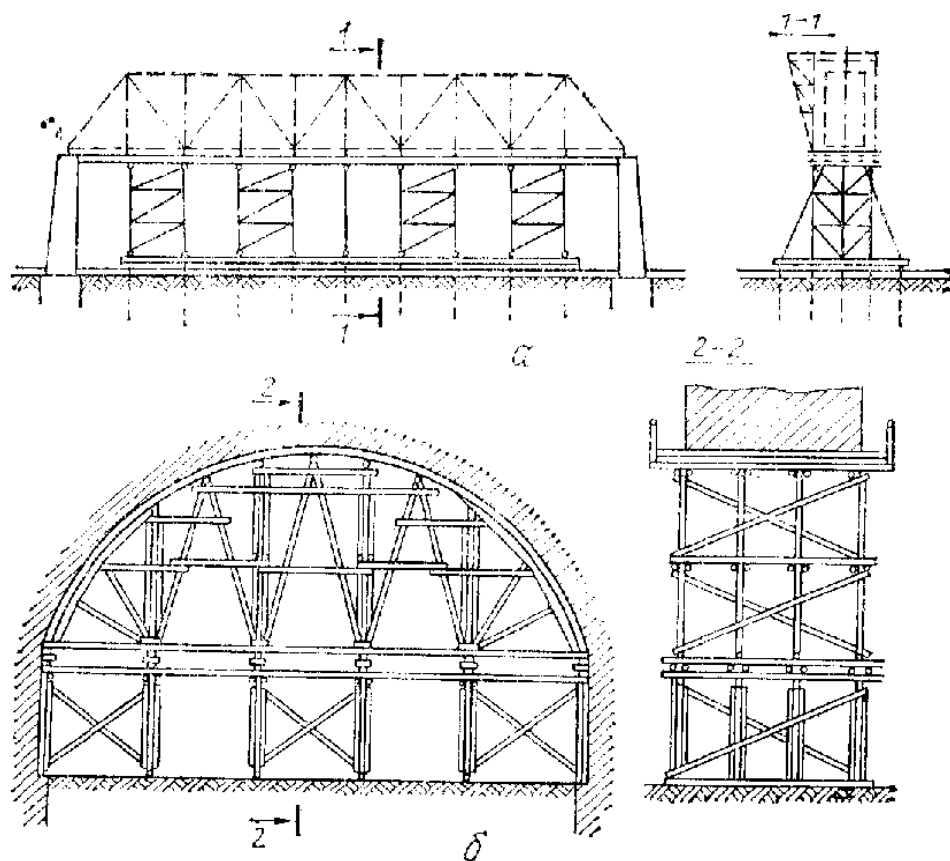


Рисунок 9.1 – Типи підмостей і кружал:
а – підмості для зборки металевого моста; *б* – кружала для зведення арочного моста

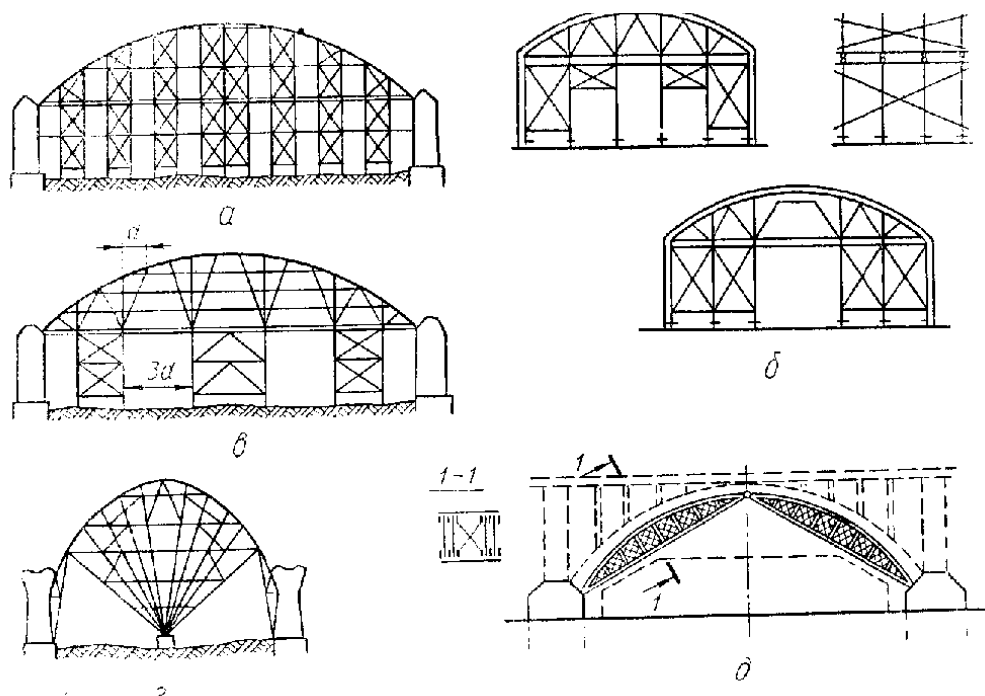


Рисунок 9.2 – Схеми риштувань-кружал:
а – стоякова конструкція; *б* – підкісна система; *в* – ригельно-підкісна система; *г* – віялова система; *д* – конструкція із застосуванням тришарнірної арки.

Основними елементами кружал є косяки, що працюють на поперечний вигин і нормальні зусилля і виготовляються з дощок або брусів із криволінійною поверхнею довжиною від 2 до 3,5 м.

Для будівництва залізобетонних склепінь кружала виконують з косяків, розміщених відповідно до напрямку осей поверхонь, що перетинаються. При будівництві куполів косяки встановлюють в радіальних напрямках. Для гладких оболонок по кружалах влаштовують суцільну опалубку, для ребристих покриттів – з коробами для ребер і кілець.

У зв'язку з тим, що риштування і кружала відносяться до тимчасових споруд, а їхньою особливістю є короткочасна дія навантажень і загальний нетривалий термін їхньої служби, то це дозволяє підвищувати розрахункові опори деревини і не обробляти їхні елементи антисептиками.

Основні сполучення навантажень кружал приймають у вигляді постійного навантаження від їхньої власної ваги і тимчасового навантаження, розташованого в найбільш невідгідних комбінаціях, і складаються з ваги споруди, що будується, ваги стаціонарного і пересувного підйомно-транспортного устаткування, що знаходиться на кружалах, з введенням динамічного коефіцієнта 1,2 та ваги матеріалів, що знаходяться на кружалах.

Незалежно від розрахунку на фактичні навантаження всі настили і підтримуючі балки повинні бути перевірені на такі тимчасові навантаження:

- зосереджене навантаження 1,3 кН від ваги людини з вантажем;
- рівномірно-розподілене навантаження $2,5 \text{ кН/м}^2$.

Навантаження основних сполучень помножують на такі коефіцієнти безпеки по навантаженню: для власної ваги кружал – 1,1; для ваги споруди, що будується – 1,2; для інших навантажень – 1,3.

Кружала треба також перевіряти на додаткові сполучення навантажень, що складаються з навантажень основних сполучень і вітрового навантаження. При цьому значення всіх розрахункових тимчасових навантажень (за винятком власної ваги) приймають з коефіцієнтом 0,9.

Граничні прогини елементів опалубки, що згинаються, і підтримуючих її елементів - кружал приймають рівними $1/400$ прольоту елемента.

Вигляд кружал і опалубки необхідно призначати з таким розрахунком, щоб після закінчення бетонування він точно відповідав проектній кривій споруди, що будується. Для цього кружалам надають будівельний підйом.

Практичні заняття

Задача 1 Розрахунок клеєфанерної панелі

Тип покриття – БП: покрівля тепла рулонна по клеєфанерних панелях:
сніговий район – І.

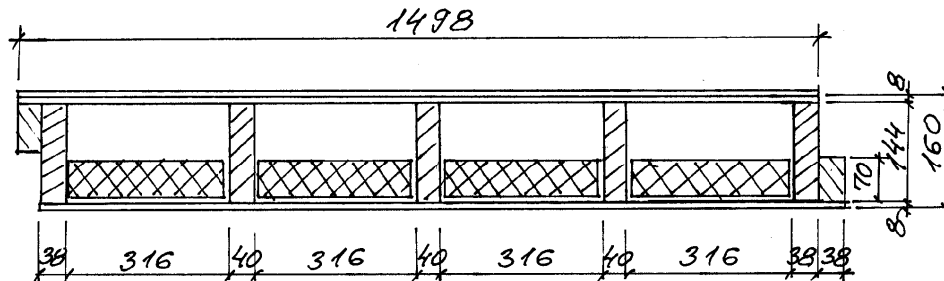


Рисунок 1.1 – Конструкція клеєфанерної панелі

Ширину панелі беремо рівною 1,5 м. Довжину панелі приймаємо рівною 528 см, з урахуванням зазору на неточність виготовлення. Поздовжні ребра приймаємо з дощок 40 х 150 мм. Висота їх після стругання – 144 мм. Товщина крайніх ребер також після стругання – 38 мм. Утеплювач приймаємо плитковий пінопласт товщиною $\delta = 50$ мм, об'ємною вагою $\gamma = 0,40$ кг/м³ - приклеюємо його на шарі фарби, що виконує роль пароізоляції.

