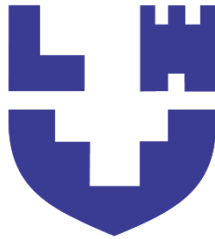


**Міністерство освіти і науки України
Луцький національний технічний університет**



Конструкції будівель та споруд

Методичні вказівки до практичних занять (частина I)
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво
(G Інженерія, виробництво та будівництво)
спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування
денної форми навчання

УДК 624 (07)
К65

До друку
Голова вченої ради
факультету архітектури, будівництва та дизайну _____ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ
Директор бібліотеки _____ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії _____ О. УЖЕГОВА

Укладачі: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

_____ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: _____ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук,
доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Конструкції будівель та споруд [текст] (частина I): методичні вказівки до
К 65 практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування» галузі знань
19 Архітектура та будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво)
спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної форми
навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 96 с.

Методична розробка містить рекомендації до практичних занять з
обов'язкової дисципліни «Конструкції будівель та споруд». Наведено довідкову та
нормативну літературу, необхідну для виконання практичних задач.

Видання призначене для здобувачів вищої освіти спеціальності 191 (G17)
Архітектура та містобудування денної форми навчання.

© О.А. Ужегова, 2025
© С.О. Ужегов, 2025

ПЕРЕДМОВА

Кожен здобувач, котрий опанує ОП «Архітектура та містобудування», здобуває певні професійні компетентності, які ґрунтуються на знанні будівельних конструкцій.

Дисципліна «Конструкції будівель та споруд» належить до обов'язкових дисциплін підготовки здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування».

Під час вивчення дисципліни значна увага має бути присвячена навантаженням і впливам, частинам будівель та споруд, несучим металевим конструкціям, конструкціям з дерева і пластмас, кам'яним та армокам'яним конструкціям, залізобетонним конструкціям.

Методична розробка призначена як для аудиторного, так і для самостійного опрацювання матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання проєктування елементів конструкцій будівель та споруд.

Розділ 1 Навантаження і впливи

1.1. Основні принципи розрахунку

Конструкції будівель та споруд розраховують за несучою здатністю (граничні стани першої групи) та за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи).

Перша група містить граничні стани, перехід через які призводить до повної непридатності об'єкта або його елемента до експлуатації і для яких позаграничними станами можуть бути [4, п. 6.2.2]:

- руйнування будь-якого характеру (в'язке, крихке, в результаті втоми);
- втрата стійкості форми;
- втрати стійкості положення;
- перехід у змінну систему;
- якісна зміна конфігурації;
- інші явища, за яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад, виникнення перфорації стінки ємності з токсичними речовинами або надмірні переміщення основи при просадках чи спучуванні ґрунтів).

Друга група містить граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта або зменшують його довговічність порівняно з розрахунковим строком експлуатації і для яких позаграничними станами є [4, п. 6.2.3]:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення);
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично допустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування або втрати стійкості форми перерізу;
- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації внаслідок зменшення строку експлуатації об'єкта;

- недопустимі втрати тепла через огорожувальні конструкції, що призводить до збільшення матеріальних витрат на експлуатацію будівлі;
- недосягнення елементами будівлі необхідного рівня шумоізоляції.

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог щодо використання об'єкта без обмежень, порушенням вимог щодо рівня комфорту, зручностей персоналу, вимог до зовнішнього вигляду конструкцій.

Досягнення граничного стану другої групи класифікується як відмова-перешкода.

Граничні стани і розрахункові ситуації, за якими слід виконувати розрахунки, наводяться у будівельних нормах.

Розрахунок за граничними станами має забезпечити надійність будівлі або споруди протягом усього терміну експлуатації, а також під час виконання робіт.

Умови забезпечення надійності полягають у тому, щоб розрахункові значення навантажень або викликаних ними зусиль, напружень, деформацій, переміщень, розкриття тріщин не перевищували відповідних граничних значень, встановлених нормами проектування конструкцій або основ.

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп необхідно виконувати з урахуванням найнесприятливіших сполучень зусиль.

Усі будівельні конструкції повинні відповідати таким вимогам [4, п. 4.1.6]:

- сприймати без руйнувань і недопустимих деформацій впливи, що виникають під час їх зведення і протягом встановленого строку експлуатації;

- мати достатню працездатність в умовах нормальної експлуатації протягом усього розрахункового строку експлуатації, а саме: їх експлуатаційні параметри (переміщення, вібрації) із заданою імовірністю не повинні виходити за встановлені нормативною або проектною документацією межі, а їх довговічність повинна бути такою, щоб погіршення властивостей матеріалів і конструкцій внаслідок гниття, корозії, стирання та інших форм фізичного зношування не призводило до недопустимо високої ймовірності відмови;

- мати достатню живучість по відношенню до локальних руйнувань і передбачених нормами аварійних впливів (пожеж,

вибухів, наїздів транспортних засобів), виключаючи при цьому явища непропорційного руйнування, коли загальні пошкодження виявляються значно більшими, ніж первісне збурення, що їх викликало.

1.2. Класифікація навантажень

При проектуванні потрібно враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [1].

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна, або перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за термін служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і тривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

Згідно норм [1], залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяють на основні (які з'являються як результат природних явищ або людської діяльності) та епізодичні (які реалізуються надзвичайно рідко, один або декілька разів протягом терміну служби споруди, і тривалість дії яких обмежується у часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи).

Залежно від змінюваності у часі впливи поділяють на постійні (які діють, практично не змінюючись протягом терміну служби споруди) та змінні (для яких не можна нехтувати зміною його значення у часі щодо середнього).

Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяють на тривалі, короткочасні та епізодичні.

Навантаження, що виникають під час виготовлення, зберігання та перевезення конструкцій, а також при зведенні споруд, слід

враховувати при розрахунках як короткочасні.

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення.

При розрахунку несучих конструкцій і основ слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності) γ_n [4, п. 7.6.4], який визначається залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і типу розрахункової ситуації згідно з таблицею 1.1.

Цей коефіцієнт використовують як множник до ефекту дії (прогину, зусилля, напруження), за винятком тих випадків, коли такий ефект є розвантажувальним. У розрахунках, де не використовується розрахункове значення навантаження (наприклад, при оцінці даних випробувань), коефіцієнт відповідальності приймається за одиницю.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n [4, табл. 5]

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,00	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

Примітка 1. Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно до класів наслідків (відповідальності), слід їх відносити до категорії Б.

Примітка 2. Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності, що передбачений для вищих класів наслідків, не застосовується.

Розрахункові значення навантажень визначають множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fn} , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовують чотири види розрахункових значень:

- граничне – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції;
- експлуатаційне – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовують для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних із труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо);
- циклічне – значення навантаження, яке використовують для розрахунків конструкцій на витривалість і визначають як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію реальному випадковому процесу змінного навантаження;
- квазіпостійне – розрахункове значення навантаження, яке використовують для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначають як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують граничні розрахункові значення навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи навантаження встановлюють залежно від умов експлуатації конструкції, яку розглядають, а саме:

- якщо вихід за граничний стан може бути допущений у середньому один раз за T_n років, то перевірку виконують із використанням граничного розрахункового значення, що відповідає періоду T_n ;

- якщо вихід за граничний стан другої групи може бути допущений протягом певної частки η ($0 < \eta < 1$) встановленого терміну служби конструкції T_{ef} , то перевірку виконують із використанням експлуатаційного розрахункового значення, що відповідає цій частці встановленого терміну служби (ηT_{ef}).

Перехід до розрахункових значень виконують множенням на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f(T_n)$ або $\gamma_f(\eta T_{ef})$. Значення η приймають за нормами проектування конструкцій залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

До постійних навантажень слід відносити:

- а) вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих і огорожувальних конструкцій;
- б) вагу та тиск ґрунтів (насипів, засипок).

До змінних тривалих навантажень слід відносити:

- а) вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання;

б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією, стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких і твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин і сипких тіл у місткостях і трубопроводах, надлишковий тиск і розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах і подібних приміщеннях;

д) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

е) вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

з) снігові навантаження із квазіпостійними розрахунковими значеннями; температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) впливи, зумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

л) впливи, зумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До змінних короточасних навантажень слід відносити:

а) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) снігові, вітрові, ожеледні навантаження із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) температурні кліматичні впливи з граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До епізодичних навантажень належать:

а) сейсмічні та вибухові впливи;

б) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або руйнуванням обладнання;

в) впливи, зумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадних ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначають спеціальні нормативні документи.

1.3. Сполучення навантажень

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, що використовується для перевірки конструкції або основи у певному граничному стані та в певній розрахунковій ситуації. Припускають, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку.

До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

У розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – основні та аварійні.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або

квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення, крім постійних і змінних навантажень, може входити тільки один епізодичний вплив.

Малу ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень ураховують множенням розрахункових значень навантажень, що увійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2 = 0,90$ для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що містять постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучення $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2 = 0,80$ для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 1,00$.

В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається помножити на коефіцієнт сполучення ψ_2 , який приймають для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – **1,0**, для другого – **0,8**, для решти – **0,6**.

При визначенні розрахункових сполучень навантажень для конструкцій і основ у період зведення будівель і споруд снігові, вітрові, ожеледні навантаження, а також температурні кліматичні впливи, які увійшли до розрахункових сполучень, слід знижувати на 20 %.

1.4. Вага конструкцій і ґрунтів

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення визначають за стандартами, робочими кресленнями або паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій і ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою

матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд.

Власну вагу 1м^3 кам'яних кладок із суцільних крупних блоків, виготовлених із бетону або природного каменю, приймають такою, що дорівнює густині цих матеріалів. Реальна середня густина бетонів із урахуванням їхньої вологості в умовах експлуатації та природних каменів із різних гірничих порід наведена в табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Густина бетонів і природних каменів

Назва матеріалу	Густина, $\text{кг}/\text{м}^3$
Важкий бетон на щебені з вивержених порід	2400
Те саме, на вапняковому щебені	2300
Керамзитобетон	900–1800
Шлакобетон	1400–1600
Конструктивні легкі бетони	700–1400
Доломіт	2200–2800
Вапняк щільний, міцний	2000–2600
Мармур	2500–2800
Піщаник	2100–2800
Граніт, діорит, габбро	2500–3200
Базальт	2700–3300
Діабаз	3000
Вулканічні туфи	900–1500
Вапняки пористі з межею міцності на стиск, МПа: 0,4 – 3,5 3,5 – 15,0	900–1600 1500–2000

Середню густину віброцегляних панелей приймають такою, що дорівнює $1850\text{ кг}/\text{м}^3$. Середня густина стін і стовпів, виконаних ручною кладкою, із урахуванням фактично утворюваної пустотності швів, наведена в табл. 1.3.

За наведеними у таблицях 1.2 і 1.3 даними визначають характеристичні навантаження від власної ваги кам'яних конструкцій.

Граничне розрахункове навантаження від власної ваги визначають шляхом множення характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$ для урахування ймовірності збільшення густини матеріалу або потовщення стін, у межах допуску по товщині.

Якщо найнесприятливіші умови роботи кладки будуть за найменшого значення поздовжньої сили, наприклад, при розрахунку на перекидання, то розрахункове навантаження від власної ваги

визначають множенням характеристичних навантажень на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 0,9$.

Таблиця 1.3

Густина ручної кладки різних видів

Вид кладки	Густина каменю, кг/м ³	Густина кладки, кг/м ³
Із природного каменю правильної форми на важкому розчині	2800	2680
Те саме	2000	1960
Те саме	1200	1260
Бутова	2800	2420
Бутова з вапняку	2200–2500	2100
Суцільна з цегли на важкому розчині	1700–2000	1800
Суцільна з цегли на легкому розчині	1700–2000	1700
Із порожнистої кераміки, пустотілої, пористо-дірчастої цегли	1450	1500
Те саме	1300	1400
Із суцільних шлакобетонних каменів	1400–1600	1600
Із шлакобетонних каменів зі щільними порожнинами (порожнистість каменів 26%)	1040–1180	1250
Із трьохпустотних шлакобетонних каменів із наскрізними пустотами та засипкою пустот шлаком (пустотність каменів 35 %, густина шлаку 1000 кг/м ³)	910–1040	1400

Густина ґрунтів наведена у табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Густина ґрунтів

Вид ґрунту	Густина, кг/м ³
Пісок:	
- крупнозернистий сухий	1500
- дрібнозернистий сухий	1600
- крупнозернистий вологий	1800
- дрібнозернистий, насичений вологою	2000
Галька:	
- кутаста	1800
- округла	1900
Щебінь	1600
Насипний ґрунт:	
- розрихлений сухий	1400
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	1800

- ущільнений сухий	1700
- ущільнений вологий	1900
Суглинок:	
- розрихлений сухий	1500
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	2000
- ущільнений сухий	1800
- ущільнений вологий	1900
Глина:	
- розрихлена суха	1600
- розрихлена мокра	2000
- щільна волога	2500

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} для ґрунтів приймають таким:

- у природному заляганні – 1,1;
- насипних – 1,15.

При визначенні навантажень від ґрунту необхідно враховувати навантаження від складованих матеріалів, обладнання і транспортних засобів, що передаються на ґрунт.

1.5. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи та підлоги на ґрунтах наведені в табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Значення змінних (тимчасових) рівномірно розподілених навантажень на перекриття, кПа [1, табл. 6.2, с. 13]

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1. Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	не менше 2,0 (200)	не менше 1,2 (120)
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	не менше 4,0 (400)	не менше 1,7 (170)
5. Книгосховища, архіви	не менше 5,0 (500)	не менше 5,0 (500)
6. Сцени видовищних установ	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)
7. Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8. Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9. Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11. Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	не менше 1,5 (150)	–
12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13. Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14. Приміщення для худоби:		
дрібної	не менше 2,0 (200)	не менше 0,85 (85)
великої	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)
Примітка 1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайнятій устаткуванням і матеріалами.		
Примітка 2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження.		
Примітка 3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях защемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати такими, що дорівнюють навантаженням прилеглих головних приміщень будівель, і зменшувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9.		
Примітка 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4,г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати за будівельним завданням на підставі технологічних рішень.		

Характеристичні значення навантажень на ригелі та плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції, розташування і характеру опирання на перекриття і стіни.

Ці навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні характеристичні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менше, ніж 0,5 кПа (50 кгс/м²).

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} зведені в табл. 1.6.

Таблиця 1.6

Коефіцієнти надійності щодо дії навантаження, γ_{fm}

№	Найменування навантаження	γ_{fm}
1	2	3
1	Вага металевих конструкцій, у яких зусилля від власної ваги менші 50 %	1,05 (0,95)
2	Вага металевих конструкцій, у яких зусилля від власної ваги дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
3	Вага бетонних (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонних, кам'яних, армокам'яних, дерев'яних конструкцій	1,10 (0,90)
4	Вага бетонних конструкцій (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційних, вирівнюючих та опоряджувальних шарів (плити, шкаралупи, засипки, стяжки, матеріали в рулонах тощо) заводського виготовлення	1,20 (0,90)
5	Вага бетонних конструкцій (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційних, вирівнюючих та опоряджувальних шарів (плити, шкаралупи, засипки, стяжки, матеріали в рулонах тощо), виготовлених на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
6	Вага ґрунтів у природному заляганні	1,10 (0,90)
7	Вага ґрунтів насипних	1,15 (0,90)
8	Стаціонарне устаткування (обладнання)	1,05
9	Ізоляція стаціонарного устаткування (обладнання)	1,20
10	Заповнення устаткування (обладнання) (в т.ч. резервуарів, трубопроводів) рідинами	1,00
11	Заповнення устаткування суспензіями, шлаками, сипкими тілами	1,10
12	Навантажувачі, електрокари з вантажами	1,20
13	Рівномірно розподілене навантаження на перекриття і сходи при $Q < 2000$ Па	1,30
14	Рівномірно розподілене навантаження на перекриття і сходи при $Q \geq 2000$ Па	1,20
Примітка. Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції		

При розрахунку балок, ригелів, плит, а також колон і фундаментів, що сприймають навантаження від одного перекриття,

характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 1.5, слід знижувати, залежно від вантажної площі розрахункового елемента A , m^2 , множенням на коефіцієнт сполучень ψ_A , який дорівнює:

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а (при вантажній площі $A > A_1 = 9 m^2$):

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} ; \quad (1.1)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б (при вантажній площі $A > A_2 = 36 m^2$):

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} . \quad (1.2)$$

При розрахунку стін, що сприймають навантаження від одного перекриття, значення навантажень слід знижувати залежно від вантажної площі A елементів, що розраховуються (плит, балок), які опираються на стіни.

При визначенні поздовжніх зусиль для розрахунку колон, стін і фундаментів, що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів, характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 3.5, слід знижувати множенням на коефіцієнт сполучень ψ_n :

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а,

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} ; \quad (1.3)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б,

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} , \quad (1.4)$$

де n – загальне число перекриттів (для приміщень, наведених у табл. 1.5, поз. 1, 2, 4, 11, 12,а, 12,б), навантаження від яких враховують при розрахунку розглядуваного перерізу колони, стіни, фундаменту.

