

ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

5.1 Розрахунок згинальних металевих елементів балкової клітки

Мета задачі - підібрати стандартні прокатні двотаврові профілі для виготовлення балок настилу та головних балок металевої балкової клітки.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- зібрати навантаження, що діють на балкову клітку;
- визначити згинальні моменти, що виникають у балці настилу від нормативних та розрахункових навантажень;
- визначити опорні реакції у балці настилу, що виникають під дією нормативних та розрахункових навантажень;
- визначити потрібний момент опору перерізу балки настилу;
- знаючи потрібний момент опору перерізу, за сортаментом підібрати двотавровий профіль для виготовлення балки настилу, виписати з сортаменту значення моменту інерції та фактичного моменту опору двотавра;
- перевірити обраний двотавровий профіль за міцністю та жорсткістю;
- якщо перевірка виявить, що обраний двотавровий профіль не задовольняє вимогам міцності або жорсткості - підібрати наступний двотавр і перевірити його;
- визначити опорні реакції, що виникають у головній балці під дією нормативних та розрахункових навантажень;
- визначити згинальні моменти, що виникають у головній балці під дією нормативних та розрахункових навантажень;
- визначити необхідний момент опору перерізу головної балки;
- знаючи необхідний момент опору, за сортаментом підібрати двотавровий профіль для виготовлення головної балки, виписати з сортаменту значення моменту інерції та фактичного моменту опору двотавра;
- перевірити обраний двотавровий профіль за міцністю та жорсткістю;
- якщо перевірка виявить, що обраний двотавровий профіль не задовольняє вимогам міцності або жорсткості - підібрати наступний двотавр і перевірити його.

5.1.1 Основи методики розрахунку балок балкових кліток

Стійкість балкових кліток може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості балок формулюються двома співвідношеннями [8]:

$$\sigma_{max} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (5.1)$$

$$\left(\frac{f}{l} \right)_p \leq \left[\frac{f}{l} \right]_{табл}, \quad (5.2)$$

де σ_{max} - максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²;

R_y - розрахунковий опір сталі, кН/см²;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

f/l - відносний прогин балки.

Розрахунок на міцність при вигині розрізних балок суцільного перерізу, що несуть статичне навантаження, та закріплених від втрати загальної стійкості настилом (у нашому випадку залізобетонним), проводиться за формулою:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{C_1 W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (5.3)$$

де M_{max} - максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження, кНм;

W_x - момент опору перерізу балки, см³;

C_1 - коефіцієнт, що враховує пластичну роботу сталі під навантаженням.

Виходячи з формули (5.3), знаходимо необхідний момент опору перерізу балки за максимальним згинальним моментом, що отримано за розрахунком:

$$W_{вим} = \frac{M_{max}}{C_1 R_y \gamma_c} \quad (5.4)$$

За моментом опору, що вимагається, підбирається ближчий більший номер балки (Додатки 14 та 15).

Підібраний опір перерізу балки повинен бути перевірений за жорсткістю (розрахунок за II групою граничних станів). Для цього визначається прогин балки від нормативного значення навантаження. Відносний прогин балки є мірою її жорсткості. Він не повинен перебільшувати нормативного прогину, що залежить від призначення балки (формула 5.2). Нормативне значення відносного прогину для балок та перекриттів, що відкриті для огляду $f/l = 1/250$. [8]

Якщо перевірка за формулою (5.2) не задовольняється, потрібно збільшити переріз балки.

5.1.2 Приклад розрахунку

Вихідні дані:

- прольот будівлі - 9 м;
 - крок колон - 6 м;
 - тимчасове нормативне навантаження - 5 кН/м^2 ;
 - нормативне навантаження від настилу - $1,5 \text{ кН/м}^2$;
 - матеріал балок - сталь $R_y = 20 \text{ кН/м}^2$;
 - модуль пружності сталі $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$
 - коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$;
 - нормативний прогин балки настилу - $f/l = 1/200 = 0,005$;
 - нормативний прогин головної балки - $f/l = 1/250 = 0,004$.
 - На настилі влаштована підлога з наступних матеріалів:
 - а) керамічна плитка ($p_n = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h_n = 0,013 \text{ м}$);
 - б) цементний розчин ($p_{ц.р} = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h_{ц.р} = 0,02 \text{ м}$);
 - в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p_p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h_p = 0,003 \text{ м}$);
 - г) цементна стяжка ($p_{ц.с} = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h_{ц.с} = 0,08 \text{ м}$).
- Розрахунок балки настилу та головної балки проводиться окремо.

Розрахунок балки настилу

Розрахункова схема балки настилу (рис. 5.1): балка, що вільно лежить на 2-х опорах (головних балках), навантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

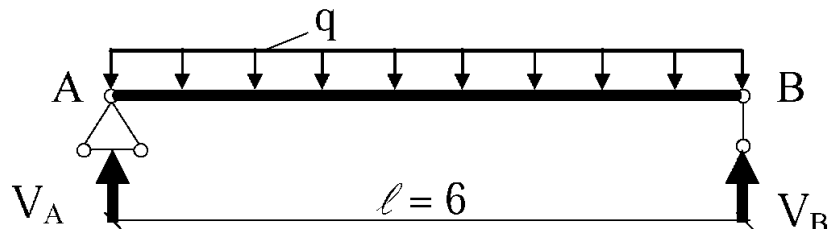


Рисунок 5.1 - Розрахункова схема балки настилу

На балку настилу діють навантаження від вищележачого залізобетонного настилу, а також від тимчасового нормативного навантаження та елементів підлоги, влаштованих на настилі.

Необхідно знайти нормативні навантаження від елементів підлоги. Для цього задану товщину матеріалу помножимо на його щільність.