Обчислюємо навантаження на 1 п. м. панелі:

Найменування навантажень	$q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1 Рубероїд у три шари 0,12 х 1,5	0,18	1,2	0,216
2 Фанерні обшивки 2 х 0,008 х 6,50 х 1,5	0,156	1,1	0,172
3 Ребра каркаса 5 х 0,04 х 0,144 х 5,00	0,144	1,1	0,159
4 Пінопласт 0,05 х 0,40 (1,5–5 х 0,04)	0,026	1,2	0,032
5 Пароізоляція 0,01 (1,5– 5 х 0,04)	0,013	1,2	0,016
6 Сніг 0,50 х 1,5	0,75	1,6	1,20
Разом:	1,27		1,80

Розрахунковим прольотом панелі вважаємо її довжину, зменшену на 1%, тобто

$$l_0 = l \cdot 0,99 = 528 \cdot 0,99 = 523 \text{ см.}$$

Розрахункова ширина обшивки

$$b_{np} = 0,9(150 - 3,8) = 131 \text{ см,}$$

де 0,9 – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірності розподілу нормальних напружень.

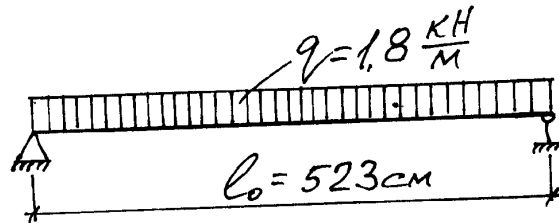


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема панелі

Знаходимо приведені до фанери геометричні характеристики перерізу:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = \frac{131(16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} \cdot \frac{1000}{900} = 16037 \text{ см}^4.$$

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16037}{8} = 2005 \text{ см}^3.$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,80 \cdot 5,23^2}{8} = 6,155 \text{ кНм.}$$

1. Знаходимо напруження розтягання в нижній обшивці

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{2005} = 3,07 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14,0 = 8,4 \text{ МПа}$$

де 14,0 – розрахунковий опір фанери розтягання;

0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непоклеї у швах.

2. Відстань між ребрами каркаса $a = 31,6 \text{ см}$. Відношення

$$\frac{a}{\delta_{\phi}} = \frac{31,6}{0,8} = 39,5 < 50, \text{ звідси } \varphi = 1 - \frac{\left(\frac{a}{\delta_{\phi}}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{39,5^2}{5000} = 0,685.$$

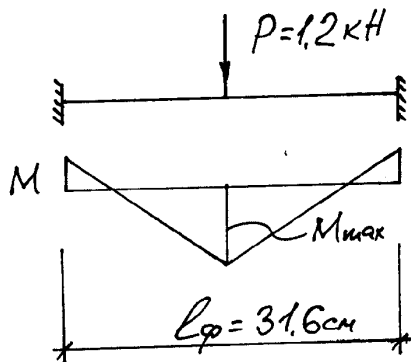
Знаходимо напруження стиску у верхній фанерній обшивці:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi \cdot W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{0,685 \cdot 2005} = 4,48 \text{ МПа} < R_{\phi.c} = 12,0 \text{ МПа}.$$

3. Перевіряємо верхню обшивку фанери на вигин поперек волокон під дією місцевого зосередженого навантаження $P = 1,20 \text{ кН}$. У розрахунковому відношенні обшивку розглядаємо як балку із затисненими кінцями з прольотом рівним відстані між ребрами каркаса $l_\phi = a = 31,6 \text{ см}$.

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l_\phi}{8} = \frac{1,20 \cdot 31,6}{8} = 4,74 \text{ кН см}.$$

Зосереджений вантаж вважаємо розподіленим на ширину обшивки 1 м.



Момент опору розрахункової смуги обшивки:

$$W = \frac{100 \cdot \delta_\phi^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3.$$

Напруження у верхній фанерній обшивці:

Рисунок 1.3 – До розрахунку обшивки панелі

$$\sigma_n = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4,74 \cdot 10}{10,7} = 4,45 \text{ МПа} < R_{\phi.u} \cdot 1,2 = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа},$$

де $R_{\phi.u}$ - розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон, тобто міцність забезпечена, що підтверджує правильність обраної кількості поздовжніх ребер.

4. Перевіряємо надійність опору сколюванню по клейовому шві між зовнішнім (поздовжнім) і внутрішнім (поперечним) шпонами фанери в місці сполучення ребер з обшивками за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot b_{расч}} \leq R_{\phi.ск}.$$

Визначаємо параметри, що входять у цю формулу.

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,80 \cdot 5,23}{2} = 4,71 \text{ кН.}$$

Статичний момент частини приведенного перерізу, що зсувається:

$$S_{np.\phi} = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = 131 \cdot 0,8(0,5 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3.$$

Сумарна ширина поздовжніх ребер каркаса

$$b_{расч} = 2 \cdot 38 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см.}$$

Напруження сколювання

$$\tau = \frac{4,71 \cdot 800}{16037 \cdot 19,6} = 0,012 \text{ кН/см}^2 < R_{\phi.ск} = 0,08 \text{ КН/см}^2.$$

5. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу панелі

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,27 \cdot 10^{-2} \cdot 523^3}{900 \cdot 16037} = \frac{1}{610} < \frac{1}{250},$$

тобто умову по жорсткості задоволено.

Задача 2 Розрахунок поперечної рами будівлі

з клеєними стояками

Клас відповідальності будинку 1, $\gamma_n = 0,95$.

Матеріал стояків – деревина сосна 2 сорту.

Статичний розрахунок. Визначаємо навантаження на стояки рами:

постійний розрахунковий тиск на стояк від покриття:

$$P_{\phi.n} = \frac{(0,427 + 0,092) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 47,78 \text{ кН;}$$

від снігового навантаження:

$$P_{\phi.c} = \frac{(0,3892 \cdot 1,6) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 57,33 \text{ кН;}$$

від стінового огородження з урахуванням елементів кріплення:

$$P_{cm} = (0,45 + 0,10) \cdot 5,3 \cdot (5,7 + 5,3) \cdot 0,95 = 30,46 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги стійки приймаємо, беручи попередньо її перерізом 175 мм х 500 мм:

$$P_{c.g} = 0,175 \cdot 0,5 \cdot 5,7 \cdot 1,1 \cdot 5,00 = 2,75 \text{ кН.}$$

Вітрове навантаження. Швидкісний натиск вітру $\omega_0 = 0,30 \text{ кН/м}^2$;
 $C = 0,8$; $C_z = 0,6$.

Розрахункове вітрове навантаження на раму від стіни

$$\omega_o^D = 0,30 \cdot 0,8 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,70 \text{ кН/м};$$

$$\omega_o^o = -0,30 \cdot 0,6 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = -1,27 \text{ кН/м.}$$

У зв'язку з тим, що ділянки стіни вище верха стояка немає, то $\omega^D = 0$ і $\omega^o = 0$.

Зусилля в стійках рами, як системи один раз статично невизначеної, визначаємо для кожного виду завантаження окремо, приймаючи жорсткість ригеля $EJ_p = \infty$.

Вважаючи жорсткість ригеля малою, знаходимо:

а) вітрове навантаження, прикладене до верха стійки

$$X_\omega = -\frac{(\omega^D - \omega^o)}{2} = 0, \text{ тому що } \omega^D = 0 \text{ і } \omega^o = 0;$$

б) вітрове навантаження на стіни

$$X_p = -\frac{3H(\omega_o^D - \omega_o^o)}{16} = -\frac{3 \cdot 5,7(1,70 - 1,27)}{16} = -0,46 \text{ кН};$$

в) навантаження від стінового огороження при відстані між центрами стінового огороження і стійками $e = 0,25 + 0,08 + 0,10 = 0,43 \text{ м}$.

$$M_{CT} = -P_{CT} \cdot e = -30,46 \cdot 0,43 = -13,10 \text{ кН.м.}$$

$$X_{CT} = -\frac{9M_{CT}}{8H} = -\frac{9(-13,10)}{8 \cdot 5,7} = 2,59 \text{ кН.}$$

Згинальні моменти в нижньому перерізі стояків:

$$\begin{aligned}
 M_{лев} &= \left[(\omega^o + X_\omega + X_p)H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} \right] 0,9 + M_{CT} + X_{CT} \cdot H = \\
 &= \left[(0 + 0 + (-0,46))5,7 + \frac{1,7 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 + 2,59 \cdot 5,7 = \\
 &= +24,9945 - 13,10 + 14,763 = +26,6575 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