1.6. Снігові навантаження

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення: граничне, експлуатаційне, квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюють за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (1.5)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 1.7; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} ;

Таблиця 1.7

Коефіцієнти надійності за граничним значенням
снігового навантаження

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

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від снігового району по карті (рис. 1.1) або за додатком Е [1];

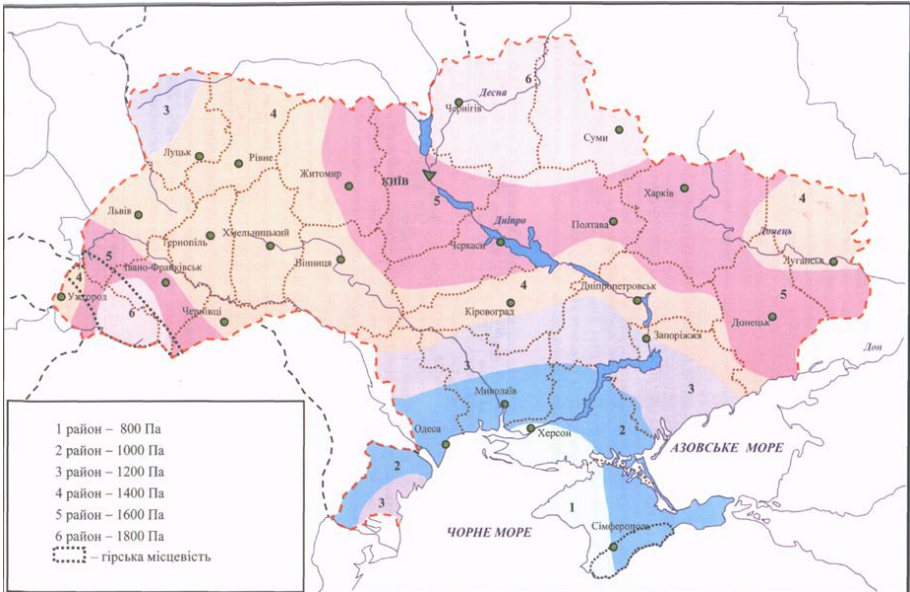


Рис. 1.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву (рис. 8.1, [1])

C – коефіцієнт, визначають за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (1.6)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначають за додатком Ж [1] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження;

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води $C_e=0,8$, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e=1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, визначають за формулою:

$$\begin{aligned} C_{alt} &= \mathbf{1,4N + 0,3} \text{ (при } N \geq 0,5 \text{ км);} \\ C_{alt} &= \mathbf{1} \text{ (при } N < 0,5 \text{ км).} \end{aligned} \quad (1.7)$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (1.8)$$

де S_0, C – те саме, що й у формулі (1.5);

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначають за табл. 1.8 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану; значення η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = \mathbf{0,02}$.

Таблиця 1.8

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (1.9)$$

де $\bar{S} = 160$ Па; S_0, C – те саме, що й у формулі (1.5).

1.7. Вітрові навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне та експлуатаційне.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (1.10)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 1.9; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} ;

Таблиця 1.9

Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від вітрового району по карті (рис. 1.2) або за додатком Е [1];

C – коефіцієнт, визначений за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (1.11)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І [1] залежно від форми споруди або конструктивного елемента;

C_h – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що

розглядається, над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості, визначають за рис. 1.3;

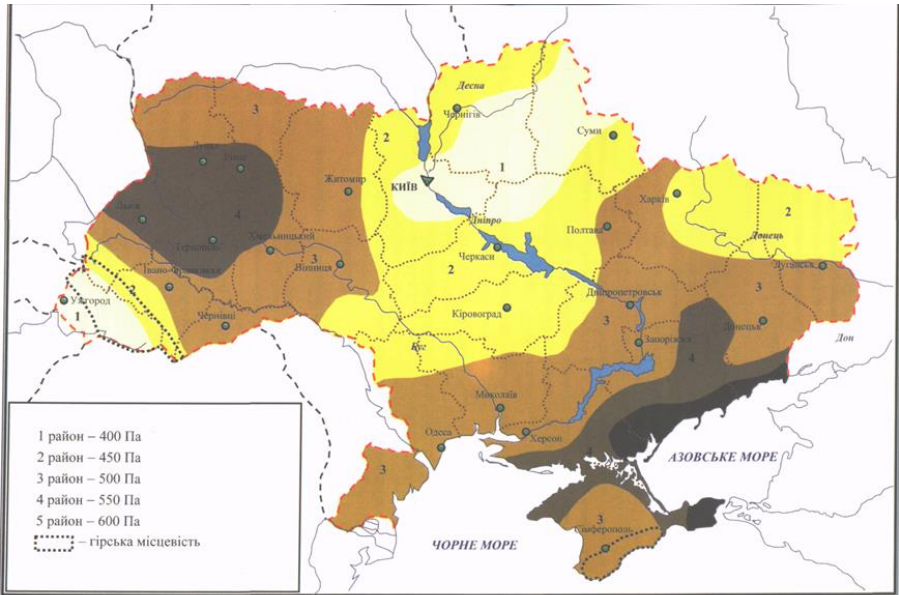


Рис. 1.2. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску (рис. 9.1, [1])

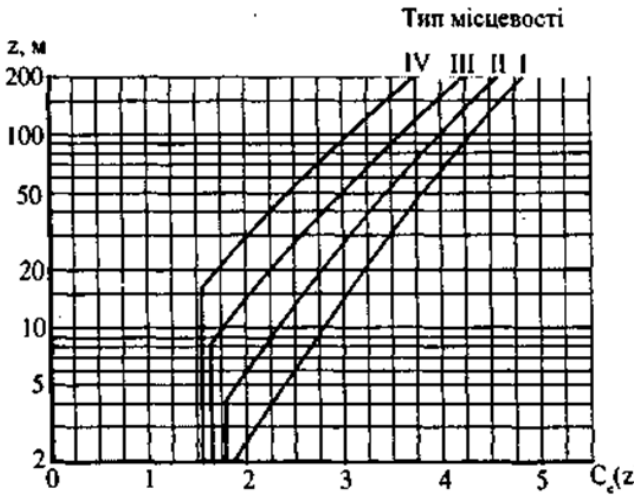


Рис. 1.3. Коефіцієнт висоти споруди C_h (рис. 9.2, [1])

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; обчислюють за формулою:

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad (1.12)$$

$$C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км});$$

C_{rel} – коефіцієнт, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir} , яке відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних;

C_d – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду, визначають за графіком на рис. 9.5 [1].

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (1.13)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 1.10 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 1.10

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

γ_{fe}	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
η	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією. Величину η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Розділ 2

КОНСТРУКЦІЇ З ДЕРЕВА І ПЛАСТМАС

2.1. Загальні відомості про конструкції з дерева і пластмас

Деревина – цінний конструктивний матеріал.

Його **переваги**:

- висока питома міцність (відношення розрахункового опору до густини), близька до питомої міцності сталі, а тому вони мають невелику масу;
- низька тепло- і звукопровідність, що дозволяє використовувати деревину одночасно, як у несучих, так і в огорожуючих елементах;
- достатня хімічна стійкість; в агресивному середовищі деревина довговічніша від металу і залізобетону;
- простота обробки і відсутність обмежень використання для різних будівельних робіт.

Недоліки деревини:

- залежність механічних характеристик від багатьох факторів;
- гігроскопічність та її наслідки – всихання, розбухання, розтріскування тощо;
- неоднорідність будови і природні вади, які впливають на міцність;
- загнивання і низька вогнестійкість.

У сучасному будівництві застосовують такі види дерев'яних конструкцій:

- клеєні – найбільш прогресивні завдяки малій трудомісткості їх виготовлення на висококомунікованих заводах;
- конструкції з цільних елементів (брусів, дощок) є незамінними для тимчасових будівель, які можуть бути виготовлені з місцевої деревини з використанням ручних інструментів і найпростіших з'єднань;
- складеного перерізу на податливих в'язях - застосовуються, якщо з якихось причин не можуть бути використані клеєні конструкції.

Для виготовлення дерев'яних конструкцій і деталей, в основному, використовують деревину хвойних порід, яка має рівний високий стовбур з невеликою кількістю сучків і завдяки смолі у волокнах менше піддається загниванню.

2.2. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції розраховують за граничними станами першої та другої груп. Методика розрахунку дерев'яних конструкцій ґрунтується на нормативному документі: ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [2].

Для розрахунку елементів дерев'яних конструкцій на основі експериментальних даних встановлено характеристичні значення міцності та жорсткості хвойної деревини, значення яких наведені в додатку 1. Причому, слід пам'ятати, що значення міцності при згині, при розтязі вздовж волокон, стиску вздовж або впоперек волокон, а також жорсткісні характеристики різні для різних класів деревини.

Розтягнуті елементи

При розв'язуванні задач з розрахунку розтягнутих елементів за додатком 1 потрібно встановити характеристичне значення міцності деревини заданого класу при розтягу вздовж волокон. За умовою задачі встановити, які навантаження діють на задану конструкцію (за величиною, за терміном дії), ідентифікувати їх за додатком 3, а за додатком 2 вибрати коефіцієнт перетворення k_{mod} . За додатком 4 вибрати коефіцієнт γ_M . Знаючи характеристичне значення міцності деревини заданого класу при розтягу вздовж волокон і за формулою (6.1) [2] визначити розрахункове значення міцності деревини:

$$f_{t,o,d} = k_{mod} \times f_{t,o,k} / \gamma_M. \quad (2.1)$$

За формулою (9.2) [2] визначити розрахункове значення нормального напруження в перерізі розтягнутого елемента:

$$\sigma_{t,o,d} = Nd / A_{net}, \quad (2.2)$$

де Nd – осьова розтягуюча сила,

A_{net} – площа перерізу елемента.

Якщо $\sigma_{t,o,d} \leq f_{t,o,d}$, міцність розтягнутого елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то міцність незабезпечена.

Приклад 2.1. Перевірити міцність дерев'яного елемента розмірами перерізу 125×125 мм, що працює на розтяг. Елемент послаблено отвором для болта $\varnothing 20$ мм. Розрахункова осьова сила $Nd = 90$ кН. Елемент виготовлено з сосни першого гатунку класу С30, що працює в умовах класу 2.

Розв'язок:

1. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу С30 при розтягу вздовж волокон

$$f_{t,o,k} = 18 \text{ МПа} = 18 \text{ Н/мм}^2.$$

2. З додатка 2 для класу 2 для постійного навантаження (див. додаток 3) вибираємо коефіцієнт перетворення $k_{mod} = 0,6$.
3. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
4. За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу С30:

$$f_{t,o,d} = k_{mod} \times f_{t,o,k} / \gamma_M = 0,6 \times 18 / 1,3 = 8,31 \text{ Н/мм}^2.$$

5. Площа перерізу елемента з урахуванням вирізаного отвору

$$A_{net} = 125 \times 125 - 20 \times 125 = 13125 \text{ мм}^2.$$

6. За формулою (2.2) визначаємо розрахункове значення нормального напруження в перерізі розтягнутого елемента:

$$\sigma_{t,o,d} = Nd / A_{net} = 90 \times 10^3 / 13125 = 6,86 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\sigma_{t,o,d} = 6,86 \text{ Н/мм}^2 < f_{t,o,d} = 8,31 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, міцність розтягнутого елемента забезпечена.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Перевірити міцність дерев'яного елемента розмірами перерізу $b \times h$, що працює на розтяг. Елемент послаблено отвором певного діаметра d . Розрахункова осьова сила Nd . Елемент виготовлено з сосни певного класу.

Перед- остання цифра шифру	Розмір <i>b</i> , мм	Осьова сила <i>N_d</i> , кН	Клас сосни	Остання цифра шифру	Розмір <i>h</i> , мм	Кількість отворів	Діаметр отвору, мм
0	100	50	C20	0	150	1	20
1	125	60	C22	1	175	2	18
2	150	70	C24	2	100	3	16
3	175	80	C27	3	125	4	14
4	100	90	C30	4	150	1	22
5	125	80	C35	5	175	2	24
6	150	70	C27	6	100	3	14
7	175	60	C24	7	125	4	16
8	100	50	C22	8	150	1	18
9	125	90	C20	9	175	2	20

Приклад 2.2. Підібрати поперечний переріз розтягнутого кісця ферми, яка працює в умовах 1 експлуатаційного класу. Розрахункова осьова сила $N_d = 150$ кН. Матеріал – сосна першого ґатунку класу С30.

Розв'язок:

1. З додатка 2 для класу 1 для постійного навантаження (див. додаток 3) вибираємо коефіцієнт перетворення $k_{mod} = 0,6$.
2. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу С30 при розтягу вздовж волокон

$$f_{t,o,k} = 18 \text{ МПа} = 18 \text{ Н/мм}^2.$$

3. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
4. За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу С30:

$$f_{t,o,d} = k_{mod} \times f_{t,o,k} / \gamma_M = 0,6 \times 18 / 1,3 = 8,31 \text{ Н/мм}^2.$$

5. За формулою (2.2) визначаємо розрахункову площу перерізу розтягнутого елемента:

$$A_{net} = N_d / f_{t,o,d} = 150 \times 10^3 / 8,31 = 18050 \text{ мм}^2.$$

6. Якщо прийняти переріз квадратний, то сторона квадрата:

$$a = \sqrt{A_{net}} = \sqrt{18050} = 134 \text{ мм} \approx 150 \text{ мм},$$

$$A_{\text{факт}} = 150 \times 150 = 22500 \text{ мм}^2 > 18050 \text{ мм}^2.$$

Якщо прийняти переріз прямокутний, задатися $b = 125 \text{ мм}$, то:
 $h = A_{\text{нет}} / b = 18050 / 125 = 144,4 \text{ мм}$.

Приймаємо $b \times h = 125 \times 150 \text{ мм}$,

$$\text{тоді } A_{\text{факт}} = 125 \times 150 = 18750 \text{ мм}^2 > 18050 \text{ мм}^2.$$

Такий варіант виявився дещо економічнішим.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечний переріз розтягнутого кісця ферми, яка працює в умовах 1 експлуатаційного класу. Розрахункова осьова сила N_d . Елемент виготовлено з сосни певного класу.

Передостання цифра шифру	Форма перерізу	Клас сосни	Остання цифра шифру	Осьова сила N_d , кН
0	прямокутник	C35	0	125
1	квадрат	C27	1	135
2	прямокутник	C24	2	145
3	квадрат	C22	3	155
4	прямокутник	C20	4	165
5	квадрат	C35	5	155
6	прямокутник	C27	6	145
7	квадрат	C24	7	135
8	прямокутник	C22	8	125
9	квадрат	C20	9	115

Приклад 2.3. Визначити тримку здатність дерев'яного елемента ферми покриття – її розтягнутого поясу розмірами перерізу $150 \times 150 \text{ мм}$, виготовленого з сосни класу C35. Клас експлуатації – 2. У стержні є два отвори $\varnothing 20 \text{ мм}$.

Розв'язок:

1. Площа перерізу елемента з урахуванням двох отворів:

$$A_{\text{нет}} = 150 \times 150 - 2 \times 20 \times 150 = 16500 \text{ мм}^2.$$

2. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу C35 при розтягу вздовж волокон

$$f_{t,0,k} = 21 \text{ МПа} = 21 \text{ Н/мм}^2.$$

3. Ферма покриття сприймає навантаження постійні (від власної ваги та конструкції покрівлі) та снігові, то за додатком 3 можна вважати, що ці навантаження середньої тривалості, тому з додатка 2 для класу експлуатації 2 коефіцієнт перетворення становить $k_{mod} = 0,8$.
4. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
5. За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу С35:

$$f_{t,o,d} = k_{mod} \times f_{t,o,k} / \gamma_M = 0,8 \times 21 / 1,3 = 12,9 \text{ Н/мм}^2.$$

6. За формулою (2.2) визначаємо розрахункову осьову силу, яка може бути прикладена до розтягнутого елемента:

$$N_d = f_{t,o,d} \times A_{net} = 12,9 \times 16500 = 213230 \text{ Н} = 213,2 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність поясу ферми з деревини сосни класу С35, розмірами перерізу 150×150 мм, становить 213 кН.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити тримку здатність розтягнутого дерев'яного елемента вказаними розмірами перерізу, виготовленого з сосни певного класу. Клас експлуатації заданий. У стержні є отвори.

Передостання цифра шифру	Розміри перерізу, мм	Клас сосни	Остання цифра шифру	Кількість отворів	Діаметр отвору, мм	Клас експлуатації
0	100 × 150	С30	0	1	10	1
1	125 × 150	С20	1	2	12	2
2	150 × 150	С22	2	3	14	3
3	175 × 150	С24	3	4	16	1
4	100 × 100	С27	4	1	18	2
5	125 × 125	С20	5	2	10	3
6	175 × 175	С22	6	3	12	1
7	125 × 175	С24	7	4	14	2
8	125 × 100	С27	8	2	16	3
9	100 × 175	С30	9	3	18	1

Стиснуті елементи

При розв'язуванні задач з розрахунку стиснутих елементів потрібно перевірити не лише міцність (характерно для коротких елементів), але і стійкість стиснутих стержнів, бо може виникнути явище поздовжнього згину з площини елемента (для довгих елементів).

Розрахунок на стійкість виконують за формулою (9.5) [2]:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_c f_{c,o,d}} \leq 1. \quad (2.3)$$

За додатком 5 визначають розрахункову довжину елемента, яка залежить від умов закріплення на краях та виду навантаження.

Обчислюють геометричні характеристики перерізу елемента, його гнучкість, за додатком 1 визначають модуль пружності деревини.

За формулою (9.9) [2] визначають приведену гнучкість

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}. \quad (2.4)$$

За формулою (9.8) [2] визначають коефіцієнт

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right). \quad (2.5)$$

За формулою (9.7) [2] визначають коефіцієнт стійкості

$$k_{c,z} = 1 / \left(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2} \right). \quad (2.6)$$

З умови (9.5) [2] знаходять нормальне напруження

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_c}{k_c A} \quad (2.7)$$

і порівнюють його з граничним значенням:

$$\sigma_{c,o,d} \leq f_{c,o,d}. \quad (2.8)$$

Якщо ця умова виконується, міцність та стійкість стиснутого елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то стійкість незабезпечена.

Приклад 2.4. Перевірити міцність і стійкість стиснутого стержня перерізом $b \times h = 125 \times 175$ мм, завдовжки 2,5 м. Стержень шарнірно закріплений на краях. Осьова стискаюча сила – 175 кН від постійного навантаження. Клас експлуатації – 1. Матеріал – сосна 1 сорту С30.

Розв'язок:

1. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу С30 при стиску вздовж волокон

$$f_{c,o,k} = 23 \text{ МПа} = 23 \text{ Н/мм}^2.$$

2. З додатка 2 для класу 1 для постійного навантаження вибираємо коефіцієнт перетворення $k_{mod} = 0,6$.

3. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.

