

УДК 624.011

**ВРАХУВАННЯ СКЛАДНОГО НАПРУЖЕНОГО СТАНУ В
КОНСТРУКЦІЯХ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ**

**УЧЕТ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ В
КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ**

**STOCKTAKING THE COMPLEX STRESS STATE IN STRUCTURES
MADE OF LAMINATED WOOD**

Михайловський Д.В., к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Михайловский Д.В., к.т.н., доц. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Mikhaylovskyy D.V., candidate of technical sciences, docent (Kiev national university of construction and architecture, Kiev)

Представлено аналіз умов міцності конструкцій з цільної та клеєної деревин з врахуванням складного напруженого стану.

Представлен анализ условий прочности конструкций из цельной и клееной древесины с учетом сложного напряженного состояния.

The analysis of the conditions of the strength of structures made of solid and laminated wood, stocktaking the complex stress state.

Ключові слова:

Складний напружений стан, конструкції з цільної та клеєної деревини, умова міцності.

Сложное напряженное состояние, конструкции с цельной и клееной древесины, условие прочности.

Complex stress state, solid and laminated wood construction, condition of the strength.

Останнім часом конструкції з клеєної деревини (ККД) набувають широкого розповсюдження в усьому світі. Історичний аналіз впровадження ККД в Україні зроблено в [1, 2]. На жаль, при масовому застосуванні різноманітних ККД відбувалися випадки відмов конструкцій. Одним з факторів, що впливає на надійну роботу є особливий напружений стан елементів і з'єднань ККД. У всіх публікаціях присвячених цьому питанню було відзначено несподіваний характер руйнування конструкцій: у вузлах

стрижневих конструкцій, в балках - в місцях, де нормальні і дотичні напруження не досягали максимальних значень. Це стосувалося і елементів, і з'єднань: на зубчастий шип, на вклеєних стержнях, з парними накладками тощо. Особливість напруженого стану полягає в одночасній дії в одній зоні конструкції чи вузла декількох напружень (складного напруженого стану (СНС)).

Питанням міцності як природних, так і штучних конструкційних матеріалів присвячена велика кількість досліджень вітчизняних і зарубіжних вчених. Існує велика кількість різних критеріїв і умов міцності матеріалів.

Так О.К. Ашкеназі [3, 4], досліджуючи анізотропію деревини запропонувала ввести поняття тензора міцності. Її критерій засновано на феноменологічному підході до руйнування деревини в залежності від орієнтації зусиль відносно спрямування волокон. У скороченому тензорному записі цей критерій має вигляд:

$$\left(a_{iklm} \sigma_{ik} \sigma_{lm} \right)^2 - \frac{\left(\sigma_{ik} \sigma_{lm} \right)^2 + \sigma_{ik} \sigma_{lm}}{2} = 0. \quad (1)$$

У розгорнутому повністю вигляді критерій (1) являє собою поліном четвертого ступеню відносно шістьох компонент діючих напружень. Константи a_{iklm} - компоненти симетричного тензору четвертого рангу, величини σ_{ik} і σ_{lm} - компоненти польового тензора (тензора міцності) другого рангу.

Для плоского напруженого стану в одній з площин симетрії ik ортотропного матеріалу поліноміальний критерій міцності четвертого ступеню приймає вигляд, з заміною індексів i і k на x і y (вісь x збігається з напрямком волокон деревини, вісь y спрямована поперек волокон):

$$\left[\begin{array}{ccc} \frac{\sigma_x^2}{\sigma_0} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_{90}} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_0} + \sigma_x \sigma_y S_{xy} \end{array} \right]^2 - \sigma_x^2 - \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2 = 0, \quad (2)$$

де σ_x , σ_y , τ_{xy} - компоненти напружень на головних площадках міцності; σ_0 , σ_{90} , τ_0 - межі міцності деревини при розтязі чи стиску вздовж волокон, поперек волокон і при сколюванні.

Фізичний зміст параметру S_{xy} можна встановити з розглянутої граничної поверхні міцності деревини при складному напруженому стані.