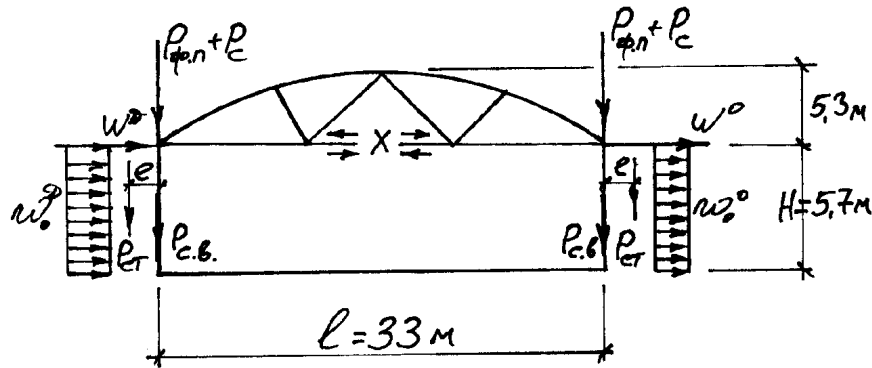


Рисунок 2.1 – Схема навантажень на поперечну раму будівлі

$$\begin{aligned}
 M_{пр} &= \left[(\omega^o - X_\omega - X_p)H + \frac{\omega_o^o \cdot H^2}{2} \right] 0,9 - M_{CT} - X_{CT} \cdot H = \\
 &= \left[(0 - 0 + 0,46)5,7 + \frac{1,27 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 - 2,59 \cdot 5,7 = \\
 &= 20,9278 + 13,10 - 14,763 = 19,2648 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Поперечні сили в защемленні стояків:

$$\begin{aligned}
 Q_{лев} &= (\omega^D + X_\omega + X_p + \omega_o^D \cdot H)0,9 + X_{CT} = \\
 &= (0 + 0 - 0,46 + 1,7 \cdot 5,7)0,9 + 2,59 = 10,90 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{пр} &= (\omega^o - X_\omega - X_p - \omega_o^o \cdot H)0,9 - X_{CT} = \\
 &= (0 - 0 + 0,46 + 1,27 \cdot 5,7)0,9 - 2,59 = 4,34 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

$$M_{расч} = 26,6575 \text{ кгм}. \quad Q_{расч} = 10,90 \text{ кН}.$$

$$\begin{aligned}
 N_{расч} &= P_{\phi.н} + P_{\phi.с} \cdot 0,9 + P_{CT} + P_{с.в} = \\
 &= 47,78 + 57,33 \cdot 0,9 + 30,46 + 2,75 = 132,59 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

де 0,9 – коефіцієнт сполучення, що враховує дію двох тимчасових навантажень.

Конструктивний розрахунок

Приймаємо клеєний стояк прямокутного поперечного перерізу шириною $b = 18$ см і висотою $h = 3,3 \cdot 13 = 42,9$ см, що складає $h/H = 42,9/570 = 1/13,28$, що відповідає необхідному діапазону $\frac{h}{H} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$. Знаходимо геометричні характеристики поперечного перерізу:

$$F = 18 \cdot 42,9 = 772,2 \text{ см}^2, \quad W = \frac{18 \cdot 42,9^2}{6} = 5521,2 \text{ см}^3,$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{18 \cdot 42,9^3}{12} = 118430 \text{ см}^4.$$

Визначаємо міцність поперечного перерізу за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{расч}}{\xi \cdot W_{расч}} \leq R_c.$$

Знаходимо λ, φ, ξ :

$$\lambda = \frac{2,2 \cdot l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{2,2 \cdot 570}{0,289 \cdot 42,9} = 101,2.$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{101,2^2} = 0,293.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{132,59}{0,293 \cdot 772,2 \cdot 1,80} = 0,674,$$

де $R_c = 1,50 \cdot 1,2 = 1,80$ кН/см².

$$\sigma = \frac{132,59}{772,2} + \frac{26,6575 \cdot 10^2}{0,674 \cdot 5521,2} = 0,1717 + 0,7164 = 0,8881 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Уздовж будівлі стояки розкріплюємо вертикальними зв'язками і верхнім обв'язувальним брусом-розпіркою. Зв'язки розкріплюють обидва зовнішні ребра стояка.

Перевіряємо стійкість плоскої форми деформування стояка з урахуванням підкріплення стиснутого і розтягнутого її ребер за формулою

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot K_{nN} \cdot R_c \cdot F_{\delta p}} + \left(\frac{M}{\xi \cdot \varphi_M \cdot K_{nM} \cdot R_u \cdot W_{\delta p}} \right)^n \leq 1,$$

$n = 1$ для елементів із закріпленням розтягнутим ребром.

Знаходимо всі параметри приведеної формули:

$$\lambda_y = \frac{570}{0,289 \cdot 18} = 109,57.$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{109,57^2} = 0,25.$$

$$K_{nN} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_0}{h_H} \right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot l_0 / h - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{570}{61,7} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{1}{1 + 1} = 3,44,$$

де $h_H = h + 3,3H = 42,9 + 3,3 \cdot 5,7 = 61,7$ см;

$m = 1$ – число підкріплених точок розтягнутого ребра;

$\alpha_p = 0$ – центральний кут у радіанах, що визначає ділянку l_0 елемента кругового обрису. У нашому випадку ця ділянка прямолінійна.

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_0 \cdot h \cdot m_\delta} \cdot K_\phi = \frac{140 \cdot 18^2 \cdot 2,32}{570 \cdot 61,7 \cdot 1} = 2,99;$$

$$K_{nM} = 1 + \left(0,142 \cdot \frac{l_0}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_0} + 1,4 \cdot \alpha_p - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + \left(0,142 \cdot \frac{570}{61,7} + 1,76 \cdot \frac{61,7}{57,0} - 1 \right) \cdot \frac{1}{1 + 1} = 1,25,$$

$K_\phi = 2,32$ – коефіцієнт, що залежить від форми епюри моментів, приймається за таблицею 2 додатку 4 БНіП II-25-80.

Підставляємо знайдені параметри у вищенаведену формулу перевірки стійкості плоскої форми деформування:

$$\frac{132,59}{0,25 \cdot 3,44 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7} + \frac{2665,75 \cdot 6}{0,674 \cdot 2,99 \cdot 1,25 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7^2} =$$

$$= 0,77 + 0,051 = 0,128 < 1,$$

тобто стійкість плоскої форми деформування стояка забезпечена.

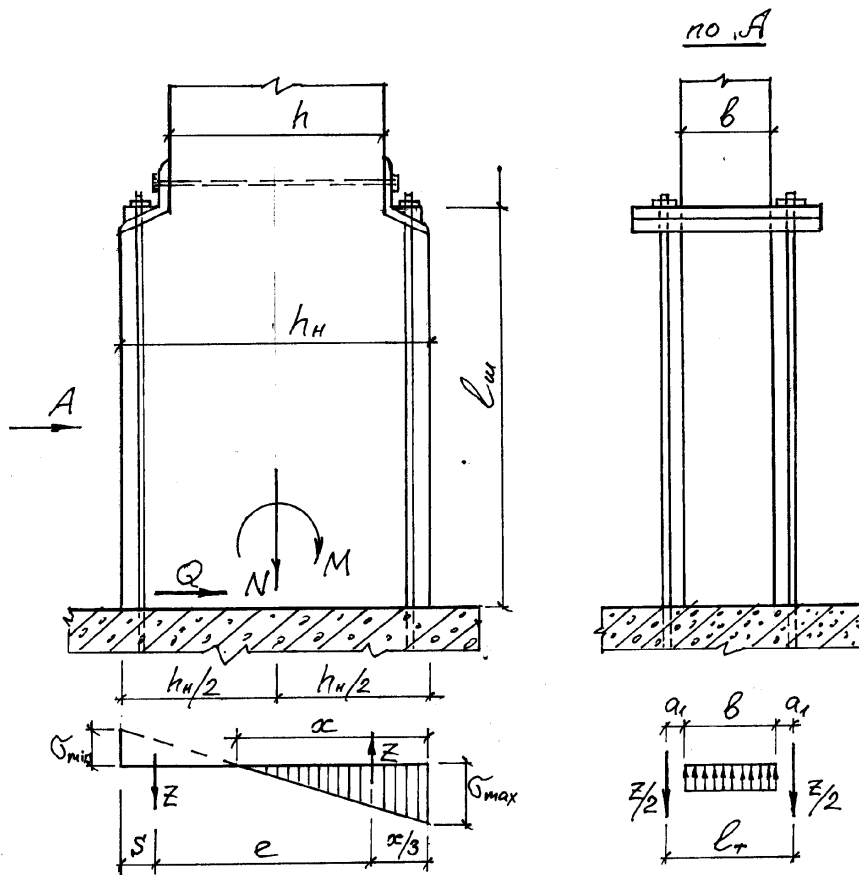


Рисунок 2.2 – До розрахунку кріплення стояка до фундаменту

Перевіряємо клейові шви за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\delta p}}{J_{\delta p} \cdot b_{расч} \cdot \xi} \leq R_{ск}$$

$$S_{\delta p} = \frac{bh_H^2}{8} = \frac{18 \cdot 61,7^2}{8} = 8565,5 \text{ см}^3.$$

$$J_{\delta p} = \frac{bh_H^3}{12} = \frac{18 \cdot 61,7^3}{12} = 352328 \text{ см}^4.$$

$$\tau = \frac{10,90 \cdot 8565,5}{352328 \cdot 18 \cdot 0,6 \cdot 0,674} = 0,0364 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} \cdot 1,2 = 0,15 \cdot 1,2 = 0,18 \text{ кН/см}^2,$$

де 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непростеї у швах.

Стояки кріпимо до фундаментів за допомогою анкерних болтів, що закріплюються до сталевих траверс.