Нормативне навантаження від керамічної плитки:

$$V_n^H = \rho_n \cdot h_n = 19 \cdot 0,013 = 0,247 \text{ кН/м}^2. \quad (5.5)$$

Нормативне навантаження від цементного розчину:

$$V_{ц.р}^H = \rho_{ц.р} \cdot h_{ц.р} = 19 \cdot 0,02 = 0,38 \text{ кН/м}^2. \quad (5.6)$$

Нормативне навантаження від гідроізоляції (руберойду):

$$V_p^H = \rho_p \cdot h_p = 13 \cdot 0,003 = 0,039 \text{ кН/м}^2. \quad (5.7)$$

Нормативне навантаження від цементної стяжки:

$$V_{ц.с}^H = \rho_{ц.с} \cdot h_{ц.с} = 19 \cdot 0,08 = 1,52 \text{ кН/м}^2. \quad (5.8)$$

Визначаємо сумарне нормативне навантаження:

$$\begin{aligned} \sum V^H &= g_r^H + V_n^H + V_{п}^H + V_{ц.р}^H + V_p^H + V_{ц.с}^H = \\ &= 5 + 1,5 + 0,247 + 0,38 + 0,039 + 1,52 = 8,69 \text{ кН/м}^2. \end{aligned} \quad (5.9)$$

Визначаємо сумарне розрахункове навантаження:

$$\sum V_p = V^H \gamma_c \gamma_n = 8,69 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 9,07 \text{ кН/м}^2. \quad (5.10)$$

Для розрахунків приймаємо, що на одну головну балку спирається 5 балок настилу. Довжина балки настилу дорівнює кроку колон (в нашому випадку 6 м), а довжина головної балки - прольоту (тобто 9 м). Крок балок настилу складає:

$$l_k = l_{з.б} / n_{б.н} = 9 / 5 = 2,25 \text{ м}. \quad (5.11)$$

Визначаємо максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, що виникає у балці настилу:

$$M_{\max} = \frac{1,03 \cdot \sum V^n \cdot l_k \cdot l^2}{8} = \frac{1,03 \cdot 8,69 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 92,24 \text{ кНм}. \quad (5.12)$$

Визначаємо максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, що виникає у балці настилу:

$$M_{\max} = \frac{1,03 \cdot \sum V^p \cdot l_k \cdot l^2}{8} = \frac{1,03 \cdot 9,07 \cdot 2,25 \cdot 6^2}{8} = 94,594 \text{ кНм}. \quad (5.13)$$

де 1,03 - коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту за рахунок власної ваги балки настилу.

Визначаємо опорні реакції балки настилу від нормативних навантажень:

$$P_p = \frac{\sum V^n \cdot l_k \cdot l}{2} = \frac{8,69 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 58,66 \text{ кН}. \quad (5.14)$$

Визначаємо опорні реакції балки настилу від розрахункових навантажень:

$$P_p = \frac{\Sigma V^p \cdot l_k \cdot l}{2} = \frac{9,07 \cdot 2,25 \cdot 6}{2} = 61,22 \text{ кН}. \quad (5.15)$$

Визначаємо потрібний момент опору перерізу балки настилу за формулою 5.4:

$$W_{\text{опзр}} = \frac{M_p}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{6122}{1,12 \cdot 20 \cdot 1} = 273,3 \text{ см}^3,$$

де M_p - максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень, кН* см.

На базі отриманих даних за сортаментом (додаток 14) попередньо обираємо двотавр №24 та виписуємо його геометричні характеристики:

- момент інерції $I = 3450 \text{ см}^4$;
- момент опору перерізу $W_x = 289 \text{ см}^3$.

Перевіряємо обраний двотавр на міцність (за 1-м граничним станом), тобто визначаємо напруження в балці настилу і порівнюємо їх з розрахунковим опором сталі (формула 5.3):

$$\sigma = \frac{M_p}{C_1 W_x} = \frac{6122}{1,12 \cdot 289} = 18,9 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження, що виникають в обраній двотавровій балці, не перевищують розрахункового опору сталі, можна стверджувати, що обраний двотавр №24 задовольняє умову міцності.

Перевіряємо обраний двотавр за жорсткістю (за 2-м граничним станом), тобто визначаємо відносний прогин і порівнюємо його з нормативним прогином:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\text{max}}^n \cdot l_1}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{9224 \cdot 600}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 3450} = 0,0076 > 0,005 \quad (5.16)$$

де M_{max}^n - максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН . см;

E - модуль пружності сталі, кН/см²;

I - момент інерції перерізу, см ;

l_1 - прольот балки настилу, см.

Можна бачити, що відносний прогин перевищує нормативний. Отже, двотавр №24 не відповідає вимогам жорсткості, а тому за сортаментом у додатку 14 підбираємо наступний двотавр №27 і виконуємо його перевірку за жорсткістю. Момент інерції для двотавру №27 дорівнює 5010 см⁴.

$$\frac{f}{l} = \frac{9224 \cdot 600}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5010} = 0,0053 > 0,005$$

Відносний прогин у балці настилу з двотавру №27 також дещо перевищує нормативне значення, а тому і двотавр №27 не відповідає вимогам жорсткості. Тому вибираємо за сортаментом у додатку 14 наступний профіль, двотавр №30, і виконуємо його перевірку за жорсткістю. Момент інерції для двотавру №30 складає 7080 см⁴.

$$\frac{f}{l} = \frac{9224 \cdot 600}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 0,0037 < 0,005.$$

Оскільки відносний прогин менший, ніж нормативний, то умова жорсткості виконується. Остаточного приймаємо балку настилу з двотавру №30.

Розрахунок головної балки

Розрахункова схема головної балки (рис. 5.2): балка, що вільно лежить на двох опорах (колонах), навантажена системою зосереджених навантажень в місцях обпирання балок настилу (опорними реакціями балок настилу).