З часу опублікування робіт Савара (1830 р.) і Сен-Венана (1856 р.) деревині приписується схема ортогональної анізотропії, яка передбачає наявність трьох взаємно перпендикулярних площин структурної симетрії. Такий погляд на деревину виявляється за теперішнього часу найбільш розповсюдженим і в найбільшій мірі обґрунтованим дослідними даними. Ця гіпотеза підтверджена результатами випробувань „малих” „чистих” зразків і

лежить в основі державних стандартів на методи випробувань вздовж і поперек волокон у тангенціальному і радіальному напрямках та на зсув.

Виходячи з таких позицій, О.К. Ашкеназі [4, 5] збудована поверхня міцності деревини сосни геометричним шляхом за результатами випробувань зразків. Ця поверхня міцності добре описується рівнянням (2) з використанням принципу кускової апроксимації, згідно якому для кожного з чотирьох октантів простору напружень параметр S_{xy} задається по формулі, в котру входять експериментально знайдені характеристики міцності, що відносяться до цього октанту.

З можливих комбінацій тензора напружень, діючих в елементах і з'єднаннях елементів дерев'яних конструкцій, найбільш несприятливим виявляються комбінації напружень розтягу вздовж волокон $\sigma_{x(p)}$, розтягу чи стиску поперек волокон $\sigma_{y(p \text{ чи } c)}$, сколюючих τ_{xy} . Для них параметр S_{xy} задається відповідно формулами:

$$S_{xy} = \frac{4}{\sigma_{45}} - \frac{1}{\sigma_0^p} - \frac{1}{\sigma_{90}^p} - \frac{1}{\tau_0}; \quad (3)$$

$$S_{xy} = \frac{1}{\sigma_0^p} - \frac{1}{\sigma_{90}^c} - \frac{1}{\tau_{45}}; \quad (4)$$

де σ_{45} і τ_{45} – границі міцності при дії окремо нормальних або дотичних напружень під кутом 45° до осі x (вздовж волокон). Вже неодноразово відмічалось, що подібних міцностних характеристик для деревини в навчально-методичній та нормативній літературі не наведено.

Визначаючи труднощі використання умови міцності (2), О.К. Ашкеназі рекомендує для розв'язання практичних задач при плоских напружених станах застосовувати наближений метод перевірки міцності деревини. Заснований він на заміні сильно витягнутої вздовж осі поверхні міцності прямокутним паралелепіпедом, вписаним в цю поверхню. Розміри бічних граней паралелепіпеду визначаються величинами границь міцності: на стиск і розтяг вздовж і поперек волокон деревини, на сколювання вздовж і поперек волокон. У відповідності з нормами проектування дерев'яних конструкцій деревина визнається трансстропним матеріалом, так як в цьому випадку розрахункова схема анізотропії визначається формою, розмірами і розташуванням перерізів елементів конструкцій по відношенню до осей симетрії будови деревини. При великих розмірах перерізів та при відсутності правильної їх орієнтації по відношенню до річних шарів напрямку волокон деревини, умовно вважається віссю симетрії її будови, а площина, перпендикулярна цій осі, - площиною ізотропії усіх її властивостей. Ще більше розрахункова схема трансверсальної ізотропії відповідає анізотропії клеєної шаруватої деревини. У багатошаровому пакеті нівелюється структурна неоднорідність деревини за рахунок взаємного зміщення річних шарів і опосереднення склеєних дошок різного розпилу (радіального і тангенціального). Тому заміна криволінійної

поверхні міцності паралелепіпедом можлива. Але у такому випадку перевірка міцності деревини зводиться до виконання окремих умов, аналогічних нормам проектування, ні про яку взаємодію різних напружень, а відповідно і складний напружений стан знову не має мови.

Аналогічний спрощений метод оцінки міцності деревини при плоскому напруженому стані рекомендується А.А. Поздняковим [6]. Руйнування деревини здійснюється по головним площадкам міцності, розташованим перпендикулярно напрямку волокон або напрямку радіальної чи то тангенціальної осі. Але руйнування настає в результаті вичерпання опору не тільки одному відриву по цим площадкам при напруженнях розтягу вздовж волокон. Свою роль, і доволі суттєву, грають при цьому і інші напруження. Для деревини справедливо припущення, що причиною руйнування її по площадкам міцності виявляються не окремі напруження, а тензор напружень. Об'єктивна оцінка міцності деревини може бути дана критерієм, враховуючим сумісну дію різних напружень.