4. За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу С30 при стиску:

$$f_{c,o,d} = k_{mod} \times f_{c,o,k} / \gamma_M = 0,6 \times 23 / 1,3 = 10,6 \text{ Н/мм}^2.$$

5. За формулою (2.2) визначаємо розрахункове значення нормального напруження в перерізі стиснутого елемента:

$$\sigma_{c,o,d} = N_c / A_{net} = 175 \times 10^3 / (175 \times 125) = 8 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\sigma_{c,o,d} = 8 \text{ Н/мм}^2 < f_{c,o,d} = 10,6 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, міцність стиснутого елемента достатня.

6. Розрахунок на стійкість виконуємо за формулою (2.3):

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_c f_{c,o,d}} \leq 1.$$

7. За додатком 5 при шарнірному опиранні $l_{ef} = l = 2,5 \text{ м}$.

8. Для прямокутного перерізу радіус інерції визначають наближено за виразом: $i \approx 0,29h$

$$i_y \approx 0,29h = 0,29 \times 175 = 50,75 \text{ мм};$$

$$i_z \approx 0,29b = 0,29 \times 125 = 36,25 \text{ мм}.$$

9. Гнучкість елемента обчислюють як $\lambda = l_{ef} / i$:

$$\lambda_y = l_{ef} / i_y = 2500 / 50,75 = 49,26 \approx 49;$$

$$\lambda_z = l_{ef} / i_z = 2500 / 36,25 = 68,96 \approx 69.$$

10. З додатка 1 виписуємо модуль пружності сосни класу С30:

$$E_{0,mean} = 12000 \text{ Н/мм}^2.$$

11. З додатка 1 модуль пружності при деформації 0,05%:

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} E_{0,mean} = \frac{2}{3} 12000 = 8000 \text{ Н/мм}^2.$$

12. За формулою (2.4) приведена гнучкість

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{69}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,178.$$

13. За формулою (2.5)

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) =$$

$$= 0,5(1 + 0,2(1,178 - 0,3) + 1,178^2) = 1,282,$$

$\beta_c = 0,2$ – для цільної деревини.

14. За формулою (2.6)

$$k_{c,z} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (1,282 + \sqrt{1,282^2 - 1,178^2}) = 0,56.$$

15. З умови (2.7):

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_c}{k_c A} = \frac{175 \cdot 10^3}{0,56 \cdot 175 \times 125} = 14,28 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\sigma_{c,o,d} = 14,28 \text{ Н/мм}^2 > f_{c,o,d} = 10,6 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, стійкість стиснутого елемента **не забезпечена**.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Перевірити міцність і стійкість стиснутого стержня певного перерізу та довжини, виготовленого з сосни певного класу. Стержень шарнірно закріплений на краях. Осьова стискуюча сила – за варіантом. Клас експлуатації заданий

Передостання цифра шифру	Осьова стискуюча сила, кН	Клас експлуатації	Остання цифра шифру	Розміри перерізу, мм	Клас сосни	Довжина, м
0	90	1	0	125 × 150	C20	2,6
1	95	2	1	150 × 150	C22	2,7
2	100	3	2	175 × 150	C24	2,9

3	105	1	3	100 × 100	C27	2,8
4	110	2	4	125 × 125	C20	2,7
5	115	3	5	175 × 175	C22	3,0
6	120	1	6	125 × 175	C24	2,9
7	115	2	7	125 × 100	C27	2,8
8	110	3	8	100 × 175	C30	2,7
9	100	1	9	100 × 150	C22	2,6

Приклад 2.5. Підібрати поперечний переріз дерев'яної стійки з сосни класу С35, що експлуатується за класом 2 за умови дії постійних і довготривалих навантажень $N_d = 195 \text{ кН}$. Довжина стійки 3,2 м. Опирання на краях – шарнірне.

Розв'язок:

- 3 додатка 2 для класу 2 для суцільної деревини і тривалої дії навантаження вибираємо коефіцієнт перетворення $k_{mod} = 0,7$.
- 3 додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу С35 при стиску вздовж волокон

$$f_{c,o,k} = 25 \text{ МПа} = 23 \text{ Н/мм}^2.$$

- Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
- За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу С30 при стиску:

$$f_{c,o,d} = k_{mod} \times f_{c,o,k} / \gamma_M = 0,7 \times 25 / 1,3 = 12,38 \text{ Н/мм}^2.$$

- 3 додатка 1 виписуємо модуль пружності сосни класу С30:

$$E_{0,mean} = 13000 \text{ Н/мм}^2.$$

- 3 додатка 1 модуль пружності при деформації 0,05%:

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} E_{0,mean} = \frac{2}{3} 13000 = 8667 \text{ Н/мм}^2.$$

- В першому наближенні приймаємо $\lambda_y = 75$.

- За формулою (2.4) приведена гнучкість

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75}{3,14} \sqrt{\frac{25}{8667}} = 1,282.$$

- За формулою (2.5)

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) =$$

$$= 0,5(1 + 0,2(1,282 - 0,3) + 1,282^2) = 1,42,$$

$\beta_c = 0,2$ – для цільної деревини.

10. За формулою (2.6) визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (1,42 + \sqrt{1,42^2 - 1,282^2}) = 0,49.$$

11. 3 умови міцності (2.7) $\sigma_{c,o,d} = \frac{N_d}{k_c A_{net}} \leq f_{c,o,d}$ знаходимо

розрахункову площу перерізу стійки:

$$A_{net} = \frac{N_d}{k_c f_{c,o,d}} = \frac{195 \cdot 10^3}{0,49 \cdot 12,38} = 32145,33 \text{ мм}^2.$$

12. Якщо прийняти прямокутний переріз і в першому наближенні задатися $b=150$ мм, то: $h = A_{net} / b = 32145,33 / 150 = 214,3$ мм.

Приймаємо $b \times h = 150 \times 225$ мм.

13. Геометричні характеристики прийнятого перерізу:
площа поперечного перерізу:

$$A_{факт} = 150 \times 225 = 33750 \text{ мм}^2 > 32145,33 \text{ мм}^2;$$

мінімальний момент інерції перерізу:

$$I_{min} = hb^3 / 12 = 225 \times 150^3 / 12 = 63281250 \text{ мм}^4;$$

найменший радіус інерції перерізу:

$$i_{min} = \sqrt{I_{min} / A} = \sqrt{63281250 / 32145,33} = 43,3 \text{ мм};$$

гнучкість стійки:

$$\lambda_{max} = l_{ef} / i_{min} = 3200 / 43,3 = 73,9.$$

14. За формулою (2.4) приведена гнучкість

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{73,9}{3,14} \sqrt{\frac{25}{8667}} = 1,26.$$

15. За формулою (2.5)

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) =$$

$$= 0,5(1 + 0,2(1,26 - 0,3) + 1,26^2) = 1,39,$$

$\beta_c = 0,2$ – для цільної деревини.

16. За формулою (2.6) коефіцієнт поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = 1 / \left(k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2} \right) = 1 / \left(1,39 + \sqrt{1,39^2 - 1,26^2} \right) = 0,5.$$

17. З умови (2.7) перевіримо стійкість:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_c}{k_c A} = \frac{195 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 150 \times 225} = 11,55 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\sigma_{c,o,d} = 11,55 \text{ Н/мм}^2 < f_{c,o,d} = 12,38 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, стійкість (і міцність) підбраного стиснутого елемента забезпечена.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечний переріз дерев'яної стійки з сосни певного класу. Осьова стискуюча сила – за варіантом. Клас експлуатації заданий. Довжина стійки задана. Опирання на краях – шарнірне.

Передостання цифра шифру	Клас сосни	Осьова стискуюча сила, кН	Остання цифра шифру	Клас експлуатації	Довжина, м
0	C20	140	0	1	3,0
1	C22	130	1	1	2,9
2	C24	120	2	2	2,8
3	C27	105	3	3	2,7
4	C20	110	4	1	2,6
5	C22	115	5	2	2,6
6	C24	120	6	3	2,7
7	C27	115	7	1	2,8
8	C30	110	8	2	2,9
9	C22	130	9	3	2,9

Приклад 2.6. Визначити тримку здатність дерев'яної стійки з кругляка сосни класу C22 \varnothing 15 см. Клас експлуатації – 2. Діють навантаження постійні і тривалі. Закріплення шарнірні. Довжина 3,5 м.

Розв'язок:

- З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності деревини класу C22 при стиску вздовж волокон, враховуємо коефіцієнт 1,2, оскільки стійка з кругляка:

$$f_{c,o,k} = 20 \text{ МПа} \times 1,2 = 24 \text{ Н/мм}^2.$$

2. З додатка 2 для класу 2 для суцільної деревини і тривалої дії навантаження вибираємо коефіцієнт перетворення $k_{mod} = 0,7$.
3. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
4. За формулою (2.1) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу C22 при стиску:

$$f_{c,o,d} = k_{mod} \times f_{c,o,k} / \gamma_M = 0,7 \times 24 / 1,3 = 12,92 \text{ Н/мм}^2.$$

5. Площа поперечного перерізу кругляка:

$$A = \pi d^2 / 4 = 3,14 \times 150^2 / 4 = 17671 \text{ мм}^2.$$

6. Радіус інерції для елементів круглого перерізу:

$$i = 0,5R = 0,5 \times 150 / 2 = 37,5 \text{ мм.}$$

7. За додатком 5 при шарнірному опиранні $l_{ef} = l = 3,5 \text{ м}$.

8. Гнучкість елемента обчислюють як $\lambda = l_{ef} / i$:

$$\lambda = l_{ef} / i = 3500 / 37,5 = 93,3.$$

9. З додатка 1 визначаємо модуль пружності сосни класу C22, враховуючи для кругляка коефіцієнт 1,2:

$$E_{0,mean} = 1,2 \times 10000 = 12000 \text{ Н/мм}^2.$$

10. З додатка 1 модуль пружності при деформації 0,05%:

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} E_{0,mean} = \frac{2}{3} 12000 = 8000 \text{ Н/мм}^2.$$

11. За формулою (2.4) приведена гнучкість

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{93,3}{3,14} \sqrt{\frac{24}{8000}} = 1,63.$$

12. За формулою (2.5)

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) =$$

$$= 0,5 \left(1 + 0,2 (1,63 - 0,3) + 1,63^2 \right) = 1,96,$$

$\beta_c = 0,2$ – для цільної деревини.

13. За формулою (2.6) коефіцієнт поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = 1 / \left(k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2} \right) = 1 / \left(1,96 + \sqrt{1,96^2 - 1,63^2} \right) = 0,33.$$

14. За умовою міцності з урахуванням стійкості конструкції стійки

$$N = k_c A_{net} f_{c,o,d} = 0,33 \times 17671 \times 12,92 = 75342 \text{ Н} \approx 75 \text{ кН.}$$

Отже, тримка здатність стійки 75 кН.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити тримку здатність дерев'яної стійки з кругляка сосни певного класу і вказаного діаметра. Клас експлуатації заданий. Діють навантаження постійні і тривалі. Довжина стійки задана. Опирання на кряях – шарнірне.

Передостання цифра шифру	Клас сосни	Клас експлуатації	Остання цифра шифру	Діаметр кругляка, см	Довжина, м
0	C20	3	0	10	2,6
1	C22	3	1	12	2,7
2	C24	1	2	14	2,8
3	C27	2	3	15	2,9
4	C20	3	4	16	3,0
5	C22	1	5	18	3,0
6	C24	2	6	20	2,6
7	C27	3	7	22	2,7
8	C30	1	8	24	2,8
9	C22	2	9	25	2,9

Згинальні елементи

Згинальними елементами найчастіше є елементи настилу, балки перекриття, крокви, елементи сходів тощо. Перед розв'язуванням задачі слід чітко встановити умови експлуатації конструкції, характер закріплення на опорах, навантаження, що діють. За умовами опирання та навантаженням встановлюють максимальний згинальний момент у найнебезпечнішому перерізі.

Перевіряють міцність згинального елемента за (9.16) [2]:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{yd}} \leq f_{m,d}. \quad (2.9)$$

Якщо ця умова виконується, міцність згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то міцність незабезпечена.

Тут $f_{m,d}$ – розрахункове значення міцності деревини при згині, яке обчислюють за формулою:

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_M . \quad (2.10)$$

Перевірку жорсткості балки перекриття виконуємо за даними додатків 7 та 8:

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} \leq w_{net,fin} = \frac{l}{250} . \quad (2.11)$$

Якщо ця умова виконується, жорсткість згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то жорсткість незабезпечена.

Розрахунковий прогин для крокви (як елемента, розташованого під кутом) визначають за додатком 8 з урахуванням зсуву:

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} \left[1 + 0,96 \frac{E_{o,mean}}{G_{o,mean}} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \right] \leq w_{net,fin} . \quad (2.12)$$

Якщо ця умова виконується, жорсткість згинального елемента забезпечена. Якщо ця умова не виконується, то жорсткість незабезпечена.

Приклад 2.7. Запроектувати балку перекриття у житловому будинку. Довжина балки 5 м. Крок балок 0,9 м. Підлога – ламінат. Матеріал балки – сосна.

Розв’язок:

1. Архітектурне рішення перекриття по дерев’яних балках у випадку проектування ламінатної підлоги (як варіант): ламінат завтовшки $\delta = 8 \text{ мм}$, орієнтовна густина $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$; вирівнюючий шар, $\delta = 20 \text{ мм}$, $\rho = 1700 \text{ кг/м}^3$; звукоізоляція, $\delta = 60 \text{ мм}$, $\rho = 550 \text{ кг/м}^3$; настил (дошки), $\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$.
2. За табл. 1.5 вибираємо значення змінного навантаження: для житлових будинків воно становить **1500 Па**.
3. Збір навантаження на перекриття виконуємо у табличній формі:

Збір навантаження на перекриття

№	Вид навантаження	Експлуатаційне (характеристичне) навантаження, Па	Коефіцієнт γ_m	Розрахункове (граничне) навантаження, Па
1.	Постійне			
1.1.	ламінатна підлога	$0,008 \times 600 \times 10 = 48$	1,2	$48 \times 1,2 = 57,6$
1.2.	вирівнюючий шар	$0,02 \times 1700 \times 10 = 340$	1,2	$340 \times 1,2 = 408$
1.3.	звукоізоляція	$0,06 \times 550 \times 10 = 330$	1,3	$330 \times 1,3 = 396$
1.4.	настил	$0,04 \times 500 \times 10 = 200$	1,1	$200 \times 1,1 = 220$
	Всього	918	-	1081,6
2.	Змінне	1500	1,3	1950
3.	Повне	2418	-	3031,6

В цій таблиці коефіцієнти надійності щодо дії навантаження, γ_m , вибирають за таблицею 1.6.

4. Визначення навантаження на балку перекриття при кроці балок 0,9 м:

експлуатаційне навантаження:

$$q_e = q \times s = 2418 \times 0,9 = 2176,2 \text{ Н/м};$$

розрахункове (граничне) навантаження на балку:

$$q_m = q_p \times s = 3031,6 \times 0,9 = 2728,44 \text{ Н/м}.$$

5. За додатком 6 для розподіленого навантаження $l_{ef} / l = 0,9$, тому розрахункова довжина балки $l_{ef} = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ м}$.

6. Розрахунковий згинальний момент для однопролітної балки з шарнірним опиранням на краях:

$$M_{yd} = \frac{q_m l_{ef}^2}{8} = \frac{2728,44 \times 4,5^2}{8} = 6906 \text{ Нм}.$$

7. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності при згині деревини класу С24 (прийнято в першому наближенні)

$$f_{m,k} = 24 \text{ МПа} = 24 \text{ Н/мм}^2.$$

8. Балка перекриття сприймає навантаження постійні (від власної ваги та конструкції перекриття) та змінні (корисні), то за додатком 3 можна вважати, що ці навантаження середньої тривалості, тому з додатка 2 для класу експлуатації 1 коефіцієнт перетворення становить $k_{mod} = 0,8$.

9. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
 10. За формулою (2.10) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу C22 при згині:

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 \times 24 / 1,3 = 14,77 \text{ Н/мм}^2.$$

11. З умови міцності (2.9) визначаємо розрахунковий момент опору перерізу балки

$$W = \frac{M}{f_{m,d}} = \frac{6906 \times 10^3}{14,77} = 467594 \text{ мм}^2.$$

12. В першому наближенні приймаємо $b = 100 \text{ мм}$, тоді

$$h = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 467594}{100}} = 167,5 \text{ мм}.$$

13. Приймаємо $b \times h = 100 \times 175 \text{ мм}$.

14. Фактичний момент опору перерізу:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 175^2}{6} = 510416,7 \text{ мм}^3.$$

15. Перевіримо міцність підбраної балки за (2.9):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{yd}} = \frac{6906 \times 10^3}{510416,7} = 13,53 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = 13,53 \text{ Н/мм}^2 < f_{m,d} = 14,77 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, міцність підбраної балки забезпечена.

16. Перевірку жорсткості балки перекриття виконуємо за (2.11):

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{0,mean}bh^3} \leq w_{net.fin} = \frac{l}{250}.$$

17. З додатка 1 визначаємо модуль пружності сосни класу C24:

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ Н/мм}^2.$$

18. Гранично допустимий прогин для заданої балки перекриття за додатком 7:

$$w_{net.fin} = \frac{l}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ мм}.$$

19. Розрахунковий прогин для заданої балки перекриття за додатком 8:

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} = \frac{5 \times 2176,2 \times 4,5^4}{32 \times 11000 \times 10^6 \times 0,1 \times 0,175^3} = 0,0236 \text{ м} = 23,6 \text{ мм} > 20 \text{ мм.}$$

Отже, жорсткість перерізу не забезпечена, потрібно збільшити переріз балки.

20. Приймаємо $b \times h = 125 \times 175 \text{ мм}$, тоді

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} = \frac{5 \times 2176,2 \times 4,5^4}{32 \times 11000 \times 10^6 \times 0,125 \times 0,175^3} = 0,01892 \text{ м} = 18,9 \text{ мм.}$$

$$w = 18,9 \text{ мм} < w_{net,fin} = 20 \text{ мм.}$$

Отже, підбрана балка $b \times h = 125 \times 175 \text{ мм}$ задовольняє умовам жорсткості.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Запроектувати балку перекриття у житловому будинку. Довжина балки задана. Крок балок прийняти за варіантом. Матеріал балки – сосна певного класу. Підлога – за варіантом.