Болти розраховуємо за максимальним розтягуючим зусиллям при дії постійного навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 0,9$ замість $\gamma_f = 1,1$ і вітрового навантаження:

$$N = (P_{\phi.n} + P_{cm} + P_{c.e}) \cdot \frac{0,9}{1,1} = (47,78 + 30,46 + 2,75) \cdot \frac{0,9}{1,1} = 0,6627 \text{ кН.}$$

$$\begin{aligned} M &= (\omega^D + x_W + x_p) \cdot H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} + x_{CT} \cdot H \cdot \frac{0,9}{1,1} + M_{CT} \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -0,46 \cdot 5,7 + \frac{1,70 \cdot 5,7^2}{2} + 2,59 \cdot 5,7 \cdot \frac{0,9}{1,1} + (-13,10) \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -2,622 + 27,6165 + 12,08 - 10,72 = 26,3545 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Напруження на поверхні підшви фундаменту знаходимо за формулою

$$\sigma_{\max/\min} = -\frac{N}{b \cdot h_H} \pm \frac{M \cdot 6}{\xi \cdot b \cdot h_H^2} = -\frac{66,27}{18 \cdot 61,7} \pm \frac{2635,45 \cdot 6}{0,887 \cdot 18 \cdot 61,7^2} = -0,0597 \mp 0,26;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{6627}{0,293 \cdot 1861,7 \cdot 180} = 0,887;$$

$$\sigma_{\max} = -0,32 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{\min} = +0,2005 \text{ кН/см}^2.$$

Обчислюємо розміри ділянок епюри напружень за формулою

$$x = \frac{\sigma_{\max} \cdot h_H}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,32 \cdot 61,7}{0,32 + 0,2005} = 38 \text{ см};$$

$$a = \frac{h_H}{2} - \frac{x}{3} = \frac{61,7}{2} - \frac{38}{3} = 18,18 \text{ см};$$

$$e_0 = h_H - \frac{x}{3} - S = 61,7 - \frac{38}{3} - 6 = 43,03 \text{ см.}$$

Тут $S = 6$ см – відстань від краю стояка до осі анкера.

Зусилля в анкерних болтах

$$z = \left(\frac{M}{\xi} - N \cdot a \right) / e_0 = \left(\frac{2635,45}{0,887} - 66,27 \cdot 18,18 \right) \cdot \frac{1}{43,03} = 33,25 \text{ кН.}$$

Площа перерізу болта

$$F_{HT} = \frac{z}{R_{bt} \cdot n_{\delta}} = \frac{33,25}{25,00 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 2} = 0,98 \text{ см}^2.$$

де 0,8 – коефіцієнт, що враховує нарізку болта;

0,85 – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу зусилля в паралельно працюючих болтах;

$n_\delta = 2$ - кількість болтів.

Приймаємо болти $d = 20$ мм, що мають $F_{bp} = 3,14 \text{ см}^2$.

Траверсу для кріплення болтів розраховуємо як балку:

$$M = \frac{z}{4} \left(l_T - \frac{b}{2} \right) = \frac{33,25}{4} \left(22 - \frac{18}{2} \right) = 108,06 \text{ кН.см.}$$

З умови розміщення анкерних болтів $d = 20$ мм приймаємо $\angle 110 \text{ мм} \times 8 \text{ мм}$ із $J_x = 198 \text{ см}^3$ і $z_0 = 3 \text{ см}$.

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{108,06}{198} \cdot (11 - 3) = 3,27 \text{ кН/см}^2 < R_u = 23,00 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність траверси забезпечена.

Перевіряємо міцність клейового шва від дії зусилля z :

$$\tau = \frac{z}{l_{ш} \cdot b_{расч}} = \frac{33,25}{80 \cdot 18 \cdot 0,6} = 0,0385 \text{ кН/см}^2 < R_{ск}^{cp} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

де $l_{ш} = 80 \text{ см}$;

0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непростеї у швах;

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,21}{1 + 0,125 \frac{80}{0,5 \cdot 42,9}} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність клейового шва забезпечена.

Задача 3 Розрахунок розтягнутого стику на циліндричних нагелях

Дано: Розтягнутий стик нижнього пояса кроквяної ферми виконаний за допомогою дощатих накладок, з'єднаних з поясом нагелями з круглої сталі. Пояс зроблений із брусів перерізом $s \times h = 12,5 \text{ см} \times 17,5 \text{ см}$, накладки прийняті з дощок перерізом $a \times h = 6 \text{ см} \times 17,5 \text{ см}$. Розрахункове розтягуюче зусилля $N = 106,0 \text{ кН}$. Деревина - сосна 1 сорту. Знайти кількість нагелів і перевірити ослаблений отворами переріз нижнього пояса (рис. 3.1).

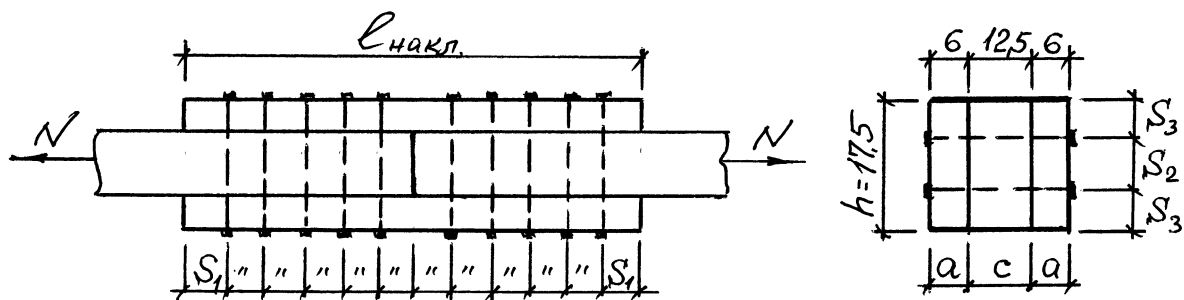


Рисунок 3.1 – До розрахунку розтягнутого стику на циліндричних нагелях

Розв'язання: Діаметр нагелів призначаємо рівним $(0,2 - 0,25)a$, де a - товщина накладки. Приймаємо $d = 1,6$ см.

Відповідно до формул (2.3 - 2.5) і табл. 9 додатка 1 знаходимо розрахункову несучу здатність нагеля на один зріз:

за вигином нагеля $T_g = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 5,33$ кН, що менше, ніж $T = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,40$ кН;

за зім'яттям середнього елемента товщиною $c = 12,5$ см

$$T_c = 0,50cd = 0,50 \cdot 12,5 \cdot 1,6 = 10,00 \text{ кН};$$

за зім'яттям крайнього елемента товщиною $a = 6$ см

$$T_a = 0,80ad = 0,80 \cdot 6 \cdot 1,6 = 7,68 \text{ кН}.$$

Найменша несуча здатність вийшла за вигином нагеля: $T_{\min} = 5,33$ кН.

У даному з'єднанні нагелі двозрізні, тобто $n_c = 2$.

Визначаємо необхідну кількість нагелів:

$$n_{\text{наг}} = \frac{N}{n_c \cdot T_{\min}} = \frac{106,00}{2 \cdot 5,33} = 9,94 \text{ шт.}$$

Приймаємо 10 нагелів, з них 4 болти з кожної сторони стику. Нагелі розміщуємо в два поздовжніх ряди.

Відстань між нагелями уздовж волокон:

$$S_1 = 7d = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ см. Приймаємо } S_1 = 12 \text{ см.}$$

Маючи S_1 , знаходимо необхідну довжину накладки:

$$l_{\text{накл}} = 12 \cdot S_1 = 12 \cdot 12 = 144 \text{ см,}$$

де перша цифра 12 - це кількість проміжків S_1 за довжиною накладки (рис. 3.1).

Відстань від осі нагелів до ребра накладок

$$S_3 = 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ см. Приймаємо } S_3 = 5 \text{ см.}$$

Відстань між нагелями поперек волокон

$$S_2 = h - 2S_3 = 17,5 - 2 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ см} > 3,5d = 3,5 \cdot 1,6 = 5,6 \text{ см.}$$

Зважаючи на те, що загальна площа перерізу накладок менша площі поперечного перерізу бруса нижнього пояса (рис. 6.1), більш напруженими в роботі на розтягання будуть накладки.

Знаходимо площу ослабленого отворами під нагелі перерізу накладок

$$F_{\text{нт}} = 2a(h - 4d) = 2 \cdot 6 \cdot (17,5 - 4 \cdot 1,6) = 133,2 \text{ см}^2.$$

Тут $F_{\text{нт}}$ визначено з урахуванням вимоги, що ослаблення, розташовані за довжиною розтягнутого елемента на ділянці 20 см, приймаються сполученими в одному перерізі.

Напруження розтягання в накладках знаходимо за формулою :

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{106 \cdot 10}{133,2} = 7,96 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10,0 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ МПа,}$$

де 10 - коефіцієнт, що враховує що $1 \text{ кН/см}^2 = 10 \text{ МПа}$. Умова міцності виконана.

Задача 4 Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах

Дано: Зусилля $N = 38 \text{ кН}$ передається від однієї середньої дошки перерізом $c \times h = 4 \text{ см} \times 15 \text{ см}$ двом крайнім дошкам перерізом $a \times h = 3,2 \times 15 \text{ см}$ за допомогою цвяхів (рис 4.1). Потрібно розрахувати з'єднання і розставити цвяхи. Прийнято деревину сосну 1 сорту.

Розв'язання: Знаходимо сумарну товщину пакета дощок у місці з'єднання: $b = a + c + a = 3,2 + 4 + 3,2 = 10,4 \text{ см}$. Довжину цвяха вибираємо такою, щоб непробивати пакет наскрізь, тобто $l_{\text{цв.}} = 100 \text{ мм}$, $d_{\text{цв.}} = 4 \text{ мм}$.