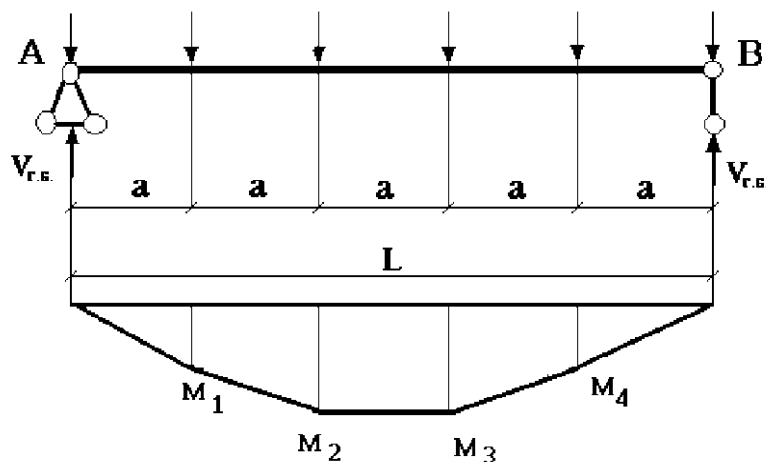


Рисунок 5.2 - Розрахункова схема головної балки та епюри згинальних моментів

На головну балку діють реакції опор балок настилу з такими характеристиками [8]:

- від нормативних навантажень $P_n = 58,66$ кН;
- від розрахункових навантажень $P_p = 61,22$ кН.

Визначаємо опорні реакції головної балки від нормативних навантажень:

$$P_{\text{з.б.}}^H = \frac{\frac{l_{\text{з.б.}}}{l_k} \cdot P_H}{2} = \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 58,66}{2} = 117,32 \text{ кН}. \quad (5.17)$$

Визначаємо опорні реакції головної балки від розрахункових навантажень:

$$P_{\text{з.б.}}^P = \frac{\frac{l_{\text{з.б.}}}{l_k} \cdot P_P}{2} = \frac{\frac{9}{2,25} \cdot 61,22}{2} = 122,44 \text{ кН}. \quad (5.18)$$

Визначаємо максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, що виникає у головній балці:

$$M_{\text{max}}^H = \left(P_{\text{з.б.}}^H - \frac{P_H}{2} \right) \cdot 2 \cdot l_k \cdot 1,05 = \left(117,32 - \frac{58,66}{2} \right) \cdot 2 \cdot 2,25 \cdot 1,05 = 415,75 \text{ кНм}. \quad (5.19)$$

де 1,05 - коефіцієнт, який враховує збільшення згинального моменту за рахунок власної ваги головної балки.

Визначаємо максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень:

$$M_{\text{max}}^P = \left(P_{\text{з.б.}}^P - \frac{P_P}{2} \right) \cdot 2 \cdot l_k \cdot 1,05 = \left(122,44 - \frac{61,22}{2} \right) \cdot 2 \cdot 2,25 \cdot 1,05 = 547,92 \text{ кНм}. \quad (5.20)$$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу головної балки

$$W^{\text{розр}}_{\text{з.б.}} = \frac{M_{\text{max}}^P}{R_y \gamma_c} = \frac{54793}{20 \cdot 1} = 2739,6 \text{ см}^3. \quad (5.21)$$

На базі отриманих даних за сортаментом (Додаток 15) обираємо двотавр №60Б2 та виписуємо його геометричні характеристики [8]:

- момент інерції $I = 87640 \text{ см}^4$;
- момент опору перерізу $W_x = 2936 \text{ см}^3$.

Визначаємо напруження, що виникають у головній балці під дією зовнішнього навантаження і порівнюємо їх із розрахунковим опором сталі (перевіряємо обраний двотавр за міцністю, за 1-м граничним станом):

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}^P}{W_x} = \frac{54792}{2936} = 18,66 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2. \quad (5.22)$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується.

Визначаємо відносний прогин головної балки і порівнюємо його із нормативним прогином, тобто перевіряємо головну балку за жорсткістю (за 2-м граничним станом):

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{\max}^n \cdot l_1}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{41575 \cdot 900}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 87640} = 0,002 < 0,004.$$

Оскільки відносний прогин менший, ніж нормативний, то умова жорсткості виконується.

Остаточно приймаємо головну балку з двотавру №60Б2.

Якщо розрахунки за першим та другим граничним станом не відповідають умовам, береться двотавр на номер більший і розрахунки на міцність та стійкість проводять заново до тих пір, поки умови за двома граничними станами не будуть задовольнятися.

5.1.3 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 6$ м; крок колон $l_1 = 3$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 24$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; модуль пружності сталі $E = 2,4 \cdot 10^4$ кН/см²; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,5$ кН/м²;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);
- б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);
- г) цементна стяжка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,08$ м);

- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5$ кН/м².

2. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 26$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,6 \cdot 10^4$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 3 кН/м²;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);
- б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);
- г) цементна стяжка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,08$ м);

- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5$ кН/м².

3. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 4$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 20$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,1 \cdot 10^4$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 3 кН/м²;

- склад підлоги:

а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);

б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);

в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);

г) цементна стяжка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,08$ м);

- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5$ кН/м².

4. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 3,5$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 28$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,8 \cdot 10^4$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $4,3$ кН/м²;

- склад підлоги:

а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);

б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);

в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);

г) цементна стяжка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,08$ м);

- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5$ кН/м².

5. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 5$ м; крок колон $l_1 = 2,5$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 20$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,1 \cdot 10^4$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,3$ кН/м²;

- склад підлоги:

а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);

б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);

в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300$ кг/м³; $h = 0,003$ м);

г) цементна стяжка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,08$ м);

- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5$ кН/м².

6. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 4$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 26$ кН/см²; модуль пружності сталі $E = 2,6 \cdot 10^4$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $2,8$ кН/м²;

- склад підлоги:

а) керамічна плитка ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,013$ м);

б) цементний розчин ($p = 1900$ кг/м³; $h = 0,02$ м);

- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,003 \text{ м}$);
- г) цементна стяжка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,08 \text{ м}$);
- нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,7 \text{ кН/м}^2$.

7. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 9 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 4,5 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 26 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності сталі $E = 2,6 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,3 \text{ кН/м}^2$;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,013 \text{ м}$);
- б) цементний розчин ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,02 \text{ м}$);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,003 \text{ м}$);
- г) цементна стяжка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,08 \text{ м}$);

нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,7 \text{ кН/м}^2$.

8. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 4 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності сталі $E = 2,4 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $2,6 \text{ кН/м}^2$;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,013 \text{ м}$);
- б) цементний розчин ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,02 \text{ м}$);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,003 \text{ м}$);
- г) цементна стяжка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,08 \text{ м}$);

нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,5 \text{ кН/м}^2$.

9. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 6 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 3 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності сталі $E = 2,21 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,2 \text{ кН/м}^2$;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,013 \text{ м}$);
- б) цементний розчин ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,02 \text{ м}$);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,003 \text{ м}$);
- г) цементна стяжка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,08 \text{ м}$);

нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,6 \text{ кН/м}^2$.

10. Розрахувати металеву балкову клітку (балки настилу та головні балки) за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 4 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі

$R_y = 26 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності сталі $E = 2,610^4 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $2,8 \text{ кН/м}^2$;

- склад підлоги:

- а) керамічна плитка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,013 \text{ м}$);
- б) цементний розчин ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,02 \text{ м}$);
- в) гідроізоляція - один шар руберойду ($p = 1300 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,003 \text{ м}$);
- г) цементна стяжка ($p = 1900 \text{ кг/м}^3$; $h = 0,08 \text{ м}$);

нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу, за винятком підлоги, $1,7 \text{ кН/м}^2$.

5.2 Розрахунок збірної залізобетонної колони середнього ряду першого поверху

Мета задачі - підібрати поздовжню робочу арматуру, а також поперечну арматуру, тобто визначити кількість поздовжніх робочих арматурних стрижнів та їх діаметр, а також діаметр поперечних стрижнів і відстань між ними.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити нормативне навантаження від власної ваги колони;
- визначити масу залізобетонного ригеля та нормативне навантаження від залізобетонних ригелів;
- визначити нормативне навантаження від балок настилу та головної балки металевої балкової клітки;
- визначити площу вантажного майданчика для плоского перекриття;
- визначити нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу;
- визначити нормативне навантаження від збірних плит перекриттів;
- визначити нормативне навантаження від конструкцій підлоги;
- визначити нормативне технологічне навантаження;
- визначити сумарне нормативне та сумарне розрахункове навантаження, що діють на колону;
- визначити гнучкість колони;
- визначити загальну площу робочої поздовжньої арматури;
- за сортаментом підібрати кількість робочих поздовжніх стрижнів та їх діаметр;
- підібрати діаметр поперечної арматури та визначити відстань між поперечними стрижнями.

5.2.1 Визначення навантажень на колону

Колони каркасних будинків - складова частина каркаса; їх розраховують як позacentрово стиснуті елементи на вплив стискаючих поздовжніх сил і згинальних моментів, з урахуванням випадкового ексцентриситету. Але враховуючи те, що будинок має несучі кам'яні стіни, незначну гнучкість колон

(/о £ 20И) і приблизно рівне симетричне їх навантаження ригелями, що примикають, можна розраховувати колони спрощено - на дію тільки поздовжньої сили, що стискає.

Розрахункова схема колони може бути уявлена у вигляді центрально-стислої стійки із защемленням внизу на рівні верхнього обрізу фундаменту і шарніром на рівні верху перекриття над першим поверхом.

Для визначення навантажень розміри перетину колони приймаємо розмірами 400 х 400 мм. Вантажний майданчик, навантаження з якого припадає на одну окремо взяту колону, буде обмежений прольотом та кроком колон.

5.2.2 Вибір класів бетону і арматури

Розрахункова довжина збірної залізобетонної колони в нашому випадку буде дорівнювати висоті поверху, оскільки колона по обох кінцях закріплена шарнірно. Бетон прийнято важкий, на гранітному щебені, класу В20 з розрахунковим опором на стиск $K = 11,5$ МПа; поздовжня робоча арматура колони - класу А - IV з розрахунковим опором на стиск $K = 590$ МПа. Діаметр арматури колон рекомендується приймати в межах 12 - 32 мм, кількість арматурних стрижнів повинна бути кратна 4-м, оптимальна кількість - 8 або 12 стрижнів. [9]

5.2.3 Приклад розрахунку

Для задачі маємо наступні умови:

- прольот будівлі $l = 9$ м;
- крок колон $b = 6$ м;
- кількість поверхів - 5;
- висота поверху $h = 4,8$ м;
- матеріал конструкції: важкий бетон на гранітному щебені класу В20;
- розрахунковий опір бетону $R_b = 11,5$ МПа;
- робоча арматура класу АIV;
- розрахунковий опір арматури (сталі) $R_s = 590$ МПа;
- щільність бетону $\rho = 2500$ кг/м³;
- колона має квадратний переріз розмірами 400х400 мм.

Перекриття другого поверху являє собою монолітний залізобетонний настил, що спирається на металеву балкову клітку, яка складається з балок настилу та головних балок. На головну балку спираються 5 балок настилу. Балки настилу виготовлені з двотаврів №18, головні балки - з двотаврів №30. Довжина головної балки дорівнює прольоту, довжина балки настилу - кроку колон. Навантаження від монолітного залізобетонного настилу складає $V_{наст} = 2,8$ кН/м².

Перекриття від 3-го поверху і вище являють собою збірні залізобетонні

плити, що спираються на залізобетонні ригелі. Довжина залізобетонного ригеля дорівнює прольоту, розміри перерізу ригеля - 0,3x0,6 м. Навантаження від збірних плит перекриття $V_{плит} = 4,8 \text{ кН/м}^2$.

На перекриттях та на покритті діє тимчасове технологічне навантаження $q=4,2 \text{ кН/м}^2$. Нормативне навантаження від конструкції покриття підлоги становить $V_{покp} = 0,4 \text{ кН/м}^2$.