Передостання цифра шифру	Крок балок, м	Остання цифра шифру	Клас сосни	Матеріал підлоги	Довжина балки, м
0	1,2	0	C22	паркет	4,0
1	1,2	1	C24	ламініат	4,1
2	1,1	2	C27	лінолеум	4,2
3	1,1	3	C20	дошка	4,3
4	1,0	4	C22	ковролін	4,4
5	0,9	5	C24	паркет	4,5
6	0,9	6	C27	ламініат	4,6
7	0,9	7	C20	лінолеум	4,7
8	0,8	8	C22	дошка	4,8
9	0,8	9	C24	ковролін	4,9

Приклад 2.8. Підібрати переріз крокви для влаштування покрівлі з натуральної черепиці над мансардою. Ухил покрівлі 40°. Матеріал крокви – сосна класу C22. Крок крокв 1,1 м. Відстань між опорами в плані 5 м. Місто будівництва – Луцьк.

Розв'язок:

1. Визначення снігового навантаження для району будівництва –

м. Луцька

1.1. Граничне розрахункове снігове навантаження на горизонтальну поверхню визначають за формулою (1.5):

$$S_m = \gamma_{fm} \times S_o \times C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження і визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 1.7.

Для періоду 50 років (прийнято для малоповерхової забудови)

$$\gamma_{fm} = 1;$$

S_o – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно з 8.5 [1]. Для м. Луцька $S_o = 1240$ Па.

C – коефіцієнт визначається за формулою (1.6):

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

тут μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8 [1]. Для заданого кута ухилу покрівлі 40° за інтерполяцією $\mu = 0,6$.

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за 8.9 [1]. Дозволяється приймати $C_e = 1$.

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10 [1].

Дозволяється приймати $C_{alt} = 1$.

Отже, $C = \mu C_e C_{alt} = 0,6 \times 1 \times 1 = 0,6$.

Тоді $S_m = \gamma_{fm} \times S_o \times C = 1 \times 1240 \times 0,6 = 744$ Па.

1.2. Експлуатаційне снігове навантаження на горизонтальну поверхню визначають за формулою (1.8):

$$S_e = \gamma_{fe} \times S_o \times C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження, визначається за табл. 1.8 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$, для якого $\gamma_{fe} = 0,49$.

Отже, $S_e = \gamma_{fe} \times S_o \times C = 0,49 \times 1240 \times 0,6 = 365$ Па.

2. Збір навантаження від покрівлі (за даними довідників, internet-джерел).

Черепиця натуральна: на 1 м^2 укладають **13 штук**.

Маса **1 шт.** – **3,2...3,6 кг**. **3,6 кг × 13 шт. = 46,8 кг**.

Отже, навантаження від черепиці **468Н/м²**.

Обрешітка: розмір бруска **60 × 60 мм**, крок **360 мм**, тому в 1 м/погонному є 3 шт. брусків обрешітки

Суха деревина має густину **500 кг/м³**.

Отже, навантаження від обрешітки:

$$0,06 \times 0,06 \times 3 \text{ шт.} \times 500 \text{ кг/м}^3 \times 10 = 54 \text{ Н/м}^2.$$

Теплоізоляція: за теплотехнічним розрахунком приймають

теплоізоляцію завтовшки **180...200 мм**, її густина **30 кг/м³**.

Отже, навантаження від теплоізоляції:

$$0,2 \times 30 \text{ кг/м}^3 \times 10 = 60 \text{ Н/м}^2.$$

Гіпсокартон на металевому каркасі **15 кг/м² = 150 Н/м²**.

3. Збір навантаження від покрівлі над мансардним поверхом виконуємо у табличній формі (табл. 1):

Таблиця 1

Збір навантаження від покрівлі

№	Вид навантаження	Експлуатаційне (характеристичне) навантаження, Па	Коефіцієнт γ_{fm}	Розрахункове (граничне) навантаження, Па
1.	Постійне			
1.1.	черепиця	468	1,1	$468 \times 1,1 = 515$
1.2.	обрешітка	54	1,1	$54 \times 1,1 = 59$
1.3.	теплоізоляція	60	1,2	$60 \times 1,2 = 72$
1.4.	гіпсокартон	150	1,1	$150 \times 1,1 = 165$
	Всього	732	-	811
2.	Змінне (снігове)	365	-	744
3.	Повне	1097	-	1555

4. Збір навантаження на крокву.

В першому наближенні приймаємо розміри перерізу крокви **100 × 150 мм**. Суха деревина сосни класу С22 має густину **340 кг/м³** (за додатком 1).

Погонне навантаження на крокву при кроці крокв **1,1 м**

розраховуємо у формі таблиці (табл. 2):

Таблиця 2

Навантаження на крокву

№	Вид навантаження	Експлуатаційне (характеристичне) навантаження	Розрахункове (граничне) навантаження
1.	Постійне		
1.1.	від покрівлі	$732 \text{ Па} \times 1,1 \text{ м} = 805,2 \text{ Н/м}$	$811 \text{ Па} \times 1,1 \text{ м} = 892,1 \text{ Н/м}$
1.2.	власна вага крокви	$0,1\text{м} \times 0,15\text{м} \times 340\text{кг/м}^3 \times 10 = 51 \text{ Н/м}$	$51 \text{ Н/м} \times 1,1 = 56,1 \text{ Н/м}$ тут 1,1 – коефіцієнт γ_m для деревини
2.	Змінне (снігове)	$365 \text{ Па} \times 1,1 \text{ м} = 401,5 \text{ Н/м}$	$744 \text{ Па} \times 1,1 \text{ м} = 818,4 \text{ Н/м}$
3.	Повне	$1257,7 \text{ Н/м}$	$1766,7 \text{ Н/м}$

5. Згин крокви буде викликати навантаження, перпендикулярне до осі крокви. Потрібно врахувати кут нахилу крокви до горизонту 40° , $\cos 40^\circ = 0,766$.

5.1. Експлуатаційне навантаження:

$$q_e = 1257,7 \times 0,766 = 963,4 \text{ Н/м.}$$

5.2. Розрахункове (граничне) навантаження:

$$q_m = 1766,7 \times 0,766 = 1353,3 \text{ Н/м.}$$

6. Відстань між опорами в плані – 4 м (за умовою). Ухил крокви 40° . Довжина крокви становитиме:

$$4 \text{ м} / \cos 40^\circ = 4000 / 0,766 = 5222 \text{ мм.}$$

7. За додатком 6 для рівномірно розподіленого навантаження $l_{ef}/l = 0,9$, тому розрахункова довжина крокви:

$$l_{ef} = 0,9 \times 5222 = 4700 \text{ мм} = 4,7 \text{ м.}$$

8. Розрахунковий згинальний момент для крокви як однопролітної балки з шарнірним опиранням на краях:

$$M_{yd} = \frac{q_m l_{ef}^2}{8} = \frac{1353,3 \times 4,7^2}{8} = 3736,8 \text{ Нм.}$$

9. З додатка 1 виписуємо характеристичне значення міцності при згині сосни класу С22

$$f_{m,k} = 22 \text{ МПа} = 22 \text{ Н/мм}^2.$$

10. Кроква сприймає навантаження постійні (від власної ваги та конструкції покріття) та змінні (снігові), то за додатком 3

можна вважати, що ці навантаження середньої тривалості, тому з додатка 2 для класу експлуатації 2 коефіцієнт перетворення становить $k_{mod} = 0,8$.

11. Для цільної деревини за додатком 4 вибираємо $\gamma_M = 1,3$.
12. За формулою (2.10) визначаємо розрахункове значення міцності деревини класу C22 при згині:

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 \times 22 / 1,3 = 13,54 \text{ Н/мм}^2.$$

13. Оскільки попередньо було прийнято переріз крокви $100 \times 150 \text{ мм}$, то момент опору перерізу:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,1 \times 0,15^2}{6} = 0,000375 \text{ м}^3.$$

14. Перевіримо міцність підбраної крокви за формулою (2.9):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{3736,8}{0,000375} = 9964741,6 \text{ Н/м}^2 = 9,96 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,96 \text{ Н/мм}^2 < f_{m,d} = 13,54 \text{ Н/мм}^2,$$

отже, міцність підбраної крокви забезпечена.

15. Перевірка жорсткості крокви.

З додатка 1 визначаємо модуль пружності сосни класу C22 $E_{0,mean} = 11000 \text{ Н/мм}^2$ та модуль зсуву $G_{mean} = 630 \text{ Н/мм}^2$.

Граничний прогин для крокви за додатком 7:

$$w_{net,fin} = \frac{1}{250} l = \frac{5222}{250} = 20,9 \text{ мм.}$$

Розрахунковий прогин для крокви за формулою (2.12):

$$w = \frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3} \left[1 + 0,96 \frac{E_{o,mean}}{G_{o,mean}} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{5 \times 963,4 \times 4,7^4}{32 \times 10000 \times 10^6 \times 0,1 \times 0,15^3} \left[1 + 0,96 \frac{10000}{630} \left(\frac{0,15}{4,7} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,0221 \text{ м} = 22,1 \text{ мм} > w_{net,fin} = 20,9 \text{ мм.}$$

Отже, жорсткість перерізу не забезпечена, потрібно збільшити переріз крокви.

Приймаємо $b \times h = 100 \times 160$ мм, тоді

$$w = \frac{5 \times 963,4 \times 4,7^4}{32 \times 10000 \times 10^6 \times 0,1 \times 0,16^3} \left[1 + 0,96 \frac{10000}{630} \left(\frac{0,16}{4,7} \right)^2 \right] = 0,0182499 \text{ м} = 18,2 \text{ мм.}$$

$$w = 18,2 \text{ мм} < w_{net,fin} = 20,9 \text{ мм.}$$

Отже, підібрана кроква перерізом $b \times h = 100 \times 160$ мм задовольняє умовам жорсткості.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати переріз крокви для влаштування покрівлі з вказаного матеріалу над мансардою або над холодним горищем. Ухил покрівлі заданий. Матеріал крокви – сосна певного класу. Крок крокв та відстань між опорами в плані прийняти за варіантом. Місто будівництва – за варіантом.

Передостання цифра шифру та місто будівництва	Крок крокв, м	Наявність мансарди	Остання цифра шифру	Клас сосни	Матеріал покрівлі	Ухил покрівлі	Відстань між опорами в плані, м
0, м. Рівне	1,2	+	0	C22	натуральна черепиця	46°	4,5
1, м. Дніпро	1,2	-	1	C24	металочерепиця	22°	4,6
2, м. Калуш	1,1	+	2	C27	бітумна черепиця	24°	4,7
3, м. Луцьк	1,1	-	3	C20	ондулін	36°	4,8
4, м. Суми	1,0	+	4	C22	металопрофіль	28°	4,9
5, м. Львів	0,9	-	5	C24	натуральна черепиця	42°	4,5
6, м. Дубно	0,9	+	6	C27	металопрофіль	17°	4,6
7, м. Канів	0,9	-	7	C20	бітумна черепиця	19°	4,7
8, м. Ковель	0,8	+	8	C22	ондулін	35°	4,8
9, м. Одеса	0,8	-	9	C24	металочерепиця	29°	4,9

Розділ 3

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

3.1. Загальні відомості про металеві конструкції

Металеві конструкції застосовуються сьогодні практично в усіх видах будівель та інженерних споруд, особливо за наявності значних прольотів, висоти та навантажень.

Залежно від конструктивної форми та призначення металеві конструкції поділяють на: конструкції одноповерхових промислових будівель (у вигляді цільнометалевих або змішаних каркасів); великопрольотні покриття (балкові, рамні, аркові, висячі, комбіновані тощо); мости, естакади; листові конструкції (елементи резервуарів, бункерів, трубопроводів великого діаметра і різних споруд хімічного виробництва та нафтопереробки); башти і шогли (для споруд радіо та телебачення, в опорах ліній електропередач, нафтових вишках, димових і вентиляційних трубах); каркаси багатопверхових будівель; кранові споруди та багато іншого.

Металеві конструкції порівняно з іншими мають **переваги**:

- надійність у роботі, яка забезпечується однорідністю структури, і досить близько відповідає розрахунковим передумовам про пружну або пружно-пластичну роботу матеріалу;

- легкість – з усіх будівельних конструкцій (залізобетонних, кам'яних, дерев'яних) металеві – найлегші;

- індустріальність – металеві конструкції в загальній своїй масі виготовляють на заводах, оснащених сучасним обладнанням, що забезпечує високу ступінь індустріальності їх виготовлення. Монтаж металевих конструкцій, як правило, проводиться спеціалізованими організаціями з використанням високопродуктивної техніки;

- непроникність – метали мають не тільки значну міцність, але й високу щільність, що забезпечує непроникність для газів і рідин, високі захисні властивості від впливу шкідливих випромінювань. Щільність металу та його з'єднань досягається за допомогою зварювання, що є необхідною умовою для виготовлення резервуарів.

До **недоліків** металевих конструкцій відносяться:

- корозія, спричинена високою хімічною активністю металу внаслідок взаємодії з оточуючим середовищем та агресивними газами, що призводить до його повного руйнування. За несприятливих умов це може відбутися вже через два...три роки. Хоча алюмінієві сплави

мають значно більшу стійкість проти корозії, за несприятливих умов вони також піддаються корозії. Добре опирається корозії чавун. Підвищення корозійної стійкості металевих конструкцій досягається включенням до сталі спеціальних легуючих елементів, періодичним покриттям конструкцій захисними плівками (лаками, фарбами тощо), а також вибором раціональної конструктивної форми без зазорів, де можуть накопичуватись волога та пил;

- мала вогнестійкість – при температурі $+200^{\circ}\text{C}$ у сталях спостерігається зменшення модуля пружності, що призводить до зростання деформацій конструкцій, а при $+600^{\circ}\text{C}$ матеріал повністю переходить у пластичний стан. Алюмінієві сплави стають пластичними при температурах близьких до $+300^{\circ}\text{C}$. Через це пожежонебезпечні металеві конструкції будівель повинні бути захищені вогнестійкими облицюваннями (бетон, кераміка, спеціальні покриття тощо).

Для сталевих будівельних конструкцій слід застосовувати сталевий прокат (листовий, фасонний, широкосмуговий, універсальний, сортовий), гнуті профілі і труби з низьковуглецевої і низьколегованої сталі, а також сталеві канати [5, п. 6.1.1, с. 18].

Застосовується прокат загального призначення, прокат для зварних конструкцій та сталевий прокат, виготовлений за технологією гарячої прокатки, термомеханічної прокатки та після термічної обробки (відпал, нормалізація, гартування з відпуском, відпуск тощо).

Допускається також застосовувати арматурну гарячекатану сталь, що зварюється, пучки і пасма з дроту.

Розрахункові опори [5, п.7.2, с.22] листового, широкосмугового універсального, фасонного прокату і труб масового застосування наведені в додатку 9.

Фізичні характеристики матеріалів для сталевих конструкцій наведені у [5, додаток Б, с. 127], зокрема, густина прокату і сталевих відливок $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$, густина відливок з чавуну $\rho = 7200 \text{ кг/м}^3$; модуль пружності прокатної сталі $E = 2,06 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$; модуль зсуву прокатної сталі $G = 0,79 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$; коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона) $\nu = 0,3$.

3.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій

Сталеві конструкції розраховують за граничними станами першої та другої груп. Методика розрахунку сталевих конструкцій ґрунтується на нормативному документі: ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [5].

Розтягнуті елементи

Розрахунок на міцність елементів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм² при центральному розтягу виконують за формулою (8.1) [5]:

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1)$$

де N – осьова розтягуюча сила;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно ДБН В.1.2-14;

R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості, визначається за додатком 9;

A_n – площа перерізу елемента;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, визначається за додатком 10.

Приклад 3.1. Підібрати прокатний профіль для розтягнутого стержня ферми покриття, якщо відоме осьове зусилля $N = 190$ кН. Використана сталь С235. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Розв'язок:

1. За додатком 9 вибирають розрахунковий опір фасонного прокату зі сталі С235: $R_y = 230$ Н/мм².
2. За додатком 10, примітка 5, коефіцієнт умов роботи сталевих конструкцій $\gamma_c = 1,0$.
3. З умови міцності розтягнутих елементів (3.1) визначимо розрахункову площу перерізу стержня:

$$A_n = \frac{N\gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{190 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{230 \cdot 1,0} = 847,8 \text{ мм}^2 = 8,48 \text{ см}^2.$$

4. З додатку 11 (сортамент профілів) за розрахунковою площею $A_n = 8,48$ см² вибираємо нерівнополічний кутик L 90 × 56 × 6, (ГОСТ 8510-86) фактична площа якого становить 8,54 см².
5. Перевіримо, як виконується умова міцності розтягнутого стержня за формулою (3.1):

$$\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} = \frac{190 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{854 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,967 < 1,0,$$

отже, міцність стержня з кутика L **90 × 56 × 6** забезпечена.

Стиснуті елементи

Розрахунок на міцність центрально стиснутих елементів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм² виконують за тією ж формулою (3.1), що і при розтягу. Крім цього слід виконати розрахунок на стійкість (8.3) [5]:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.2)$$

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, значення якого при умовній гнучкості $\bar{\lambda} < 0,4$ приймають $\varphi = 1,0$, а при $\bar{\lambda} \geq 0,4$ необхідно обчислювати за формулою (8.4) [5]:

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right). \quad (3.3)$$

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$ визначається за умовою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (3.4)$$

тут гнучкість елемента $\lambda = l_{ef} / i$.

Радіус інерції перерізу i визначають для кожного конкретного поперечного перерізу елемента за таблицями сортаментів прокатних профілів (додаток 11), вибирають менше значення, при якому гнучкість буде максимальна.

Розрахункова довжина елемента l_{ef} сталевій конструкції визначається за [5, розділ 13].

Зокрема, розрахункові довжини l_{ef} стиснутих колон (стояків) постійного по довжині перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон слід визначати за формулою (13.2) [5]:

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (3.5)$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини колони, визначають залежно від умов закріплення їх кінців і виду навантаження (табл. 3.1);

l_c – геометрична довжина колони, окремої її ділянки або

висота поверху.