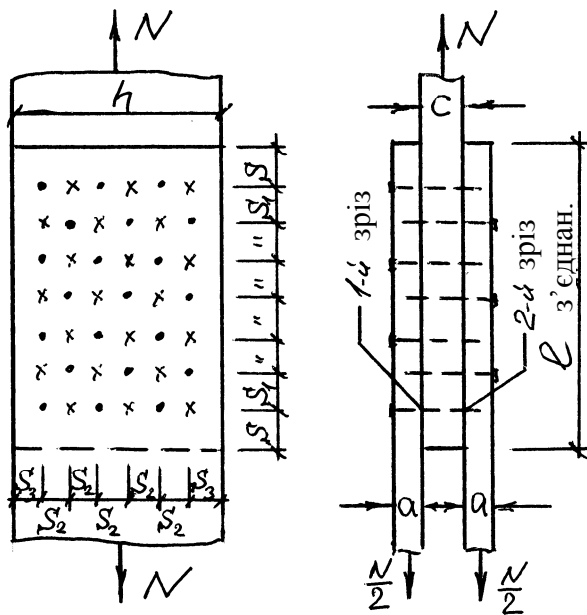


Рисунок 4.1 – До розрахунку розтягнутого з'єднання на цвяхах

Знаходимо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха в непробивному наскрізь крайньому елементі за формулою:

$$a_p = l_{цв} - a - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{цв} =$$

$$= 10 - 4 - 3,2 - 0,2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 0,4 = 1,8 \text{ см,}$$

що більше $4d_{цв} = 1,6 \text{ см}$. Якщо $a_p < 4d_{цв}$, то роботу кінця цвяха не враховують.

Визначаємо несучу здатність цвяха для першого його зрізу:

за вигином цвяха: $T_u^1 = 2,5d_{цв}^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 3,2^2 = 0,5024 \text{ кН,}$

що менше $4d^2 = 4 \cdot 0,4^2 = 0,64 \text{ кН;}$

за зім'яттям деревини в середньому елементі

$$T_c^1 = 0,50cd_{цв} = 0,50 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН;}$$

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

$$T_a^1 = 0,80ad_{цв} = 0,8 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 1,02 \text{ кН.}$$

Визначаємо несучу здатність цвяха для другого його зрізу (з боку непробивного наскрізь крайнього елемента):

за вигином цвяха

$$T_u^2 = 2,5d_{цв}^2 + 0,01a_p^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 1,8^2 = 0,4324 \text{ кН;}$$

за зім'яттям деревини в середньому елементі

$$T_c^2 = 0,5cd_{цв} = 0,5 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН;}$$

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

$$T_a^2 = 0,8a_p \cdot d_{цв} = 0,8 \cdot 1,8 \cdot 0,4 = 0,576 \text{ кН.}$$

Найменшою несучою здатністю цвяха по його двох зрізах виявилася несуча здатність за вигином самого цвяха:

$$T_{\min} = T_{\epsilon}^1 + T_{\epsilon}^2 = 0,5024 + 0,4324 = 0,9348 \text{ кН.}$$

Знаходимо необхідну кількість цвяхів у з'єднанні:

$$n_{\text{цв}} = \frac{N}{T_{\min}} = \frac{38,00}{0,9348} = 40,7 \text{ шт.}$$

Беремо 42 цвяхи, розміщуючи їх у 7 рядів по 6 цвяхів у ряді.

Для забезпечення рівномірної роботи крайніх елементів треба половину цвяхів забити з лицьової сторони стику (крапки на рисунку 4.2), а іншу половину - з тильної сторони (хрестики).

Відстань від крайнього ряду цвяхів до торця дошки має бути не менше

$$S = 15d_{\text{цв}} = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см.}$$

Для визначення відстані між осями цвяхів уздовж волокон S_1 слід мати на увазі, що ця відстань повинна бути не менше $15d_{\text{цв}}$ при товщині елемента, що пробивається, $a \geq 10d_{\text{цв}}$ і $S_1 = 25d_{\text{цв}}$ при $a = 4d_{\text{цв}}$. Для проміжних значень товщини a відстань S_1 визначають за інтерполяцією.

У нашому випадку відношення товщини крайньої дошки до діаметра цвяха

$$\frac{a}{d_{\text{цв}}} = \frac{3,2}{0,4} = 8, \text{ тобто } a = 8d_{\text{цв}}$$

При цьому значенні a мінімальну відстань між рядами цвяхів уздовж волокон знаходимо за інтерполяцією:

$$S_1 = \left[15 + \frac{(25 - 15)(10 - 8)}{10 - 4} \right] d_{\text{цв}} = 18,3d_{\text{цв}} = 18,3 \cdot 0,4 = 7,3 \text{ см.}$$

Приймаємо $S_1 = S = 7,5 \text{ см.}$

Повна довжина з'єднання (рис. 6.2):

$$l_{\text{з'єдн.}} = 8 \cdot S_1 = 8 \cdot 7,5 = 60 \text{ см.}$$

Відстані між цвяхами поперек волокон S_2 і від поздовжнього ребра дошки до крайніх цвяхів S_3 повинні бути не менше $S_2 = S_3 = 4d_{цв} = 4 \cdot 0,4 = 1,6$ см.

Приймаємо $S_2 = 2$ см і $S_3 = 2,5$ см, тоді

$$h = 5S_2 + 2S_3 = 5 \cdot 2 + 2 \cdot 2,5 = 15 \text{ см.}$$

Перевіряємо міцність на розтягання середньої дошки, для чого спочатку визначимо її площу нетто за винятком ослаблення цвяхами

$$F_{HT} = c \cdot h - n_{цв} \cdot d_{цв} \cdot c = 4 \cdot 15 - 6 \cdot 0,4 \cdot 4 = 50,4 \text{ см}^2.$$

Напруження розтягання знаходимо за формулою (3.4):

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{38,0 \cdot 10}{50,4} = 7,54 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10,0 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ МПа,}$$

тобто умова міцності виконана.

Задача 5 Розрахунок балки на пластинчастих нагелях

Дано: Навантаження на балку – постійне нормативне $g^H = 1,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

постійне розрахункове $g = 1,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; корисне нормативне $p^H = 3,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

корисне розрахункове $p = 3,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; проліт балки $l = 6$ м; крок балок $B = 5$ м.

Деревина балки – сосна 2 сорту.

Розв'язання: 1. За формулою визначаємо власну вагу балки

$$g_{в.в.}^H = \frac{3,0 + 1,1}{\frac{1000}{5 \cdot 6} - 1} = 0,1268 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right),$$

Визначаємо інтенсивність нормативного q^H і розрахункового q погонного навантаження за формулою:

$$q^H = (3,0 + 1,1 + 0,1268) \cdot 5 = 21,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right);$$

$$q = (3,9 + 1,24 + 0,1268 \cdot 1,1) \cdot 5 = 26,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Знаходимо значення згинального моменту

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,4 \cdot 6^2}{8} = 118,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. За формулою визначаємо необхідний момент опору балки

$$W_H = \frac{M}{R_e \cdot K_W} = \frac{118,8 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,85} = 9320 \text{ см}^3,$$

де 10^3 - коефіцієнт переведення метрів у см і МПа в кН/см².

3. Обравши ширину балки $b = 17,5$ см, визначаємо її висоту h за формулою:

$$h = \sqrt{\frac{6W_H}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9320}{17,5}} = 56,8 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту перерізу балки $h = 60$ см, тобто балка повинна складатися з трьох брусів $17,5 \times 20$ см, що вимагає застосування глухих пластинчастих нагелів (рис. 5.1), з такими параметрами: $l_{nl} = 5,4$ см, $\delta_{nl} = 1,2$ см.

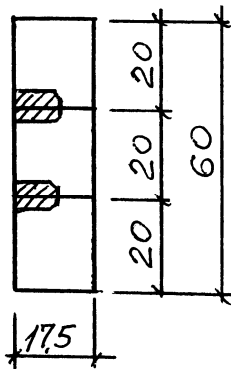


Рисунок 5.1 – Прийнятий переріз балки

4. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки за формулою, для чого спочатку знаходимо її момент інерції:

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,5 \cdot 60^3}{12} = 315000 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{бр} \cdot K_{жс}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{21,2 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3}{10^3 \cdot 315000 \cdot 0,6} = \frac{1}{317} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу щодо жорсткості балки задоволено.

5. Визначаємо кількість пластинчастих нагелів на ділянці балки $0,4l$ за формулою, для чого спочатку знаходимо статичний момент зсувної частини

перерізу відносно нейтральної осі $S_{\bar{o}p}$ і несучу здатність одного пластинчастого нагеля T_{nl} :

$$S_{\bar{o}p} = 17,5 \cdot 20^2 = 7000 \text{ см}^3;$$

$$T_{nl} = 0,75 \cdot b_{nl} = 0,75 \cdot 10,5 = 7,875 \text{ кН.}$$

$$b_{nl} = 0,5b_{\bar{o}p} + 0,3l_{nl} = 0,5 \cdot 17,5 + 0,3 \cdot 5,4 = 10,37 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_{nl} = 10,5 \text{ см.}$

$$n_{nl} = \frac{1,2M \cdot S_{\bar{o}p}}{J_{\bar{o}p} \cdot T_{nl}} = \frac{1,2 \cdot 118,8 \cdot 10^2 \cdot 7000}{315000 \cdot 7,875} = 40,23 \text{ шт.}$$

Беремо $n_{nl} = 42 \text{ шт.}$

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинчастих нагелів на ділянці $0,4l$ з урахуванням мінімальної відстані між ними $S_{\min} = 2l_{nl}$. У зв'язку з тим, що пластинчасті нагелі прийняті глухі,

вони розміщуються в шаховому порядку з півкроком $S_1 = \frac{S_{\min}}{2} = l_{nl} = 5,4 \text{ см.}$

У кожному шві балки може розміститися: $n_{nl} = \frac{0,4l}{S_1} = \frac{0,4 \cdot 600}{5,4} = 44,4 \text{ шт, що}$

більше, ніж прийнято $n_{nl} = 42 \text{ шт.}$

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки за формулою:

$$f_{\text{буд.}} = \frac{l \cdot \delta \cdot n_{ш}}{2h_0} = \frac{600 \cdot 0,2 \cdot 2}{2 \cdot 40} = 3 \text{ см.}$$

Задача 6 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття

Дано: Матеріал обшивок панелі водостійка березова фанера марки ФСФ сорту В/ВВ, матеріал каркаса – дошки з деревини сосни 2-го сорту. Крок несучих конструкцій $B = 6 \text{ м.}$ Місце будівництва – III сніговий район, де

$R_{сн}^H = 1,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$. Покрівля тепла, рулонна.