Алгоритм розрахунку колони наступний: спочатку треба визначити навантаження від власної ваги колони. Нам відомо, що вона має переріз 400x400 мм, висоту у межах поверху 4,8 м, а всього у будівлі налічується 5 поверхів. Відома також щільність бетону. Отже, можна розрахувати нормативне навантаження від її власної ваги:

$$V_k^H = \rho \cdot h_{нов} \cdot n_{нов} = 25 \cdot 4,8 \cdot 5 = 600 \text{ кН/м}^2. \quad (5.23)$$

Для того, щоб визначити нормативне навантаження від залізобетонного ригеля, спочатку треба розрахувати його масу, а потім знайти площу спирання ригеля на колону. Маса ригеля буде дорівнювати:

$$m_p = l_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot \rho = 9 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 = 40,5 \text{ кН}. \quad (5.24)$$

Площа спирання ригеля визначається таким чином: необхідно меншу сторону перерізу ригеля помножити на 0,12 м - найменшу нормативну величину обпирання елемента [9]. В нашому випадку:

$$A_{сп} = 0,3 \cdot 0,12 = 0,04 \text{ м}^2. \quad (5.25)$$

Отже, визначаємо нормативне навантаження від залізобетонного ригеля:

$$V_p^H = \frac{m_p}{A_{сп}} = \frac{40,5}{0,04} = 1012,5 \text{ кН/м}^2. \quad (5.26)$$

Це навантаження від ригеля у межах одного перекриття. Але в нашому випадку (див. умови задачі) перекриття по залізобетонних ригелях розташовані на 3-му, 4-му та 5-му поверхах. Отже, для отримання повного навантаження вказане значення треба помножити на кількість поверхів, тобто на 3. Разом нормативне навантаження від ригелів буде становити:

$$V_p^H = n_{нов} \frac{m_p}{A_{сп}} = 3 \frac{40,5}{0,04} = 3037,5 \text{ кН/м}^2. \quad (5.27)$$

Визначаємо нормативне навантаження від балок настилу та головних балок. Нам відомо, з яких двотаврів вони виготовлені і яку довжину вони мають. За сортаментом у додатку 14 для заданих двотаврів виписуємо величину маси погонного метра. Для двотавру №18 вона становить 18,4 кг/м, а для двотавру №30 - 36,5 кг/м [9]. Знаючи вагу погонного метра і довжину балки, визначаємо нормативні навантаження від балок настилу та головної

балки:

$$V_{\text{б.н.}}^{\text{н}} = 5 \cdot 18,4 \cdot 6 = 552 \text{ кГ} = 5,52 \text{ кН};$$
$$V_{\text{г.б.}}^{\text{н}} = 36,5 \cdot 9 = 328,5 \text{ кГ} = 3,3 \text{ кН},$$

де 5 - кількість балок настилу, що спираються на головну балку (за умовами задачі).

Визначаємо нормативні навантаження від монолітного залізобетонного настилу, збірних плит перекриттів, конструкцій покриття підлоги та тимчасового технологічного навантаження. Для цього треба визначити площу вантажного майданчика, з якого відповідні навантаження припадатимуть на одну окрему колону. Розміри вантажного майданчика обмежуються прольотом та кроком колон. Таким чином, площа вантажного майданчика для колони визначатиметься за формулою:

$$A_{\text{вм}} = l \cdot b = 9 \cdot 6 = 54 \text{ м}^2. \quad (5.28)$$

Нормативне навантаження від монолітного залізобетонного настилу буде дорівнювати:

$$V_{\text{наст.}}^{\text{н}} = V_{\text{наст.}} \cdot A_{\text{вм}} = 2,8 \cdot 54 = 151,2 \text{ кН}. \quad (5.29)$$

Нормативне навантаження від збірних плит перекриття:

$$V_{\text{плит}}^{\text{н}} = n_{\text{пов}} \cdot V_{\text{плит}} \cdot A_{\text{вм}} = 3 \cdot 4,8 \cdot 54 = 777,6 \text{ кН}, \quad (5.30)$$

де $n_{\text{пов}}$ - кількість поверхів, на яких, в даному випадку, розташовані перекриття зі збірних залізобетонних плит.

Нормативне навантаження від конструкцій покриття підлоги:

$$V_{\text{покр.}}^{\text{н}} = n_{\text{пов}} \cdot V_{\text{покр.}} \cdot A_{\text{вм}} = 4 \cdot 0,4 \cdot 54 = 86,4 \text{ кН}, \quad (5.31)$$

де $n_{\text{пов}}$ - кількість поверхів, на яких, в даному випадку, розташоване покриття підлоги.

Нормативне технологічне навантаження:

$$q^{\text{н}} = q \cdot A_{\text{вм}} = 4,2 \cdot 54 = 226,8 \text{ кН}. \quad (5.32)$$

Визначаємо сумарне нормативне навантаження:

$$\begin{aligned} \sum V^{\text{н}} &= V_{\text{к}}^{\text{н}} + V_{\text{р}}^{\text{н}} + V_{\text{б.п}}^{\text{н}} + V_{\text{г.б.}}^{\text{н}} + V_{\text{наст.}}^{\text{н}} + V_{\text{плит}}^{\text{н}} + V_{\text{покр.}}^{\text{н}} + g_{\text{г}}^{\text{н}} = \\ &= 600 + 3037,5 + 5,52 + 3,3 + 151,2 + 777,6 + 86,4 + 226,8 = 4888,3 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (5.33)$$

Визначаємо сумарне розрахункове навантаження:

$$\sum V^{\text{р}} = V^{\text{н}} \gamma_{\text{ф}} \gamma_{\text{н}} = 4888,3 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 5378,1 \text{ кН}. \quad (5.34)$$

Знаючи величину навантажень, переходимо до безпосереднього розрахунку колони. Визначаємо гнучкість колони, яка залежить від довжини колони у межах поверху (розрахункової довжини колони) та ширини її перерізу:

$$\lambda = l_p^k / b_k = 4800 / 400 = 12. \quad (5.35)$$

Знаючи гнучкість колони, за додатком 9 для $\lambda = 16$ приймаємо значення коефіцієнта поздовжнього вигину колони $\phi = 0,93$. [9]

Визначаємо потрібну сумарну площу робочої арматури:

$$A_s = \frac{\Sigma V^p}{\phi \cdot R_s} - \frac{R_b A_k}{R_s} = \frac{5378,1 \cdot 10^3}{0,93 \cdot 590 \cdot 10^6} - \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,16}{590 \cdot 10^6} = 0,0067 \text{ м}^2 = 67 \text{ см}^2. \quad (5.36)$$

Знаючи необхідну площу робочої арматури, за сортаментом арматури у додатку 16 визначаємо діаметри робочих стрижнів. Приймаємо 12 робочих стрижнів діаметром 28 мм (12Ø28AIV) з фактичною площею $A_s = 73,9 \text{ см}^2$.