Таблиця 3.1

Коефіцієнти розрахункової довжини колон (стояків)
[5, табл. 13.7]

Схема опорного закріплення колон (стояків) і вид навантаження								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Значення коефіцієнта δ обчислюють за формулою (8.5) [5]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (3.6)$$

де α і β – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за таблицею 3.2 залежно від типу поперечного перерізу стрижня та типу кривої стійкості a , b та c , які наведені у додатку 12.

Таблиця 3.2

Значення коефіцієнтів α і β ([5, табл. 8.1, с. 25])

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		α	β
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

Примітка. Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки приймається тип кривої стійкості a .

Значення коефіцієнта φ , обчислене за формулою (3.3) має бути

$$\varphi \leq 7,6 / \bar{\lambda}^2 \quad (3.7)$$

для типу кривої стійкості a при $\bar{\lambda} > 3,8$, кривої стійкості b при $\bar{\lambda} > 4,4$, кривої стійкості c при $\bar{\lambda} > 5,8$ (додаток 12).

Приклад 3.2. Визначити тримку здатність стиснутої стійки з двотавра №20, виготовленого зі сталі С235, завдовжки 2,8 м, що має шарнірно закріплені кінці. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Розв'язок:

1. За додатком 9 вибирають розрахунковий опір фасонного прокату зі сталі С235: $R_y = 230 \text{ Н/мм}^2$.
2. За додатком 10, примітка 5, коефіцієнт умов роботи сталевих конструкцій $\gamma_c = 1,0$.
3. З додатку 11 (сортамент профілів) виписуємо деякі характеристики двотавра №20: площа перерізу $A_n = 26,8 \text{ см}^2$, менший радіус інерції перерізу $i_y = 2,07 \text{ см}$.
4. За табл. 3.1 для шарнірно закріплених країв $\mu = 1,0$, тому

$$l_{ef} = \mu l_c = 1,0 \times 2,8 \text{ м} = 2,8 \text{ м} = 280 \text{ см}.$$

5. Гнучкість $\lambda = l_{ef} / i = 280 / 2,07 = 135,36$.
6. Умовна гнучкість обчислюється за (3.4):

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 135,36 \sqrt{230 / 2,06 \cdot 10^5} = 4,52.$$

7. За табл. 3.2 для стійки двотаврового профілю і кривої стійкості типу b значення $\alpha = 0,04$, $\beta = 0,09$.
8. За формулою (3.6) обчислюємо коефіцієнт δ

$$\begin{aligned} \delta &= 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = \\ &= 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \times 4,52) + 4,52^2 = 33,92. \end{aligned}$$

9. Коефіцієнт стійкості знаходимо за (3.3):

$$\begin{aligned} \varphi &= \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right) = \\ &= \frac{0,5}{4,52^2} \left(33,92 - \sqrt{33,92^2 - 39,48 \times 4,52^2} \right) = 0,376. \end{aligned}$$

10. Перевіримо виконання умови (3.7): $\varphi \leq 7,6/\sqrt{\lambda^2}$

$$7,6/4,52^2 = 0,372.$$

Отже, остаточно приймаємо $\varphi = 0,372$.

11. За формулою (3.2) визначимо тримку здатність стійки з двотавра №20:

$$N = \varphi A_n R_y \gamma_c \gamma_n =$$

$$= 0,372 \times 26,8 \times 100 \times 230 \times 1,0 \times 1,0 = 229300,8 \text{ Н} = 229,3 \text{ кН},$$

отже, тримка здатність заданої стійки **229,3 кН**.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити тримку здатність стиснутої стійки з двотавра, виготовленої зі сталі певного класу. Довжину стійки прийняти за варіантом. Умови закріплення задані і визначені коефіцієнтом μ (див. табл. 3.1). Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Передостання цифра шифру	Клас міцності прокату сталі	Остання цифра шифру	Номер двотавра	Коефіцієнт μ	Довжина стійки, м
0	C235	0	20	2,0	3,0
1	C245	1	24	0,7	3,1
2	C255	2	27	1,0	3,2
3	C275	3	33	0,7	3,3
4	C235	4	36	0,5	3,4
5	C245	5	40	2,0	3,5
6	C255	6	45	1,0	3,6
7	C235	7	24	0,7	3,4
8	C245	8	27	0,5	3,5
9	C255	9	20	1,0	2,9

Розрахунок елементів сталевих конструкцій при згині

Залежно від призначення, умов експлуатації і техніко-економічного обґрунтування розрахунок згинальних елементів (балок) слід виконувати без урахування чи з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій згідно з поділом поперечних перерізів елементів на три класи, відповідно до п. 5.3.6 [5]. Балки 1-го

класу слід застосовувати для всіх видів навантажень і розраховувати у межах пружних деформацій; балки 2-го і 3-го класів рекомендується застосовувати при дії статичних навантажень і розраховувати з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.

Розрахунок на міцність розрізних балок 2-го і 3-го класів двотаврового і коробчастого перерізів зі сталі з характеристичним опором до 440 Н/мм² при дотичних напруженнях

$$\tau_y = |Q_y| / A_w \leq 0,9 R_s \quad (3.8)$$

(крім опорних перерізів) при згині у площині найбільшої жорсткості виконують за формулою (9.10) [5]:

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (3.9)$$

A_w – площа поперечного перерізу стінки балки (визначається за додатком 11 за геометричними характеристиками підібраного профілю);

R_s – розрахунковий опір сталі зсуву, визначається за [5, табл. 7.1]:

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m, \quad (3.10)$$

тут R_{yn} – характеристичний опір прокату сталі, дорівнює межі текучості сталі, визначають за додатком 9;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом, $\gamma_m = 1,05$ [5, табл. 7.2];

β_r – коефіцієнт. При $\tau_y \leq 0,5 R_s$, а також при дії у

розрахунковому перерізі балки згинального моменту за відсутності поперечної сили приймається $\beta_r = 1$; в цьому випадку у формулі (3.9) замість коефіцієнта c_x застосовують

$$c_{xm} = 0,5 (1,0 + c_x); \quad (3.11)$$

c_x – коефіцієнт, приймають за таблицею 3.3.

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок (при $M_x = 0$ та $M_y = 0$) слід виконувати за формулами (9.14) [5]:

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1; \quad (3.12)$$

$$\frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (3.13)$$

A_f – площа поперечного перерізу пояса балки. Для коробчастого перерізу A_f – сумарна площа перерізу двох стінок.

Таблиця 3.3

Коефіцієнти для розрахунку елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій [5, табл. М.1, *фрагмент*]

Тип перерізу	Схема перерізу	A_f / A_w	Найбільше значення коефіцієнтів		
			c_x	c_y	n при $M_y = 0^a$
1-й		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50	1,12		
		1,00	1,07		
		2,00	1,04		
2-й		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3-й		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,50	1,12	1,12	
		1,00	1,07	1,20	
		2,00	1,04	1,26	

Згинальні елементи мають розраховуватися на загальну стійкість [5, п. 9.4] з перевіркою місцевої стійкості стінок і поясних листів [5, п. 9.5]. Проте, перевіряти стійкість згинальних елементів нема потреби, якщо стиснений пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом.

Розрахунок згинальних елементів на жорсткість виконують за загальними правилами опору матеріалів. Зокрема, прогин одно пролітної балки, завантаженої рівномірно розподіленим погонним навантаженням визначають з умови:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} \leq f_u, \quad (3.14)$$

f_u – граничний прогин, залежить від величини прольоту, виду конструкції, визначається за додатком 13.

Приклад 3.3. Підібрати прокатний профіль зі сталі **S235** для однопролітної балки перекриття завдовжки 5 м. На балку діє експлуатаційне (нормативне) рівномірно розподілене навантаження 30 кН/м, граничне (розрахункове) навантаження 36 кН/м. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Розв'язок:

1. Визначимо максимальні розрахункові внутрішні зусилля, які

виникають в однопролітній балці від дії зовнішнього навантаження:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{36 \times 5^2}{8} = 112,5 \text{ кНм};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{36 \times 5}{2} = 90 \text{ кН}.$$

2. Розрахунок на міцність згинальних елементів виконують за формулою (3.9):

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

звідки можна знайти розрахункове значення моменту опору перерізу балки:

$$W_{xn, \min} = \frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r R_y \gamma_c}.$$

3. В першому наближенні приймаємо $c_x = 1,1$; $\beta_r = 1,0$. Розрахунковий опір фасонного прокату зі сталі С235 вибирають за додатком 9: $R_y = 230 \text{ Н/мм}^2$. Коефіцієнт умов роботи сталевих конструкцій $\gamma_c = 1,0$ за додатком 10, прим.5.
4. Розрахункове значення моменту опору перерізу:

$$W_{xn, \min} = \frac{112,5 \times 10^3 \times 1,0}{1,1 \times 1,0 \times 230 \times 1,0} = 444664 \text{ мм}^3 = 444,7 \text{ см}^3.$$

5. За сортаментом (додаток 11) вибираємо двотавр №30 з фактичним значенням моменту опору перерізу $W_x = 472 \text{ см}^2$. Маса одного метра погонного двотавра №30 становить 36,5 кг.
6. Експлуатаційне навантаження з урахуванням власної ваги:

$$q_n = 30 + 0,365 = 30,365 \text{ кН}.$$

7. Розрахункове навантаження з урахуванням власної ваги:

$$q = 36 + 0,365 \times 1,05 = 36,38 \text{ кН},$$

тут $\gamma_m = 1,05$ – коефіцієнт надійності за матеріалом.

8. Максимальні розрахункові внутрішні зусилля від навантаження з урахуванням власної ваги підібраної балки:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{36,38 \times 5^2}{8} = 113,7 \text{ кНм};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{36,38 \times 5}{2} = 90,95 \text{ кН.}$$

9. Для двотавра №30 (за додатком 11) площа поперечного перерізу пояса:

$$A_f = 135 \times 10,2 = 1377 \text{ мм}^2,$$

площа поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = 6,5(300 - 2 \times 10,2 - 2 \times 12) = 1661,4 \text{ мм}^2,$$

10. Співвідношення $A_f / A_w = 1377 / 1661,4 = 0,83$.

За інтерполяцією за таблицею 3.3 знаходимо $c_x = 1,1$.

11. За формулою (3.11) знаходимо

$$c_{xm} = 0,5(1,0 + c_x) = 0,5(1,0 + 1,1) = 1,05.$$

12. Перевіримо міцність за (3.9):

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} = \frac{113,7 \cdot 10^6 \cdot 1,0}{1,05 \cdot 1,0 \cdot 472 \cdot 10^3 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,997 < 1,0,$$

отже, міцність підібраної балки з прокатного двотавра №30 у прольоті забезпечена.

13. Розрахунок на міцність в опорних перерізах виконуємо за (3.12):

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} = \frac{90,95 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{1661,4 \cdot 129,8 \cdot 1,0} = 0,42 < 1,0,$$

отже, міцність опорного перерізу підібраної балки з прокатного двотавра №30 на зсув забезпечена.

14. Обчислюємо розрахунковий прогин балки за формулою (3.14):

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{30,365 \cdot 10^3 \cdot 5^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 7080 \cdot 10^{-8}} = 0,0169 \text{ м} = 16,9 \text{ мм.}$$

15. Граничний прогин f_u визначаємо за додатком 13 за інтерполяцією. Для прольоту 5 м

$$f_u = L / 183 = 5000 / 183 = 27 \text{ мм.}$$

$$f = 16,9 \text{ мм} < f_u = 27 \text{ мм.}$$

Отже, жорсткість підібраної балки з прокатного двотавра №30 забезпечена.

16. Перевіряти стійкість балки нема потреби, оскільки стиснений верхній пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом перекриття.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати прокатний профіль зі сталі певного класу для однопролітної балки перекриття. Довжину балки прийняти за варіантом. На балку діє задане експлуатаційне (нормативне) рівномірно розподілене навантаження і граничне (розрахункове) навантаження. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Передостання цифра шифру	Клас міцності прокату сталі	Остання цифра шифру	Довжина балки, м	Рівномірно розподілене навантаження, кН/м	
				експлуатаційне (нормативне)	граничне (розрахункове)
0	C245	0	6,0	20	25
1	C255	1	5,1	21	26
2	C235	2	5,2	22	27
3	C235	3	5,3	23	28
4	C245	4	5,4	24	29
5	C255	5	5,5	25	30
6	C245	6	5,6	26	32
7	C255	7	5,7	27	33
8	C235	8	5,8	28	34
9	C245	9	5,9	29	35

Проектування з'єднань сталевих конструкцій

Сталеві будівельні конструкції з'єднують за допомогою зварювання, на болтах, на заклепках.

Зварні з'єднання

Найпоширенішими, близько 95%, є зварні з'єднання [6, п. 4.1]. Зварювання винайдене в кінці IX століття, вдосконалене і запроваджене українським вченим, академіком Євгеном Патonom. Подальший розвиток зварювання отримує в Українському інституті електрозварювання, що носить ім'я Є.О.Патона і має світове значення.

Переваги зварних з'єднань: висока міцність та надійність, відсутність проміжних деталей та отворів, простота виконання, економія металу на 10...20% порівняно з іншими видами з'єднань, високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання.

Недоліки зварних з'єднань: залишкові деформації та напруження внаслідок нерівномірного нагрівання та охолодження металу, значні концентрації напружень у швах та поблизу швів, що

може погіршувати міцність при повторних та знакозмінних впливах, потреба у спеціальному обладнанні для зварювальних робіт.

За конструктивними ознаками розрізняють стикові (з'єднання елементів, розміщених у одній площині), кутові (при наплавленні шва у куті, складеному гранями з'єднуваних елементів) та прорізні (при заповненні металом прорізів у з'єднуваних елементах) шви.

За протяжністю розрізняють шви суцільні та переривчасті.

Стандарти на електродугове зварювання передбачають [6, п. 4.2.2]. такі види зварних з'єднань:

- стикові, виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах та інших листових конструкціях. Стикові шви у зварних з'єднаннях можуть бути розміщені перпендикулярно або під кутом до лінії дії сили;
- кутові, застосовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо;
- таврові, застосовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо;
- внапуск. Такі з'єднання утворюють за допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах.

При проектуванні сталевих конструкцій зі зварними з'єднаннями слід застосовувати мінімально необхідну кількість зварних швів і призначати їх мінімальні розміри. Потрібно забезпечувати вільний доступ до місць виконання зварних з'єднань з урахуванням вибраного виду і технології зварювання [5, п. 16.1.1].

Зварні стикові з'єднання листових деталей проектують прямими з повним проваром із застосуванням вивідних планок з такого ж металу, що й основні деталі [5, п. 16.1.4].

Розміри зварних кутових швів і конструкція з'єднання повинні задовольняти вимоги [5, п. 16.1.5]:

а) катет кутового шва k_f (рис. 3.1) має задовольняти умови розрахунку і бути не меншим за зазначений у таблиці 3.4 і не меншим за 4 мм;

б) катет кутового шва k_f (рис. 3.1, а) не повинен перевищувати $1,2t$, де t – найменша з товщин зварюваних елементів; катет шва, прокладений вздовж заокругленої кромки фасонного прокату товщиною t не повинен перевищувати $0,9t$;

в) розрахункова довжина кутового шва має бути не менша за $4k_f$ і не менша 50 мм...

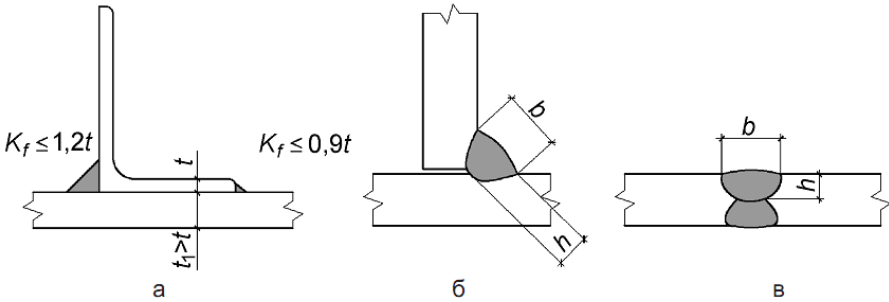


Рис. 3.1. Розміри зварних швів [5, рис. 16.1]

Таблиця 3.4

Мінімальні катети зварних швів [5, табл. 16.1]

Вид з'єднання	Вид зварювання	Характеристичний опір прокату сталі R_{yn} , Н/мм ²	Мінімальний катет шва k_{fmin} , мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні t_{max} , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з двосторонніми кутовими швами; напускання і кутове	Ручне та механізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 290$	4	5	6	7	8	9	10
		$290 < R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10
		$390 < R_{yn} \leq 590$	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване у вуглекислому газі	$R_{yn} \leq 290$	3	4	4	5	5	6	6
		$290 < R_{yn} \leq 390$	3	4	5	6	7	8	9
		$390 < R_{yn} \leq 590$	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне та механізоване у суміші газів	$R_{yn} \leq 390$	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та механізоване у вуглекислому газі	$R_{yn} \leq 390$	4	5	6	7	8	9	10

Розрахунок зварних стикових з'єднань за умови дії поздовжньої сили N , що проходить через центр ваги з'єднання виконують за формулою (16.1) [5]:

$$\frac{N\gamma_n}{t_{min} l_w R_{wy} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.15)$$

де t_{min} – найменша з товщин елементів у з'єднанні;

R_{wy} – розрахунковий опір стикових зварних швів розтягу, стиску і гину за границею текучості (див. табл. 3.5);

l_w – розрахункова довжина стикового шва, що дорівнює його геометричній довжині за вирахуванням $2t$. У випадку, коли кінці шва виведені за межі стика (використання вивідних планок), розрахункова довжина шва рівна його геометричній довжині.

