

УКРАЇНА
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Кафедра будівництва

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання лабораторних робіт з дисципліни
«Будівельні конструкції»
для студентів за напрямом підготовки
192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Розрахунок будівельних конструкцій
на міцність, жорсткість та вогнестійкість

Київ-2020

УДК 624.01+699.812

Методичні вказівки містять приклади розрахунку будівельних конструкцій на міцність та вогнестійкість.

Рекомендовано Вченою радою факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (протокол № 7 від 18 лютого 2020 р.).

Автори: О.А. Фесенко, Є.А. Дмитренко

Рецензент: доцент, канд. техн. наук Є.А. Бакулін

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт з дисципліни "Будівельні конструкції" для студентів за напрямом підготовки 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

**Автори: ФЕСЕНКО ОЛЕГ АНАТОЛІЙОВИЧ,
ДМИТРЕНКО ЄВГЕН АНАТОЛІЙОВИЧ**

Відповідальний за випуск – ст. викладач О.А. Фесенко

Підписано до друку 14.09.2020 р. Формат 60х84\16
Ум. друк. арк. 4,6 Обл.-вид.арк. 4,6
Наклад 50 прим. Зам. № 200463

Віддруковано у редакційно-видавничому відділі НУБіП України
вул. Героїв Оборони, 15, Київ, 03041, тел.: 527-81-55
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 4097 від 17.06.2011

Загальні вказівки

Розрахунок будівельних конструкцій за методом граничних станів є складовим елементом дисципліни «Будівельні конструкції», яку вивчають студенти за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

У методичних вказівках передбачено вивчення коефіцієнтів надійності, видів навантажень і впливів на будівельні конструкції. Вони містить такі завдання:

- опанувати вимоги чинних нормативних актів і нормативних документів щодо правил проектування будівельних конструкцій;
- набути навиків аналізу результатів розрахунку за методом граничних станів оцінки;
- навчитися застосовувати коефіцієнти надійності за навантаженням і за матеріалом, коефіцієнти відповідальності і умов роботи.

«Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» містить сім лабораторних робіт, в яких у стислій формі викладені алгоритми збору навантаження на конструкції, визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкцій, оцінки несучої здатності конструкції.

Успішне виконання будь-якої лабораторної роботи можливе при дотриманні вимог нормативних актів і нормативних документів із використанням довідкової літератури.

Лабораторна робота № 1

Розрахунок навантаження на покриття і перекриття будівлі

Мета: збір та визначення навантаження на одиницю площі (1 м^2) покриття і перекриття будівлі

Хід виконання роботи:

1. Встановити призначення, клас відповідальності будівлі і категорію відповідальності конструкції, район будівництва, типи покриття і перекриття будівлі, власну вагу плит покриття і перекриття (табл. 1.1).
2. Встановити склад (конструкцію) покриття (див. додаток А); виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу покриття, з урахуванням їх густини (див. додаток В.); обчислити характеристичне і граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f (див. ДБН В.1.2-2 [1], табл. 5.1).
3. Встановити характеристичне значення снігового навантаження залежно від району будівництва (див. ДБН В.1.2-2 [1], додаток Е); обчислити граничне розрахункове значення снігового навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f (див. ДБН В.1.2-2 [1], табл. 8.1).
4. Обчислити сумарні характеристичне і граничне розрахункове значення для сполучення постійного (власна вага матеріалів і конструкцій покриття) і короточасного (снігове) навантажень; обчислити граничне розрахункове значення навантаження на покриття з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n (див. ДБН В.1.2-14 [2], табл. 5).
5. Встановити склад (конструкцію) перекриття (див. додаток Б); виконати підрахунок навантаження від ваги матеріалів та конструкцій, що входять до складу перекриття, з урахуванням їх густини (див. додаток В.);

обчислити характеристичне і граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f (див. ДБН В.1.2-2 [1], табл. 5.1).

6. Встановити характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження від людей залежно від призначення будівлі (див. ДБН В.1.2-2 [1], табл. 6.2); обчислити граничне розрахункове значення навантаження від людей з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f (див. ДБН В.1.2-2 [1], п. 6.7).
7. Обчислити сумарні характеристичне і граничне розрахункове значення для сполучення постійного (власна вага матеріалів і конструкцій покриття) і короткочасного (навантаження від людей) навантажень; обчислити граничне розрахункове значення навантаження на перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n (див. ДБН В.1.2-14 [2], табл. 5).
8. Результати розрахунку навантаження на покриття і перекриття будівлі звести до двох таблиць. Приклад розрахунку наведено в додатку Г.1.

**Вихідні дані для розрахунку навантаження
на покриття і перекриття будівлі**

Перші букви ПІБ	Район будівництва	Призначення і	Клас відповідальності	Власна вага плити, кН/м ²	Тип покриття	Тип перекриття	Примітка
	1	2	3	4	5	6	
А, Й, У	Київ	Лікарня	СС2	3,0	8	2	Плити покриття і перекриття – залізобетонні круглопустотні
Б, К, Ф	Одеса	Житловий будинок	СС2	3,1	7	4	
В, Л, Х	Львів	ТРЦ	СС3	3,2	1	2	
Г, М, Ц	Харків	Поліклініка	СС2	3,3	2	6	
Д, Н, Ч	Чернігів	Адміністративна будівля	СС3	3,2	5	1	
Е, О, Ш	Рівне	Ресторан	СС2	3,1	3	7	
Є, П, Щ	Полтава	Школа	СС2	3,0	4	5	
Ж, Р, Ї	Дніпро	Концертний зал	СС3	2,9	6	3	
З, С, Ю	Донецьк	Гуртожиток	СС2	2,8	9	6	
І, Т, Я	Ужгород	Книгосховище	СС2	2,9	1	1	
Категорія відповідальності конструкцій покриття і перекриття – Б							
Примітка. Вихідні дані приймають за першими буквами ПІБ: Прізвище – з колонки «1» Ім'я – з колонок «2» і «4» По батькові – з колонок «3» і «5».							

Контрольні запитання

- 1) Характеристичне значення навантаження – це ...
- 2) Граничне розрахункове значення навантаження – це ...
- 3) Які коефіцієнти надійності використовують для розрахунку навантаження на конструкції покриття і перекриття будівлі?

Лабораторна робота № 2

Розрахунок другорядної сталеві балки перекриття

Мета: визначення несучої здатності і жорсткості сталеві балки перекриття будівлі

Хід виконання роботи:

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: проліт головної L (м) і другорядної l (м) балок, крок другорядних балок a (м), клас міцності сталі (див. табл. 2.1); характеристичне і граничне розрахункове значення навантаження на перекриття будівлі прийняти за результатами лабораторної роботи №1.
2. Накреслити схему розташування головних і другорядних балок перекриття.
3. Визначити розрахунковий опір сталеві прокату (табл. 7.1 ДБН В.2.6-198 [3]):

- на стиск, розтяг, згин (за границею текучості) за такою формулою

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m \quad (2.1)$$

де R_{yn} – характеристичний опір прокату сталі, МПа;

$\gamma_m = 1,025$ – коефіцієнт надійності за матеріалом, див. табл. 7.2 ДБН В.2.6-198 [3];

- на зріз за такою формулою

$$R_s = 0.58 \times R_y \quad (2.2)$$

4. Обчислити експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. другорядної балки перекриття шляхом перемноження значення навантаження на перекриття на крок балок:

- експлуатаційне значення

$$q_e^6 = q_{\text{хар}}^{\text{пр}} \times a; \quad (2.3)$$

- граничне розрахункове значення

$$q_{гр.р}^6 = q_{гр.р}^{пр} \times a, \quad (2.4)$$

де a – крок другорядних балок перекриття, м.

5. Визначити розрахункові внутрішні зусилля у балці:

- згинальний момент (кН·м) за формулою

$$M_{зг} = (q_{гр.р}^6 \times l^2) / 8; \quad (2.5)$$

- поперечна сила (кН) за формулою

$$Q_{зг} = (q_{гр.р}^6 \times l) / 2. \quad (2.6)$$

Побудувати епюри внутрішніх зусиль M і Q .

6. Визначити момент опору перерізу з умови міцності балки на згин

- умова міцності на згин:

$$\frac{M_{зг} \times \gamma_n}{W_{n.min} \times R_y \times \gamma_c} \leq 1, \quad (2.7)$$

- момент опору перерізу:

$$W_{n.min} = \frac{M_{зг} \times \gamma_n}{R_y \times \gamma_c}, \text{ см}^3. \quad (2.8)$$

де $\gamma_c = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи балки, див. табл. 5.1 ДБН В.2.6-198 [3].

7. Прийняти двотавровий переріз балки за сортаментом ГОСТ 26020-83 із такими геометричними характеристиками:

- момент опору перерізу, W_x , см³; площа перерізу, A , см²;
- момент інерції перерізу, I_x , см⁴;
- статичний момент опору перерізу, S_x , см³;
- товщина стінки перерізу, s , мм; маса 1 м, кг.

8. Уточнити навантаження з урахуванням власної ваги балки

- експлуатаційне значення:

$$q_{е.1}^6 = q_{е}^6 + q_{в.в}; \quad (2.9)$$

- граничне розрахункове значення:

$$q_{гр.р.1}^6 = q_{гр.р}^6 + q_{в.в} \times \gamma_f \times \gamma_n, \quad (2.10)$$

де $q_{в.в}$ – власна вага балки, кг/м.

9. Уточнити розрахункові внутрішні зусилля

- згинальний момент, кН·м

$$M_{зг}^1 = (q_{гр.р,1}^6 \times l^2) / 8; \quad (2.11)$$

- поперечна сила, кН

$$Q^1 = (q_{гр.р,1}^6 \times l) / 2. \quad (2.12)$$

Побудувати епюри внутрішніх зусиль M і Q .

10. Перевірити умову міцності балки на згин:

$$\frac{M_{зг}^1 \times \gamma_n}{W_x \times R_y \times \gamma_c \times c_x} \leq 1, \quad (2.13)$$

де c_x – коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині, таблиця М.2 ДБН В.2.6-198 [3].

11. Перевірити умову міцності балки на зріз:

$$\frac{Q^1 \times S_x}{I_x \times t \times R_s \times \gamma_c} \leq 1, \quad (2.14)$$

де t – товщина стінки перерізу, см.

12. Перевірити умову жорсткості балки:

$$f = \frac{5 \times q_{e,1}^6 \times l^4}{384 \times E_s \times I_x} \leq f_u = \frac{l}{200}, \quad (2.15)$$

де $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності сталі.

Приклад розрахунку балки наведено в додатку Г.2.

Таблиця 2.1

Вихідні дані для розрахунку другорядної сталеві балки перекриття

Початкові букви ПІБ	Проліт головної балки, м	Проліт другорядної балки, м	Крок другорядних балок, м	Клас міцності сталі
	1	2	3	4
А, Й, У	9,0	6,0	1,1	C245
Б, К, Ф	9,6	4,8	1,1	C255
В, Л, Х	10,2	5,1	1,2	C275
Г, М, Ц	10,8	5,4	1,3	C285
Д, Н, Ч	11,0	5,5	1,4	C295
Е, О, Ш	11,8	4,2	1,5	C245
Є, П, Щ	12,0	5,0	1,6	C255
Ж, Р, Ї	12,6	5,2	1,7	C275
З, С, Ю	13,0	5,3	1,8	C285
І, Т, Я	15,0	4,9	2,0	C295
Примітка. Вихідні дані приймають за першими буквами ПІБ: Прізвище – з колонки «1» Ім'я – з колонок «2» і «4» По батькові – з колонки «3».				

Контрольні запитання:

- 1) Які коефіцієнти надійності були використані при розрахунку балки?
- 2) Які геометричні характеристики перерізу балки необхідні для розрахунку?
- 3) Які перевірки міцності виконують для балки?

Лабораторна робота № 3

Розрахунок вузла металевої ферми покриття

Мета: підбір перерізу елементів вузла ферми; визначення довжини зварних швів елементів вузла.

Хід виконання роботи:

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: номер вузла ферми, клас міцності сталі і крок ферм – табл. 3.1; граничне розрахункове значення навантаження на покриття, кН/м^2 – табл. Г.1.
2. Виконати підрахунок вузлових навантажень; визначити опорні реакції ферми.
3. Обчислити внутрішні зусилля в елементах вузла ферми методами будівельної механіки.
4. Підібрати переріз елементів вузла ферми із парних кутиків, виконати перевірку міцності і стійкості елементів

- умова міцності при центральному розтягу і стиску (п.8.1.1, ДБН В.2.6-198 [3]):

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

де N – внутрішнє зусилля в елементі, кН , A_n – площа перерізу нетто;

- умова стійкості при центральному стиску (п.8.1.3, ДБН В.2.6-198 [3]):

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

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} \times (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \times \bar{\lambda}^2}) \leq 7,6 / \bar{\lambda}^2, \quad (3.3)$$

$$\delta = 9,87 \times (1 - \alpha + \beta \times \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (3.4)$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \times \sqrt{R_y / E}$ – умовна гнучкість,

α і β – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за табл. 8.1 ДБН В.2.6-198 [3]

залежно від типу поперечного перерізу стрижня і кривої стійкості, які наведені в додатку Ж ДБН В.2.6-198 [3].

5. Визначити розміри кутових зварних швів для елементів вузла ферми при дії поздовжньої сили N з умови міцності (п. 16.1.16 ДБН В.2.6-198 [3]):

$$\frac{N \times \gamma_n}{\beta_f \times k_f \times l_w \times R_{wf} \times \gamma_c} \leq 1, \quad (3.5)$$

де β_f – коефіцієнт, значення якого приймають за табл. 16.2 ДБН В.2.6-198 [3];

k_f – катет кутового зварного шва, мм;

l_w – розрахункова довжина кутового шва, мм;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу, МПа.

Розміри зварних кутових і конструкція з'єднання повинні задовольняти такі вимоги (п.16.1.5 ДБН В.2.6-198 [3]):

- катет кутового шва k_f (рис. 3.1) не повинен перевищувати $1,2t$, де t – найменша з товщин зварюваних елементів;
- катет шва вздовж заокругленої кромки фасонного прокату товщиною t , як правило не повинен перевищувати $0,9t$;
- розрахункова довжина кутового шва повинна бути не менша ніж $4k_f$ і не менша за 50 мм.

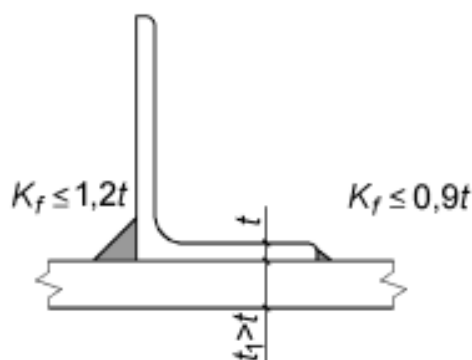


Рисунок 3.1 – Розміри кутових зварних швів

Розрахункова схема ферми покриття з нумерацією вузлів наведена на рис. 3.2.

Приклад розрахунку вузла металевої ферми покриття наведено в додатку Г.3.

Таблиця 3.1

Вихідні дані для розрахунку вузла металевої ферми покриття

№ п/п	Найменування вихідних даних	Букви прізвища									
		А, І, С	Б, Ї, Т	В, Й, У	Г, К, Ф	Д, Л, Х	Е, М, Ц, Ч	Є, Н, Ш	Ж, О, Щ	З, П, Ю	И, Р, Я
1.	Номер вузла	3	4	5	6	7	11	12	13	14	15
2.	Клас міцності сталі	С255		С275		С285		С345		С375	

Завантаження 1

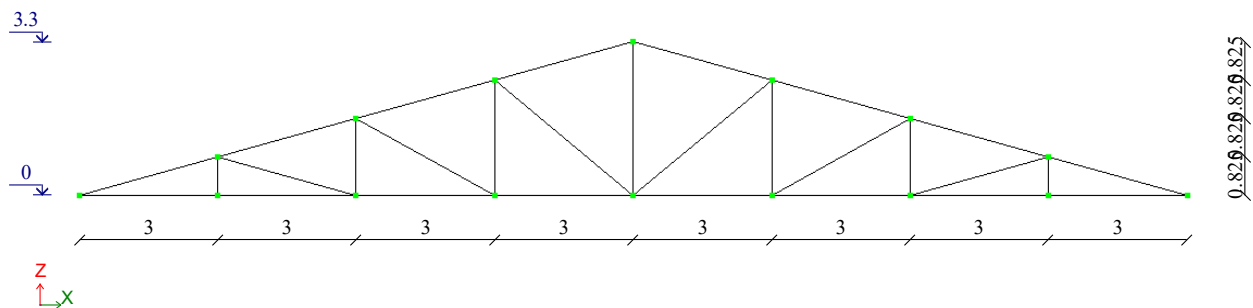


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема ферми покриття

Контрольні запитання

- 1) Умова міцності стиснутого і розтягнутого елемента ферма.
- 2) Умова стійкості стиснутого елемента ферма.
- 3) Умова міцності кутового зварного шва елемента ферми.