Генієв Г.О. в [7], вважаючи, що деревина трансверсально ізотропний матеріал, розрізняв три механізми її руйнування: від розриву при одновісному або двовісному розтязі; від зминання при одновісному чи двовісному стиску; від сколювання при змішаному двовісному напруженому стані розтяг-стиск. У відповідності з цим в якості критерію міцності клеєної деревини при СНС він запропонував три незалежні аналітичні вирази:

умова міцності при відриві

$$(R_{p,0} - \sigma_x)(R_{p,90} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0; \quad (5)$$

умова міцності при зминанні

$$(R_{c,0} + \sigma_x)(R_{c,90} + \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0; \quad (6)$$

умова міцності при сколюванні

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 - 4(R_{ck,0} - \tau_{xy})(R_{ck,90} + \tau_{xy}) = 0. \quad (7)$$

Для деревини важко конкретизувати механізм руйнування, як це передбачено в умовах міцності, що розглядаються. Наприклад, при дослідженнях зминання деревини на частині торця елемента, чи то сколювання при висмикуванні вклесеного стрижня, у деяких випадках руйнування відбувалось від розколювання завдяки розвитку небезпечних напружень поперек волокон. Причиною вичерпання міцності деревини була сумісна дія різних напружень.

Результатам експериментальної перевірки умов міцності Генієва Г.О. (5), (6), (7) присвячені роботи Орловича Р.Б., Езєлова Г.Г., Найчука А.Я. [8, 9]. Порівнюючи дослідні данні з отриманими теоретичними результатами, автори роблять висновок, що експериментальна оцінка умов міцності потребує не тільки удосконалення методики моделювання плоского напруженого стану деревини, але й уточнення самих умов міцності.

В роботі А.Н. Флаксермана [10] приведено результати дослідження анізотропії міцності деревини при стиску. Їм було випробувано на стиск 450 зразків з десятьма різними орієнтаціями волокон деревини. Характер діаграм випробування та руйнування зразків призвів до припущення про зв'язки границь міцності деревини при дії зусилля стиску під кутом σ_α з величиною напружень σ_x , σ_y і τ_{xy} , діючих по площадкам, паралельним волокнам. Залежність границі міцності апроксимується трьома рівняннями:

$$\sigma_{c,\alpha} = \frac{\sigma_a^c}{\cos^2 \alpha}; \sigma_{c,\alpha} = \frac{\sigma_{90}^c}{\sin^2 \alpha}; \sigma_{c,\alpha} = \frac{R_{ck}}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}, \quad (8)$$

які можна вважати умовою міцності деревини при складному напруженому стані. Для практичного використовувати такі залежності застосовувати важко. В роботі О.К. Ашкеназі [3] за результатами досліджень А.Н. Флаксермана [10] наведено тензорну залежність σ_α від кута між волокнами і напрямком зусиль α :

$$\frac{\sigma_{c,\alpha}}{\sigma_a^c} = \frac{1}{\cos^4 \alpha + b \cdot \sin^2 2\alpha + c \cdot \sin^4 \alpha}, \quad (9)$$

$$\text{в якій: } b = \frac{\sigma_a^c}{\sigma_{45}^c} - \frac{1+c}{4}; \quad c = \frac{\sigma_a^c}{\sigma_{c,90}^c}.$$

Рівняння (9) добре описує всю експериментальну криву зміни σ_α в залежності від кута α . Але цій залежності властивий той самий недолік, що і умові міцності (2), а саме, потрібно знати величину σ_{45} .

В роботі А.Н. Флаксермана вперше взаємопов'язуються різні напруження: σ_x , σ_y і τ_{xy} та висловлюється думка про їх сумісний вплив на границі міцності деревини: $\sigma_{c,0}$, $\sigma_{c,90}$, і τ_{ck} . Але формулювання складного напруженого стану в ній ще немає.

Хоча вивчення опору деревини стиску при різних кутах між зусиллям і волокнами почалося більш сторіччя тому назад, досліджень не так і багато, їх огляд та критичний аналіз зроблений Ю.М. Івановим [11].

Ю.М. Іванов у роботі [11] називає спроби вивести математичну залежність опору деревини від кута нахилу зусиль до волокон необґрунтованими, так як неможливо одним рівнянням охопити такі якісно різні явища, як робота та руйнування деревини при стиску вздовж і поперек волокон, і вважає єдиним вірним для цих цілей емпіричний шлях.