Таблиця 3.5

Формули для визначення розрахункових опорів
зварних швів [5, табл. 7.3]

Зварне з'єднання	Напружений стан	Характеристика розрахункового опору	Умовна позначка	Розрахунковий опір
Стикове	Стиск. Розтяг і згин при механізованому або ручному зварюванні з фізичним контролем якості шва	За границею текучості	R_{wy}	$R_{wy} = R_y$
		За тимчасовим опором	R_{wu}	$R_{wu} = R_u$
	Розтяг і згин при механізованому або ручному зварюванні	За границею текучості	R_{wy}	$R_{wy} = 0,85 R_y$
		Зсув		$R_{ws} = R_s$
З кутовими швами	Зсув (умовний)	У площині наплавленого металу	R_{wf}	$R_{wf} = \frac{0,55 R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
		У площині металу границі сплавлення	R_{wz}	$R_{wz} = 0,45 R_{un}$
Примітка. Значення коефіцієнта надійності за матеріалом шва γ_{wm} приймається таким, що дорівнює: 1,25 – при $R_{wun} \leq 490$ Н/мм ² ; 1,35 – при 490 Н/мм ² < $R_{wun} \leq 620$ Н/мм ² .				

Приклад 3.4. Розрахувати стикове зварне з'єднання без вивідних планок двох листів зі сталі **C235** завтовшки 6 мм і 8 мм шириною 200 мм. У з'єднанні діє осьова розтягуюча сила 300 кН. Зварювання ручне. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Розв'язок:

1. Розрахунок виконуємо за формулою (3.15):

$$\frac{N \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{wy} \gamma_c} \leq 1.$$

2. За додатком 9 вибирають розрахунковий опір листового прокату зі сталі C235: $R_y = 230$ Н/мм².

За табл. 3.5 $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \times 230 = 195,5$ Н/мм².

3. За додатком 10, примітка 5, коефіцієнт умов роботи сталевих

конструкції $\gamma_c = 1,0$.

4. Якщо шов прямий і без вивідних планок, то розрахункова довжина стикового шва: $l_w = 200 \text{ мм} - 2 \times 6 \text{ мм} = 188 \text{ мм}$.
5. Перевіримо міцність шва:

$$\frac{N \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{wy} \gamma_c} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{6 \cdot 188 \cdot 195,5 \cdot 1,0} = 1,36 > 1,0,$$

отже, міцність такого з'єднання є недостатньою, тому потрібно збільшити довжину стикового шва і виконати його не прямим, а косим.

6. Прийmemo косий шов завдовжки 240 мм. Утворився «трикутник», один катет якого 200 мм, гіпотенуза 240 мм, інший катет: $\sqrt{240^2 - 200^2} = 132,7$ мм. Кут нахилу косого шва має

$$\sin \alpha = 200/240 = 0,833, \quad \cos \alpha = 132,7 / 240 = 0,553.$$

7. Розрахункова довжина шва без вивідних планок:

$$l_w = 240 \text{ мм} - 2 \times 6 \text{ мм} = 228 \text{ мм}.$$

8. Розтягуюча сила тепер прикладена під кутом до стикового шва і буде викликати у ньому розтяг (нормальна складова) і зріз (дотична). Перевіримо міцність при розтягу:

$$\frac{N \cdot \sin \alpha \cdot \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{wy} \gamma_c} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 0,833 \cdot 1,0}{6 \cdot 228 \cdot 195,5 \cdot 1,0} = 0,934 < 1,0,$$

отже, міцність стикового шва на розтяг забезпечена.

9. Перевіримо міцність при зрізі (зсуві):

$$\frac{N \cdot \cos \alpha \cdot \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{ws} \gamma_c} < 1,0.$$

Тут $R_{ws} = R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$ за формулою (3.10).

Для C235 за додатком 9 $R_{yn} = 235 \text{ Н/мм}^2$. $\gamma_m = 1,05$.

$$R_{ws} = R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \times 235 / 1,05 = 129,8 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\frac{N \cdot \cos \alpha \cdot \gamma_n}{t_{\min} l_w R_{ws} \gamma_c} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 0,553 \cdot 1,0}{6 \cdot 228 \cdot 129,8 \cdot 1,0} = 0,934 < 1,0,$$

отже, міцність косого стикового шва при зрізі забезпечена.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Розрахувати стикове зварне з'єднання двох листів зі сталі певного класу заданої товщини та ширини. У з'єднанні діє осьова розтягуюча сила. Зварювання ручне. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Передостання цифра шифру	Ширина листів, мм	Клас міцності прокату сталі	Наявність вивідних планок	Товщина листа 1, мм	Остання цифра шифру	Товщина листа 2, мм	Осьова розтягуюча сила, кН
0	180	C235	+	6	0	6	200
1	190	C245	-	8	1	8	210
2	200	C255	-	10	2	10	220
3	210	C245	-	12	3	12	230
4	220	C255	+	14	4	14	240
5	230	C235	+	16	5	16	250
6	240	C235	-	14	6	14	260
7	250	C245	-	12	7	12	270
8	260	C255	+	10	8	10	280
9	270	C245	+	8	9	8	290

Болтові з'єднання

Болтові з'єднання найчастіше застосовують при монтажі конструкцій [6, п. 4.1].

Переваги болтових з'єднань:

- не потребують спеціального обладнання;
- не чинять термічного впливу на з'єднувані деталі,
- отвори під болти є відносно невеликими концентраторами напружень,
- надійно працюють за умови дії повторних та знакозмінних навантажень.

За принципом роботи болтові з'єднання поділяються на два види:

- 1) з'єднання, в яких виникає зсув між елементами, що з'єднуються (з'єднання на звичайних болтах);
- 2) з'єднання, в яких зсув між елементами відсутній (з'єднання на високоміцних болтах).

До з'єднань першого виду належать з'єднання на болтах підвищеної точності (клас точності А), нормальної точності (В), грубої точності (С).

Різниця між ними полягає у вимогах до точності виготовлення (якості обробки або точності обробки), щільності встановлення в отвори та способах утворення отворів під болти.

Болти класу точності А слід застосовувати для з'єднань, в яких отвори просвердлюють на проектний діаметр у зібраних елементах або кондукторах, або просвердлюють чи продавлюють на менший діаметр в окремих елементах з наступним до свердленням до проектного діаметру в зібраних елементах. Це дає можливість виконувати з'єднання з мінімальним зазором між стержнем болта і стінкою отвору. Тому болти класу точності А іноді називають «чистими» болтами. Їх виготовляють з допуском по діаметру до $-0,3$ мм і вставляють в отвори з зазором до $0,5$ мм.

Болти класу точності В виготовляють з відхиленням від номінального діаметра до $-0,52$ мм, а діаметр отворів для них приймають на 2 мм більшим за номінальний діаметр болта (величина зазору може складати до $2,52$ мм).

Болти класу точності С мають допуск по діаметру 1 мм. Їх встановлюють в отвори з зазором до 3 мм. Найбільша розбіжність між діаметром отвору та діаметром болта складає 6 мм. Ця розбіжність носить назву «чорнота». Тому з'єднання на болтах класів точності В і С ще називають з'єднаннями на «чорних» болтах. Такі з'єднання дуже деформативні і не всі болти одночасно включаються в роботу

Болти грубої та нормальної точності здебільшого застосовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти [6, п. 4.3.1].

Болти розміщують відповідно до вимог, наведених у табл. 3.6.

Вимоги до болтів при різних умовах їх застосування наведені у табл. 3.7.

У болтових з'єднаннях, які розраховуються, болти розміщують з використанням мінімальних відстаней.

З'єднувальні конструктивні болти встановлюють з використанням максимальних відстаней.

У разі кріплення кутика однією полицею болтами, розміщеними у шаховому порядку, отвір, найбільш віддалений від його кінця, слід розміщувати на рисці, найближчій до обушка.

Допускається кріпити елементи одним болтом.

Таблиця 3.6

Вимоги до розміщення болтів [5, табл. 16.3]

Характеристика відстані та характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів	Відстань між болтами при розміщенні болтів
1 Відстань між центрами отворів для болтів у будь-якому напрямку:	
а) мінімальна:	
при $R_{yt} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$;	$2d$
при $R_{yt} > 390 \text{ Н/мм}^2$;	$3d$
б) максимальна в крайніх рядах при розтягу та стиску за відсутності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання	$8d$ або $12t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання:	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
Відстань від центра отвору для болта до краю елемента:	
а) мінімальна вздовж лінії дії зусилля:	
при $R_{yt} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$;	$1,5d$
при $R_{yt} > 390 \text{ Н/мм}^2$;	$2,5d$
б) те саме впоперек лінії дії зусилля:	
при обрізаних кромках;	$1,5d$
при прокатних кромках;	$1,2d$
в) максимальна;	$4d$ або $8t$
г) мінімальна у фрикційному з'єднанні при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1,3d$
3 Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1,5d$

Примітка 1. d – діаметр отвору для болта; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента; u – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.

Примітка 2. Діаметр отворів приймається: $d = d_b$ для болтів класу точності А; $d = d_b + 1\text{мм}$ для болтів класів точності В і С в конструкціях опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ), відкритих розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж транспорту (КМТ), у решті випадків $d = d_b + (1; 2 \text{ або } 3 \text{ мм})$.

Примітка 3. В одноболтових з'єднаннях елементів решітки (розкосів, стояків і розпірок, окрім тих, що постійно працюють на розтяг), при товщині елемента до 6 мм із сталі з границею текучості до 390 Н/мм² і просвердлених отворах відстань l_1 від краю елемента до центра отвору вздовж лінії дії зусилля допускається приймати від $1,5d$ до $1,35d$ без допуску в сторону зменшення при виготовленні елементів, про що необхідно зазначити у проекті.

Примітка 4. При розміщенні болтів у шаховому порядку на відстанях, не менших за вказані у поз.3, площу поперечного перерізу елемента нетто A_n слід визначати з урахуванням ослаблення його отворами, розміщеними у розрахунковому перерізі елемента, який орієнтується впоперек лінії дії зусилля. У з'єднаннях, в яких працюють переважно на розтяг, слід, як правило, застосовувати болти класів точності В і С або високоміцні.

Таблиця 3.7

Вимоги до болтів при різних умовах їх застосування [5, табл. Д.3]

Клас міцності болтів і вимоги до них згідно з ГОСТ 1759.4 у конструкціях, які не розраховуються на витривалість		розраховуються на витривалість	
при роботі болтів на			
розтяг або зріз	зріз	розтяг або зріз	зріз
5.6	5.6	5.6	5.6
–	5.8	–	–
8.8	8.8	8.8	8.8
10.9	10.9	10.9	10.9
–	12.9	–	12.9

Примітка 1. Високоміцні болти згідно з ГОСТ 22356 із сталі марки 40Х "селект" застосовуються у тих самих конструкціях, що й болти класів міцності 10.9.

Примітка 2. У з'єднаннях, які не розраховуються на витривалість, допускається застосовувати болти з підголовком класу точності В і С згідно з ДСТУ ГОСТ 7795, ДСТУ ГОСТ 15590.

Розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом, слід визначати залежно від виду напруженого стану за формулами:

- при зрізі (умовному) болта за формулою (16.12) [5]:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \gamma_n ; \quad (3.16)$$

- при зминанні металу з'єднаних елементів у отворі за формулою (16.13) [5]:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t_{min} \gamma_b \gamma_c \gamma_n ; \quad (3.17)$$

- при розтягу болта за формулою (16.14) [5]:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c \gamma_n , \quad (3.18)$$

де R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу, зминанню, розтягу, відповідно (див. табл. 3.8, 3.9);

R_{bun} – характеристичний опір сталі болтів, який приймається таким, що дорівнює тимчасовому опору σ_6 згідно з державними стандартами і технічними умовами на болти, див. табл. 3.9;

R_{byn} – характеристичний опір сталі болтів, який приймається таким, що дорівнює границі текучості σ_f згідно з державними стандартами і технічними умовами на болти, див. табл. 3.9;

n_s – кількість розрахункових площин зрізу одного болта, шт.;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який визначається за додатком 10;

- γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання з табл. 3.10;
 A_b – площа поперечного перерізу стрижня болта, визначають за формулою $A_b = \pi d_b^2 / 4$ або з табл. 3.11;
 d_b – зовнішній діаметр стрижня болта;
 Σt_{min} – найменша сумарна товщина елементів у з'єднанні, які змінюються в одному напрямку;
 A_{bn} – площа поперечного перерізу нетто болта з різьбою, що приймається за табл. 3.11.

Таблиця 3.8

Формули для визначення розрахункових опорів
болтових з'єднань [5, табл. 7.4]

Напружений стан	Умовна позначка	Розрахунковий опір одноболтового з'єднання зрізу, розтягу, зминанню для болтів					високоміцних із сталі марки 40X "селект"
		класу міцності					
		5.6	5.8	8.8	10.9	12.9	
Зріз	R_{bs} ¹⁾	0,42 R_{bun}	0,42 R_{bun}	0,40 R_{bun}	0,40 R_{bun}	0,35 R_{bun}	0,37 R_{bun}
Розтяг	R_{bt} ^{1), 2)}	0,75 R_{bun}	0,75 R_{bun}	0,68 R_{bun}	0,60 R_{bun}	0,5 R_{bun}	0,50 R_{bun}
Зминання: болти класу точності А	R_{bp} ³⁾	1,60 R_u					
болти класу точності В і С		1,35 R_u					

¹⁾ Значення R_{bs} і R_{bt} для болтів класів міцності 8.8 і 10.9 та із сталі марки 40X "селект" наведені для болтів без покриття (наприклад, без оцинкування, алюмініювання).
²⁾ Значення R_{bt} вказано для болтів з додатковим подальшим відпуском за температури 650°C.
³⁾ Значення R_{bp} вказано для з'єднаних елементів із сталі з границею текучості до 440 Н/мм² і при $R_{bun} > R_{un}$.

Таблиця 3.9

Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори
одноболтових з'єднань зрізу і розтягу, Н/мм² [5, табл. Д.4]

Клас міцності болтів	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	-
40X "селект"	1100	990	405	550

Таблиця 3.10

Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання [5, табл. 16.4]

Характеристики		Характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів, R_{yn} , Н/мм ²	Значення a/d , s/d	Значення коефіцієнта γ_b
болтового з'єднання	напруженого стану			
Одноболтове, болти класу точності А, В і С або високоміцні	Зріз	-	-	1,0
	Змінання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67a/d - 0,25$
$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 2,5$	1,0		
Багатоболтове, болти класу точності А, В* і С* або високоміцні	Зріз	-	-	1,0
	Змінання	$R_{yn} < 290$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d < 2,5$	$0,4 s/d$
		$290 \leq R_{yn} \leq 390$	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5 s/d - 0,25$
		$R_{yn} > 390$	$a/d \geq 3$	1,0
$s/d > 3$	1,0			

Примітка 1. a – відстань від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля; d – діаметр отвору для болта; s – відстань між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля.

* Для розрахунку багатоболтового з'єднання на зріз і змінання при використанні болтів класів В, С, високоміцних болтів з нерегульованим натягом при всіх значеннях характеристичного опору R_{yn} прокату з'єднуваних елементів значення коефіцієнта γ_b слід помножити на 0,9.

Примітка 2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнта γ_b приймається як менше з обчислених при прийнятих значеннях a , d , s .

Таблиця 3.11

Площі перерізів болтів, см², згідно ГОСТ 1759.4 [5, табл. Д.8]

d_b , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примітка 1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм приймаються згідно з ГОСТ 24379.0.

Примітка 2. Розміри, які наведені в дужках, не рекомендується застосовувати в конструкціях, окрім опор повітряних ліній електропередавання (ПЛ), відкритих розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж транспорту (КМТ).

При дії на болтове з'єднання поздовжньої сили N , що проходить через центр ваги з'єднання, слід приймати, що ця сила розподіляється між болтами рівномірно [5, п. 16.2.10]. Тому кількість болтів визначають за формулою (16.15) [5]:

$$n \geq \frac{N\gamma_n}{N_{b,min}}, \quad (3.19)$$

де $N_{b,min}$ – найменше зі значень N_{bs} , N_{bp} , N_{bt} , обчислених за (3.16), (3.17), (3.18).

У болтових з'єднаннях одного елемента з іншим через прокладки чи інші проміжні елементи, а також в елементах з односторонньою накладкою кількість болтів, обчислену за формулою (3.19) необхідно збільшити на 10% [5, п. 16.2.14]. У болтових з'єднаннях виступних полиць кутиків або швелерів за допомогою коротишів кількість болтів, що прикріплюють коротиш до цієї полиці, необхідно збільшити на 50% порівняно з розрахунком.

Приклад 3.5. Запроектувати болтове з'єднання двох листів розмірами 200 × 10 мм зі сталі **C245**. У з'єднанні діє осьова розтягуюча сила 200 кН. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі $\gamma_n = 1,0$.

Розв'язок:

- Для виконання з'єднання доцільно застосувати болти класу точності В. У болтовому з'єднанні буде виникати зріз та зминання. Оскільки два листи безпосередньо з'єднуються один з одним без накладок, то між з'єднуваними листами буде виникати лише одна площа зрізу болтів. Тобто $n_s = 1$.
- Зважаючи на дані таблиць 3.8 і 3.9, вибираємо мінімальний

клас болтів: **5.6**.

3. З табл. 3.11 вибираємо болти найменшого діаметра $d_b = 16$ мм, для яких $A_b = 2,01$ см², $A_{bn} = 1,57$ см². Під болт діаметром 16 мм класу точності В має бути отвір діаметром 18 мм.
4. За додатком 10, примітка 5, коефіцієнт умов роботи сталевих конструкцій $\gamma_c = 1,0$.
5. За додатком 9 для листового прокату зі сталі **C245** визначаємо $R_{ym} = 245$ Н/мм²; $R_y = 240$ Н/мм².
6. За табл. 3.10 для багатоболтового з'єднання при зрізі коефіцієнт становить $\gamma_b = 1,0$, який слід домножити на **0,9** з урахуванням примітки 1.
7. За табл. 3.9 для болтів класу **5.6** розрахунковий опір зрізу становить $R_{bs} = 210$ Н/мм².
8. За формулою (3.16) розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом при зрізі (умовному), становить:
 $N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \gamma_n = 210 \times 201 \times 1 \times 0,9 \times 1,0 \times 1,0 = 37989$ Н.
9. За формулою (3.19) можна попередньо встановити кількість болтів у з'єднанні:

$$n \geq \frac{N \gamma_n}{N_{b,min}} = \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{37989} = 5,2.$$

Приймаємо **6** болтів, які розміщуємо у два ряди по 3 шт.