Лабораторна робота № 4

Розрахунок вузла дерев'яної ферми покриття

Мета: виконати підбір перерізу елементів вузла ферми із цільної або клеєної деревини.

Хід виконання роботи:

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: тип поперечного перерізу; порода деревини; клас міцності деревини; експлуатаційний клас деревини – 2. Номер вузла і внутрішні зусилля в елементах вузла ферми прийняти із лабораторної роботи №3.
2. Визначити розрахункову величину X_d характеристики деревини (див. п.6.2.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

$$X_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (4.1)$$

де X_d – характеристичне значення міцності, МПа (див. додаток Б ДБН В.2.6-161 [4]);

γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом (табл. 6.1 ДБН В.2.6-161 [4]);

k_{mod} – коефіцієнт перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації (див. табл. А.1 ДБН В.2.6-161 [4]).

3. Підібрати переріз елементів вузла ферми, виконати перевірку міцності і стійкості елементів з умови міцності елемента на розтяг і стиск (п. 9.2.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

- умова міцності на розтяг (стиск) вздовж волокон за формулою

$$\frac{\sigma_{t(c),0,d}}{f_{t(c),0,d}} \leq 1, \quad (4.2)$$

де $f_{t(c),0,d}$ – розрахункове значення міцності при розтягу (стиску) вздовж волокон, МПа, див. формулу (4.1);

- розрахункове напруження розтягу (стиску) вздовж волокон (п. 9.2.2 ДБН В.2.6-161 [4]) за формулою

$$\sigma_{t(c),0,d} = \frac{N_d}{A_{net}}, \quad (4.3)$$

- необхідна площа перерізу елемента, мм², за формулою

$$A_{net} = \frac{N_d}{f_{c(t),0,d}}, \quad (4.4)$$

де N_d – розрахункове зусилля вздовж волокон елемента, кН; приймати з лабораторної роботи №3.

Розміри перерізу елемента із цільної або клеєної деревини приймають за рекомендованим сортаментом пиломатеріалів, див. додаток Е ДБН В.2.6-161 [4].

4. Перевірити стійкість елементів вузла ферми (див. п. 9.3.3 ДБН В.2.6-161 [4])

- умова стійкості при стиску вздовж волокон за формулою:

$$\text{у площині ферми} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} \leq 1, \quad (4.5)$$

$$\text{із площині ферми} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1, \quad (4.6)$$

де $k_{c,y}$ і $k_{c,z}$ – коефіцієнти поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (4.7)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (4.8)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.9)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (4.10)$$

- приведена гнучкість елемента

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (4.11)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}. \quad (4.12)$$

- гнучкість центрально-стиснутого елемента

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (4.13)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента згідно з таблицею 9.1 ДБН В.2.6-161 [4];

i – радіус інерції перерізу елемента відносно відповідної осі.

Схема розташування осей перерізу дерев'яного елемента наведено на рис. 4.1.

Приклад розрахунку вузла дерев'яної ферми покриття наведено в додатку Г.4.

Таблиця 4.1

Вихідні дані для розрахунку вузла дерев'яної ферми покриття

№ п/п	Найменування вихідних даних	Букви прізвища									
		А, І, С	Б, Ї, Т	В, Й, У	Г, К, Ф	Д, Л, Х	Е, М, Ц, Ч	Є, Н, Ш	Ж, О, Щ	З, П, Ю	И, Р, Я
1.	Порода деревини	Сосна		Ялина		Дуб		Клен		Бук	
2.	Клас міцності цільної деревини за ДБН В.2.6-161, додаток Б [4]										
		хвойної, таблиця Б.1	С30		С35		С40		С45		С50
		листяної, таблиця Б.2	D34		D40		D50		D60		
3.	Експлуатаційний клас деревини – 2										
4.	Тип поперечного перерізу – квадратний										

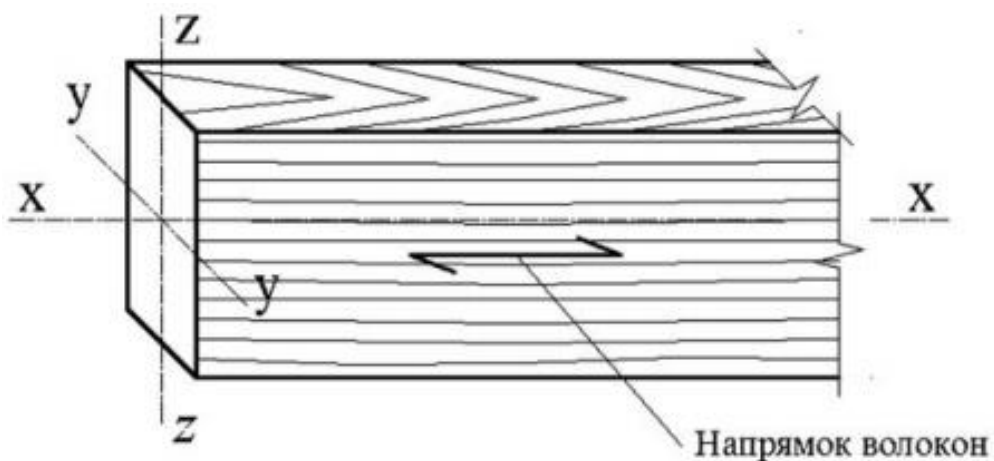


Рисунок 4.1 – Схема розташування осей дерев'яного елемента

Контрольні запитання

- 1) Види деревини, що використовують для будівельних конструкцій.
- 2) Які характеристики деревини необхідні для розрахунку на розтяг і стиск.
- 3) Умова міцності на розтяг і стиск.

Лабораторна робота № 5

Розрахунок на згин дерев'яної клеєної балки

Мета: підбір перерізу балки; перевірка міцності на згин та сколювання.

Хід виконання роботи:

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: довжина балки l , м; крок балок a , м; порода деревини; клас міцності деревини; експлуатаційний клас деревини – 2 (див. табл. 5.1). Граничне розрахункове значення навантаження на перекриття будівлі прийняти за результатами лабораторної роботи №1.
2. Визначити розрахункові величини X_d характеристик деревини (див. п.6.2.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

- розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі y

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M}, \quad (5.1)$$

де $f_{m,g,k}$, МПа – характеристичне значення міцності однорідної клеєної деревини при згині;

$\gamma_M = 1,25$ – коефіцієнт надійності за матеріалом для клеєної деревини (табл. 6.1 ДБН В.2.6-161 [4]);

- розрахункове значення міцності при сколюванні

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M}, \quad (5.2)$$

де $f_{v,g,k}$, МПа – характеристичне значення міцності однорідної клеєної деревини при сколюванні.

3. Визначити внутрішні розрахункові зусилля в балці – згинальний момент $M_{y,d}$ і зусилля зрізу V_d .
4. Підібрати переріз балки з умови міцності на згин (п. 9.4.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (5.3)$$

де $f_{m,y,d}$, МПа – розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі y , див. формулу (5.1).

5. Визначити розрахункове напруження згину (п. 9.4.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}, \quad (5.4)$$

де $M_{y,d}$, кНм – розрахунковий згинальний момент;

$W_{y,d}$, мм³ – необхідний момент опору перерізу відносно осі y .

6. Визначити необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{y,d} = \frac{M_{y,d}}{f_{m,y,d}}, \quad (5.5)$$

Розміри перерізу елемента приймаємо за сортаментом.

7. Визначити розрахункове напруження сколювання

(п. 9.4.2 ДБН В.2.6-161 [4]):

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef}}, \quad (5.6)$$

де V_d , кН – розрахункове зусилля зрізу;

S_{br} , мм³ – статичний момент (брутто) частини перерізу, що зсувається, відносно нейтральної осі;

I_{br} , мм⁴ – момент інерції перерізу (брутто) відносно нейтральної осі;

b_{ef} , мм – розрахункова ширина перерізу балки.

8. Перевірити умову міцності балки:

- на згин

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (5.7)$$

- на сколювання

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1, \quad (5.8)$$

$f_{v,d}$, МПа – розрахункове значення міцності при сколюванні, див. формулу (5.2).

Приклад розрахунку дерев'яної балки перекриття наведено в додатку Г.5.

Таблиця 5.1

Вихідні дані для розрахунку дерев'яної балки на згин

№ п/п	Найменування вихідних даних	Букви прізвища									
		А, І, С	Б, Ї, Т	В, Й, У	Г, К, Ф	Д, Л, Х	Е, М, Ц, Ч	Є, Н, Ш	Ж, О, Щ	З, П, Ю	И, Р, Я
1.	Довжина балки, м	6	4,8	5,1	5,4	5,5	4,2	5,6	4,7	6,3	4,5
2.	Крок балок, м	1,0		2,0		1,5		1,8		1,2	
3.	Порода деревини	Сосна		Ялина		Дуб		Клен		Бук	
4.	Клас міцності клеєної деревини, таблиця Б.3	GL 24h		GL 28h			GL 32h			GL 36h	
5.	Експлуатаційний клас деревини – 2										
6.	Тип поперечного перерізу – прямокутний										

Контрольні запитання

- 1) Які особливості розрахунку клеєних балок?
- 2) Які характеристики деревини необхідні для розрахунку балки на згин і сколювання.
- 3) Умови міцності на згин і сколювання.

Лабораторна робота № 6

Розрахунок простінки з кам'яної кладки із керамічної цегли

Мета: підібрати марку керамічної цегли та цементно-піщаного розчину для виконання кам'яної кладки стін будівлі.

Хід виконання роботи:

1. Встановити вихідні дані для розрахунку: кількість поверхів будівлі $n_{\text{пов}}$; висота поверху будівлі (м); ширина віконного прорізу (м) (табл. 6.1). Граничне розрахункове значення навантаження на покриття і перекриття будівлі прийняти за результатами лабораторної роботи №1 (див. табл. Г.1, Г.2).
2. Накреслити схему розташування віконних прорізів у зовнішній стіні будівлі.
3. Виконати збір навантаження, що передається від покриття і перекриття на зовнішню стіну будівлі.
4. Обчислити розрахункові внутрішні зусилля у простінку 1-го поверху: поздовжня сила N_{Ed} (кН) і згинальний момент M_{Ed} (кН·м).
5. Умова забезпечення несучої здатності кам'яної кладки стін:

$$N_{\text{Ed}} < N_{\text{Rd}}, \quad (6.1)$$

де N_{Ed} , кН – розрахункове значення вертикального навантаження на стіну;

N_{Rd} , кН – розрахункове значення несучої здатності стіни.

6. Визначити необхідне значення міцності на стиск кам'яної кладки із керамічної цегли f_d (п. 11.1.2.1.2 ДБН В.2.6-162:2010 [5]).

$$f_d = \frac{N_{\text{Ed}}}{\Phi_i \cdot b_n \cdot t'} \quad (6.2)$$

де Φ_i – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни зверху або знизу стіни, що залежить від гнучкості стіни та ексцентриситету прикладення навантаження,

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (6.3)$$

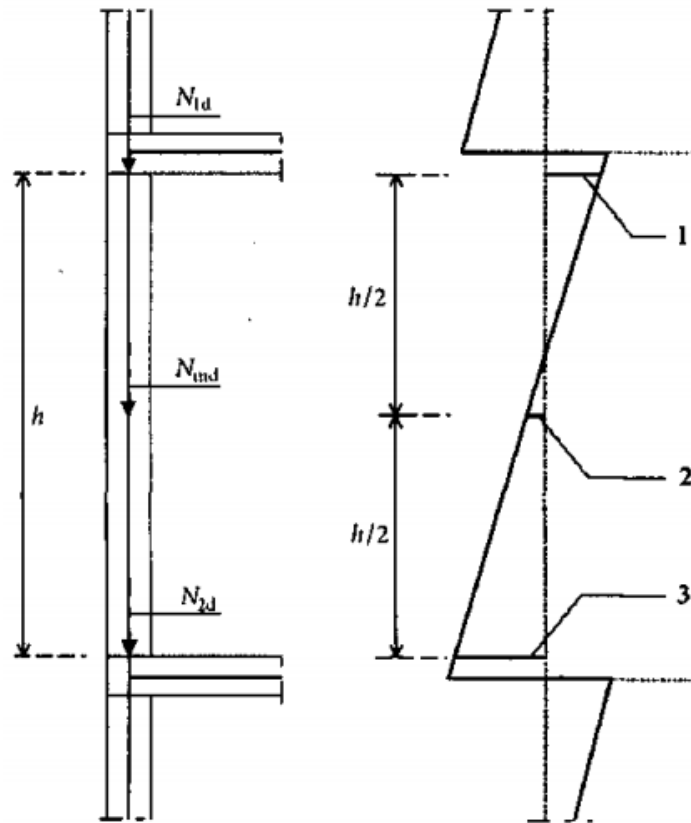
e_i - ексцентриситет прикладення навантаження зверху або знизу стіни;

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (6.4)$$

M_{id} – розрахунковий згинальний момент зверху або знизу стіни, викликаний ексцентриситетом навантаження у зоні обпирання плит перекриття (покриття);

N_{id} – розрахункове вертикальне навантаження зверху або знизу стіни;

t , мм – товщина стіни; b_n , мм – ширина простінка.



1 –момент зверху стіни M_{1d} ; 2 –момент посередині стіни M_{2d} ; 3 –момент знизу стіни M_{3d}

Рисунок 6.1 – Розрахункова схема вертикального навантаження і згинальних моментів у стінах із кам'яної кладки

7. Прийняти кам'яну кладку із керамічної цегли міцністю f_d на важкому цементно-піщаному розчині f_m ; визначити міцність кладки на стиск. Приклад розрахунку простінка з кам'яної кладки із керамічної цегли наведено в додатку Г.6.

Таблиця 6.1

Вихідні дані розрахунку простінка зовнішньої стіни 1-го поверху будівлі

№ п/п	Найменування вихідних даних	Букви прізвища										
		А, І, С	Б, Ї, Т	В, Й, У	Г, К, Ф	Д, Л, Х	Е, М, Ц, Ч	Є, Н, Ш	Ж, О, Щ	З, П, Ю	И, Р, Я	
1.	Кількість поверхів	4			5			6				
2.	Висота поверху, м	2,8		3,0		3,2		3,3		3,5		
3.	Розміри в осях (L ₁ xL ₂), м	6,5x6,0		6,6x6,4		6,3x6,5		6,8x6,3		6,4x6,2		
4.	Розміри віконного прорізу (bхh), м	1,5x1,2		1,5x1,6			1,8x1,5		2,0x1,8			
5.	Товщина зовнішньої стіни, мм	510					380					
6.	Навантаження на покриття та перекриття – із лабораторної роботи №1, таблиці Г.1 і Г.2											

Контрольні запитання

- 1) Типи і групи елементів кам'яної кладки.
- 2) Міцність елементів кам'яної кладки на стиск.
- 3) Розрахункове значення вертикального опору стіни або колони із кам'яної кладки.

Лабораторна робота № 7

Розрахунок залізобетонної балки на вогнестійкість

Мета: визначити вогнестійкість залізобетонної ненапруженої вільно опертої балки за допомогою табличних даних і зональним методом.

Хід виконання роботи:

1. Встановити ступінь вогнестійкості будівлі, клас бетону балки, розміри поперечного перерізу і відстань до осі арматури балки, поздовжнє армування балки – клас арматури, кількість і діаметр стрижнів (див. таблицю 7.1);
2. Встановити нормований клас вогнестійкості балки залежно від ступеня вогнестійкості будівлі за ДБН В.1.1-7:2016 (див. таблицю Д.1);
3. Визначити вогнестійкість балки за табличними даними згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014:

- обчислити розрахункові значення навантаження на балку під час пожежі $q_{Ed,fi}$ і за нормальних умов q_{Ed} ;
- обчислити розрахункові значення згинальних моментів у балці під час пожежі $M_{Ed,fi}$ і за нормальних умов M_{Ed} ;
- обчислити коефіцієнт зниження η_{fi} , що визначає рівень навантаження балки під час пожежі за формулою:

$$\eta_{fi} = \frac{M_{d,fi}}{M_{Ed}} \leq 0,7. \quad (7.1)$$

- порівняємо геометричні характеристики перерізу балки із мінімально необхідними значеннями за таблицею Г.6;
4. Визначити вогнестійкість балки зональним методом, перевірити умову вогнестійкості:
 - розділити половину перерізу балки на $n \geq 3$ паралельних зон однакової товщини;
 - розрахувати середню температуру для кожної зони перерізу;

- визначити графічно коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$;
- визначити середній коефіцієнт зниження міцності бетону, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони перерізу, за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,(\theta_i)} \quad (7.2)$$

- розрахувати ширину пошкодженої зони перерізу балки за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,(s_M)}} \right], \quad (7.3)$$

- зменшити розміри поперечного перерізу балки на величину a_z , мм;
- розрахувати температуру в арматурних стрижнях балки;
- обчислити зменшену міцність арматури балки за формулою:

$$f_{sd,fi}(\theta_m) = k_{v(\theta)} \times f_{sd}, \quad (7.4)$$

де $k_{v(\theta)} = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v}$ – середній коефіцієнт зниження міцності v -го

арматурного ряду,

θ – температура i -го арматурного стрижня;

$k(\theta_i)$ – коефіцієнт зниження міцності i -го стрижня;

n_v – кількість арматурних стрижнів у v -му арматурному ряді.