Б.А. Освенский в [12] навів результати досліджень міцності деревини під впливом різних сполучень дотичних і нормальних напружень при розтязі поперек волокон. Використовуючи сучасне уявлення про клітинну будову деревини, Б.А. Освенским розроблено власну теорію міцності деревини при складному напруженому стані. Міцність деревини при дії зусиль під кутом до волокон запропоновано знаходити за формулами:

для кутів $\alpha \geq 30^\circ$

$$\sigma_{p,\alpha} = \frac{1 + 0.25 \frac{\cos(\alpha - \nu)}{\sin \alpha}}{1.125 (\sin \alpha + \operatorname{tg} \nu \cdot \cos \alpha)} \sigma_{p,90}; \quad (10)$$

для кутів $\alpha < 30^\circ$

$$\sigma_{p,\alpha} = \left[\frac{\sin \alpha + 0.25 \cos(\nu - \alpha)}{0.25 \cos(\nu - \alpha) \cdot (\sin \alpha + \operatorname{tg} \nu \cdot \cos \alpha)} \right] \frac{\sigma_{p,90}}{1.125}. \quad (11)$$

Ця теорія дає можливість, обмежуючись одним значенням міцності на розтяг поперек волокон, визначити граничний опір деревини розтягу під будь-яким кутом до волокон (у тому числі вздовж волокон) і добре узгоджується з експериментальними даними.

Е.І. Світозарова і Є.М. Серов [13] сформулювали для клеєної деревини умову міцності, засновану на першій класичній теорії, котра з урахуванням анізотропії має наступний вигляд:

$$\sigma_p \leq R_{p\alpha}, \quad (12)$$

де σ_p - головне напруження розтягу; $R_{p\alpha}$ - розрахунковий опір клеєної деревини розтягу у напрямку дії σ_p .

Експериментальна перевірка авторами умови (12) показала, що вона не забезпечує оцінку міцності матеріалу в клеєдощатих балках. Автори дійшли до висновку необхідності врахування сумісної дії нормальних і дотичних напружень.

Використовуючи принципи першої і другої класичних теорій міцності та надаючи клеєній деревині транспортну схему пружної симетрії, вони запропонували іншу умову міцності при плоскому напруженому стані, виражену рівнянням:

$$0.5 \frac{E_\beta}{E_1} \left[\sigma_x (1 - \nu_{12}) + \sqrt{\sigma_x^2 (1 + \nu_{12})^2 + \frac{E_1^2}{G_{12}^2} \tau_{xy}^2} \right] \leq R_\beta, \quad (13)$$

де β - кут між напрямком головної розтягуючої деформації та напрямком волокон деревини.

Автори визнають, що для практичних розрахунків з застосуванням рівняння (13) необхідно знати пружні характеристики клеєної деревини, які не містяться у нормах проектування і встановлення яких пов'язано зі значними труднощами. В умові міцності (13) не враховані напруження поперек волокон, які діють у балках змінної висоти, криволінійних елементах, в опорних частинах чи то в місцях прикладання зосереджених навантажень.

Умова міцності клеєної деревини при складному напруженому стані з позиції умови (12) записується формулою:

$$0.5 \left[(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq R_{p\alpha}, \quad (14)$$

в якій вже фігурують поперечні напруження σ_y . Ця умова міцності застосована для перевірки міцності клеєної деревини у межах опорної ділянки балки, де діють напруження стиску σ_y від опорного тиску. Виявилось, що небезпечні перерізи розташовуються за межами впливу напружень σ_y , і дати однозначне рішення про місцезнаходження небезпечного місця неможливо. Але за межами опорної ділянки діють різні напруження в цілком іншому кількісному співвідношенні.