Розв'язання: Ширину панелі беремо рівною 1,5 м, що відповідає нормальній ширині листа фанери – 1525 мм. Довжину панелі приймаємо рівною 598 см з урахуванням зазору на неточність виготовлення.

Для обшивок панелі використовуємо семишарову фанеру $\delta_{\phi} = 8$ мм.

Висоту поздовжніх ребер приймаємо з дощок шириною 150 мм, що після острожки ребер дає $h_p = 150 - 2 \cdot 3 = 144$ мм. Загальна висота панелі виходить рівною $h = h_p + 2\delta_{\phi} = 144 + 2 \cdot 0,8 = 16$ см, що відповідає

конструктивній вимозі $h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) l$.

Ширину поздовжніх ребер (товщину дощок) беремо рівною 40 мм. Пласти середніх ребер не стругаємо, а зовнішні пласти крайніх ребер стругаємо на 2 мм для приклейки до них додаткових брусків (див. рис. 5.4), що забезпечують спільну роботу суміжних панелей. Поперечні ребра влаштовуємо тільки в торцях панелі у вигляді вкладишів.

Приймаємо панель, що складається з п'яти поздовжніх ребер з відстанню між ребрами у світлі $b_0 = 31,6$ см, в осях $c = 35,6$ см.

Утеплювач - плитковий полістирольний пінопласт товщиною 50 мм, об'ємною вагою $0,40 \text{ кН/м}^3$ приклеюємо до нижньої обшивки панелі на шарі полістирольної фарби, що одночасно виконує роль пароізоляції.

Обчислюємо навантаження, яке приходить на 1 пог. м довжини панелі:

Таблиця 6.1 – Збір навантажень

Найменування елементів панелі і навантажень	Нормативне навантаження, $q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	Коефіцієнт безпеки за навантаженням γ_f	Розрахункове Навантаження $q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1	2	3	4
Руберойд, три шари 0,10·1,5	0,15	1,2	0,18
Фанерні обшивки 2·0,008·6,5·1,5	0,156	1.1	0,172

Продовження таблиці 6.1

1	2	3	4
Ребра каркаса 5·0,04·0,144·5,0	0,144	1,1	0,158
Утеплювач 0,05·0,4(1,5-5·0,04)	0,026	1,2	0,031
Пароізоляція - шар фарби 0,01·(1,5-5·0,04)	0,013	1,2	0,016
Снігове навантаження 1,00·1,5	1,5	1,6	2,40
Разом:	1,989		2,957

Перевіряємо правильність призначення кількості поздовжніх ребер за формулою :

$$c \leq 13,33 R_{\text{в.ф.}} \cdot \delta_{\text{ф}}^2.$$

При компоновці поперечного перерізу панелі, що розраховується, c – відстань в осях між поздовжніми ребрами прийнята рівною 35,6 см, тому

$$c = 35,6 \leq 13,33 \cdot 6,5 \cdot 0,8^2 = 55,4 \text{ см},$$

тобто умову перевірки вигинних напружень фанерної обшивки поперек волокон задоволено.

Знаходимо b_{np} - приведену ширину перерізу панелі, що враховує нерівномірність розподілу нормальних напружень в обшивках панелі, за формулою:

$$b_{np} = 0,9b_0 = 0,9(31,6 \cdot 4 + 4,0 \cdot 3) = 125 \text{ см},$$

де b_0 - відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

Розрахунковий проліт панелі знаходимо за її геометричною довжиною, зменшеною на 1%:

$$l_0 = 0,99 \cdot 598 = 592 \text{ см}.$$

Визначаємо приведений до фанери момент інерції перерізу панелі за формулою:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = \frac{125(16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4)14,4^3}{12} \cdot \frac{100000}{90000} = 16980 \text{ см}^4.$$

Приведений до фанери момент опору:

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16980}{0,5 \cdot 16} = 2120 \text{ см}^3.$$

Знайдемо згинальний момент, що діє на панель:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,957 \cdot 5,92^2}{8} = 12,954 \text{ кН·м.}$$

Перевіримо нормальні напруження верхньої стиснутої обшивки з урахуванням її стійкості за формулою , для чого спочатку за формулою визначимо φ_ϕ - коефіцієнт поздовжнього вигину фанери:

$$\frac{c}{\delta_\phi} = \frac{35,6}{0,8} = 44,5 < 50 \quad \varphi_\phi = 1 - \frac{(44,5)^2}{5000} = 0,603.$$

$$\sigma_c = \frac{12,954 \cdot 10^2 \cdot 10}{2120 \cdot 0,603} = 10,133 \text{ МПа} \leq R_{\phi.c} = 12,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіримо нормальні напруження нижньої розтягнутої обшивки з урахуванням її ослаблення стиком «на вус» за формулою:

$$\sigma_p = \frac{12,954 \cdot 10^3}{2120 \cdot 0,6} = 10,184 \text{ МПа} \leq R_{\phi.p} = 14,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіряємо надійність опору сколюванню по клейовому шві між шпонами фанери в місці сполучення обшивок з ребрами за формулою, для чого визначимо:

величину поперечної сили на опорі

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,957 \cdot 5,92}{2} = 8,75 \text{ кН};$$

статичний момент обшивки щодо осі панелі

$$S_\phi = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_\phi) = (125 \cdot 0,8)(0,15 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3;$$

сумарну ширину поздовжніх ребер

$$\sum \delta_p = 2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см.}$$

Отримані значення підставимо до формули:

$$\tau_{\phi} = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 800}{16980 \cdot 19,6} = 0,211 \text{ МПа} \leq R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто надійність опору сколюванню забезпечена.

Перевіряємо дотичні напруження за сколюванням поздовжніх ребер за формулою, для чого спочатку визначимо: приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі

$$S_{np.\partial} = S_{\partial} + S_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} = (3 \cdot 4,0 + 2 \cdot 3,8) 7,2 \cdot 3,6 + (125 \cdot 0,8)(0,5 \cdot 16 + 0,5 \cdot 0,8) \times \\ \times \frac{90000}{100000} = 1228 \text{ см}^3;$$

момент інерції перерізу панелі, приведений до деревини,

$$J_{np.\partial} = J_{\partial} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} = \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} + \frac{125 \cdot (16^3 - 14,4^3)}{12} \cdot 0,9 = 15283 \text{ см}^4.$$

За формулою маємо

$$\tau = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 1228}{15283 \cdot 19,6} = 0,36 \text{ МПа} \leq R_{\partial.ск} = 1,6 \text{ МПа},$$

тобто умову міцності за сколюванням деревини задоволено.

Перевіряємо прийнятий переріз панелі на жорсткість за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,989 \cdot 10^{-2} \cdot 592^3}{900 \cdot 16980} = \frac{1}{284} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу за жорсткістю панелі задоволено.

Задача 7 Розрахунок клесфанерної балки

Дано: проліт балки $l = 15$ м; крок балок - $B = 4$ м; ухил покрівлі $i = 1:12$.

Матеріал: сухі соснові дошки 1 сорту, багатошарова водостійка фанера марки ФСФ сорту В/ВВ.

Розв'язання: Визначаємо діючі навантаження з урахуванням власної ваги балки і навантажень на прогони $g^H = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; g = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}:$

$$g_{\text{в.в.}}^H = \frac{g^H}{\frac{1000}{K_{\text{св}} \cdot l} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{1000}{3,5 \cdot 15} - 1} = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (g^H + g_{\text{в.в.}}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4,0 = 6,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{\text{в.в.}}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4,0 = 8,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту:

$$h_{\text{сер}} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м. При заданому ухилі покрівлі висота перерізу на опорі}$$

$$\text{буде: } h_{\text{он}} = h_{\text{сер}} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88 \text{ м. Товщину фанерної стінки}$$

приймаємо рівною $\delta_{\phi} = 1,2$ см. Ширину поясів приймаємо $b_n = 15$ см, а висоту верхнього і нижнього поясів приймаємо однаковими рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний) (рис. 6.11).

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки

$$x = l \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] = 15 \left[\sqrt{0,592(1+0,592)} - 0,592 \right] = 5,682 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{\text{он}}}{i \cdot l} = \frac{0,88 - 0,14}{\frac{1}{12} \cdot 15} = 0,592,$$

$h'_{\text{он}}$ - висота балки на опорі між центрами поясів.

Знаходимо висоту балки в розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_{\text{он}} + ix = 0,88 + \frac{1}{12} \cdot 5,682 = 1,354 \text{ м.}$$

Визначаємо згинальний момент у перерізі x :

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{8,67 \cdot 5,682(15 - 5,682)}{2} = 229,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для сприйняття цього згинального моменту необхідний момент опору (приведений до матеріалу фанерної стінки):

$$W_{\text{пр.ф}} = \frac{M_x}{R_{\text{п.ф}}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{8,4} = 27324 \text{ см}^3.$$

Тут $R_{p,\phi} = 8,4$ МПа прийнято з урахуванням $m_\phi = 0,6$ - коефіцієнта форми поперечного перерізу.