- розрахунок залишкової несучої здатності балки виконувати для зменшеного перерізу зі зниженою міцністю арматури:

визначити висоту стиснутої зони бетону із рівняння рівноваги приведенного перерізу балки:

$$\lambda x = A_s \times f_{sd,fi}(\theta_m) / f_{cd,fi(20)} \times b_{fi}, \quad (7.5)$$

A_s – площа перерізу розтягнутої арматури;

$f_{sd,fi}(\theta_m)$ – розрахункова міцність арматури на розтяг за підвищеної температури θ_m ;

$f_{cd,fi(20)} = f_{ck} / \gamma_{c,fi}$ – розрахункова міцність бетону на стиск за нормальної температури;

b_{fi} – ширина приведенного поперечного перерізу;

визначити плече внутрішньої пари сил – стиску в бетоні і розтягу в арматурі:

$$z = (d_{fi} - 0,5 \times \lambda x) , \quad (7.6)$$

d_{fi} – робоча висота приведенного поперечного перерізу;

z – відстань між розтягнутою арматурою та стиснутою зоною бетону;

λx – розрахункова висота стиснутої зони бетону;

• визначити несучу здатність приведенного перерізу балки за формулою:

$$M_u = A_s \times f_{sd,fi}(\theta_m) \times z \quad (7.7)$$

• перевірити умову міцності балки у разі пожежі за формулою:

$$M_u > M_{Ed,fi}. \quad (7.8)$$

Приклад розрахунку на вогнестійкість залізобетонної балки перекриття наведено в додатку Г.7.

Таблиця 7.1

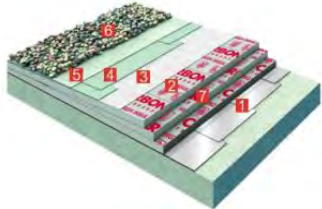
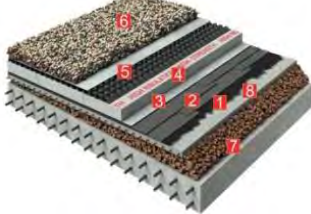
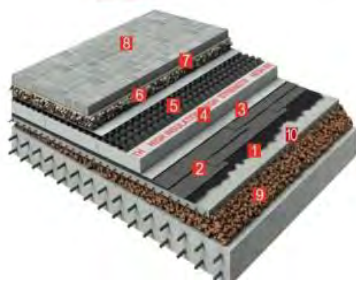
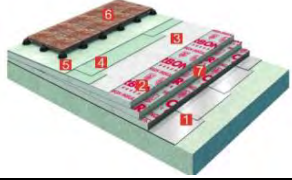
Вихідні дані для розрахунку залізобетонної балки на вогнестійкість

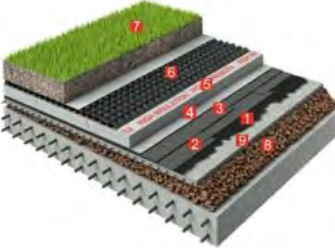
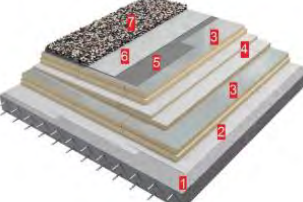
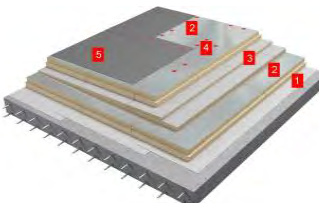
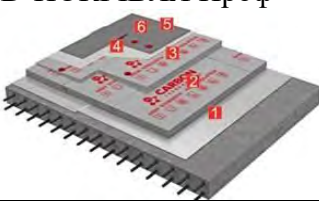
№ п/п	Вихідні дані	Перші букви ПІБ									
		А, І, С, Ї	Б, Ї, Т,	В, Й, У,	Г, К, Ф,	Д, Л, Х,	Е, М, Ц,	Є, Н, Ш,	Ж, О, Щ,	З, П, Ю,	И, Р, Я
1.	Ступінь вогнестій- кості будівлі	І				ІІ			ІІІ		
2.	Клас бетону	С16/20			С20/25		С25/30			С30/35	
3.	Розміри перерізу, hxb, мм	500x250			600x250		600x300			400x200	
4.	Відстань до осі арматури, мм	15		20		25		30		40	
5.	Поздовжнє армування	$\frac{4\varnothing 18 A500}{A_s=1018 \text{ мм}^2}$		$\frac{3\varnothing 22 A400}{1140 \text{ мм}^2}$		$\frac{3\varnothing 20 A500}{A_s=942 \text{ мм}^2}$		$\frac{2\varnothing 25 A400}{A_s=982 \text{ мм}^2}$		$\frac{2\varnothing 28 A400}{1232 \text{ мм}^2}$	

Контрольні запитання

- 1) Чим визначається ступінь вогнестійкості будівлі?
- 2) Граничні стани будівельних конструкцій з вогнестійкості.
- 3) Методи розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість.

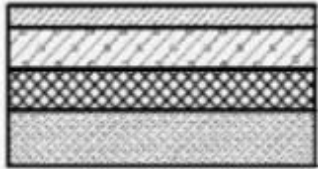
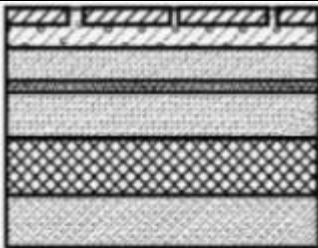
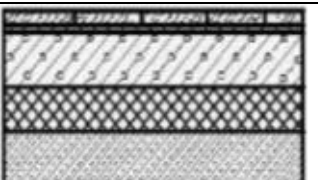
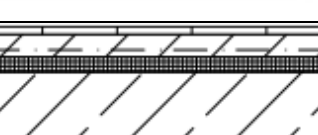
Додаток А **Приклади конструкції покриття**

№	Найменування системи покриття SWEETONDALE, ескіз	Склад покриття			
		Назва шару	Густина, кг/м ³	Товщина, мм	
				I-а температурна зона	II-а температурна зона
1	2	3	4	5	6
1	SD-ПОКРІВЛЯ Баласт 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		1 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		2, 7 - Екструзійний пінополістирол CARBON PROF/CARBON PROF RF	26-42	220	200
		4 - Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP	1200	2	2
		6 - Баласт	1600	70	70
2	SD-ПОКРІВЛЯ Інверс 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		7 - Керамзитовий ґравій	600	70	70
		8 - Ц/п стяжка	1800	50	50
		2 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		4 - Екструзійний пінополістирол CARBON PROF/CARBON PROF RF	26-42	200	180
		5 - Дренажна мембрана	1200	2	2
3	SD-ПОКРІВЛЯ Тротуар 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		9 - Керамзитовий ґравій	600	70	70
		10 - Ц/п стяжка	1800	50	50
		2 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		4 - Екструзійний пінополістирол XPS CARBON PROF RF	26-42	200	180
		5 - Дренажна мембрана	1200	2	2
		6 - Баласт	1600	70	70
		8 - Тротуарна плитка	2000	40	40
4	SD-ПОКРІВЛЯ Тераса 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		1 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		2, 7 - Екструзійний пінополістирол XPS CARBON PROF RF	26-42	220	200
		4 - Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP	1200	2	2
5	SD-ПОКРІВЛЯ Авто 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		7 - Керамзитобетон	1200	70	70
		8 - Ц/п стяжка	1800	50	50
		2 - Техноеласт ЕПП	1200	2	2
		3 - Екструзійний пінополістирол XPS CARBON SOLID 500	26-42	210	190
		5 - Залізобетонна плита	2500	100	100
		6 - Асфальтобетон	2100	70	70

№	Найменування системи покриття SWEETONDALE, ескіз	Склад покриття			
		Назва шару	Густина, кг/м ³	Товщина, мм	
				I-а температурна зона	II-а температурна зона
1	2	3	4	5	6
6	SD-ПОКРІВЛЯ Грін 	3/6 плита	2500	220	220
		8 - Керамзитовий ґравій	600	70	70
		9 - Ц/п стяжка	1800	50	50
		2 - Техноеласт ЕПП	1200	2	2
		3 - Техноеласт ГРІН	1200	2	2
		5 - Екструзійний пінополістирол XPS CARBON PROF RF	26-42	180	160
		6 - Дренажна мембрана	1200	2	2
		7 - Ґрунт	800	150	150
7	SD-ПОКРІВЛЯ Баласт PIR 	1 - Залізобетонна плита	2500	220	220
		2 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		3, 4 - Плити теплоізоляційні PIR	36	130	120
		5 - Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP	1200	2	2
		7 - Баласт	1600	70	70
8	SD-ПОКРІВЛЯ Оптима 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		1 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		2, 3 - Плити теплоізоляційні PIR	36	130	120
		5 – Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP	1200	2	2
9	SD-ПОКРІВЛЯ Проф 	Залізобетонна плита	2500	220	220
		1 - Біполь ЕПП	1200	2	2
		2, 3 - Екструзійний пінополістирол CARBON PROF/CARBON PROF RF	26-42	220	200
		6 - Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP	1200	2	2

Додаток Б

Приклади конструкцій перекриття

№ п/п	Ескіз	Конструкція підлоги	
1	2	3	
1		бетон мозаїчний В 15-20мм стяжка з цем.-пісчаного розч. М150 -40мм теплоізоляція пенополістерол-50-60мм з.б. плита перекриття	
2		керамічна плитка -13мм прошарок і заповнення швів з цем.-пісчаного розч. М150 -15мм стяжка з цем.-пісчаного розч. М150 -20мм 1 шар гідроізолю -20мм стяжка з цем.-пісчаного розч. М150 -40мм теплоізоляція пенополістерол-50-60мм з.б. плита перекриття	
3		паркет штучний -19 мм прошарок з швидко тверд. водостійкої мастики -1мм керамзитобетон $\gamma=1300-1400 \text{ кг/м}^3$ / М75-50мм теплоізоляція пенополістерол-50-60мм з.б. плита перекриття	
4		лінолеум багатошаровий- 8мм шар клеєвої мастики- 5 мм стяжка з цем.-пісчаного розч. М150 -40мм з.б. плита перекриття	
5		- Покриття підлоги виконується власником приміщ. - 10-20 мм - Стяжка бетону С8 армований сіткою за ДСТУ Б.В.2.6-173:2011 d5 Вр-1 з чарункою 100x100 - 60 мм - Звукоізоляція - плити екструдованого пінополістиролу 28кг/м³ $\lambda=0,041 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$ (група горючості не нижче Г2) ДСТУ Б В.2.7-8-94 - 40 мм - Залізобетонна плита - 200 мм	
6	-Плитка з керамограниту для підлоги з затиркою швів сумішшю Клейова суміш Грунтовка глибокого проникнення Стяжка з бетону кл. С25/30 армована полімерною фіброю 1,2 кг/м2 Поліетиленова плівка - 1 шар 200 мкм. Залізобетонна плита перекриття		8-10мм 10 мм. 50 мм. 250мм
7	Дистанційна підлога з терасної дошки по ухилоутворюючій стяжці Екструдований пінополістерол Залізобетонна плита перекриття		200 мм -70 мм

Додаток В

Густина матеріалів

Матеріал	Густина, кг/м³	Матеріал	Густина, кг/м³
Бетони		Картон будівельний, багатошаровий	650
Аглопоритобетон	1000...1800	Картон облицювальний	1000
Бетон важкий	2400	Клоччя	150
Бетон на доменних гранульованих шлаках	1200...1800	Плити деревноволокнисті і деревностружкові	400...800
Вермікулитобетон	400...800	Плити камішнітові	200...300
Залізобетон	2500	Плити торф'яні	200...300
Керамзитобетон	1000...1800	Плити фібролітові і арболітові на портландцементі	300...800
Пемзобетон	800...1600	Сосна і ялина	500
Перлітобетон	600...1200	Фалера клеєна	600
Туфобетон	1200...1800		
Шувгізитобетон	1000...1400		
Розчини		Теплоізоляційні матеріали	
Гіпсоперлітовий	600	Мати і смуги із скляного волокна прошивні	150
Листи гіпсові обшивочні	600		
Плити з гіпсу	1000...1200	Матеріали покрівельні, гідроізоляційні, облицювальні і рулонні	
Складний (пісок, вапно, цемент)	1700	Асфальтобетон	2100
Цементно-перлітовий	800...1000	Бітум нафтовий	1000...1400
Цементно-піщаний	1800	Вироби із спіненого перліту на бітумній в'язучій	300...400
Цементно-шлаковий	1200...1400	Лінолеум полівінілхлоридний, багатошаровий	1600...1800
Цегляна кладка, природний камінь		Лінолеум полівінілхлоридний на тканинній підоснові	1400...1800
Вапняк	1400...2200	Пінопласт ПХВ-1, ПВ-1	100...125
Граніт, гнейс, базальт, мармур	2800	Пінополістирол	100...150
Кладка з керамічної порожнистої цегли	1200...1600	Пінополіуретан	40...80
Кладка з суцільної силікатної цегли на цементно-піщаному розчині	1800	Перлітопластобетон	100...200
Кладка з силікатної порожнистої цегли	1400...1500	Перлітофосфогенні вироби	200...300
Туф	1400...2000	Плити мінераловатні підвищеної жорсткості на орґанофосфогенній і крохмальній в'язучій	200
Цегляна кладка з керамічної цегли на цементно-піщаному розчині	1800	Плити мінераловатні на синтетичній в'язучій	50...125
Те саме, на цементно-шлаковому розчині	1700	Плити мінераловатні м'які, напівжорсткі і жорсткі на синтетичній і бітумній в'язучій	100...300
Те саме, на цементно-перлітовому розчині	1600		
Дерево, вироби з нього та інших природних органічних матеріалів			
Дуб	700		

Матеріал	Густина, кг/м³	Матеріал	Густина, кг/м³
Плити з резольно-феноло-формальдегідного пінопласту	40...100	Щебінь і пісок із спіненого перліту	200...600
Плити з скляного штапельного волокна на синтетичній в'язучій		Листи азбестоцементні, плоскі	1600...1800
Засипки	50	Пергамін, руберойд, толь, гідроізол	600
Піноскло, газоскло	200...400	Метали, скло	
Пісок	1600	Алюміній	2600
Щебінь із доменного шлаку, шлакової пемзи, аглопориту	400...800	Мідь	8500
		Скло листове	2500
		Сталь	7850
		Чавун	7200

Додаток Г

Приклади розрахунку

Г.1 Приклад розрахунку навантаження на покриття і перекриття будівлі

Вихідні дані розрахунку: район будівництва – м. Чернігів; призначення будівлі – житловий будинок, клас відповідальності – СС2; власна вага плити – $3,30 \text{ кН/м}^2$; тип покриття – 8, тип перекриття – 2. Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n наведено в таблиці Д.1.