В [14] В.З. Кліменко запропонував критерій міцності для клеєної деревини, що враховує анізотропію фізико-механічних властивостей матеріалу. Який в загальному вигляді, у позначеннях СНиП II-25-80, має вигляд:

$$\frac{\sigma_c^2(p)}{R_c^2(p)} + \frac{\sigma_{c.90}^2(p.90)}{R_{c.90}^2(p.90)} - \frac{\sigma_c^2(p)\sigma_{c.90}^2(p.90)}{R_c^2(p)R_{c.90}^2(p.90)} + \frac{\tau_{ck}^2}{R_{ck}^2} \leq 1. \quad (15)$$

В роботі [15] В.В. Фурсовим запропоновано враховувати в розрахунках при складному напруженому стані модуль об'ємної деформації, і критерій міцності для клеєної деревини при СНС записується у вигляді:

$$\frac{\sigma_c^2}{R_c^2} + \frac{\sigma_{c.90}^2}{R_{c.90}^2} K_1' - \frac{\sigma_c^2 \sigma_{c.90}^2}{R_c^2 R_{c.90}^2} K_2' + \frac{\tau_{ck}^2}{R_{ck}^2} K_3' \leq 1, \quad (16)$$

$$\text{де } K = \frac{\sigma_0}{\Delta} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_a} = \frac{1}{1/B_x + 1/B_y + 1/B_a},$$

B_x, B_y, B_a - компоненти модуля об'ємної деформації, які потребують проведення додаткових експериментальних досліджень, не регламентованих діючими державними нормативними документами.

Найчук А.Я., Серов Е.Н. в [16] запропонували для приопорних ділянок великопрольотних конструкцій з клеєної деревини з співвідношенням висоти поперечного перерізу до ширини $h/b \geq 4$, а також ділянок в місцях дії зосереджених сил використовувати умову міцності (14). Розрахунковий опір деревини при розтізі під кутом α до волокон визначається за формулою:

$$f_{t,\alpha,d} = \frac{f_{t,0,d}}{(\cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + k \sin^4 \alpha)}, \quad (17)$$

$$\text{де } B = \frac{f_{t,0,d}}{f_{t,45,d}} - \frac{1+k}{4}, \quad k = \frac{f_{t,0,d}}{f_{t,90,d}}.$$

Компоненти плоского напруженого стану σ_x та τ_{xy} рекомендується визначати у відповідності з нормативними документами. Кут нахилу α головного напруження розтягу до волокон деревини рекомендується визначати за формулами:

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y > 0, \quad \alpha = 0,5 \arctan \left[2 \frac{\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \right],$$

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y = 0, \quad \alpha = 45^\circ,$$

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y < 0, \quad \alpha = 0,5 \left(180 - \arctan \left[2 \frac{\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \right] \right).$$

Напруження σ_y в приопорних зонах та біля місць де прикладаються зосереджені поперечні сили на відстанях, що дорівнюють висоті поперечного перерізу h від лінії дії опорної реакції чи зосередженої сили F визначаються:

$$\sigma_y = \sigma_{t,90} = \frac{2F\eta_t}{bh}, \quad (18)$$

де η_t - ордината додатної частини кривої розподілу $\sigma_{t,90}$ від одиничної зосередженої сили; b та h - відповідно ширина та висота поперечного перерізу.

Однак слід відмітити, що формула (14) не зовсім коректно враховує анізотропію фізико-механічних властивостей клеєної деревини.

Норми проектування дерев'яних конструкцій США [17] потребують обов'язкової перевірки міцності матеріалу по квадратичній умові міцності при розрахунку двохсхилих балок, так як в їх гребеневій ділянці діють напруження розтягу поперек волокон. Умова носить назву "Interaction formula" (формула взаємодії) і у нормах проектування має вигляд (в позначеннях автора):

$$\left(\frac{f_x}{F_x} \right)^2 + \left(\frac{f_{xy}}{F_{xy}} \right)^2 + \left(\frac{f_y}{F_y} \right)^2 \leq 1. \quad (19)$$

в якій f_x, f_{xy}, f_y - відповідно напруження від згину, дотичні і поперечні напруження; F_x, F_{xy}, F_y - граничні напруження відповідно вздовж волокон, при сколюванні і поперек волокон.

В цьому критерії дотичні та поперечні напруження f_{xy} і f_y визначаються залежно від f_x , а не за окремими формулами опору матеріалів. Тим самим, хоч СНС не визначається, по суті, воно враховується.

В критерії міцності Норріса (19) анізотропія фізико-механічних властивостей деревини відображена лише тим, що в знаменниках його

складових фігурують розрахункові опори деревини трьом видам деформацій: згину, сколювання вздовж волокон, стиску чи розтягу поперек волокон. Це обмежує область застосування критерію.