Поперечна арматура (хомути) колони призначається конструктивно діаметром 1/3 - 1/4 від діаметра поздовжньої робочої арматури d_s з кроком не більше $20 d_s$ і не більше 400 мм [9]. Приймаємо, в якості поперечної, арматуру діаметром 7 мм класу Вр-II з кроком 400 мм.

5.2.4 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 6 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 6 \text{ м}$; щільність бетону $\rho_b = 2500 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 33.

2. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 6 \text{ м}$; щільність бетону $\rho_b = 2400 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 4 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,5 \text{ кН/м}^2$. Постійне нормативне навантаження: від конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 20; головні балки: двотавр № 45.

3 Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 6$ м; щільність бетону $\rho_b = 2300 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 3,3 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м^2 . Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24$ м; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 22; головні балки: двотавр № 45.

4. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; щільність бетону $\rho_b = 2300 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 2,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 4 кН/м^2 . Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24$ м; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 22; головні балки: двотавр № 50.

5. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 6$ м; щільність бетону $\rho_b = 2350 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м^2 .

Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24$ м; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 20; головні балки: двотавр № 45.

6. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 6$ м; крок колон $l_1 = 6$ м; щільність бетону $\rho_b = 2500 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 5,2 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м^2 . Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $6,48 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24$ м; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 30; головні балки: двотавр № 55.

7. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 7$ м; щільність бетону $\rho_b = 2350 \text{ кг/м}^3$; кількість поверхів - 5; висота поверху - 4,2 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м^2 . Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,7 \times 0,28$ м; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 24; головні балки: двотавр № 45.

8. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 8$ м; щільність бетону $\rho_b = 2450$ кг/м³; кількість поверхів - 5; висота поверху - 4,7 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м². Постійне нормативне навантаження від:

- конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,6х0,24 м; від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 45.

9. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 6$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; щільність бетону $\rho_b = 2400$ кг/м³; кількість поверхів - 5; висота поверху - 4,7 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м². Постійне нормативне навантаження від:
- конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,6х0,24 м; від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 24; головні балки: двотавр № 60.

10. Розрахувати центрально навантажену збірну залізобетонну колону середнього ряду першого поверху за таких умов:

- прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; щільність бетону $\rho_b = 2500$ кг/м³; кількість поверхів - 5; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 3,9 кН/м².

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,6х0,24 м; від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 24; головні балки: двотавр № 55.

5.3 Розрахунок центральнонавантаженої стиснутої металевої колони

Мета задачі - підібрати стандартні прокатні профілі для виготовлення стиснутої сталевий колони.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити розрахункову довжину колони та знайти коефіцієнт поздовжнього вигину;
- визначити площу вантажного майданчика для плоского перекриття;
- визначити нормативні навантаження на колону від заданих конструкцій;
- визначити сумарні нормативні та розрахункові навантаження, що діють на колону;
- визначити необхідну площу колони та одного окремого двотавра;
- визначити необхідний радіус інерції колони;
- за отриманими даними підібрати стандартний двотавровий профіль для виготовлення колони;
- визначити фактичну гнучкість колони та коефіцієнт гнучкості;
- перевірити колону за міцністю та жорсткістю;
- якщо перевірка виявить, що обраний двотавровий профіль не задовольняє вимогам міцності або жорсткості - підібрати наступний двотавр і

перевірити його.

5.3.1 Основи методики розрахунку сталевих одностійкових колон

Стійкість центрально-стиснутих елементів може бути забезпечена у тому разі, коли будуть виконані умови досягнення граничних станів металевих конструкцій. Ефективність розрахунку може бути забезпечена тільки за умов правильності вибору величини прокатного профілю після проведення проектних розрахунків.

У зв'язку з цим умови стійкості центрально-стиснутих елементів формулюються двома умовами [9]:

$$\sigma_{max} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (5.37)$$

$$(\lambda)_p \leq [\lambda]_{табл}, \quad (5.38)$$

де σ_{max} - максимальна величина напружень від розрахункових навантажень, кН/см²;

R_y - розрахунковий опір сталі, кН/см²;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

λ - гнучкість стержня.

Розрахунок стійкості суцільностінчастих колон, схильних до центрального стиску, виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (5.39)$$

де N - стискаюче зусилля, кН;

φ - коефіцієнт подовжнього вигину;

A - площа поперечного перетину конструкції, см².

Коефіцієнт подовжнього вигину φ або коефіцієнт зниження напруження при подовжньому вигині є функцією гнучкості стрижня.

Гнучкість стрижня є відношення розрахункової довжини колони l_{lf} до радіуса інерції перерізу i :

$$\lambda = \frac{l_{lf}}{i}. \quad (5.40)$$

Розрахункова довжина колони l_{lf} :

$$l_{lf} = \mu \cdot l, \quad (5.41)$$

де l - довжина колони, м;

μ - коефіцієнт гнучкості, що залежить від умов закріплення країв стержня.

На даному практичному занятті беремо колону з шарнірним закріпленням обох країв. В цьому випадку коефіцієнт $\mu = 1$ [9]. Граничне значення гнучкості колони приймається за формулою:

$$[\lambda] = 180 - 60 \alpha, \quad (5.42)$$

де

$$\alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c}. \quad (5.43)$$

Для спрощення можна взяти $[\lambda] = 120$. Таким чином, розрахункова гнучкість колони не повинна перевищувати граничну $[\lambda] = 120$. [9]

Підбір перерізу одностійкової колони слід виконувати у такій послідовності:

1. Задаємось типом перерізу та розраховуємо потрібну площину перетину за формулою:

$$A = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c}. \quad (5.44)$$

Значення ϕ приймаємо згідно з обраним опором металу та граничною гнучкістю за додатком 20 у даному практикумі.

2. Знайшовши площу поперечного перерізу A , обираємо калібр профілю, у якого площа перерізу не менша розрахункової (додаток 14).