Таблиця Г.1

Розрахунок навантаження на покриття будівлі

Найменування навантаження	Підрахунок навантаження			Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Граничне розрахункове значення, кН/м ²
	Товщина, м	Густина, т/м ³	9,81			
Постійні навантаження						
Покриття типу SD-ПОКРІВЛЯ Оптима	0,002×1,2×9,81=			0,024	1,20	0,028
Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP – 2 мм						
Плити теплоізоляційні – 130 мм	0,13×0,036×9,81=			0,046	1,20	0,055
Плити теплоізоляційні – 130 мм	0,13×0,036×9,81=			0,046	1,20	0,055
Біполь ЕПП – 2 мм	0,002×1,2×9,81=			0,024	1,20	0,028
Залізобетонна плита покриття – 220 мм				3,30	1,10	3,63
Разом(постійне)				3,44		3,80
Короткочасне навантаження						
Снігове, м. Чернігів	ДБН В.1.1-2:2006, Додаток Е			1,72	1,14	1,96
Всього (постійне + короткочасне)				5,16		5,76
Всього з урахуванням відповідальності будинку, γ _n =1,05	СС2, категорія Б				1,05	6,05

Таблиця Г.2

Розрахунок навантаження на перекриття будівлі

Найменування навантаження	Підрахунок навантаження			Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Граничне розрахункове значення, кН/м ²
	Товщина, м	Густина, т/м ³	9,81			
1	2	3	4	5	6	7
Постійні навантаження						
Керамічна плитка – 13 мм	0,013×1,4×9.81=			0,18	1,2	0,21
Прошарок заповнення швів із цем-піщ. розч. М150 – 15 мм	0,015×1,8×9,81=			0,26	1,3	0,34
Стяжка з цем.-піщаного розчину М150 – 20 мм	0,02×1,8×9.81=			0,35	1,3	0,46
1 шар гідролізу – 20 мм	0,02×0,6×9,81=			0,12	1,2	0,14
Стяжка із цем-піщ. розч. М150 – 40 мм	0,04×1,8×9.81=			0,71	1,3	0,92
Теплоізоляція із пінополістиролу – 50 мм	0,05×0,15×9,81=			0,07	1,2	0,09
Залізобетонна плита перекриття – 220 мм				3,30	1,1	3,63
Разом (постійне)				4,99		5,79
Короткочасне навантаження						
Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від людей, (житловий будинок)	ДБН В.1.1-2:2006, таблиця 6.2			1,50	1,3	1,95
Всього (постійне + короткочасне)				6,49		7,74
Всього з урахуванням відповідальності будинку, γ _n = 1,05	СС2, категорія Б				1,05	8,13

Висновок: За результатами розрахунку було обчислено граничні розрахункові значення навантажень на покриття і перекриття будівлі, які становлять $6,05 \text{ кН/м}^2$ і $8,13 \text{ кН/м}^2$ відповідно.

Г.2 Приклад розрахунку другорядної сталеві балки перекриття

Вихідні дані розрахунку:

Проліт головної балки, м – $L = 10,8$

Проліт другорядної балки, м – $l = 5,4$

Крок другорядних балок, м – $a = 1,5$

Клас міцності сталі – C285

Характеристичне значення навантаження на 1 м^2 перекриття, кН/м^2 –

$$q_{\text{хар}}^{\text{np}} = 6,49 \text{ (див. табл. Г.2);}$$

Граничне розрахункове значення навантаження на 1 м^2 перекриття, кН/м^2 –

$$q_{\text{гр,р}}^{\text{np}} = 8,13 \text{ (див. табл. Г.2).}$$

Хід розрахунку:

1. Накреслимо план розташування конструкцій перекриття будівлі (рис. 2.1).

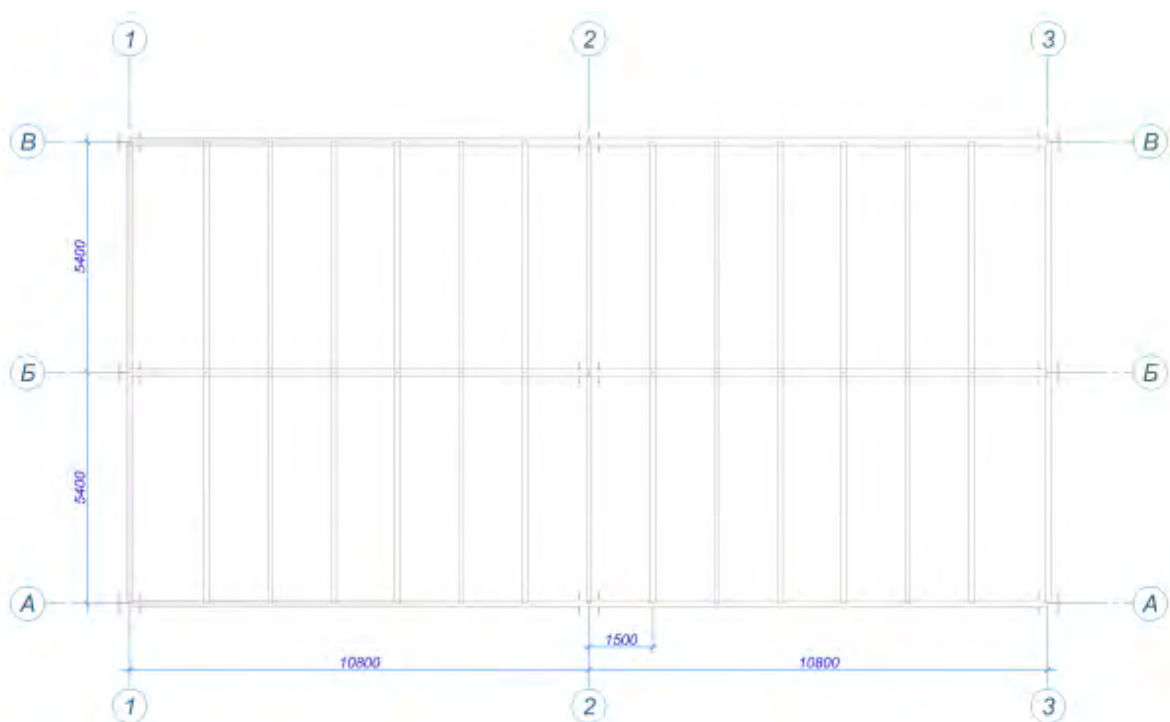


Рисунок Г.1 – План конструкцій перекриття будівлі

2. Визначаємо розрахунковий опір сталевому прокату

- на стиск, розтяг, згин (за границею текучості):

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{285}{1,025} = 278,05 \text{ МПа}$$

- на зріз, зсув :

$$R_s = 0,58 \times R_y = 0,58 \times 278,05 = 161,27 \text{ МПа}.$$

3. Обчислюємо експлуатаційне і граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п. другорядної балки перекриття

- експлуатаційне значення:

$$q_e^b = q_{\text{хар}}^{\text{пр}} \times a = 6,49 \times 1,5 = 9,735 \text{ кН/м},$$

- граничне розрахункове значення:

$$q_{\text{гр.р}}^b = q_{\text{гр.р}}^{\text{пр}} \times a = 8,13 \times 1,5 = 12,2 \text{ кН/м}.$$

4. Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

- згинальний момент

$$M_{\text{зг}} = \frac{q_{\text{гр.р}}^b \times l^2}{8} = \frac{12,2 \times 29,16}{8} = 44,45 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q_{\text{гр.р}}^b \times l}{2} = \frac{12,2 \times 5,4}{2} = 32,94 \text{ кН}.$$

Побудуємо епюри внутрішніх зусиль у балці: згинальних моментів M (рис. Г.1) і поперечних сил Q (рис. Г.2).

Завантаження 1
Епора Му
Одиниці виміру - кН*м



Зу
х
Відм. 0.000
Максимальне значення 44.4689

Рисунок Г.2 – Епюра згинальних моментів $M_{\text{зг}}$, кН·м, у балці

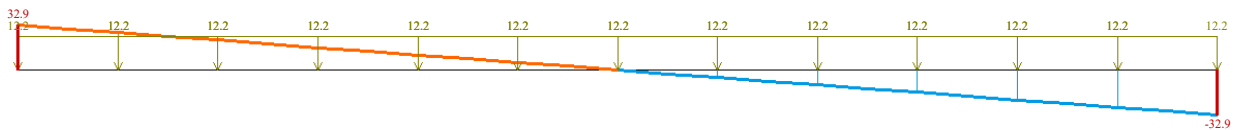


Рисунок Г.3 – Епюра поперечних сил Q, кН, у балці

5. Визначаємо момент опору перерізу з умови міцності балки на згин:

$$W_{n.min} = \frac{M_{зг} \times \gamma_n}{R_y \times \gamma_c} = \frac{44,45 \times 10^6}{278,05 \times 0,9} = 186137,58 \text{ мм}^3 = 186,14 \text{ см}^3;$$

Приймаємо за сортаментом двотавровий переріз балки №20Б1 (рис. Г.3)

із такими характеристиками:

$$W_x = 194,3 \text{ см}^3;$$

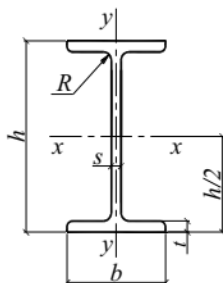
$$A = 28,49 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 1943 \text{ см}^4;$$

$$s = 5,6 \text{ мм};$$

$$S_x = 110,3 \text{ см}^3;$$

$$\text{Маса 1м, кг} - 22,4.$$



Сортамент сталевих двутаврів

Двутаври сталеві гарячекатані з паралельними
гранями полиць за ГОСТ 26020-83

Приклад позначення:
І30Ш1 / ГОСТ 26020-83

№ профілю	Розміри					Маса 1 м, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей						
	h	b	s	t	R			x - x				y - y		
								I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,49	1943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9	12	25,8	32,91	2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	28,0	35,62	4024	312,0	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	32,9	41,92	6328	427,0	12,29	240,0	390,0	55,7	3,05
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	38,9	49,63	10060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10	18	43,3	55,17	11550	662,2	14,47	373,0	622,9	80,4	3,36

Рисунок Г.4 – Сортамент двутаврів із паралельними гранями полиць

6. Уточнюємо навантаження із урахуванням ваги балки

- експлуатаційне значення:

$$q_{e,1}^6 = q_e^6 + q_{в.в} = 9,735 + 0,0224 \times 9,81 = 9,95 \text{ кН/м};$$

- граничне розрахункове значення:

$$q_{гр.р.1}^6 = q_{гр.р}^6 + q_{в.в} \times \gamma_f \times \gamma_n = 12,2 + 0,0224 \cdot 9,81 \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 12,44 \text{ кН/м}.$$

7. Уточнюємо розрахункові внутрішні зусилля:

- згинальний момент

$$M_{зг}^1 = \frac{q_{гр.р.1}^6 \times l^2}{8} = \frac{12,44 \times 5,4^2}{8} = 45,34 \text{ кН·м};$$

- поперечна сила

$$Q^1 = \frac{q_{гр.р.1}^6 \times l}{2} = \frac{12,44 \times 5,4}{2} = 33,59 \text{ кН}.$$

8. Перевіряємо міцність балки на згин:

$$\frac{M_{зг}^1 \times 10^3}{W_x \times R_y \times \gamma_c \times c_x} = \frac{45,34 \times 10^3}{194,3 \times 278,05 \times 0,9 \times 1,087} = 0,86 < 1.$$

Міцність балки на згин забезпечена.

9. Перевіряємо міцність балки на зріз:

$$\frac{Q^1 \times S_x}{I_x \times t \times R_s \times \gamma_c} = \frac{33,59 \times 110,3 \times 10}{1943 \times 0,56 \times 161,27 \times 0,9} = 0,23 < 1.$$

Міцність балки на зріз забезпечена.

10. Перевіряємо жорсткість балки:

$$f = \frac{5 \times q_{e,1}^6 \times l^4 \times 10^8}{384 \times E_s \times I_x} = \frac{5 \cdot 9,95 \cdot 5,4^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 1943} = 27,52 \text{ мм} \approx \frac{l}{200} = \frac{5400}{200} = 27 \text{ мм}.$$

Жорсткість балки забезпечена.

Висновок: За результатами розрахунку було виконано підбір перерізу другорядної сталевий балки перекриття; міцність на згин і зріз, а також жорсткість балки забезпечені.

Г.3 Приклад розрахунку вузла металевої ферми покриття

Вихідні дані розрахунку:

Номер вузла ферми – 6

Клас міцності сталі – C345

Крок ферм a , м – 5,0

Характеристичне значення навантаження на 1 м^2 покриття, кН/м^2 –

$q_{гр,р}^{пк} = \underline{6,05}$ (див. табл. Г.1).

Хід розрахунку:

1. Виконуємо підрахунок вузлових навантажень ферми (рис. Г.4)

- на крайні вузли ферми:

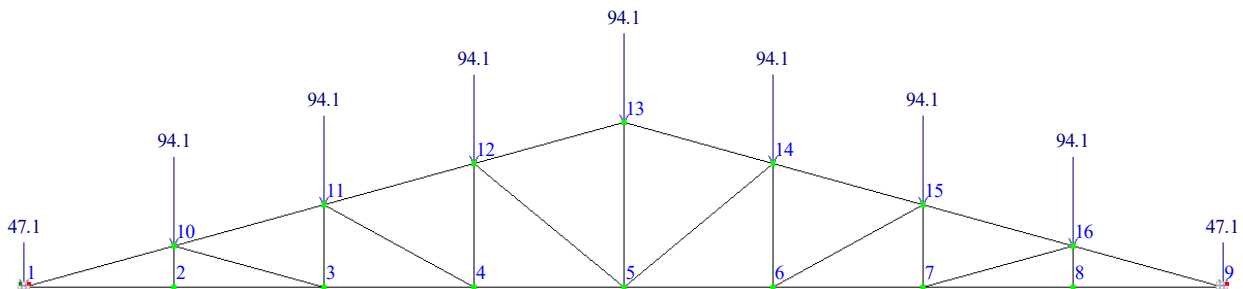
$$F_{кр} = 0,5 \times q_{гр,р}^{пк} \times l_m \times a / \cos \alpha = 0,5 \times 6,05 \times 3,0 \times 5,0 / 0,9642 = 47,06 \text{ кН},$$

- на середні вузли ферми:

$$F_{ср} = q_{гр,р}^{пк} \times l_m \times a / \cos \alpha = 6,05 \times 3,0 \times 5,0 / 0,9642 = 94,12 \text{ кН},$$

де $\cos \alpha = 0,9642$ – косинус кута нахилу верхнього поясу ферми покриття.

Завантаження 1



z
x

Рисунок Г.5 – Схема навантаження ферми покриття

Визначаємо опорні реакції ферми:

$$R_1 = R_9 = \sum (F_{ср} + F_{кр}) / 2 = \frac{94,12 \times 7 + 47,06 \times 2}{2} = 376,48 \text{ кН}.$$

2. Обчислюємо внутрішні зусилля в елементах вузла №6 ферми покриття

Внутрішні зусилля в елементах вузла №6 ферми покриття визначаємо методом наскрізних перерізів або моментних точок (Ріттера) [12]. Місця розташування перерізів ферми наведено на рис. Г.5.

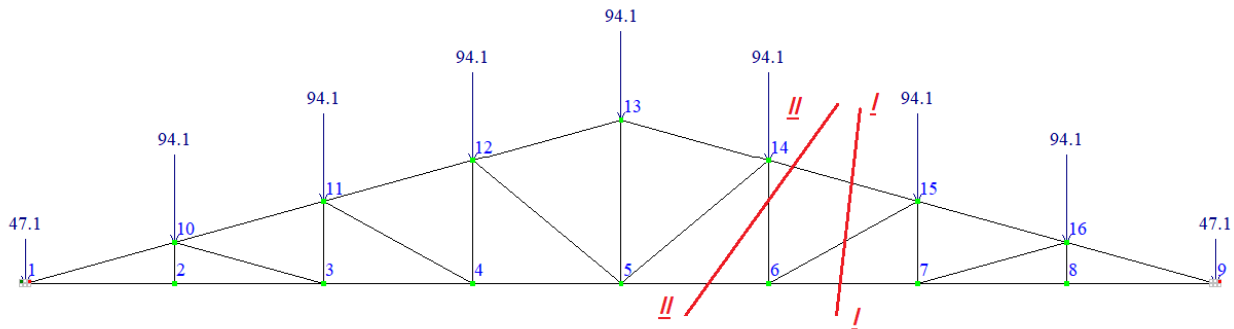


Рисунок Г.6 – Схема розташування наскрізних перерізів ферми

Для визначення внутрішніх зусиль в елементах №№ 6-7, 6-15, 6-14 і 6-5 розглянемо рівновагу правої частини ферми. Складаємо рівняння рівноваги:

$$\sum M_{15} = 0; N_{6-7} \times 1,65 + F_{cp} \times 3,0 + F_{кр} \times 6,0 - R_9 \times 6 = 0,$$

$$\sum M_9 = 0; N_{6-15} \times 1,65 \times \cos\beta + N_{6-15} \times 6,0 \times \sin\beta - F_{cp} \times 9 = 0,$$

$$\sum M_9 = 0; N_{6-14} \times 9,0 - F_{cp} \times 6,0 - F_{кр} \times 3,0 = 0,$$

$$\sum M_{14} = 0; N_{6-5} \times 2,475 + F_{cp} \times 3,0 + F_{cp} \times 6,0 + F_{кр} \times 9,0 - R_9 \times 9,0 = 0.$$

Із рівнянь рівноваги визначаємо внутрішні зусилля в елементах вузла №6:

$$N_{6-7} = (R_9 \times 6 - F_{cp} \times 3,0 - F_{кр} \times 6,0) / 1,65 =$$

$$= (376,48 \times 6 - 94,12 \times 3,0 - 47,06 \times 6,0) / 1,65 = 1026,76 \text{ кН},$$

$$N_{6-15} = (F_{cp} \times 6,0 + F_{cp} \times 3,0) / (1,65 \times \cos\beta + 6,0 \times \sin\beta) =$$

$$= (94,12 \times 6,0 + 94,12 \times 3,0) / (1,65 \times 0,876 + 6,0 \times 0,482) = 195,3 \text{ кН},$$

$$N_{6-14} = (F_{cp} \times 6,0 + F_{кр} \times 3,0) / 9,0 = (94,12 \times 6,0 + 47,06 \times 3,0) / 9,0 = 94,12 \text{ кН}$$

$$N_{6-5} = (R_9 \times 9,0 - F_{cp} \times 3,0 - F_{cp} \times 6,0 - F_{кр} \times 9,0) / 2,475 =$$

$$= (376,48 \times 9,0 - 94,12 \times 3,0 - 94,12 \times 6,0 - 47,06 \times 9,0) / 2,475 = 855,64 \text{ кН}.$$

Внутрішні зусилля в елементах ферми визначаємо за результатами статичного розрахунку в програмному комплексі ЛІРА-САПР 2017 (рис. Г.6).