10. Відповідно до табл. 3.6 розміщення болтів має бути таким:
відстань між центрами отворів для болтів вздовж лінії дії зусилля $\geq 2d$ (36 мм), $\leq 8d$ (144 мм), $\leq 12t$ (120 мм), приймаємо 40 мм;
відстань між центрами отворів для болтів впоперек лінії дії зусилля $\geq 2d$ (36 мм), $\leq 8d$ (144 мм), $\leq 12t$ (120 мм), приймаємо 50 мм;
відстань від центра отвору для болта до краю елемента вздовж лінії дії зусилля $\geq 1,5d$ (27 мм), $\leq 4d$ (72 мм), $\leq 8t$ (80 мм), приймаємо 30 мм;
відстань від центра отвору для болта до краю елемента впоперек лінії дії зусилля $\geq 1,5d$ (27 мм), $\leq 4d$ (72 мм), $\leq 8t$ (80 мм), приймаємо 50 мм.

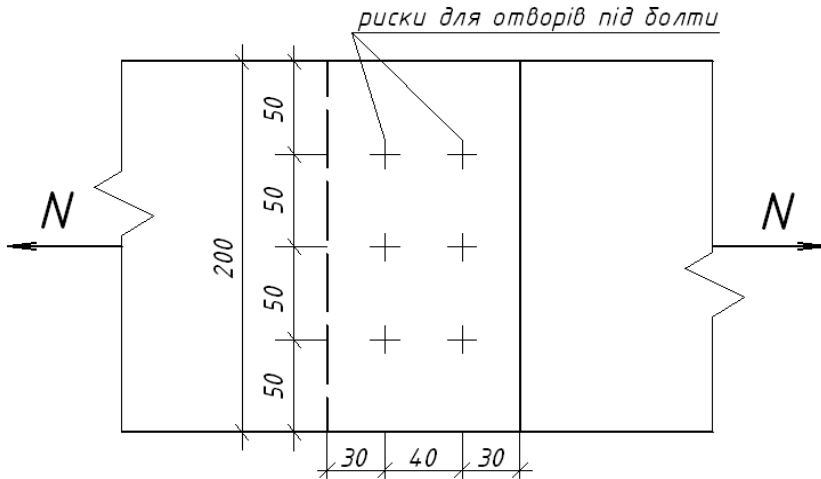


Рис. 3.2. До конструювання болтового з'єднання
Отже, ділянка напуску становить 100 мм.

11. У запроєктованому болтовому з'єднанні може статися зминання з'єднаних листів. Для розрахунку за формулою (3.17) потрібно визначити коефіцієнт γ_b . Для табл. 3.10 встановимо величини: $a = 30$ мм, $d = 18$ мм, $s = 40$ мм, $a/d = 30/18 = 1,7$; $s/d = 40/18 = 2,2$.

$$\gamma_b = 0,4 a/d + 0,2 = 0,867;$$

$$\gamma_b = 0,4 s/d = 0,889.$$

Остаточно $\gamma_b = 0,867 \times 0,9 = 0,78$ (за табл. 3.10 з урахуванням приміток 1, 2).

12. За т. 3.8 $R_{bp} = 1,35R_u = 1,35 \times 360 = 486$ Н/мм², де $R_u = 360$ Н/мм² за додатком 9 для С245.
13. Розрахунок на зминання виконуємо за формулою (3.17):

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t_{min} \gamma_b \gamma_c \gamma_n =$$

$$= 486 \times 16 \times 10 \times 0,78 \times 1,0 \times 1,0 = 60652,8 \text{ Н} = 60,6 \text{ кН}.$$

14. З умови міцності на зминання кількість болтів у з'єднанні:

$$n \geq \frac{N \gamma_n}{N_{b,min}} = \frac{200 \cdot 1,0}{60,6} = 3,3.$$

Отже, залишаємо **6** болтів з умови міцності на зріз.

15. Перевіримо міцність листів на розрив у перерізі, ослабленому отворами під болти:

$$\sigma = \frac{N}{(b - kd) \cdot t} = \frac{200 \cdot 10^3}{(200 - 3 \times 18)10} = 136,98 \text{ Н/мм}^2 < R_y, \gamma_c = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Отже, міцність забезпечена.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Запроектувати болтове з'єднання двох листів зі сталі певного класу заданої товщини та ширини. У з'єднанні діє осьова розтягуюча сила. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийняти $\gamma_n = 1,0$.

Передостання цифра шифру	Ширина листів, мм	Клас міцності прокату сталі	Остання цифра шифру	Наявність з'єднувальних пластин	Товщина листів, мм	Осьова розтягуюча сила, кН
0	210	C255	0	+	16	210
1	220	C245	1	-	14	220
2	230	C235	2	-	12	230
3	240	C255	3	-	10	240
4	250	C245	4	-	8	250
5	260	C235	5	+	6	260
6	270	C255	6	-	8	270
7	280	C245	7	-	10	280
8	290	C235	8	-	12	290
9	300	C255	9	+	14	300

ДОДАТКИ

КЛАСИ МІЦНОСТІ ДЕРЕВИНИ

[2, додаток Б, табл. Б.1, с. 81]

Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для хвойної деревини

№	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Значення міцності, Н/мм ²													
1	Згин, $f_{m,k}$ ^a	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
2	Розтяг вздовж, $f_{t,0,k}$ ^a	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
3	Розтяг впоперек, $f_{t,90,k}$	0,4											
4	Стиск вздовж, $f_{c,0,k}$ ^a	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
5	Стиск впоперек, $f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
6	Сколювання та кручення, $f_{v,k}$ ^c	2,0											

№	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Значення жорсткості, Н/мм ²													
7	Модуль пружності вздовж, $E_{0,mean}$ ^{a,b}	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11500	12000	13000	14000	15000	16000
8	Модуль пружності впоперек, $E_{90,mean}$ ^b	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
9	Модуль зсуву, G_{mean} ^{b,c}	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000
Значення густини, кг/м ³													
10	Густина, ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
<p>Примітка. Значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон, характеристична міцність під дією сколювання та кручення відрізняються від розрахункових значень за ДСТУ EN338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.</p>													
<p>^a Розрахункове значення для кругляка підвищується на 20% за відсутності на ньому кори та лубу без ослаблення краю зони.</p> <p>^b Характеристичне значення модуля зсуву $G_{R,k}$ всіх класів міцності може прийматися 1,0Н/мм² при розрахунках. При напруженнях сколювання необхідно приймати значення модуля зсуву, який дорівнює $G_{R,mean} = 0,10 G_{mean}$.</p> <p>^c Для характеристичного значення жорсткості $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ та $G_{0,05}$ розрахунковими значеннями є: $E_{0,05} = 2/3 E_{0,mean}$, $E_{90,05} = 2/3 E_{90,mean}$ та $G_{0,05} = 2/3 G_{mean}$.</p>													

ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ

[2, додаток А, табл. А.1, с. 79]

Значення коефіцієнта перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації *kmod*

Будівельний матеріал	Клас навантаження за тривалістю дії	Експлуатаційні класи		
		1	2	3
Суцільна деревина, клеєна деревина, балочна клеєна деревина, фанера, ортогональна клеєна деревина	постійне	0,60	0,60	0,50
	тривале	0,70	0,70	0,55
	середньої тривалості	0,80	0,80	0,65
	короткочасне	0,90	0,90	0,70
	миттєве	1,10	1,10	0,90
ДСП, цементно-стружкові плити (ЦСП), ДВП (Тип НВ.HLA2)	постійне	0,30	0,20	–
	тривале	0,45	0,30	–
	середньої тривалості	0,65	0,45	–
	короткочасне	0,85	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–
OSB-плити (OSB/2, OSB/3 та OSB/4)	постійне	0,40	0,30	–
	тривале	0,50	0,40	–
	середньої тривалості	0,70	0,55	–
	короткочасне	0,90	0,70	–
	миттєве	1,10	0,90	–
ДВП (Тип МВН.LA2)	постійне	0,20	0,15	–
	тривале	0,40	0,30	–
	середньої тривалості	0,60	0,45	–
	короткочасне	0,80	0,60	–
	миттєве	1,10	0,80	–

Приклади призначення класу навантаження за тривалістю дії

[2, табл. 5.2, с. 10]

Клас навантаження за тривалістю дії	Приклади навантаження
Постійне	Власна вага конструкцій; вага різного роду засипок; вага постійних перегородок, стаціонарного обладнання, комунікацій; конструкцій підвісних стель; тиск ґрунту
Довготривале	Навантаження при зберіганні вантажів; навантаження від води в баках
Середньої тривалості	Снігове; рівномірно розподілені корисні навантаження на перекриття та балкони; тимчасові навантаження в гаражах-стоянках та в зонах транспортного руху; впливи, пов'язані зі зміною вологості; вага нестаціонарного обладнання; вага тимчасових перегородок
Короткочасне	Тимчасове навантаження на сходи; тимчасові зосереджені навантаження; горизонтальні навантаження на перегородки та парапети; тимчасові навантаження з обслуговування покрівель і перебування людей; транспортні навантаження; впливи від транспортних засобів та механізмів; складування вантажів; вітрове навантаження
Миттєве	Випадкові впливи

Коефіцієнти надійності за матеріалом γ_M

[2, табл. 6.1, с. 12]

Основні комбінації	γ_M
Цільна деревина	1,3
Клеєна деревина	1,25
Клеєний шпон (LVL), фанера, OSB	1,2
ДСП, ДВП, МДФ	1,3
З'єднання	1,3
Металеві зубчасті пластини	1,25
Випадкові комбінації	1,0

**Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для
стояків**

[2, табл. 9.1, с. 21]

Тип елемента	Тип навантаження	l_{ef}/l
Шарнірне опирання кінців	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	0,73
Жорстке защемлення одного кінця	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	2,2
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	1,2
Жорстке защемлення одного кінця і шарнірне опирання іншого	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	0,8
Співвідношення між розрахунковою довжиною l_{ef} та геометричною довжиною l наведені для елементів з зазначеним типом опирання, що обмежує кручення, і завантаженими в центрі ваги.		

Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для балок

[2, табл. 9.2, с. 24]

Тип елемента	Тип навантаження	l_{ef}/l
Шарнірне опирання кінців	Постійний момент	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження	0,9
	Зосереджена сила всередині прольоту	0,8
Жорстке защемлення одного кінця	Рівномірно розподілене навантаження	0,5
	Зосереджена сила у вільного кінця	0,8
Співвідношення між розрахунковою довжиною l_{ef} та прольотом l відповідає елементам з зазначеним типом опирання, що обмежує кручення, і завантаженими в центрі ваги. Якщо навантаження прикладене біля стиснутого краю елемента, то l_{ef} слід збільшувати на $2h$ або зменшити на $0,5h$ для навантаження розтягнутої зони балки.		

Значення граничних прогинів дерев'яних конструкцій

[2, табл. 10.2, с. 29]

Елемент	w_{inst}	w_{fin}	$w_{net,fin}$
Балка на двох опорах	$l/300$ до $l/500$	$l/150$ до $l/300$	$l/150$ до $l/350$
Консольна балка	$l/150$ до $l/250$	$l/75$ до $l/150$	$l/125$ до $l/175$
Елементи покриття або перекриття з стелями зі штукатуркою або з гіпсокартону			
Балка на двох опорах			$l/250$
Консольна балка			$l/125$
Елементи покриття або перекриття без стелі зі штукатуркою або з гіпсокартону			
Балка на двох опорах			$l/150$
Консольна балка			$l/75$
l – прольот балки або довжина консолі			

Рекомендовані формули для визначення прогину шарнірно опертих балок прямокутного поперечного перерізу від згину і підвищувальних коефіцієнтів, що враховують вплив зсуву

[2, табл. 10.3, с. 29]

Випадок навантаження	Прогин від згину, мм	Підвищувальний коефіцієнт при зсуві
Рівномірно розподілене навантаження по довжині шарнірно опертої балки дорівнює повному навантаженню q_d	У середині прольоту $\frac{5ql_{ef}^4}{32E_{o,mean}bh^3}$	$\left[1 + 0,96 \frac{E_{o,mean}}{G_{o,mean}} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \right]$
...

**Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині
для листового, широкосмугового універсального і фасонного
прокату відповідно до класів міцності прокату сталі**
[5, таблиця Г.2, с. 131]

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широкосмугового універсального		фасонного		листового, широкосмугового універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
C245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
C255	від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	від 4 до 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
C295	до 100	295	430	295	430	285	420	285	420
C325	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	-	-	280	440	-	-
	понад 60 до 80	275	440	-	-	270	430	-	-
	понад 80 до 100	265	430	-	-	260	420	-	-
C345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
C345К	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
C355	від 8 до 50	355	450	-	-	350	440	-	-
C375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470

Закінчення додатка 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C390	Від 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
C390К	Від 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
C420	Від 4 до 16	420	540	-	-	410	530	-	-
	Від 16 до 40	400	530	-	-	390	515	-	-
	Від 40 до 63	390	530	-	-	380	515	-	-
	Від 63 до 80	370	520	-	-	360	505	-	-
C440	Від 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	Понад 30 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
C460	Від 4 до 16	460	570	-	-	445	555	-	-
	Від 16 до 40	440	560	-	-	430	545	-	-
	Від 40 до 63	430	560	-	-	420	545	-	-
	Від 63 до 80	410	540	-	-	400	530	-	-
C490	Від 8 до 50	490	590	-	-	475	575	-	-
C500	Від 3 до 50	500	590-	-	-	485	575-	-	-
	Від 50 до 100	480	770	-	-	465	750	-	-
C590	Від 10 до 36	590	685	-	-	540	617	-	-
C590К	Від 10 до 40	590	685	-	-	540	617	-	-
C620	Від 3 до 50	620	700-	-	-	600	680-	-	-
	Від 50 до 100	580	890	-	-	565	865	-	-

1) За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.

2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.

3) Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм².

Для класів міцності прокату сталі C235-C500; C620 враховано $\gamma_m = 1,025$,

а для класів C590; C590К враховано $\gamma_m = 1,1$.

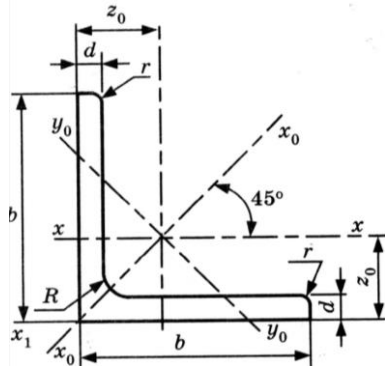
Коефіцієнти γ_c умов роботи сталевих конструкцій

[5, таблиця 5.1, с. 17]

	Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи γ_c
1	2	3
1	Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриття	0,90
2	Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3	Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4	Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5	Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6	Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до 440 Н/мм^2 , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань): - суцільних балок і колон; - стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,10 1,05
7	Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополічкових кутиків згідно з рисунком 13.3 [5, с.63], які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – більшою полицею): а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика: - розкоси (рисунок 13.3, а) [5, с.63]; - розпірки (рисунок 13.3, б, в, е) [5, с.63]; - розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е) [5, с.63]; б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,90 0,90 0,80 0,75

1	2	3
8	Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівно-полічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці	0,75
9	Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	
	а) до 40, включно;	1,20
	б) понад 40 до 60 включно;	1,15
	в) понад 60 до 80 включно	1,10
<p>Примітка 1. Коефіцієнти $\gamma_c < 1,0$ при розрахунку не слід враховувати сумісно, за винятком розрахунків, вказаних у примітках 2, 3.</p> <p>Примітка 2. При розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів, коефіцієнти, наведені в позиції 6 і 1, 6 і 2, 6 і 5, слід враховувати сумісно.</p> <p>Примітка 3. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в позиції 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.</p> <p>Примітка 4. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в позиції 1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b.</p> <p>Примітка 5. У випадках, не обумовлених цими Нормами, у розрахункових формулах приймають $\gamma_c = 1,0$.</p>		

Кутики рівнополічні. ДСТУ 2251:2018



b – ширина полицки

d – товщина полицки

R – радіус внутрішнього заокруглення

r – радіус заокруглення полицки

I – момент інерції

i – радіус інерції

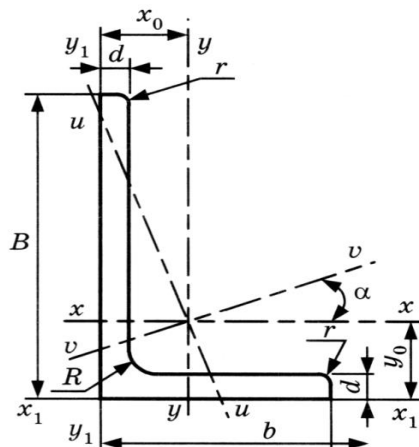
z_0 – відстань від центра ваги до зовнішньої грані стінки

№ про- філю	Розміри, мм				Площа перерізу, см ²	Додаткові величини для осей								Маса 1 пог.м, кг
						$x - x$		$x_0 - x_0$		$y_0 - y_0$		$x_1 - x_1$	$z_0,$	
	$I_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$I_{x_0}, \text{см}^4$	$i_{x_0}, \text{см}$		$I_{y_0}, \text{см}^4$	$i_{y_0}, \text{см}$	$I_{x_1}, \text{см}^4$	см					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5,6	56	3,5	6	2	3,86	11,6	1,73	18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50	3,03
		4			4,38	13,1	1,73	20,8	2,18	5,41	1,11	23,2	1,52	3,44
		5			5,41	16,0	1,72	25,4	2,17	6,59	1,10	29,3	1,57	4,25
6,3	63	4	7	2,3	4,96	18,9	1,95	29,9	2,46	7,81	1,25	33,1	1,69	3,89
		5			6,13	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,7	1,74	4,81
		6			7,28	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	50,2	1,78	5,71