Цьому $W_{np,\phi}$ відповідає $J_{np,\phi}$:

$$J_{np,\phi} = W_{np,\phi} \cdot \frac{h_x}{2} = 27324 \cdot \frac{135,4}{2} = 1849835 \text{ см}^4.$$

Необхідну величину моменту інерції поясів знаходимо з формули:

$$J_\partial = (J_{np,\phi} - J_\phi) \frac{E_\phi}{E_\partial} = \left(1849835 - \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 135,4^3}{12} \right) \cdot \frac{90000}{100000} = 1218036 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів балки висотою 14 см дорівнює:

$$J_\partial = \frac{b_n [h_x^3 - (h_x - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [135,4^3 - (135,4 - 2 \cdot 14)^3]}{12} = 1554346 \text{ см}^4, \text{ що}$$

більше, ніж 1218036 см^4 , тобто прийняті раніше розміри поясів відповідають умовам міцності.

Зробимо перевірку міцності поясів на дію нормальних напружень при вигині в перерізі x , для чого спочатку знаходимо $W_{np,\partial}$:

$$W_{np,\partial} = \left(J_\partial + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\partial} \right) \cdot \frac{2}{h_x} = \left(1554346 + 496462 \cdot \frac{90000}{100000} \right) \cdot \frac{2}{135,4} = 25325 \text{ см}^3.$$

Тоді розтягуючі (стискаючі) напруження в поясах від вигину будуть:

$$\sigma_\partial = \frac{M_x}{W_{np,\partial}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10,0 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці:

$$\sigma_\phi = \sigma_\partial \frac{E_\phi}{E_\partial} = 9,063 \cdot \frac{90000}{100000} = 8,157 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа},$$

тобто міцність у небезпечному перерізі деревини поясів і фанерної стінки забезпечена.

Перевірка стійкості стиснутого пояса балки з площини вигину

По балках покладені спарені прогони з відстанню між ними $b_n = 1,25$ м, які прикріплюються в місцях обпирання до верхнього пояса балки. Звідси

вільна довжина верхнього пояса з площини балки $l_0 = 125$ см, а гнучкість із площини вигину

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b_n} = \frac{125}{0,29 \cdot 15} = 29.$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{29}{100} \right)^2 = 0,932.$$

Тоді з урахуванням $\varphi_y = 0,932$ стискаючі напруження в деревині пояса

будуть: $\sigma_c = \frac{\sigma_d}{\varphi_y} = \frac{9,063}{0,932} = 9,724 \text{ МПа} < R_{c.d} = 14,0 \text{ МПа},$

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

Перевірка фанерної стінки в опорній панелі

Відстань між осями ребер жорсткості в опорній панелі $a = 62,5$ см.

Розрахункова висота стінки: $h_{cm} = 88 + \frac{1}{12} \cdot \frac{62,5}{2} - 2 \cdot 14 = 62,6$ см.

Умова $a \leq h_{cm}$ для опорної панелі виконана;

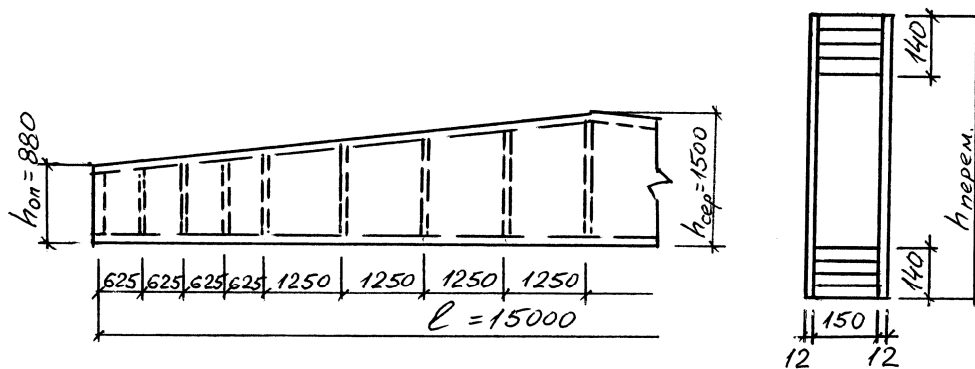


Рисунок 7.1 – Клеєфанерна балка

$\frac{h_{cm}}{\delta_\phi} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5$, що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на місцеву стійкість не потрібна.

Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot 2\delta_\phi} \leq R_{зр.\phi},$$

для чого послідовно знаходимо:

величину максимальної поперечної сили

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,67 \cdot 15}{2} = 65,025 \text{ кН};$$

статичний момент половини перерізу фанерної стінки в опорному перерізі

$$S_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{8} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{8} = 2323,2 \text{ см}^3.$$

статичний момент одного дерев'яного пояса в опорному перерізі

$$S_{\partial} = b_n \cdot h_n \left(\frac{h_{on} - h_n}{2} \right) = 15 \cdot 14 \cdot \frac{(88 - 14)}{2} = 7770 \text{ см}^3.$$

статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{10^5}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3.$$

момент інерції фанерної стінки в опорному перерізі

$$J_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^3}{12} = 136294 \text{ см}^4.$$

момент інерції дерев'яних поясів в опорному перерізі

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_{on}^3 - (h_{on} - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [88^3 - (88 - 28)^3]}{12} = 581840 \text{ см}^4.$$

момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{10^5}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

Підставляємо отримані значення у вищенаведену формулу перевірки міцності фанерної стінки на зріз

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{zp.\phi} = 6,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Для опорного перерізу $\sigma = 0$ і, отже, при перевірці головних розтягуючих напружень $\alpha = 45^0$. Тому $\sigma_{p.\phi.45^0} = \tau_{\max} = 3,792$ МПа, що менше $R_{p.\phi.45^0} = 4,5$ МПа.

Перевіряємо міцність клейового з'єднання стінки з поясом на зсув:

$$\tau_1 = \frac{Q_{\max} \cdot S_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}}}{J_{np.\phi} \cdot 2h_n} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 7770 \cdot \frac{100000}{90000}}{782783 \cdot 2 \cdot 14} = 0,26 \text{ МПа} < R_{\phi.ck} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки $\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300}$,

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right];$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,01 \cdot 10^{-2} \cdot 1500^4}{900 \cdot 2840489} = 1,55 \text{ см.}$$

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{10^5}{90000} = 2840489 \text{ см}^4,$$

K – коефіцієнт, що враховує вплив змінної висоти балки на її жорсткість

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h'_{on}}{h'_{сер}} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{88 - 14}{150 - 14} = 0,726.$$

C – коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву на жорсткість балки

$$C = \left(45,3 - 6,9 \frac{h_{on}}{h_{сер}} \right) \cdot \gamma = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{88}{150} \right) \cdot 1,167 = 48,141.$$

$$\gamma = \frac{F_{поясів}}{F_{стінки}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 14}{2 \cdot 1,2 \cdot 150} = 1,167.$$

$$f = \frac{1,55}{0,726} \left[1 + 48,141 \left(\frac{150,0}{1500,0} \right)^2 \right] = 3,163 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,163}{1500} = \frac{1}{474} < \frac{1}{300},$$

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс. / Ю. В. Слицкоухов. – 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. / В. А. Иванов. – Київ : Вища школа, 1981. – 391 с.
4. Гринь И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. / И. М. Гринь – Київ : Вища школа, 1975. – 280 с.
5. Попельнух В. М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас: Тексти лекцій для студентів будівельних спеціальностей. / В. М. Попельнух. – Харків : ХДАМГ, 2002. – 124 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1

Напружений стан і характеристика елементів	Позначення	Розрахункові опори, для сортів деревини $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$		
		1	2	3
1	2	3	4	5
1 Вигин, стиск і зім'яття уздовж волокон:				
а) елементи прямокутного перерізу (за винятком зазначених у підпунктах «б», «в»)) висотою до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	14/140	13/130	8,5/85
б) елементи прямокутного перерізу шириною від 11 до 13 см при висоті перерізу від 11 до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	15/150	14/140	10/100
в) елементи прямокутного перерізу шириною понад 13 см при висоті перерізу від 13 до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	16/160	15/150	11/110
г) елементи з круглих лісо-матеріалів без урізань у розрахунковому перерізі	$R_b, R_c, R_{зім}$	-	16/160	10/100
2 Розтягання уздовж волокон:				
а) неклеєні елементи	R_p	10/100	7/70	—
б) клеєні елементи	R_p	12/120	9/90	—
3 Стиск і зім'яття по всій поверхні поперек волокон	$R_{с90}, R_{зім90}$	1,8/18	1,8/18	1,8/18
4 Зім'яття поперек волокон місцеве:				
а) в опорних частинах конструкції, лобових врубках та вузлових примиканнях елементів	$R_{зім90}$	3/30	3/30	3/30

Продовження таблиці А.1

1	2	3	4	5
б) під шайбами при кутах зім'яття від 90 до 60°	$R_{зім90}$	4/40	4/40	4/40
5 Сколювання уздовж волокон:				
а) при вигині неклеєних елементів	$R_{СК}$	1,8/18	1,6/16	1,6/16
б) при вигині клеєних елементів	$R_{СК}$	1,6/16	1,5/15	1,5/15
в) у лобових врубках для максимального напруження	$R_{СК}$	2,4/24	2,1/21	2,1/21
г) місцеве в клеєних з'єднаннях для максимального напруження	$R_{СК}$	2,1/21	2,1/21	2,1/21
6 Сколювання поперек волокон:				
а) у з'єднаннях неклеєних елементів	$R_{СК90}$	1/10	0,8/8	0,6/6
б) у з'єднаннях клеєних елементів	$R_{СК90}$	0,7/7	0,7/7	0,6/6
7. Розтягання поперек волокон елементів із клеєної деревини	R_{P90}	0,35/3,5	0,3/3	0,25/2,5