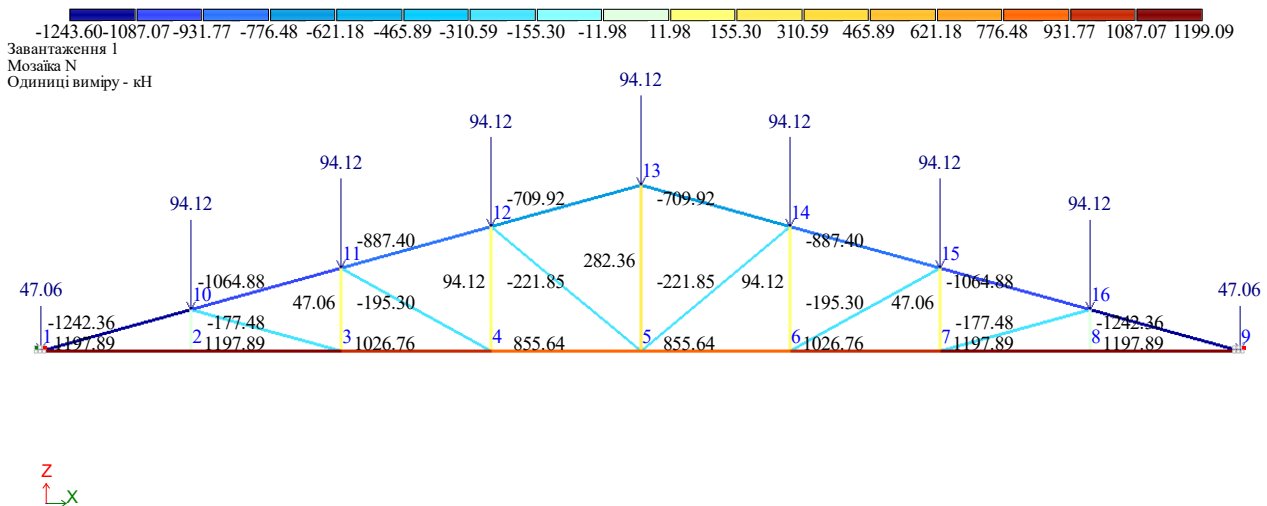


Рисунок Г.7 – Внутрішні зусилля N (кН) в елементах ферми

3. Підберемо перерізи елементів вузла №6 ферми із парних кутиків з умови міцності на розтяг і стиск

- для елемента нижнього поясу площа перерізу становить:

$$A_{cal}^{6-7} = \frac{N_{8-9}}{R_y \times \gamma_c} = \frac{1197,89 \cdot 10}{336,59 \cdot 1,00} = 35,6 \text{ см}^2,$$

де $R_y = R_{yn} / \gamma_m = 345 / 1,025 = 336,59$ МПа – розрахунковий опір сталі на розтяг і стиск.

За сортаментом ДСТУ 2251-93 приймаємо переріз із парних кутиків $100 \times 100 \times 10$ мм з такими геометричними характеристиками: площа перерізу $A^{6-7} = 2 \times 19,24 = 38,48 \text{ см}^2$, радіуси інерції $i_x = 3,05$ см, $i_y = 4,52$ см (при товщині фасонки 10 мм).

Перевіряємо гнучкість елемента нижнього поясу №6-7

- у площині ферми:

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 300 / 3,05 = 98,36 < \lambda_u = 400,$$

- із площини ферми:

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 600 / 4,52 = 132,74 < \lambda_u = 400.$$

Значення гнучкості елемента №6-7 не перевищує граничного значення, див. табл. 13.10 ДБН В.2.6-198 [3].

Аналогічно виконуємо розрахунок інших елементів вузла №6 ферми. Результати розрахунку наведено в табл. Г.3.

Таблиця Г.3

Результати розрахунку елементів вузла №6 ферми покриття

№ елемента	Розрахункове зусилля, кН	Переріз елемента	Площа перерізу, см ²	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції, см		Гнучкість			Умова міцності та стійкості	Катет кутового зварного шва, мм		Розрахункова довжина кутового зварного шва, см	
				$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	λ_u		k_f^o	k_f^n	l_w^o	l_w^n
Нижній пояск	1197,89	2┐100x10	38,48	300	600	3,05	4,52	98,36	132,74	400	0,925	6	5	8,92	5,07
Розкід	-195,3	2┐56x5	10,82	273,9	342,4	1,72	2,69	159,24	127,29	161,83	0,80	6	5	10,04	5,65
Стілка	94,12	2┐50x4	7,78	198	247,5	1,54	2,43	128,57	101,85	400	0,36	6	5	5,36	3,24

4. Визначаємо розміри кутових зварних швів для елементів нижнього поясу вузла №6 ферми. Розрахункове зусилля $N = N_{6-7} - N_{6-7} = 1026,76 - 855,64 = 171,12$ кН. Ручне зварювання виконують електродом марки Э42А, розрахунковий опір кутового зварного шва $R_{wf} = 180$ МПа = 18 кН/см², $\beta_f = 0,7$. Переріз нижнього поясу прийнято із парних кутиків 100×100×8 мм. Катет шва обушка приймаємо 6 мм, пера – 5 мм. Обчислюємо довжини кутових зварних швів:

- по обушку

$$l_{wf}^0 = \frac{0,7 \times N}{2 \times \beta_f \times k_f \times R_{wf} \times \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \times 171,12}{2 \times 0,7 \times 0,6 \times 18 \times 1,0} + 1 = 8,92 \text{ см},$$

- по перу

$$l_{wf}^n = \frac{0,3 \times N}{2 \times \beta_f \times k_f \times R_{wf} \times \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \times 171,12}{2 \times 0,7 \times 0,5 \times 18 \times 1,0} + 1 = 5,07 \text{ см}.$$

Результати розрахунку кутових зварних швів для інших елементів вузла №6 ферми покриття наведено в таблиці Г.3.

Висновок: За результатами розрахунку було виконано підбір перерізу і визначено розміри зварних кутових швів елементів вузла ферми покриття.

Г.4 Приклад розрахунку вузла дерев'яної ферми покриття

Вихідні дані розрахунку:

Тип поперечного перерізу – прямокутний;

Порода деревини – ялина;

Клас міцності деревини – С40;

Експлуатаційний клас деревини – 2.

Хід розрахунку:

1. Внутрішні зусилля в елементах ферми визначаємо за результатами статичного розрахунку в програмному комплексі ЛПРА-САПР 2017 (рис. Г.6).

2. Визначаємо розрахункову міцність деревини:

- на розтяг уздовж волокон:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{24,0}{1,3} = 11,08 \text{ МПа},$$

- на стиск уздовж волокон:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{26,0}{1,3} = 12 \text{ МПа},$$

де $k_{mod}=0,6$ – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне і середньо тривале від снігу) та вологості, що відповідає 2 експлуатаційному класу;

$f_{t,0,k} = 11,08 \text{ МПа}$ – характеристичне значення міцності на розтяг уздовж волокон деревини листяних порід класу С40;

$f_{c,0,k} = 12 \text{ МПа}$ – характеристичне значення міцності на стиск уздовж волокон деревини листяних порід класу С40;

$\gamma_m = 1,3$ – коефіцієнт надійності за матеріалом для цільної деревини.

Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини, а також коефіцієнти надійності γ_M для деревини наведені в додатку Д, таблиці Д.3-Д.6.

3. Визначаємо необхідну площу поперечного перерізу елементів вузла №6 ферми:

- для елемента верхнього поясу

$$A^{1-10} = \frac{N_{1-10}}{f_{c,0,d}} = \frac{1242,36 \cdot 10^3}{12} = 103530 \text{ мм}^2$$

Приймаємо переріз нижнього поясу ферми розмірами 380x380 мм; площа перерізу $A^{1-10} = 380 \cdot 380 = 144400 \text{ мм}^2$.

4. Перевіримо міцність перерізу елемента верхнього поясу ферми на стиск уздовж волокон:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N^{1-10}}{A_{net}} = \frac{1242,36 \cdot 10^3}{144400} = 8,6 \text{ МПа} \leq f_{c,0,d} = 12 \text{ МПа.}$$

Міцність перерізу на стиск забезпечена.

5. Перевіримо стійкість елемента вузла верхнього поясу ферми (див. п. 9.3.3 ДБН В.2.6-161 [4])

- умова стійкості при стиску вздовж волокон за формулою:

$$\text{у площині ферми} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{8,6}{0,957 \times 12} = 0,749 \leq 1,$$

$$\text{із площині ферми} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = \frac{8,6}{0,724 \times 12} = 0,990 \leq 1,$$

де $k_{c,y}$ і $k_{c,z}$ – коефіцієнти поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,631 + \sqrt{0,631^2 - 0,477^2}} = 0,957,$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,019 + \sqrt{1,019^2 - 0,953^2}} = 0,724,$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2 \cdot (0,529 - 0,3) + 0,529^2) = 0,631,$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,2 \cdot (1,058 - 0,3) + 1,058^2) = 1,019;$$

$\beta_c = 0,2$ – коефіцієнт прямолінійності для елементів із цільної деревини;

- приведена гнучкість елемента

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{28,36}{3,14} \sqrt{\frac{26}{9333,33}} = 0,477,$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{56,73}{3,14} \sqrt{\frac{26}{9333,33}} = 0,953,$$

- гнучкість елемента у площині ферми:

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 3111,37 / 109,7 = 28,36,$$

- гнучкість елемента із площини ферми:

$$\lambda_z = l_{ef,z} / i_z = 6222,74 / 109,7 = 56,73,$$

- момент інерції перерізу верхнього поясу:

$$i_{y(z)} = \sqrt{\frac{I_{y(z)}}{A}} = \sqrt{\frac{380^4/12}{380^2}} = 109,7 \text{ мм.}$$

- розрахункове значення 5% квантиля модуля пружності цільної деревини вздовж волокон:

$$E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean} = 2/3 \cdot 14000 = 9333,33 \text{ МПа,}$$

- середнє значення модуля пружності цільної деревини вздовж волокон (таблиця Б.1 ДБН В.2.6-161 [4]):

$$E_{0,mean} = 14000 \text{ МПа.}$$

Аналогічно виконуємо розрахунок інших елементів дерев'яної ферми.

Результати розрахунку елементів дерев'яної ферми наведено в табл. Г.4.

Висновок: За результатами розрахунку було виконано підбір перерізу елементів дерев'яної ферми покриття.

Г.5 Приклад розрахунку на згин дерев'яної клеєної балки

Вихідні дані розрахунку:

Довжина балки, м – $l = 5,4$;

Крок балок, м – $a = 1,5$;

Порода деревини – сосна;

Клас міцності деревини – GL 32h;

Експлуатаційний клас деревини – 2;

Тип поперечного перерізу – прямокутний;

Граничне розрахункове значення навантаження на перекриття будівлі,
 $\text{кН/м}^2 - 8,13$

Хід розрахунку:

1. Визначаємо розрахункові характеристик деревини:

- розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі y :

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{32}{1,25} = 15,36 \text{ МПа},$$

- розрахункове значення міцності при сколюванні:

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{3,8}{1,25} = 1,82 \text{ МПа}.$$

2. Обчислюємо граничне розрахункове значення навантаження на 1 м.п.
балки перекриття

$$q_{гр.р}^6 = q_{гр.р}^{пр} \times a = 8,13 \times 1,5 = 12,2 \text{ кН/м}.$$

3. Визначаємо розрахункові внутрішні зусилля:

- згинальний момент

$$M_{y,d} = \frac{q_{гр.р}^6 \times l^2}{8} = \frac{12,2 \times 29,16}{8} = 44,45 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- поперечна сила

$$V_d = \frac{q_{гр.р}^6 \times l}{2} = \frac{12,2 \times 5,4}{2} = 32,94 \text{ кН}.$$

4. Визначаємо необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{y,d} = \frac{M_{y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{44,45 \cdot 10^6}{15,36} = 2,89 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 = 2894,5 \text{ см}^3,$$

Приймаємо переріз клеєної балки шириною 150 мм із дошок 150х40 мм;
знаходимо необхідну висоту перерізу:

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{y,d}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,89 \cdot 10^6}{150}} = 340,27 \text{ мм.}$$

Попередньо приймаємо балку перерізом $b \times h = 150 \times 360$ мм (рис. Г.5).

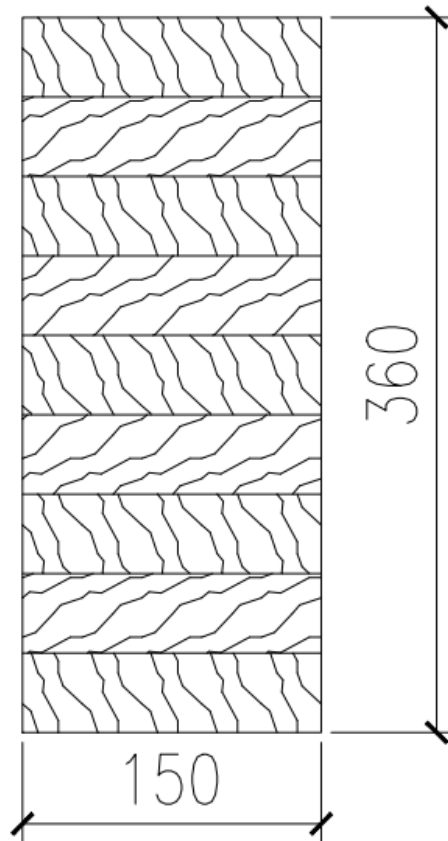


Рисунок Г.8 – Поперечний переріз клеєної балки

Визначимо геометричні характеристики прийнятого поперечного перерізу клеєної балки:

$$W_{y,d} = \frac{bh^2}{6} = \frac{150 \cdot 360^2}{6} = 3240000 \text{ мм}^3;$$

$$I_{br} = \frac{bh^3}{12} = \frac{150 \cdot 360^3}{12} = 583200000 \text{ мм}^4;$$

$$S_{br} = \frac{A}{2} \cdot z = \frac{A}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{150 \cdot 360 \cdot 360}{2 \cdot 4} = 2430000 \text{ мм}^3;$$

$$b_{ef} = 150 \text{ мм.}$$

Перевіримо міцність прийнятого перерізу клеєної балки:

– при згинанні за нормальними напруженнями:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{44,45 \cdot 10^6}{3240000} = 13,72 \text{ МПа} \leq f_{m,y,d} = 15,36 \text{ МПа},$$

– при сколюванні за дотичними напруженнями:

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef}} = \frac{32,94 \cdot 10^3 \cdot 2430000}{583200000 \cdot 150} = 0,915 \text{ МПа} \leq f_{v,d} = 1,82 \text{ МПа}.$$

Висновок: Міцність на згин та сколювання прийнятого поперечного перерізу клеєної балки забезпечено.

Г.6 Приклад розрахунку простінка з кам'яної кладки із керамічної цегли

Вихідні дані розрахунку:

Кількість поверхів будинку $n_{\text{пов}} = 4$;

Висота поверху будинку, м – 3,0;

Розміри в осях ($L_1 \times L_2$), м – 6,8х6,3 м;

Розміри віконного прорізу ($b \times h$), м – 1,5х1,6;

Товщина зовнішньої стіни, мм – 510;

Граничне розрахункове значення навантаження на покриття і перекриття будівлі, кН/м^2 – $q_{\text{кр},p}^{\text{кр}} = 6,05$, $q_{\text{кр},p}^{\text{пр}} = 8,13$.