3. Для обраного калібру профілю виписуємо геометричні характеристики:

A - площа поперечного перетину, см^2 ;

i_x, i_y - радіуси інерції перетину відносно осей x - x та y - y .

4. Розраховуємо гнучкість стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{1f,x}}{i_x} \leq 120; \quad \lambda_y = \frac{l_{1f,y}}{i_y} \leq 120, \quad (5.45)$$

де $l_{1f,x}, l_{1f,y}$ - розрахункові довжини колон, рівні її довжині l , м.

5. За більшою величиною гнучкості λ_x або λ_y знаходимо ϕ .

6. Перевіряємо напруження в перетині колони. При невеликих зусиллях в колоні її переріз підбирають за граничною гнучкістю $[\lambda] = 120$. За обраним перерізом знаходять мінімальний радіус інерції перерізу i .

$$i_{\min} = \frac{l_{1f}}{\lambda}. \quad (5.46)$$

За значенням $i_{\min}$ знаходимо калібр профілю. В цьому випадку необхідно перевірити напруження.

5.3.2 Приклад розрахунку

Визначення характеристик перерізу центрально-стиснутих одностійкових колон промислової будівлі при дії на них різних видів навантаження базується на таких вихідних даних:

1. Колона має коробчастий переріз і складається з двох двотаврів, зварених між собою на рівнях верхньої та нижньої полиць.
2. Висота поверху (до верхньої полиці балки настилу) $h_{нов} = 5,2$ м.
3. Прольот будівлі $l = 9$ м.
4. Крок колон $b = 6$ м.
5. Розрахунковий опір сталі $R_s = 20$ кН/см².
6. Кількість поверхів $n_{нов} = 2$.
7. Коефіцієнт умов роботи $\gamma = 1$.
8. Балка настилу - двотавр № 18.
9. Головна балка - двотавр № 33.
10. Щільність бетону $\rho = 2500$ кг/м³.
11. Тимчасове нормативне навантаження на покриття $g_{покp}^H = 0,4$ кН/м².
12. Нормативне навантаження від збірних залізобетонних плит $V_{пл} = 5,1$ кН/м².
13. Розміри перерізу ригеля 0,6 х 0,3 м, довжина ригеля дорівнює прольоту.
14. Навантаження від монолітного настилу $V_{наст}^H = 3,1$ кН/м².
15. Довжина головної балки дорівнює прольоту, довжина балки настилу - кроку колон.

Враховуючи, що ми приймаємо розрахункову схему у вигляді стержня шарнірно закріпленого з обох боків (рис.5.3, 5.4), $\mu = 1$.

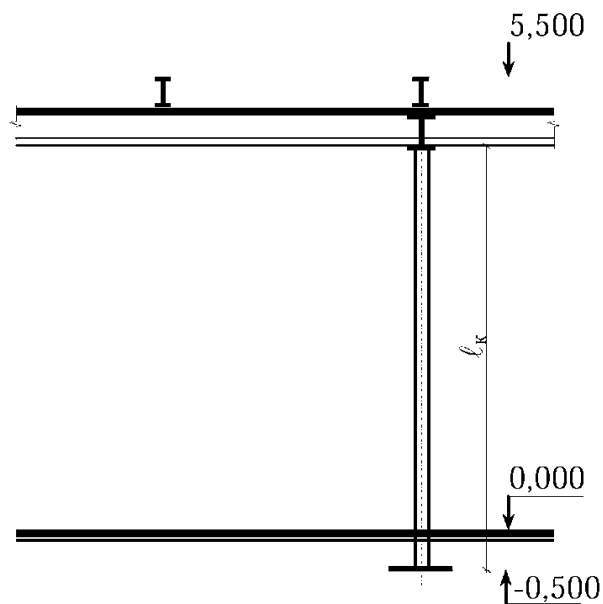


Рисунок 5.3 - До визначення довжини колони

Визначаємо розрахункову довжину колони:

$$l_p = h_{нов} \cdot \mu = 5,2 \cdot 1 = 5,2 \text{ м}$$

Задаємось граничною гнучкістю $\lambda = 120$.

За додатком 20, в залежності від граничної гнучкості, знаходимо коефіцієнт подовжнього вигину: $\varphi = 0,479$.

Збираємо навантаження на колону.

Площа вантажного майданчика буде обмежуватися прольотом та кроком колон і становитиме:

$$A_{в.м.} = l \cdot b = 6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2.$$

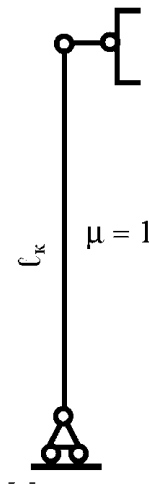


Рисунок 5.4 - Розрахункова схема колони

Визначаємо нормативне навантаження на колону від тимчасового навантаження на покриття:

$$g_{покр}^{нк} = g_{покр}^н \cdot A_{в.м.} = 0,4 \cdot 54 = 21,6 \text{ кН.}$$

Визначаємо постійне (нормативне) навантаження на колону від збірних плит:

$$V_{пл}^{нк} = V_{пл}^н \cdot A_{в.м.} = 5,1 \cdot 54 = 275,4 \text{ кН.}$$

Визначаємо постійне навантаження на колону від монолітного настилу:

$$V_{наст}^{нк} = V_{наст}^н \cdot A_{в.м.} = 3,1 \cdot 54 = 167,4 \text{ кН.}$$

Визначаємо масу залізобетонного ригеля:

$$m_p = l_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot \rho = 9 \cdot 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 = 40,5 \text{ кН.}$$

Визначаємо площу спирання ригеля на колону, яка буде дорівнювати добутку мінімальної довжини спирання елемента (0,12 м) на довжину меншої сторони перерізу ригеля:

$$A^{cn}_p = 0,3 \cdot 0,12 = 0,036 \text{ м}^2.$$

Визначаємо постійне нормативне навантаження на колону від ригеля:

$$V^{nk}_p = m_p / A^{cn}_p = 40,5 / 0,036 = 1125 \text{ кН}$$

Випишуємо із сортаменту вагу погонного метра відповідного двотавру для балки настилу і головної балки (додаток 14):

- двотавр №18 - 18,4 кг;
- двотавр №33 - 42,2 кг.