У статті Р.П. Чохавічуса [18] відмічається, що перевірка в закордонній практиці формули (19) при розрахунку двосхилих клеєдощатих балок надає результати близькі до дослідних при урахуванні напружень розтягу поперек волокон і трохи завищені результати у бік запасу при врахуванні стискаючих поперечних напружень. Але поперечні напруження стиску значно менш небезпечні і з точки зору складного напруженого стану, да і міцність деревини цьому виду опору також набагато більша.

У нормах проектування дерев'яних конструкцій СНиП II-25-80 також не обійдено увагою складний напружений стан. Стінки клеєфанерних елементів, що працюють на згин перевіряються на міцність у небезпечному перерізі по формулі (20)

$$\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{cm}}{R_{\phi.p.\alpha}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cm}}{R_{\phi.p.\alpha}} \right)^2 \leq 1, \quad (20)$$

з урахуванням взаємної дії головних напружень розтягу та дотичних напружень в стінці.

В Бельгії широко застосовуються вузлові з'єднання дерев'яних конструкцій на вклеєних сталевих стрижнях [19]. На стрижень діють два зусилля: осьове вздовж стрижня P_0 та поперечне P_y . Перевірка міцності з'єднання ведеться по формулі:

$$\left(\frac{P_0}{N_0} \right)^2 + \left(\frac{P_y}{N_y} \right)^2 \leq 1, \quad (21)$$

де N_0 і N_y – відповідно несуча здатність з'єднання по опору деревини змінанню у гнізді вклеєного стрижня та на висмикування стрижня вздовж і поперек волокон.

В ґрунтовному огляді норм проектування [20] вперше відмічена важливість розрахунку дерев'яних конструкцій з урахуванням СНС, а відсутність рекомендацій з цього приводу характеризується як недолік зарубіжних та вітчизняних норм проектування. В роботі [21] Є.М. Знаменський відмічає, що для деревини як анізотропного матеріалу ще не розроблено обґрунтованого критерію міцності, який би оцінював складний напружений стан, навіть в напрямках головних осей анізотропії. За відсутністю на той час методу розрахунку з врахуванням СНС Є.М. Знаменським запропоновано в прикладних інженерних розрахунках користуватись для плоского напруженого стану наближеною умовою, яка не завжди узгоджується з експериментальними даними:

$$\frac{\sigma_x}{R_{x,сп}} + \frac{\sigma_y}{R_{y,сп}} + \frac{\tau_{xy}}{R_{xy,сп}} \leq 1, \quad (22)$$

в якій $R_{x,сп}$, $R_{y,сп}$, $R_{xy,сп}$ - відповідно тимчасові опори деревини вздовж волокон, поперек волокон та сколюванню.

В роботі [21] Знаменський Є.М. відзначає, що отримання теорії розрахунку деревини при складному напруженому стані є необхідною та першочерговою задачею в напрямку подальшого удосконалення розрахунку дерев'яних конструкцій. Особливу увагу слід приділяти зонам в яких одночасно діють напруження зсуву з напруженнями розтягу чи стиску поперек волокон при одночасній дії нормальних напружень вздовж волокон деревини.

Таким чином, міцність елементів дерев'яних конструкцій найчастіше визначається міцністю ділянок, що працюють в умовах СНС. Для подальшого розвитку сучасних конструкцій з цільної і клеєної деревини необхідно розробити розрахункові умови міцності деревини при СНС з урахуванням анізотропії її фізико-механічних властивостей.