Хід розрахунку:

1. Накреслимо схему розташування віконних прорізів у зовнішній стіні будівлі

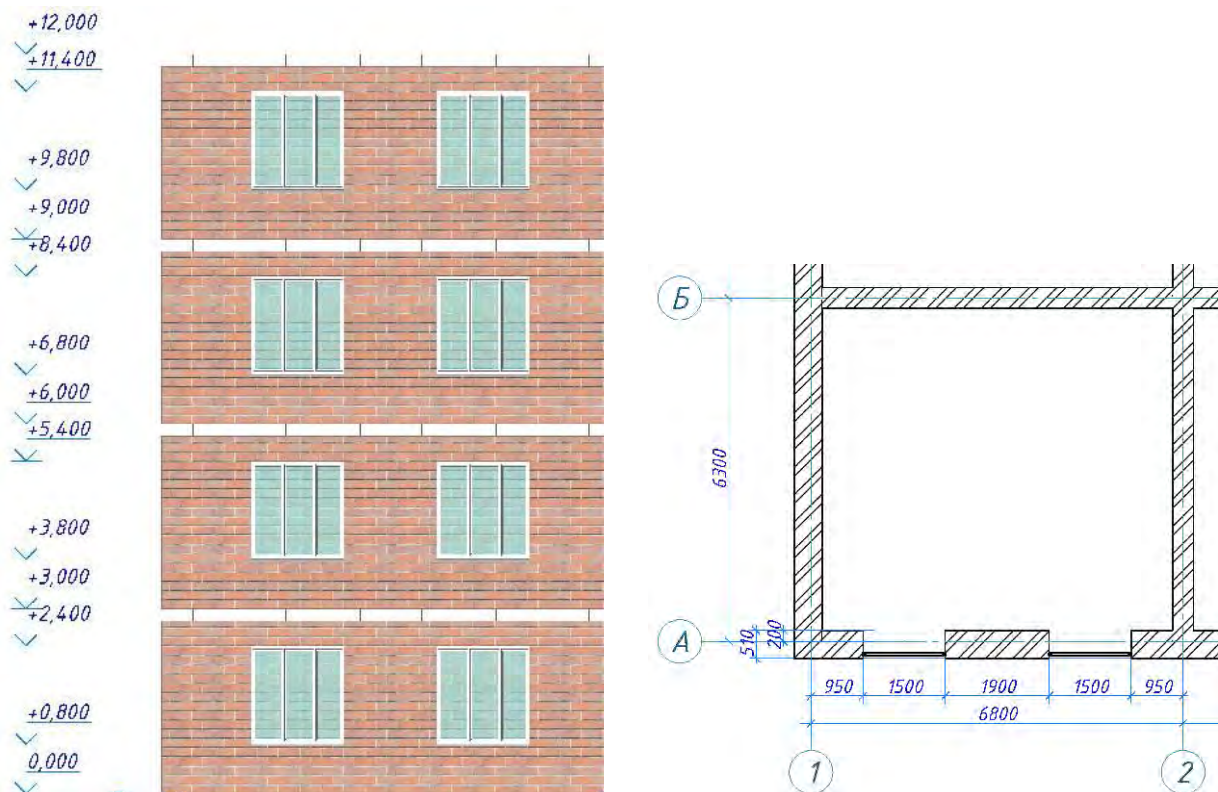


Рисунок Г.9 – Розміри простінку та вантажна площа стіни

2. Визначаємо ширину простінка:

$$b_{\text{п}} = \frac{L_1 - 2b_{\text{в}}}{2} = \frac{6,8 - 2 \cdot 1,5}{2} = 1,9 \text{ м.}$$

Вантажна площа стіни складає:

$$A_{\text{ст}} = B_{\text{пр}} \cdot H_{\text{пр}} = 3,4 \cdot 10,6 - 3 \cdot 1,5 \cdot 1,6 = 28,84 \text{ м}^2$$

3. Вага стіни, що передається на простінок (кладка та штукатурка) при товщині стіни в 2 цегли ($t = 0,51 \text{ м}$):

$$\begin{aligned} G &= A_{\text{пр}} \cdot (t \cdot D_k \cdot \gamma_f + \delta \cdot D_{\text{ш}} \cdot \gamma_f) \\ &= 28,84 \cdot (0,51 \cdot 18 \cdot 1,1 + 0,02 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 1,3) = 321,22 \text{ кН} \end{aligned}$$

4. Навантаження від ваги перекриття та покриття при вантажній площі:

$$A_{\text{вант}} = \frac{L_1 - 0,2}{2} \cdot L_2 = \frac{6,8 - 0,35}{2} \cdot 6,3 = 20,32 \text{ м}^2$$

Навантаження на покриття:

$$F_{\text{покp}} = q_{\text{гр}}^{\text{покp}} \cdot A_2 = 6,05 \cdot 20,32 = 122,92 \text{ кН}$$

Навантаження на перекриття:

$$F_{\text{пер}} = q_{\text{гр}}^{\text{пер}} \cdot A_2 = 8,43 \cdot 20,32 = 171,3 \text{ кН}$$

Повне розрахункове навантаження на простінок становить:

$$N_{Ed} = G_{\text{ст}} + F_{\text{покp}} + (n_{\text{п}} - 1) \cdot F_{\text{пер}} = 321,22 + 122,92 + 3 \cdot 171,3 = 958,03 \text{ кН}$$

5. Ексцентриситет прикладення навантаження від вище розташованого перекриття:

$$e = \frac{t}{2} - \frac{C}{3} = \frac{510}{2} - \frac{200}{3} = 188,33 \text{ мм} = 18,83 \text{ см}$$

Момент на опорі перекриття:

$$M = F_{\text{пер}} \cdot e = 171,3 \cdot 0,188 = 32,26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вільна висота простінку рівняється висоті поверху в світлі:

$$h = h_{\text{пов}} - h_{\delta} = 3000 - 300 = 2700 \text{ мм} = 2,7 \text{ м}$$

Гнучкість простінку визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{2700}{510} = 5,29 \leq 27$$

Момент на рівні верху віконного отвору:

$$M_{i,d} = \frac{32,26}{2,7} \cdot (0,8 + 1,6) = 28,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Величина випадкового ексцентриситету:

$$e_{i,net} = \frac{h}{450} = \frac{2700}{450} = 6,0 \text{ мм} = 0,6 \text{ см}$$

Приведений ексцентриситет становить:

$$e_i = \frac{M_{i,d}}{N_{Ed}} + e_{i,net} = \frac{28,68}{958,03} + 6,0 = 35,93 \text{ мм} \geq 0,05t = 25,5 \text{ см}$$

Коефіцієнт, що враховує гнучкість та ексцентриситет:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{35,93}{510} = 0,859$$

6. Потрібна величина міцності кладки на стиск:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{\Phi_i \cdot b_n \cdot t} = \frac{958,03 \cdot 10^3}{0,859 \cdot 1900 \cdot 510} = 1,15 \text{ МПа}$$

Виходячи з відповідних розрахункових параметрів, приймаємо кладку з цегли міцністю $f_b = 12,5 \text{ МПа}$ (М125) на важкому розчині міцністю $f_m = 1,0 \text{ МПа}$ (М10)

Міцність кладки на стиск становить $f_d = 1,2 \text{ МПа}$.

Висновок: За результатами розрахунку міцності кладки на стиск було прийнято марку міцності керамічної цегли і марку важкого цементно-піщаного розчину на стиск.

Розрахункові опори на стиск кладки із цегли всіх видів на важких розчинах за ДБН В. 2.6-162

Міцність цегли або каменів f_b , МПа	Розрахункові опори f_d , МПа (кгс/см^2), на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50...150 мм на важких розчинах при міцності f_m розчину								При міцності розчину	
	20,0	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	1,0	0,4	0,2	нульовій
30,0	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
25,0	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
20,0	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
15,0	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
12,5	-	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
10,0	-	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
7,5	-	-	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
5,0	-	-	-	1,0 (10)	-	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
3,5	-	-	-	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Примітка. Розрахункові опори кладки на розчинах класу міцністю від 4 до 50 належить зменшувати застосуванням знижуючих коефіцієнтів: 0,85 – для кладки на жорстких цементних розчинах (без добавок вапна або глини), легких и вапняних розчинах у віці до 3 міс; 0,9 – для кладки на цементних розчинах (без вапна або глини) з органічними пластифікаторами. Зменшувати розрахунковий опір на стиск не вимагається для кладки підвищеної якості - шов розчину виконується під рамку з вирівнюванням та ущільнення розчину рейкою. У проєкті вказується марка розчину для звичайної кладки і для кладки підвищеної якості.

Г.7 Приклад розрахунку на вогнестійкість залізобетонної балки перекриття

Вихідні дані розрахунку:

Згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [6] для І-го ступеня вогнестійкості будівлі нормований клас вогнестійкості балки перекриття – R60 (див. табл. Д.7).

Розміри перерізу балки $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, відстань до осі арматури $a = 30$ мм (рисунок Г.8). Поперечний переріз балки розглядаємо як такий, що зазнає вогневого впливу з трьох сторін – знизу та з боків. Балка розглядається як вільно оперта. Навантаження на балку прийняте за даними таблиці Г.2, крок балок перекриття – 6 м.

Бетон класу С 20/25 ($f_{ck}=18,5$ МПа, $\gamma_c=1,3$, $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=18,5/1,5=14,5$ МПа). Арматура класу А500С ($f_{yk}=500$ МПа, $\gamma_s=1,2$, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ МПа, $E_s=2,1 \times 10^5$ МПа), площа перерізу робочої арматури $4\varnothing 18 - A_s=1018$ мм².

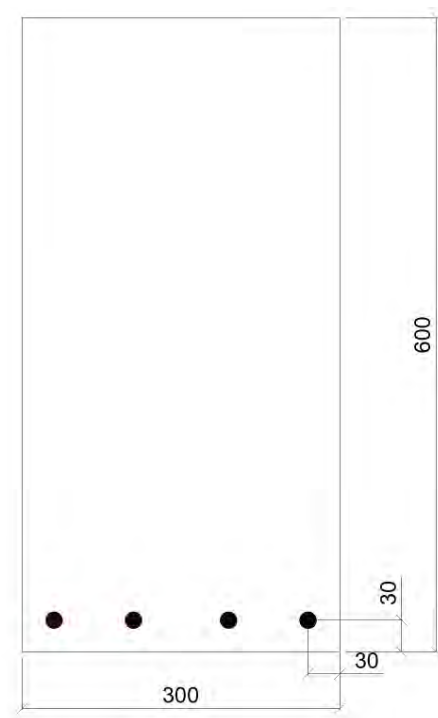


Рисунок Г.10 – Поперечний переріз балки

Хід розрахунку:

Розрахунок балки на вогнестійкість за табличними даними

Для визначення внутрішніх зусиль у балці для розрахунку на вогнестійкість враховують постійне і тимчасове тривале (квазіпостійне) значення навантаження на перекриття з коефіцієнтом надійності за відповідальність для аварійної ситуації.

Обчислимо розрахункове значення навантаження на балку:

- під час пожежі

$$q_{Ed,fi} = (q_{в.в} + q_{пер}^{хар} \cdot \text{крок балок}) \cdot \gamma_n = \\ = (0,3 \cdot 0,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 + (4,99 + 0,35) \cdot 6) \cdot 0,975 = 35,54 \text{ кН/м},$$

де $q_{пер}^{хар}$ – характеристичне значення навантаження на перекриття, що включає вагу матеріалів підлоги і плити перекриття, а також квазіпостійне значення тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, кН/м²;

6 м – крок балок перекриття;

$\gamma_n=0,975$ – коефіцієнт надійності за відповідальність для аварійної ситуації (пожежа) для класу наслідків СС2 за ДБН В.1.2-14:2018 [2], див. табл. Д.2;

- за нормальних умов

$$q_{Ed} = (q_{в.в} + q_{пер}^{гр} \cdot \text{крок балок}) \cdot \gamma_n = \\ = (0,3 \cdot 0,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 + 6 \cdot (5,79 + 1,95)) \cdot 1,05 = 53,86 \text{ кН/м},$$

де $q_{пер}^{хар}$ – граничне розрахункове значення навантаження на перекриття, що включає вагу матеріалів підлоги і плити перекриття, а також короткочасне рівномірно розподіленого навантаження, кН/м²;

6 м – крок балок перекриття;

$\gamma_n=1,05$ – коефіцієнт надійності за відповідальність для усталеної ситуації, класу наслідків СС2 і категорії відповідальності конструкції Б [2], див. табл. Д.2;

Обчислимо розрахункові значення згинальних моментів у балці:

- під час пожежі

$$M_{Ed,fi} = \frac{q_{d,fi} \cdot l^2}{8} = \frac{35,54 \cdot 5,4^2}{8} = 129,54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- за нормальних умов

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{53,86 \cdot 5,4^2}{8} = 196,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

де $l = 5,4$ – розрахункова довжина балки, м.

Обчислюємо коефіцієнт зниження η_{fi} , що визначає рівень навантаження балки під час пожежі:

$$\eta_{fi} = \frac{M_{d,fi}}{M_{Ed}} = \frac{129,54}{196,32} = 0,66 \leq 0,7.$$

Оскільки рівень навантаження балки під час пожежі $\eta_{fi} \leq 0,7$, для розрахунку на вогнестійкість можуть бути використані табличні дані за ДСТУ-Н Б В.2.6-196 [10], див. таблицю Г.6.

Таблиця Г.6

Мінімальні розміри і відстані до осі арматури вільно обпертих балок із ненапруженого і попередньо напруженого залізобетону

Нормований клас вогнестійкості	Мінімальні розміри, мм					Товщина стінки балки, b_w
	Можливі сполучення a і b_{min} , де a – середня відстань до осі арматури, b_{min} – ширина балки					
1	2	3	4	5	6	
R30	$b_{min} = 80$	120	160	200	80	
	$a = 25$	20	15*	15*		
R60	$b_{min} = 120$	160	200	300	100	
	$a = 40$	35	30	25		
R90	$b_{min} = 150$	200	300	400	110	
	$a = 55$	45	40	35		
R120	$b_{min} = 200$	240	300	500	130	
	$a = 65$	60	55	50		
R180	$b_{min} = 240$	300	400	600	150	
	$a = 80$	70	65	60		
R240	$b_{min} = 280$	350	500	700	170	
	$a = 90$	80	75	70		
$a_{sd} = a + 10$ мм (див. примітку нижче)						
Примітка. Для попередньо напружених балок збільшують відстані до осі арматури згідно з 8.2.4. a_{sd} – відстань до сторони балки від осі кутових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дроту) балок тільки з одним рядом армування. Для значень b_{min} , що є більшими за наведенні в колонці 4, значення a_{sd} не збільшують.						
*) Захисний шар бетону має бути не менше визначеного згідно з ДБН В.2.6-98.						

Порівняємо геометричні характеристики перерізу балки із мінімально необхідними значеннями за таблицею Г.6. Ширина перерізу балки $b=300$ мм дорівнює мінімальному значенню $b_{\min}=300$ мм; відстань до осі арматури $a=30$ мм перевищує мінімальне значення $a_{\min}=25$ мм.

Таким чином, на підставі аналізу табличних даних було встановлено, що нормований клас вогнестійкості балки R60 забезпечено.

Згідно з табличними даними відстань від осі кутових стрижнів до бічної грані балки a_{sd} рекомендовано збільшити на 10 мм – $a_{sd} = 40$ мм.

Розрахунок балки на вогнестійкість зональним методом

Зональний метод розрахунку на вогнестійкість передбачає розділення половини перерізу балки на $n \geq 3$ паралельних зон однакової товщини, для яких визначається середня температура θ_m і відповідна середня міцність бетону на стиск $f_{cd}(\theta)$ [10].

Пошкоджений під час пожежі поперечний переріз балки представлений приведеним (зменшеним) поперечним перерізом. Зменшення поперечного перерізу балки базується на визначенні товщини a_z пошкодженої зони обігрівної поверхні, див. рисунок Г.11.