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
7	70	4,5	8	2,7	6,20	29,0	2,16	46,0	2,72	12,0	1,39	50,9	1,88	4,87
		5			6,86	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90	5,39
		6			8,15	37,6	2,15	59,6	2,70	15,5	1,38	68,3	1,94	6,40
		7			9,42	43,0	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,3	1,99	7,39
		8			10,7	48,2	2,12	76,4	2,67	20,0	1,37	91,9	2,02	8,40
7,5	75	5	9	3	7,39	39,5	2,31	62,8	2,91	16,4	1,49	69,7	2,02	5,80
		6			8,78	46,6	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06	6,89
		7			10,1	53,3	2,30	84,6	2,89	22,1	1,48	97,8	2,10	7,93
		8			11,5	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47	113	2,15	9,03
		9			12,8	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,47	127	2,18	10,0
8	80	5,5	9	3	8,63	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,3	2,17	6,77
		6			9,38	57,0	2,47	90,4	3,10	23,5	1,58	102	2,19	7,36
		7			10,8	65,3	2,46	104	3,10	27,0	1,58	119	2,23	8,48
		8			12,3	73,4	2,44	116	3,07	30,3	1,57	137	2,27	9,66
9	90	6	10	3,3	10,6	82,1	2,78	130	3,50	34,0	1,79	145	2,43	8,32
		7			12,3	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,79	169	2,47	9,66
		8			13,9	106	2,76	168	3,49	43,8	1,78	194	2,51	10,9
		9			15,6	118	2,75	186	3,45	48,6	1,77	219	2,55	12,2
10	100	6,5	12	4	12,8	122	3,09	193	3,88	50,7	1,99	214	2,68	10,0
		7			13,8	131	3,08	207	3,87	54,2	1,98	232	2,71	10,8
		8			15,6	147	3,07	233	3,86	60,9	1,98	265	2,75	12,2
		10			19,2	179	3,05	284	3,85	74,1	1,96	333	2,83	15,1
		12			22,8	209	3,03	331	3,81	86,9	1,96	402	2,91	17,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10	100	14	12	4	26,3	237	3,00	375	3,78	99,3	1,94	472	2,99	20,6
		16			29,7	264	2,98	416	3,74	112	1,94	542	3,06	23,3
11	110	7	12	4	15,2	176	3,40	279	4,28	72,7	2,19	309	2,96	11,9
		8			17,2	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	353	3,00	13,5
12,5	125	8	14	4,6	19,7	294	3,86	467	4,87	122	2,49	515	3,36	15,5
		9			22,0	327	3,86	520	4,86	135	2,48	581	3,40	17,3
		10			24,3	360	3,85	571	4,85	149	2,48	649	3,45	19,1
		12			28,9	422	3,82	670	4,81	174	2,45	782	3,53	22,7
		14			33,4	482	3,80	764	4,78	200	2,45	917	3,61	26,2
		16			37,8	539	3,78	853	4,75	224	2,43	1061	3,68	29,7
14	140	9	14	4,6	24,7	466	4,34	739	5,47	192	2,79	819	3,78	19,4
		10			27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	910	3,82	21,4
		12			32,5	602	4,30	957	5,43	248	2,78	1096	3,90	25,5
16	160	10	16	5,3	31,4	774	4,96	1229	6,26	319	3,19	1355	4,30	24,6
		11			34,4	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	1495	4,35	27,0
		12			37,4	913	4,94	1450	6,23	376	3,17	1634	4,39	29,4
		14			43,3	1046	4,91	1662	6,20	431`	3,15	1911	4,47	34,0
		16			49,1	1175	4,89	1866	6,16	485	3,14	2191	4,55	38,5
		18			54,8	1299	4,87	2061	6,13	537	3,13	2472	4,63	43,0
		20			60,4	1419	4,85	2248	6,10	589	3,12	2756	4,70	47,4

Кутики нерівнополичні. ДСТУ 8769:2018

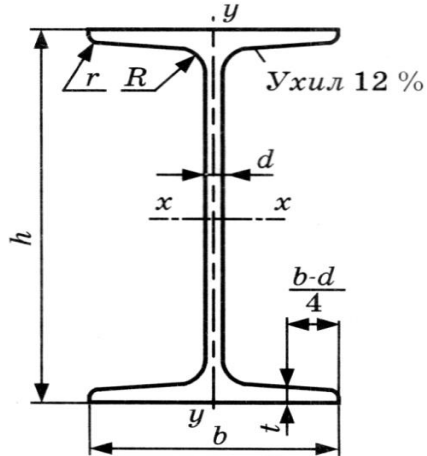


- B – ширина більшої полочки
- b – ширина меншої полочки
- d – товщина полочки
- R – радіус внутрішнього заокруглення
- r – радіус заокруглення полочки
- I – момент інерції
- i – радіус інерції
- x_0, y_0 – відстань від центра ваги до зовнішньої грані стінки

№ профілю	Розміри, мм					Площа перерізу, см ²	Додаткові величини для осей								Кут нахилу осі, tgα	Маса 1 м, кг		
							x - x		y - y		x ₁ - x ₁		y ₁ - y ₁				u - u	
	B	b	d	R	r		I _x , см ⁴	i _x , см	I _y , см ⁴	i _y , см	I _{x1} , см ⁴	I _{y1} , см ⁴	I _u , см ⁴	I _v , см ⁴			x ₀ , см	y ₀ , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
6,3 / 4	63	40	4	7,0	2	4,04	16,3	2,01	5,16	1,13	32,9	8,51	3,08	18,4	0,91	2,03	0,397	3,17
			5			4,98	19,9	2,00	6,26	1,12	41,4	10,8	3,72	22,4	0,95	2,08	0,396	3,91
			6			5,90	23,3	1,99	7,28	1,11	49,8	13,1	4,35	26,2	0,99	2,12	0,393	4,63
			8			7,68	29,6	1,96	9,15	1,09	66,8	17,9	5,57	33,2	1,07	2,20	0,386	6,03
7 / 4,5	70	45	5	8	3	5,07	25,3	2,23	8,25	1,28	51,0	13,6	4,86	28,7	1,03	2,25	0,407	3,98
			5			5,59	27,8	2,23	9,05	1,27	56,9	15,2	5,35	31,5	1,05	2,28	0,406	4,39

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
7,5 / 5	75	50	5	8	3	6,11	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7	20,9	7,27	40,0	1,17	2,39	0,436	4,80
			6			7,25	40,9	2,38	14,6	1,42	84,1	25,2	8,46	47,0	1,21	2,44	0,435	5,69
			8			9,47	52,4	2,35	18,5	1,40	113	34,3	10,8	60,1	1,29	2,52	0,430	7,43
8/ 5	80	50	5	8	3	6,36	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	20,8	7,61	46,7	1,13	2,60	0,387	4,99
			6			7,55	49,0	2,55	14,8	1,40	102	25,1	8,81	55,0	1,17	2,65	0,386	5,93
9/ 5,6	90	56	6	9	3	7,86	65,3	2,88	19,7	1,58	132	32,2	11,8	73,2	1,26	2,92	0,384	6,17
			6			8,54	70,6	2,88	21,2	1,58	145	35,2	12,7	79,1	1,28	2,95	0,384	6,10
			8			11,2	90,9	2,85	27,1	1,56	194	47,8	16,3	102	1,36	3,04	0,380	8,79
10/ 6,3	100	63	6	10	3	9,59	98,3	3,20	30,6	1,79	198	49,9	18,2	111	1,42	3,23	0,393	7,53
			7			11,1	113	3,19	35,0	1,78	232	58,7	20,8	127	1,46	3,28	0,392	8,71
			8			12,6	127	3,17	39,2	1,76	266	67,6	23,4	143	1,50	3,32	0,391	9,89
			10			15,5	154	3,15	47,1	1,74	333	85,8	28,3	173	1,58	3,40	0,387	12,2
11/ 7	110	70	7	10	3	11,4	142	3,53	45,6	2,00	286	74,1	27,0	161	1,58	3,55	0,402	8,95
			7			12,3	152	3,52	48,7	1,99	309	80,2	28,8	172	1,60	3,57	0,402	9,66
			8			13,9	172	3,52	54,6	1,98	353	92,0	32,2	194	1,64	3,61	0,400	10,9
12,5 / 8	125	80	7	11	4	14,1	227	4,01	73,7	2,29	454	119	43,3	257	1,80	4,01	0,407	11,1
			8			16,0	256	4,00	83,0	2,28	518	137	48,9	290	1,84	4,05	0,406	12,6
			10			19,7	312	3,98	100	2,25	650	173	58,6	353	1,92	4,14	0,404	15,5
			12			23,4	365	3,95	117	2,24	782	211	69,8	412	2,00	4,22	0,400	18,4
14/ 9	140	90	8	12	4	18,0	364	4,50	120	2,58	727	194	70,4	414	2,03	4,49	0,411	14,1
			10			22,2	444	4,47	146	2,56	910	246	86,1	504	2,12	4,58	0,409	17,4
16/ 10	160	100	9	13	4	22,9	60	5,14	186	2,85	1223	300	110	682	2,23	5,19	0,391	18,0
			10			25,3	667	5,13	204	2,84	1359	336	121	750	2,28	5,23	0,390	19,9
			12			30,0	784	5,11	239	2,82	1633	406	142	881	2,36	5,32	0,388	23,6
			14			34,7	897	5,08	272	2,80	1909	477	163	1006	2,43	5,40	0,385	27,2
18/ 11	180	110	10	14	5	28,3	952	5,80	276	3,12	1930	444	165	1063	2,44	5,88	0,375	22,2
			12			33,7	1123	5,77	324	3,10	2324	538	194	1253	2,52	5,97	0,374	26,5

Двотаври. ДСТУ 8768:2018

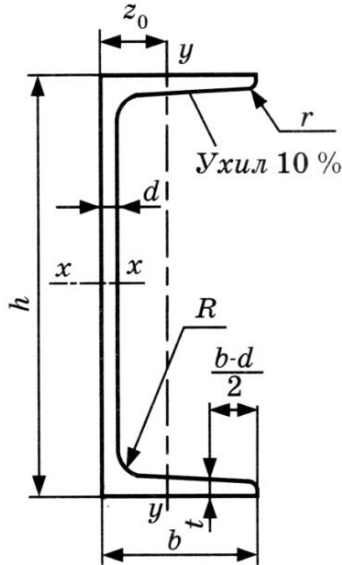


- h – висота двотавра
- b – ширина полицки
- d – товщина стінки
- t – середня товщина полицки
- R – радіус внутрішнього заокруглення
- r – радіус заокруглення полицки
- I – момент інерції
- W – момент опору
- S – статичний момент половини перерізу
- i – радіус інерції

№ про-філю	Розміри, мм						Площа перерізу, см ²	Додаткові величини для осей							Маса l пог.м, кг
								$x - x$				$y - y$			
	h	b	d	t	R	r		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	9,4
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	11,5
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	13,7
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70	15,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	18,4
18a	180	90	5,1	8,3	9,0	3,5	25,4	1430	159	7,50	89,8	114	22,8	2,12	19,9
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	1840	184	8,29	104	115	23,1	2,07	21,0
20a	200	100	5,2	8,6	9,5	4,0	28,9	2030	203	8,38	114	155	28,2	2,32	22,7
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	24,0
22a	220	110	5,4	8,9	10,0	4,0	32,8	2790	254	9,22	143	206	34,3	2,51	25,7
24	240	120	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	3460	289	10,0	163	198	34,5	2,39	27,3
24a	240	115	5,6	9,8	10,5	4,0	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63	29,4
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	31,6
27a	270	125	6,0	10,2	11,0	4,5	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,79	33,9
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	36,5
30a	300	135	6,5	10,7	12,0	5,0	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,96	39,2
33	330	145	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	42,2
36	360	140	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6
40	400	155	8,0	13,0	15,0	6,0	71,4	18930	947	16,3	540	666	85,9	3,05	56,0
45	450	160	8,6	14,2	16,0	7,0	83,0	27450	1220	18,2	699	807	101	3,12	65,2
50	500	170	9,5	15,2	17,0	7,0	97,8	39290	1570	20,0	905	1040	122	3,26	76,8
55	550	180	10,3	16,5	18,0	7,0	114	55150	2000	22,0	1150	1350	150	3,44	89,5
60	600	190	11,1	17,8	20,0	8,0	132	75450	2510	23,9	1450	1720	181	3,61	103,6
65	650	200	12,0	19,2	22,0	9,0	153	101400	3120	25,7	1800	2170	217	3,77	120,1
70	700	210	13,0	20,8	24,0	10,0	176	134600	3840	27,7	2230	2730	260	3,94	138,2
70a	700	210	15,0	24,0	24,0	10,0	202	152700	4360	27,5	2550	3240	309	4,00	158,6
706	700	210	17,5	28,2	24,0	10,0	234	175300	5010	27,4	2940	3910	373	4,09	183,7

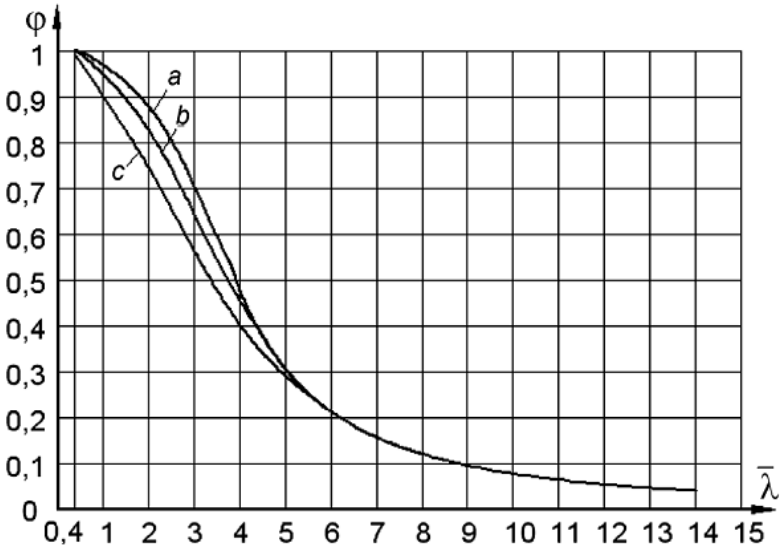
Швелери. ДСТУ 3436-96



- h – висота швелера
- b – ширина полицки
- d – товщина стінки
- t – середня товщина полицки
- R – радіус внутрішнього заокруглення
- r – радіус заокруглення полицки
- I – момент інерції
- W – момент опору
- S – статичний момент половини перерізу
- i – радіус інерції
- z_0 – відстань від осі $y - y$ до зовнішньої грані стінки

№ профілю	Розміри, мм						Площа перерізу, см^2	Додаткові величини для осей								Маса 1 пог.м, кг
					$x - x$				$y - y$				z_0 , см			
	h	b	d	t	R	r		$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$		$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	22,8	9,12	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16	4,84

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6,5	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,69	1,08	1,24	5,90
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,76	1,19	1,31	7,05
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,9	174	34,8	4,00	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	8,56
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,3	304	50,7	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	10,4
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,6	491	70,1	5,61	40,8	45,4	11,0	1,71	1,67	12,2
14a	140	62	4,9	8,7	8,0	3,0	17,0	545	77,9	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87	13,3
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80	14,2
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	823	103	6,50	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00	15,3
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,7	1090	121	7,26	69,8	86,0	17,0	2,04	1,94	16,2
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	19,9	2,17	2,13	17,4
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,4	1520	152	8,06	87,8	113	20,4	2,20	2,07	18,4
20a	200	80	5,2	9,7	9,5	4,0	25,2	1670	167	8,14	95,9	139	24,3	2,35	2,28	19,8
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,2	2,38	2,21	21,0
22a	220	87	5,4	10,2	10,0	4,0	28,8	2330	212	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46	22,6
24	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,6	2900	242	9,74	139	208	31,6	2,61	2,42	24,0
24a	240	95	5,6	10,7	10,5	4,0	32,9	3180	265	9,83	151	254	37,2	2,78	2,67	25,8
27	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	27,6
30	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,5	5810	387	12,0	224	327	43,7	2,84	2,52	31,8
33	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	36,5
36	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68	41,9

Криві стійкості для визначення коефіцієнта стійкості ϕ [5, рис. Ж.1]Граничні прогини f_u для найпоширеніших конструкцій

Елементи конструкцій	f_u	Навантаження
Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включно з поперечними ребрами плит і настилів) покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольотах L , м:		Постійні й тимчасові довготривалі
$L \leq 1$	$L / 120$	
$L = 3$	$L / 150$	
$L = 6$	$L / 200$	
$L = 24$ (12)	$L / 250$	
$L = 36$ (24)	$L / 300$	
<ol style="list-style-type: none"> Для консолей замість L приймають подвоєний виліт. Для проміжних значень L прогин визначають лінійною інтерполяцією. У дужках наведено значення для приміщень до 6 м включно. 		

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
2. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення.
3. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною №1.
6. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.: 320 іл.
7. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент.
8. ДСТУ 8769:2018 Кутики сталеві гарячекатані нерівнополичні. Сортамент.
9. ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент.
10. ДСТУ 3436-96 Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент.

ЗМІСТ

Передмова	3
Розділ 1. Навантаження і впливи	4
1.1. Основні принципи розрахунку	4
1.2. Класифікація навантажень	6
1.3. Сполучення навантажень	10
1.4. Вага конструкцій і ґрунтів	11
1.5. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження	14
1.6. Снігові навантаження	18
1.7. Вітрові навантаження	21
Розділ 2. Конструкції з дерева і пластмас	24
2.1. Загальні відомості про конструкції з дерева і пластмас	24
2.2. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій	25
Розтягнуті елементи	25
Стиснуті елементи	30
Згинальні елементи	37
Розділ 3. Металеві конструкції	47
3.1. Загальні відомості про металеві конструкції	47
3.2. Розрахунок елементів сталевих конструкцій	48
Розтягнуті елементи	49
Стиснуті елементи	50
Розрахунок елементів сталевих конструкцій при згині	53
3.3. Проектування з'єднань сталевих конструкцій	58
Зварні з'єднання	58
Болтові з'єднання	63
Додатки	72
Література	94

Конструкції будівель та споруд [текст] (частина I): методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (Г Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 96 с.

Комп'ютерний набір: О.А. Ужегова

Редактор: О.А. Ужегова

Підп. до друку «___» _____ 2025 р. Формат 60x84/16. Папір офс.
Гарнітура Таймс. Ум. друк. арк. 6,0.
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75