1. Пермяков В. А. Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине / В. А. Пермяков, В. З. Клименко – К. : АБУ, часопис Економіка будівництва. №4. 2005. – С. 36-41.
2. Кліменко В. З. Вітчизняний досвід впровадження в капітальному будівництві конструкцій з клеєної деревини. Здобутки і проблеми / Кліменко В. З. – К. : науково-виробничий журнал Будівництво України №5 2009. – С. 17-21.
3. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. / Е. К. Ашкенази - М.: Лесная промышленность - 1978. - 224 с.
4. Ашкенази Е. К., Ганов Э. В. Анизотропия конструкционных материалов. - Л.: Машиностроение, 1980. - 247 с.
5. Ашкенази Е. К. Еще раз про геометрию прочности анизотропных материалов / Е. К. Ашкенази, О. С. Мильникова, Р. С. Райхельгауз // Механика полимеров. - 1976. - №2. - С. 269-278.
6. Поздняков А. А. Простой метод оценки прочности древесины при сложном напряженном состоянии / А. А. Поздняков // Известия ВУЗов. Лесной журнал. – 1976. - №3. – С. 72-76.
7. Гениев Г. А. О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии / Г. А. Гениев // Строит, механика и расчет сооружений. - 1981. - №3. - С. 15-20.
8. Орлович Р. Б. К оценке некоторых критериев прочности анизотропных тел при плоском напряженном состоянии / Р. Б. Орлович, Г. Г. Езепов, А. Я. Найчук // Строительная механика и строительные конструкции. Техника, технология, организация и экономика строительства. Республиканский межведомственный сборник, Вып. №10, Минск, Вышэйшая школа, 1984. - С. 124-127.
9. Езепов Г. Г. Исследование прочности древесины при двухосном смешанном напряженном состоянии / Г. Г. Езепов // Сб. тр. ЦНИИпромзданий и ЦНИИСК – М., 1986. – С. 71-77.
10. Флаксерман А. Н. Влияние наклона волокон на механические свойства древесины сосны. / А. Н. Флаксерман // Труды ЦАГИ. Вып. 78, ГОНТИ. – М.-Л., 1931. – 48 с.
11. Иванов Ю. М. Сопrotивление древесины сосны сжатию под разными углами к волокнам. / Ю. М. Иванов // Труды Ин-та леса АН СССР. Т. 1X, 1953. – С. 347-370.
12. Освенский Б. А. Экспериментально-теоретические

исследования прочности древесины сосны и лиственницы при растяжении поперек волокон. / Б. А. Освенский, В. С. Миронов // Сб. трудов №105. – М.: МИСИ, 1974. – С. 15-26. **13.** Светозарова Е. И. Дополнительная проверка прочности клееных деревянных балок увеличенной высоты. / Е. И. Светозарова, Е. Н. Серов, А. В. Хапин // – В сб.: Конструкции из клееной древесины и пластмасс. - Л.: ЛИСИ, 1982. - С. 39-45. **14.** Клименко В. З. Критерий прочности древесины при сложном напряженном состоянии / В. З. Клименко // Сопротивление материалов и теория сооружений. № 53 – К. : 1988. – С. 104–109. **15.** Фурсов В. В. К расчету клееной древесины в условиях сложного напряженного состояния / В. В. Фурсов // Сб. науч. тр. «Современные строительные конструкции из металла и древесины» – О. : ОГАСА, 1999. – С. 216-220. **16.** Найчук А. Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций. / Найчук А. Я., Серов Е. Н., Захаркевич И. Ф. // Сб. науч. тр. «Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство)» – Брест : ОАО «Брестская типография», 2009. – С. 205-211. **17.** Справочник по древесиноведению, лесоматериалам и деревянным конструкциям. Пер. с англ. М.-Л., Гослесдумиздат, 1959. – 528 с. Wood HANDBOOK. Basic information on wood as a material of construction with data for its use in desion and specification. Prepared by the Forest Products Laboratory Forest Servise. U. S. Department of Agriculture, 1955. – 547 p. **18.** Чехавичюс Р. П. Особенности расчета дощато-клееных балок с наклонными гранями на прочность за рубежом / Р. П. Чехавичюс // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1983. - №3 – С. 21-23. **19.** Riberhoit H. Boulens en acier pour bois lamell cold. / H. Riberhoit - Vatiment international, 1980, v. 8, №3, P. 146-157. **20.** Знаменский Е. М. Современное состояние зарубежных и отечественных норм проектирования деревянных конструкций. Обзорная информация ВНИИИС / Е. М. Знаменский, К. П. Пятикрестовский, Н. И. Горбатова– М. : 1982. – Серия 8. Вып. 4. – 72 с. **21.** Знаменский Е. М. Совершенствование норм проектирования деревянных конструкций. В кн.: Состояние и перспективы исследования в области деревянных строительных конструкций / Е. М. Знаменский // Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1983. – С. 10–22.