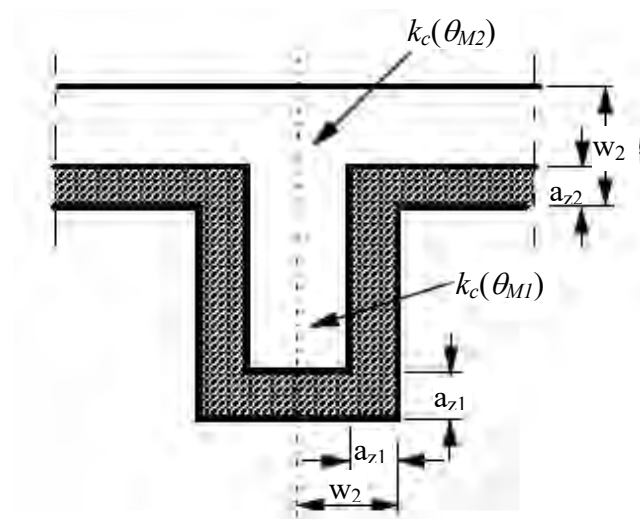


Рисунок Г.11 – Приведений поперечний переріз балки

Визначаємо ширину пошкодженої зони a_z перерізу балки в такій послідовності:

а) розділяємо половину перерізу балки на п'ять паралельних зон однакової товщини, схему розділення див. рис. Г.10;

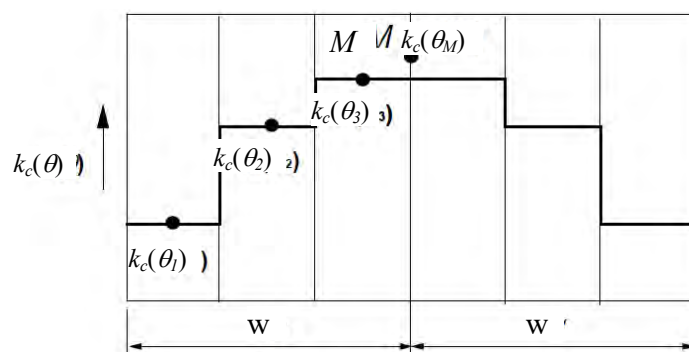


Рисунок Г.12 – Схема розділення перерізу на зони однакової ширини

б) розраховуємо середню температуру для кожної зони перерізу. Розрахунок температури в перерізі балки можна виконувати за допомогою ізоTERM, що наведені в додатку А ДСТУ-Н Б В.2.6-196 [10], або із використанням програмних комплексів, таких як Лира-САПР 2019, Ansys Multiphysics [18] та ін. Ізотерми для балки перерізом 600x300 мм класу вогнестійкості R60 наведені на рис. Г.13, Г.14.

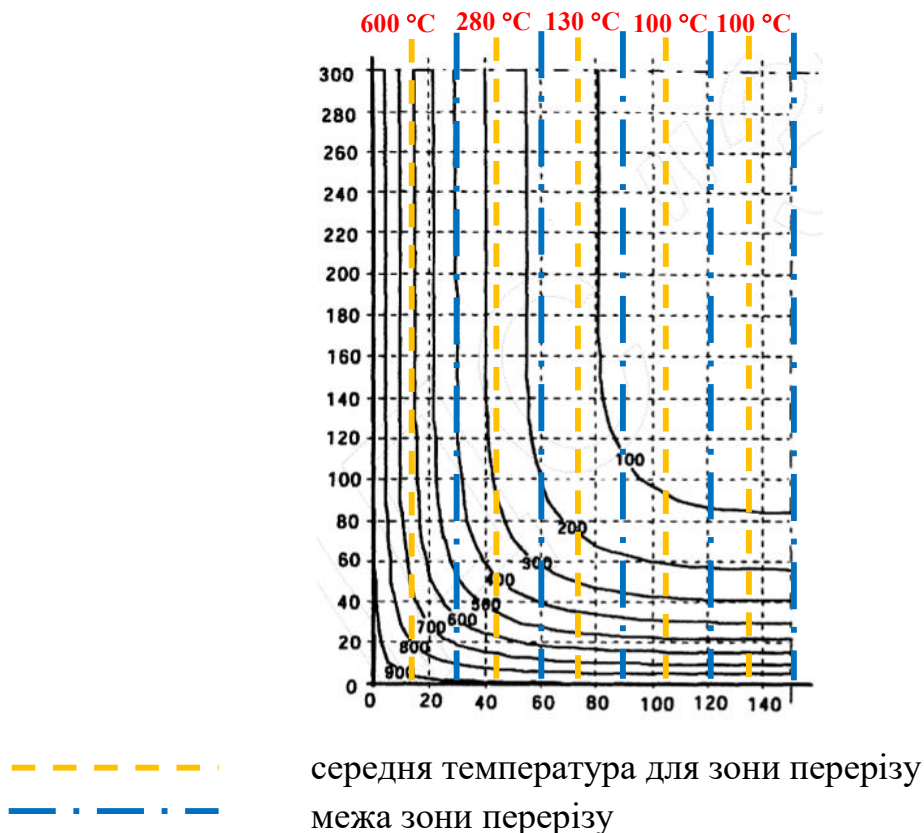
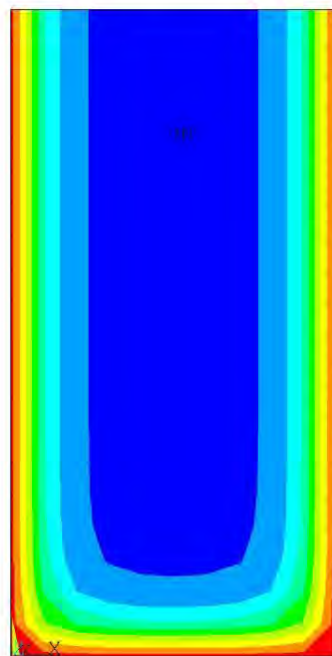
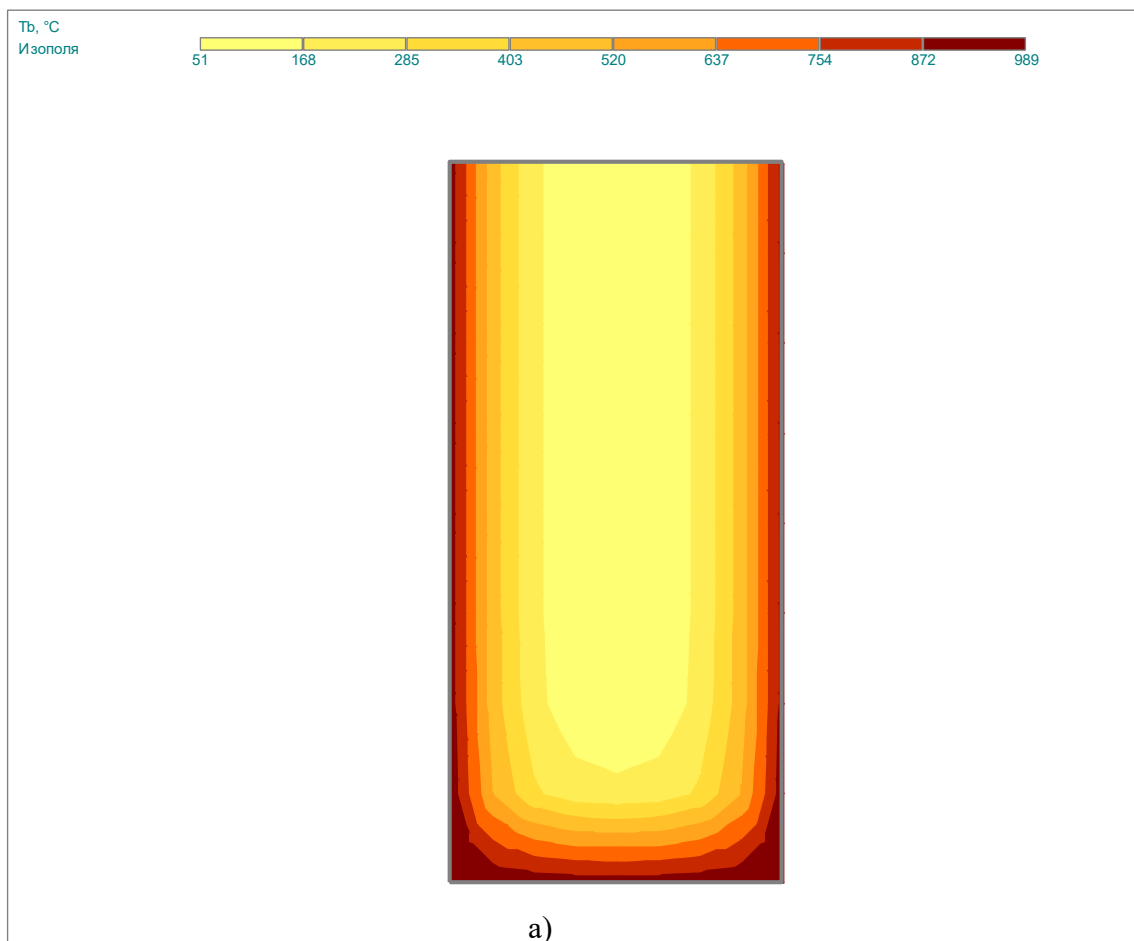


Рисунок Г.13 – Температурні криві перерізу балки 600x300 мм для R60 за ДСТУ-Н Б В.2.6-196



ANSYS 2020 R1
Build 20.1
PLOT NO. 1
NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =72
TIME=3600
TEMP (AVG)
RSYS=0
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
SMN =40.3777
SMX =939.685

ZV =1
DIST=.33
XF =.15
YF =.3
ZF =3
Z-BUFFER
40.3777
90.3392
140.301
190.262
240.224
290.185
340.147
390.108
440.07
589.954
639.916
689.877
739.839
789.8
839.762
889.723
939.685

б)

Рисунок Г.14 – Температурні криві перерізу балки 600x300 мм для R60
за розрахунком у програмних комплексах: а) Лира-САПР 2019; ANSYS 2020 R1

Середня температура для кожної зони перерізу визначена графічно (рис. Г.13) і становить:

$$\theta_1 = 600 \text{ }^{\circ}\text{C}; \theta_2 = 280 \text{ }^{\circ}\text{C}; \theta_3 = 130 \text{ }^{\circ}\text{C}; \theta_4 = 100 \text{ }^{\circ}\text{C}; \theta_5 = 100 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

в) коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$ для відповідної температури визначаємо графічно (рис. Г.15) або з таблиці Д.8 за ДСТУ-Н Б В.2.6-196 [10]. Значення коефіцієнтів зниження міцності бетону наведено в таблиці Г.7.

Таблиця Г.7

Значення коефіцієнтів зниження міцності бетону на стиск для перерізу балки

Коефіцієнт зниження міцності бетону	Середня температура зони перерізу балки, θ_i , $^{\circ}\text{C}$				
	600	280	130	100	100
$k_c(\theta_i)$	0,45	0,87	0,985	1,00	1,00

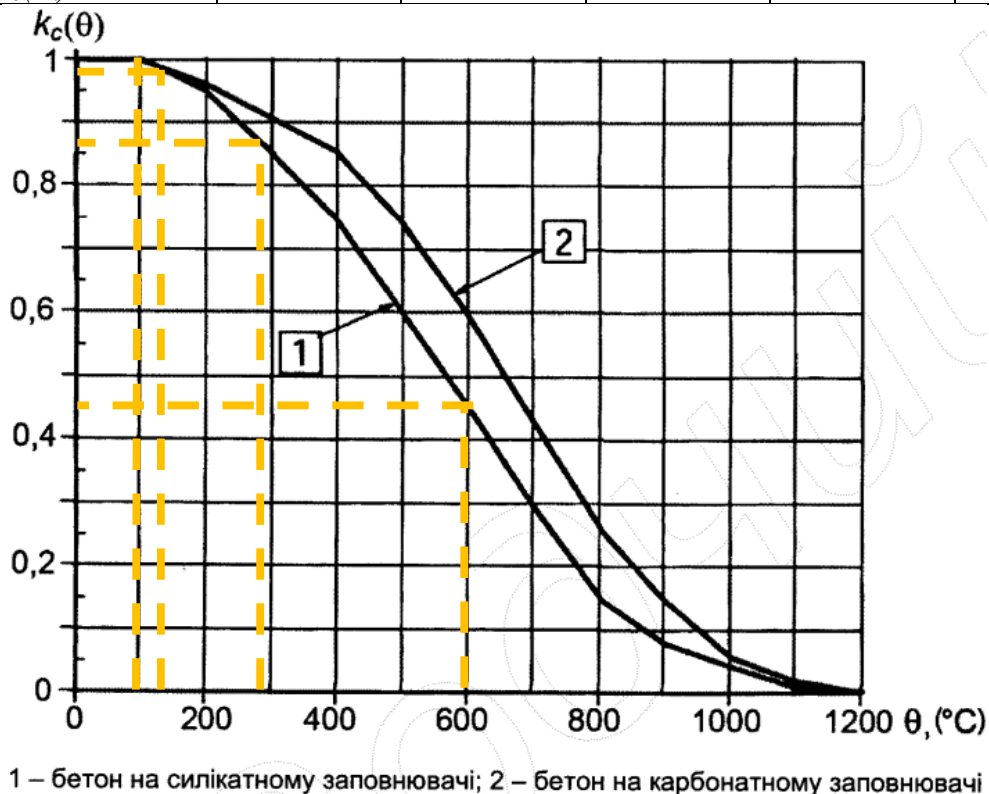


Рисунок Г.15 – Коефіцієнти зниження характеристичної міцності бетону

Визначаємо середній коефіцієнт зниження міцності бетону, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони перерізу, за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,i}(\theta_i) = \frac{(1-0,2/5)}{5} \cdot (0,45 + 0,87 + 0,985 + 1,00 + 1,00) = 0,827.$$

Розраховуємо ширину пошкодженої зони перерізу балки за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,(s_M)}} \right] = 150 \cdot \left[1 - \frac{0,827}{1,00} \right] = 26 \text{ мм},$$

де w – половина ширини перерізу балки, мм;

$k_c(\theta_M) = 1,00$ – коефіцієнт зниження міцності бетону на стиск в точці М на осі симетрії перерізу балки.

Зменшимо розміри поперечного перерізу балки на величину $a_z = 26$ мм із тих сторін, що зазнають вогневого впливу у разі пожежі. Розрахункові значення ширини і висоти перерізу балки становлять:

$$b_{\text{н}} = b - 2 \cdot a_z = 300 - 2 \cdot 26 = 248 \text{ мм},$$

$$h_{\text{н}} = h - a_z = 600 - 26 = 574 \text{ мм}.$$

г) розраховуємо температуру в арматурних стрижнях балки. Розрахунок температури в арматурі можна виконувати за допомогою ізотерми за ДСТУ-Н Б В.2.6-196 [10] і програмного комплексу Лира-САПР [19]. Значення температури в арматурі балки становить (рис. Г.16, Г.17):

- для кутових стрижнів – $\theta_{\text{кут}} = 600^\circ\text{C}$;
- для середніх стрижнів – $\theta_{\text{сер}} = 400^\circ\text{C}$.

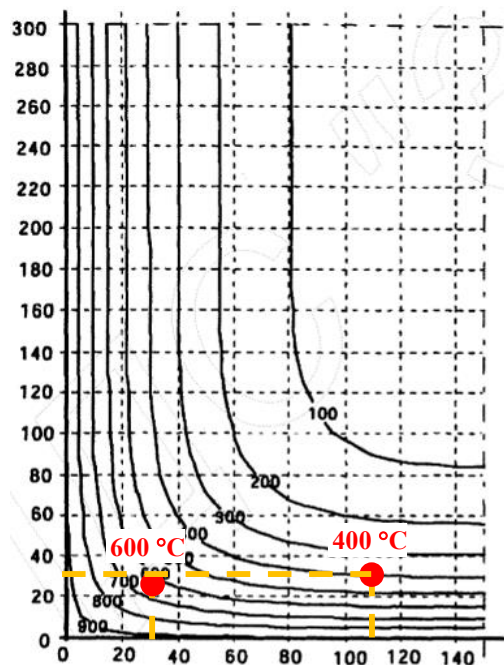


Рисунок Г.16 – Значення температури в арматурі балки 600х300 мм для R60

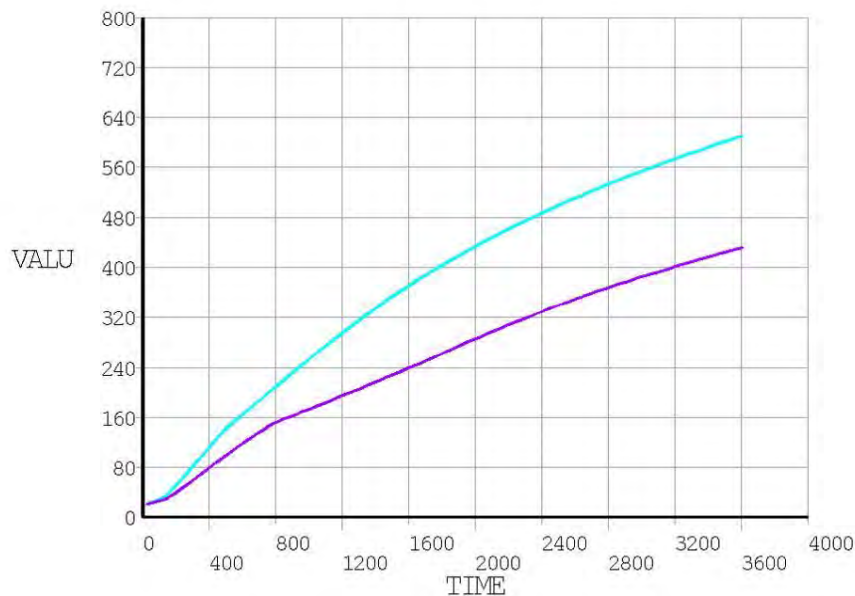


Рисунок Г.17 – Графіки зміни температури в арматурі балки

Коефіцієнти зниження міцності арматури визначаємо графічно (рис. Г.15) або з таблиці Д.9. Значення коефіцієнтів зниження прийняті такими, що становлять:

- для кутових стрижнів – $k_{s,(\theta=550^{\circ}\text{C})} = 0,45$;
- для середніх стрижнів – $k_{s,(\theta=400^{\circ}\text{C})} = 0,70$.