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

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

Таблиця А.2

ДЕРЕВНІ ПОРОДИ	Коефіцієнт m_n для розрахункових опорів		
	розтяганню, вигину, стиску і зім'яттю уздовж волокон $R_p, R_b, R_c, R_{зім}$	стиску та зім'яттю поперек волокон $R_{с90}, R_{зім90}$	сколюванню $R_{СК}$
ХВОЙНІ			
1 Модрина, крім європейської і японської	1,2	1,2	1
2 Кедр сибірський, крім Красноярського краю	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярського краю, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4 Ялиця	0,8	0,8	0,8
ТВЕРДІ ЛИСТЯНІ			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясен, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акація	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 В'яз, ільм	1	1,6	1
М'ЯКІ ЛИСТЯНІ			
10 Вільха, липа, осика, тополя	0,8	1	0,8

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

Таблиця А.3

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

Таблиця А.4

Висота перерізу, см	50 і менше	60	70	80	100	120 і більше
Коефіцієнт m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблиця А.5

Товщина шару, см	19 і менше	26	33	42
Коефіцієнт $m_{ш}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця А.6

Напружений стан	Позначення розрахункових опорів	Коефіцієнт $m_{гн}$ при відношенні R_K/A			
		150	200	250	500 і більше
Стиск і вигин	R_c, R_e	0,8	0,9	1	1
Розтягання	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примітка: r_k - радіус кривизни гнutoї дошки або бруса: a - товщина гнutoї дошки або бруса в радіальному напрямку.

Таблиця А.7

Вид фанери	Розрахункові опори, $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$				
	Розтягання в площині листа $R_{фр}$	стиску в площині листа $R_{фс}$	вигину з площини листа $R_{фг}$	сколюванню в площині листа $R_{фск}$	зрізу перпендикулярно до площини листа $R_{фзр}$
1	2	3	4	5	6
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С					
а) семишарова товщиною 8 мм і більше:					
- уздовж волокон зовнішніх шарів	14/140	12/120	16/160	0,8/8	6/60
- поперек волокон зовнішніх шарів	9/90	8,5/85	6,5/65	0,8/8	6/60
- під кутом 45° до волокон	4,5/45	7/70	-	0,8/8	6/60

Продовження таблиці А.7

1	2	3	4	5	6
б) п'ятишарова товщиною 5-7 мм: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	14/140 6/60 4/40	13/130 7/70 6/60	18/180 3/30 -	0,8/8 0,8/8 0,8/80	5/50 6/60 9/90
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ, і ВВ/В семишарова товщиною 8 мм і більше: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	9/90 7,5/75 3/30	17/170 13/130 5/50	18/180 11/110 -	0,6/6 0,5/5 0,7/7	5/50 5/50 7,5/75
2. Фанера бакелізована марки ФБС товщиною 7 мм і більше: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	32/320 24/240 16,5/165	28/280 23/230 21/210	33/330 25/250 -	1,8/18 1,8/18 1,8/18	11/110 12/120 16/160

Примітка: Розрахункові опори зім'яттю і стиску перпендикулярно до площини листа для березової фанери марки ФСФ $R_{ф.с.90} = R_{ф.зім.90} = 4$ МПа (40 кгс/см²) і марки ФБС $R_{ф.с.90} = R_{ф.зім.90} = 8$ МПа (80 кгс/см²).

Таблиця А.8

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

Примітка 1. Коефіцієнт Пуассона ν_{ϕ} зазначений для напрямку, перпендикулярного до осі, уздовж якого визначений модуль пружності E_{ϕ} .

Примітка 2. Модуль пружності деревини при розрахунку за граничними станами другої групи варто приймати рівним: уздовж волокон $E = 10000$ МПа (100000 кгс/см²); поперек волокон $E_{90} = 400$ МПа (4000 кгс/см²). Модуль зсуву деревини щодо осей, спрямованих уздовж і поперек волокон, варто приймати рівним $G_{90} = 500$ МПа (5000 кгс/см²). Коефіцієнт Пуассона деревини поперек волокон при напруженнях уздовж волокон варто приймати рівним $\nu_{90,0} = 0,5$, а уздовж волокон при напруженнях поперек волокон $\nu_{0,90} = 0,02$.

Таблиця А.9

Схеми з'єднань	Напружений стан з'єднання	Розрахункова несуча здатність T на один шов з'єднання (умовний зріз). кН (кгс)	
		цвяха, металевого, алюмінієвого, склопластикового нагеля	дубового нагеля
1	2	3	4
1. Симетричні з'єднання	а) Зім'яття в середніх елементах	$0,5 cd$ (50 cd)	$0,3 cd$ (30 cd)
	б) Зім'яття в крайніх елементах	$0,8 ad$ (80 ad)	$0,5 ad$ (50 ad)
2. Несиметричні з'єднання	а) Зім'яття у всіх елементах рівної товщини, а також у більш товстих елементах однозрізних з'єднань	$0,35 cd$ (35 cd)	$0,2 cd$ (20 cd)
	б) Зім'яття у більш товстих середніх елементах двозрізних з'єднань при $a \leq 0,5c$	$0,25 cd$ (25 cd)	$0,14 cd$ (14 cd)
	в) Зім'яття у більш тонких крайніх елементах при $a \leq 0,35c$	$0,8 ad$ (80 ad)	$0,5 ad$ (50 ad)
	г) Зім'яття в більш тонких елементах однозрізних з'єднань і в крайніх елементах при $c > a > 0,35c$	$k_H ad$	$k_H ad$
3. Симетричні й несиметричні з'єднання	а) Вигин цвяха	$2,5d^2 + 0,01a^2$ (250 $d^2 + a^2$) але не більше $4d^2$ (400 d^2)	-
	б) Вигин нагеля з металу С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ (180 $d^2 + 2a^2$) але не більше $2,5d^2$ (250 d^2)	-
	в) Вигин нагеля з алюмінієвого сплаву Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ (160 $d^2 + 2a^2$) але не більше $2,2d^2$ (220 d^2)	-

Продовження таблиці А.9

1	2	3	4
	г) Вигин нагеля зі склопластика АГ-4С	$1,45d^2+0,02a^2$ ($145d^2+2a^2$) але не більше $1,8d^2$ ($180d^2$)	-
	д) Вигин нагеля з деревно-шарового пластику ДСПБ	$0,8d^2+0,02a^2$ ($80d^2+2a^2$) але не більше d^2 ($100d^2$)	-
	е) Вигин дубового нагеля	-	$0,45d^2+$ $+0,02a^2$ ($450d^2+$ $+2a^2$) але не більше $0,65d^2$ ($65d^2$)

Примітка 1. У таблиці: c - товщина середніх елементів, а також рівних за товщиною або більш товстих елементів однозрізних з'єднань, a - товщина крайніх елементів, та також більш тонких елементів однозрізних з'єднань; d - діаметр нагеля; усі розміри в см.

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

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

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

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

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

Таблиця А.10

Кут, град	Коефіцієнт K_α				
	для металевих, алюмінієвих та склопластикових нагелів діаметром, мм				для дубових нагелів
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,05	0,7

Таблиця А.11

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

Таблиця А.12

Елементи конструкцій	Граничні про-гини у долях прольоту, не більше
Балки міжповерхових перекриттів	1/250
Балки горищних перекриттів	1/200
Покрівлі (крім єндів)	
а) прогони, кроквяні ноги	1/200
б) балки консольні	1/150
в) ферми, клеєні балки (крім консольних)	1/300
г) плити	1/250
д) лати, настили	1/150
Несучі елементи єндів	1/400
Панелі та елементи фахверка	1/250

Таблиця А.13

Вид зв'язків	Коефіцієнт K_c при	
	центральному стиску	стиску з вигином
Цвяхи	$1/10d^2$	$1/5d^2$
Металеві циліндричні нагелі:		
а) діаметром $\leq 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
б) діаметром $> 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1,5/a \cdot d$	$3/a \cdot d$
Дубові циліндричні нагелі	$1/d^2$	$1,5/d^2$
Дубові пластинчасті нагелі	-	$1,4/\delta \cdot b_{nl}$
Клей	0	0

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

Додаток Б

Таблиця Б.1 – Сортамент пиломатеріалів хвойних порід

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

Примітка 1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.

Примітка 2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів установлені для деревини вологістю 20%.

Примітка 3. Дошка має ширину більшу подвійної товщини. Брусок відповідно не більше подвійної товщини, брус - якщо товщина і ширина більші 100 мм.

Примітка 4. У разі потреби за спеціальним замовленням розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.

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

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

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

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

Примітка: q^H - нормативна власна вага покриття (включаючи і вагу підвісного стаціонарного обладнання);

p^H - нормативна вага снігового покриву.

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації
до самостійної роботи та проведення практичних занять
із навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

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

Укладачі: **ПУСТОВОЙТОВА** Оксана Михайлівна
БІДАКОВ Андрій Миколайович

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

План 2016, поз. 15М

Підп. до друку 19.04.2018. Формат 60 × 84/16
Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 1,8
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.