Обчислюємо зменшену міцність арматури балки за формулою:

$$f_{sd,fi(\theta_m)} = k_{v(\theta)} \times f_{sd} = 0,576 \times 435 = 250,67 \text{ МПа},$$

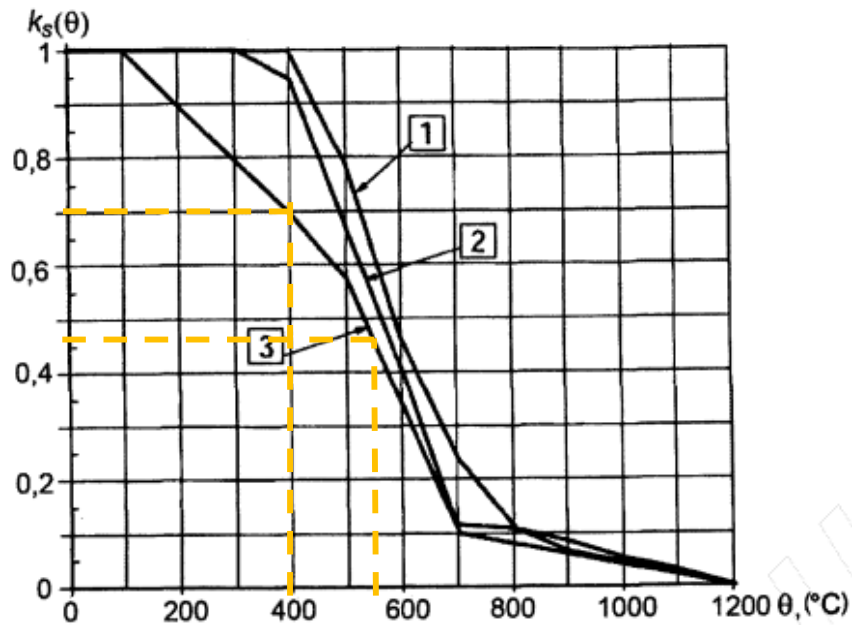
$$\text{де } k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} = 2 \times (0,45 + 0,70) / 4 = 0,576,$$

де θ – температура i -того арматурного стрижня;

$k_v(\theta)$ – середній коефіцієнт зниження міцності v -того арматурного ряду;

$k(\theta_i)$ – коефіцієнт зниження міцності i -го стрижня (рис. Г.15, крива 3);

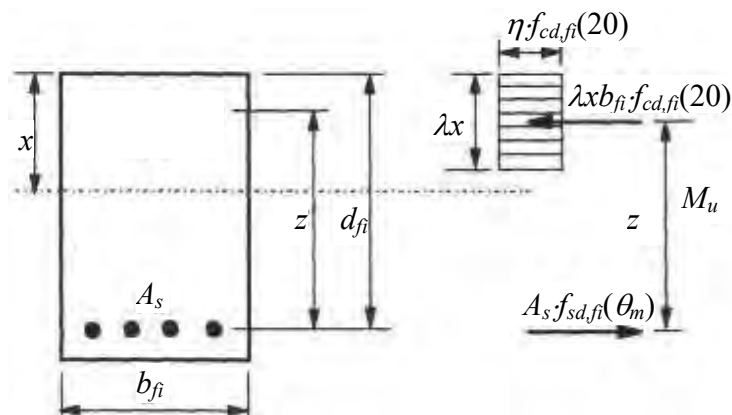
n_v – кількість арматурних стрижнів у v -тому арматурному ряді.



1 – розтягнута арматура (гарячекатана) для деформацій $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$; 2 – розтягнута арматура (холоднодеформована) для деформацій $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$; 3 – стиснута та розтягнута арматура для деформацій $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$.

Рисунок Г.18 – Коефіцієнти зниження міцності арматури

Далі виконуємо розрахунок залишкової несучої здатності балки для зменшеного перерізу зі зниженою міцністю арматури. Розрахункова схема перерізу і зусилля, що виникають в бетоні й арматурі наведено на рис. Г.18.



b_{fi} – ширина приведенного поперечного перерізу;

d_{fi} – робоча висота приведенного поперечного перерізу;

z – відстань між розтягнутою арматурою та стиснутою зоною бетону;

A_s – площа перерізу розтягнутої арматури;

$f_{cd,fi}(20) = f_{ck}/\gamma_{c,fi}$ – розрахункова міцність бетону на стиск за нормальної температури;

$f_{sd,fi}(\theta_m)$ – розрахункова міцність арматури на розтяг за підвищеної температури θ_m ;

λ , η та x – визначені в ДБН В.2.6-98

Рисунок Г.19 – Розрахункова схема зусиль у поперечному перерізі балки

Із рівняння рівноваги приведенного перерізу балки визначаємо висоту стиснутої зони бетону:

$$\lambda x = A_s \times f_{sd,fi}(\theta_m) / f_{cd,fi(20)} \times b_{fi} = 1018 \times 250,67 / 14,5 \times 248 = 71 \text{ мм},$$

Визначаємо плече внутрішньої пари сил – стиску в бетоні і розтягу в арматурі:

$$z = (d_{fi} - 0,5 \times \lambda x) = (570 - 0,5 \times 71) = 534,5 \text{ мм}.$$

Визначаємо несучу здатність приведенного перерізу балки:

$$M_u = A_s \times f_{sd,fi}(\theta_m) \times z = 1018 \times 250,67 \times 534,5 = 136,4 \text{ кНм}.$$

е) Порівняємо несучу здатність приведенного перерізу із розрахунковим згинальним моментом у разі пожежі:

$$M_u = 136,4 \text{ кНм} > M_{Ed,fi} = 129,54 \text{ кНм}.$$

Несуча здатність приведенного перерізу перевищує розрахунковий згинальний момент у разі пожежі. Таким чином, межа вогнестійкості балки за ознакою втрати несучої здатності перевищує 60 хв.

Висновок: За результатами розрахунку на вогнестійкість за табличними даними і зональним методом нормований клас вогнестійкості балки **R 60** забезпечено.

Додаток Д

Табличні дані для розрахунку будівельних конструкцій

Таблиця Д.1

Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n за ДБН В. 1.2-14:2018

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	1,000	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		

**Значення коефіцієнтів для розрахунку елементів з урахуванням розвитку
пластичних деформацій за ДБН В.2.6-198:2014, Додаток М**

Тип перерізу	Схема перерізу	A_f/A_w	Найбільше значення коефіцієнтів		
			c_x	c_y	n при $M_y = 0^{+}$
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	
4-й		0,50	1,40	1,12	2,0
		1,00	1,28	1,20	
		2,00	1,18	1,31	
5-й	а) б)	—	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
6-й		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,50		1,07	
		1,00		1,12	
		2,00		1,19	
7-й		—	1,26	1,26	1,5
8-й	а) б)	—	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
9-й		0,5	1,6	1,07	а) 3,0 б) 1,0
		1,0		1,1	
		2,0		1,19	

^{*)} При $M_y \neq 0$ приймається $n = 1,5$, за винятком перерізів типу 5, а), для якого $n = 2$, і типу 5, б), для якого $n = 3$.

Примітка 1. При визначенні коефіцієнтів для проміжних значень A_f/A_w допускається лінійна інтерполяція.

Примітка 2. Значення коефіцієнтів c_x і c_y приймаються не більшими за $1,15 \gamma_f$, де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, обчислений як відношення розрахункового значення еквівалентного (за значенням згинального моменту) навантаження до характеристичного.

Таблиця Д.3

**Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для хвойної
деревини за ДБН В.2.6-161:2017, Додаток Б**

№ з/п	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
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											
Значення жорсткості, Н/мм ²													
7	Модуль пружності вздовж $E_{0,mean}^{a,b}$	7000	8000	9000	95000	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
Примітка. Значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон $f_{t,90,k}$, характеристична міцність під дією сколювання та кручення відрізняються від розрахункових значень за ДСТУ EN 338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.													
^a Розрахункове значення для кругляка підвищується на 20 % за відсутності на ньому кори та лубу без ослаблення крайової зони.													
^b Характеристичне значення модуля зсуву $G_{R,k}$ всіх класів міцності може прийматися 1,0 Н/мм ² при розрахунках. При напруженні сколювання необхідно приймати значення модуля зсуву, який дорівнює $G_{R,mean} = 0,10 \cdot G_{mean}$.													
^c Для характеристичного значення жорсткості $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ та $G_{0,05}$ розрахунковими значеннями є: $E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean}$, $E_{90,05} = 2/3 \cdot E_{90,mean}$, $G_{0,05} = 2/3 \cdot G_{mean}$.													

Таблиця Д.4

**Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для листяної
деревини за ДБН В.2.6-161:2017, Додаток Б**

№ з/п	Класи міцності	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Значення міцності, Н/мм ²							
1	Згин $f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
2	Розтяг вздовж $f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
3	Розтяг впоперек $f_{t,90,k}$	0,5					
4	Стиск вздовж $f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
5	Стиск впоперек $f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
6	Сколювання та кручення $f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Значення жорсткості, Н/мм ²							
7	Модуль пружності вздовж $E_{0,mean}^a$	10 000	10 000	11 000	14 000	17 000	20 000
8	Модуль пружності впоперек $E_{90,mean}^a$	640	690	750	930	1130	1330
9	Модуль зсуву G_{mean}^a	600	650	700	880	1060	1250
Значення густини, кг/м ³							
10	Густина ρ_k	530	560	590	650	700	900
Примітка. Розрахункове значення характеристичної міцності при розтягу впоперек напрямку волокон $f_{t,90,k}$ відрізняється від розрахункових значень за ДСТУ EN 338, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення, представлені тут.							
^a Для характеристичного значення жорсткості $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ та $G_{0,05}$ розрахунковими значеннями є: $E_{0,05} = 5/6 \cdot E_{0,mean}$, $E_{90,05} = 5/6 \cdot E_{90,mean}$, $G_{0,05} = 5/6 \cdot G_{mean}$.							

Таблиця Д.5

**Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для однорідної
клеєної деревини за ДБН В.2.6-161:2017, Додаток Б**

Класи міцності клеєної деревини		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Значення міцності, Н/мм ²					
Міцність при згині	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Міцність при розтягу	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Міцність при стиску	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Міцність при сколюванні	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Значення жорсткості, Н/мм ²					
Модулі пружності	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Модуль зсуву	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Значення густини, кг/м ³					
Густина	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Коефіцієнти надійності за матеріалом γ_M для деревини

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

**Ступінь вогнестійкості будинку та класи вогнестійкості будівельних
конструкцій за ДБН В. 1.1-7:2016**

Ступінь вогнестійкості	Мінімальні значення класів вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальні значення груп поширення вогню по них								
	Стіни				Колони	Сходові площадки, косоури, сходи, балки, марші сходових кліток	Пере-криття міжповерхові (у т.ч. горищні та над підвалами)	Елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	само-несучі	зовнішні ненесучі	внутрішні ненесучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
I	REI 150 M0	REI 90 M0	E 30 M0	EI 30 M0	R 150 M0	R 60 M0	REI 60 M0	RE 30 M0	R 30 M0
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	EI 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0
III	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M1	Не нормуються	
IIIa	REI 60 M0	REI 30 M0	E 15 M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0
IIIб	REI 60 M1	REI 30 M1	E 15, M0 E 30, M1	EI 15 M1	R 60 M1	R 45 M0	REI 45 M1	RE 15, M0 RE 30, M1	R 45 M1
IV	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M1	EI 15 M1	R 30 M1	R 15 M1	REI 15 M1	Не нормуються	
IVa	REI 30 M1	REI 15 M1	E 15 M2	EI 15 M1	R 15 M0	R 15 M0	REI 15 M0	RE 15 M2	R 15 M0
V	Не нормуються								
Примітка 1. Класи вогнестійкості будівельних конструкцій визначають залежно від нормованих граничних станів та межі вогнестійкості відповідно до ДБН В.1.2-7, ДСТУ Б В.1.1-4, визначених у додатку Г.									
Примітка 2. Клас вогнестійкості самонесучих стін, які враховуються у розрахунках жорсткості та стійкості будинку, приймають як для несучих стін.									
Примітка 3. Групи поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у додатку Д цих Норм.									

Таблиця Д.8

Значення коефіцієнтів зниження міцності на стиск бетону за підвищених температур згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014

Температура бетону, θ , °C	Силікатний заповнювач			Карбонатний заповнювач		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	—	—	0,00	—	—

Значення коефіцієнтів зниження характеристик арматури за підвищених температур згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014

Температура сталі, θ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	гаряче-катана	холодно-деформована	гаряче-катана	холодно-деформована	гаряче-катана	холодно-деформована
1	2	3	4	5	6	7
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Список літератури

1. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с. – (Державні будівельні норми)
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018 – [Чинні від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми)
3. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми)
4. Дерев'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-161:2017 – [Чинні від 2018-02-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2017. – 117 с. – (Державні будівельні норми)
5. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010 – [Чинні від 2011-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 100 с. – (Державні будівельні норми)
6. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016 – [Чинні від 2017-06-01]. – К. : Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми)
7. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми)
8. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України)
9. Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006 –

- [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 15 с. – (Національний стандарт України)
10. Настанова з проектування залізобетонних балок. Розрахунок на вогнестійкість: ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014 – [Чинний з 2015-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2015. – 42 с. – (Національний стандарт України)
 11. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський та ін. / за заг. ред. О.О. Нілова і О.В. Шимановського, – Вид. 2-е перероб. і доп. – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
 12. Покриття будівлі по сталевих фермах: методичні вказівки до виконання курсового проекту / уклад.: В.О. Володимирський, С.І. Білик, Т.О. Ключниченко та ін. – К.: КНУБА, 2014. – 68 с.
 13. Обстеження та підсилення металевих конструкцій: методичні рекомендації до виконання курсового проекту / уклад.: А.С. Білик, М.О. Бут, В.М. Адаменко. – К.: КНУБА, 2013. – 40 с
 14. Будівельні конструкції: Основи розрахунку: Підручник / Бучок Ю. Ф. – К.: Вища шк., 1994. – 447 с.
 15. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посіб./ М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко. – К.: НАУ, 2012. – 572 с.
 16. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, В.Г. Тарасюк та ін. – К.: Інтертехнологія, 2016. – 83 с.
 17. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103 – «Міське будівництво та господарство») / Харків. нац. унт міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова; уклад.: Є.С. Сєдишев. – Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2015. – 52 с.
 18. Основи роботи в скінченно-елементному програмному комплексі ANSYS. / Калінін Є.І. – Конспект лекцій. Частина 2 – Харків: Видавництво ХНАДУ, 2013. – 135 с.

19. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е, Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. // Электронное издание, 2017 г., – 535 с.

Зміст

Лабораторна робота № 1 Розрахунок навантаження на покриття і перекриття будівлі	4
Лабораторна робота № 2 Розрахунок другорядної сталеві балки перекриття .	7
Лабораторна робота № 3 Розрахунок вузла металевої ферми покриття.....	11
Лабораторна робота № 4 Розрахунок вузла дерев'яної ферми покриття	14
Лабораторна робота № 5 Розрахунок на згин дерев'яної клеєної балки	18
Лабораторна робота № 6 Розрахунок простінка з кам'яної кладки із керамічної цегли	21
Лабораторна робота № 7 Розрахунок залізобетонної балки на вогнестійкість	24
Додаток А Приклади конструкції покриття	28
Додаток Б Приклади конструкцій перекриття	30
Додаток В Густина матеріалів.....	31
Додаток Г Приклади розрахунку	33
Г.1 Приклад розрахунку навантаження на покриття і перекриття будівлі	33
Г.2 Приклад розрахунку другорядної сталеві балки перекриття.....	35
Г.3 Приклад розрахунку вузла металевої ферми покриття	39
Г.4 Приклад розрахунку вузла дерев'яної ферми покриття	44
Г.5 Приклад розрахунку на згин дерев'яної клеєної балки.....	48
Г.6 Приклад розрахунку простінка з кам'яної кладки із керамічної цегли	51
Г.7 Приклад розрахунку на вогнестійкість залізобетонної балки перекриття	55
Додаток Д Табличні дані для розрахунку будівельних конструкцій.....	66
Список літератури	75