Визначаємо постійні нормативні навантаження на колону від балок настилу. Приймаємо, що на головну балку спирається 5 балок настилу:

$$V^{nk}_{б.н.} = n_{б.н.} \cdot l_{б.н.} \cdot m_{м.лог} = 5 \cdot 6 \cdot 18,4 = 552 \text{ кг} = 5,52 \text{ кН}.$$

Визначаємо постійні нормативні навантаження на колону від головної балки:

$$V^{nk}_{г.б.} = l_{г.б.} \cdot m_{м.лог} = 1 \cdot 9 \cdot 42,2 = 379,8 \text{ кг} = 3,8 \text{ кН}.$$

Визначаємо тимчасове технологічне навантаження на колону:

$$g^{nk}_{техн.} = g^{nk}_{техн.} \cdot A_{г.м.} = 5,1 \cdot 54 = 275,4 \text{ кН}.$$

Визначаємо сумарне нормативне навантаження на колону:

$$\Sigma V^{nk} = g^{nk}_{покp} + V^{nk}_{пл} + V^{nk}_{наст} + V^{nk}_p + V^{nk}_{б.н.} + V^{nk}_{г.б.} + g^{nk}_{техн.} = 1874,12 \text{ кН}.$$

Визначаємо сумарне розрахункове навантаження на колону:

$$\Sigma V^{pk} = N = \Sigma V^{nk} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1874,12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1958,5 \text{ кН}.$$

Визначаємо мінімальну необхідну площу колони:

$$A = \frac{1958,5}{0,479 \cdot 20 \cdot 1} = 204,43 \text{ см}^2.$$

Це - площа колони, що складається з двох двотаврів. Відповідно, необхідна площа одного двотавру: $204,43 / 2 = 102,21 \text{ см}^2$

За сортаментом в додатку 14 підбираємо двотавр. Попередньо приймаємо колону із двох двотаврів №55. Фактична площа перерізу одного двотавру 118 см^2 , загальна фактична площа перерізу колони: $118 \cdot 2 = 236 \text{ см}^2$.

Визначаємо мінімальний необхідний радіус інерції для перерізу колони:

$$i_{номр} = \frac{l_p}{[\lambda]} = \frac{520}{120} = 4,3 \text{ см.}$$

Порівнюємо отриманий радіус з радіусом інерції обраного двотавру №55: $I_{\text{№55}} = 3,4 \text{ см}$. Оскільки фактичний радіус інерції менший за потрібний, для подальших розрахунків обираємо двотавр №55Б1, у якого площа перерізу становить $113,37 \text{ см}^2$, а радіус інерції - $4,61 \text{ см}$. Фактична площа перерізу колони буде дорівнювати $226,74 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичну гнучкість колони:

$$\lambda^{\phi} = \frac{l_p}{i} = \frac{520}{4,61} = 112,8.$$

Оскільки фактична гнучкість менша за граничну, умова жорсткості виконується. Згідно з розрахованою гнучкістю за додатком 20 визначаємо коефіцієнт гнучкості $\varphi = 0,537$.

Перевіряємо напруження у колоні:

$$\sigma = \frac{\Sigma V^{pk}}{\varphi A} = \frac{1958,5}{0,537 \cdot 226,74} = 16,1 \text{ кН/см}^2 \leq 20 \text{ кН/см}^2.$$

Оскільки напруження не перевищують розрахункового опору сталі, то умова міцності виконується. Остаточню приймаємо колону з двох двотаврів №55Б1.

5.3.3 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 6 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 6 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 4 м ; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$; щільність бетону 2500 кг/м^3 від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 33.

2. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 7 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 5,5 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 28 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - $4,5 \text{ м}$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $2,5 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$;

щільність бетону 2400 кг/м^3 ; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 33.

3 Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 5.5 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 3.5 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 20 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 5 м ; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 4.5 кН/м^2 .

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$; щільність бетону 2300 кг/м^3 ; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 20; головні балки: двотавр № 45.

4. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 7 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 7 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 28 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 5 м ; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 3.5 кН/м^2 .

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \text{ м}$; щільність бетону 2500 кг/м^3 ; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 30.

5. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 8 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 6 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 26 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 3.5 м ; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5 кН/м^2 .

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; від плит перекриття $5,8 \text{ кН/м}^2$; від ригеля з розмірами перерізу $0,8 \times 0,32 \text{ м}$; від монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 12; головні балки: двотавр № 22.

6. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 6 \text{ м}$; крок колон $l_1 = 6 \text{ м}$; розрахунковий опір сталі $R_y = 28 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - $3,5 \text{ м}$; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття $0,4 \text{ кН/м}^2$; плит перекриття 5.8 кН/м^2 ; від ригеля з розмірами перерізу $0,6 \times 0,24 \times 6 \text{ м}$; щільність бетону 2400 кг/м^3 монолітного перекриття $2,8 \text{ кН/м}^2$; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 30.

7. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: Прольот будівлі $l = 7 \text{ м}$; Крок колон $l_1 = 7 \text{ м}$; Розрахунковий опір сталі $R_y = 26 \text{ кН/см}^2$; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2;

висота поверху - 4,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 4,5кН/м².

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,7х0,28 м; щільність бетону 2300 кг/м³ від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 20; головні балки: двотавр № 33.

8. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 5$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 26$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5кН/м².

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,5х0,2 м; щільність бетону 2350 кг/м³ від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 12; головні балки: двотавр № 22.

9. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 26$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 5кН/м².

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,7х0,28 м; від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 18; головні балки: двотавр № 27.

10. Розрахувати центрально навантажену суцільну металеву колону за таких умов: прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 4$ м; розрахунковий опір сталі $R_y = 26$ кН/см²; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$; кількість поверхів - 2; висота поверху - 3,5 м; тимчасове нормативне навантаження (технологічне) 3,5кН/м².

Постійне нормативне навантаження від: конструкцій покриття 0,4 кН/м²; від плит перекриття 5,8 кН/м²; від ригеля з розмірами перерізу 0,8х0,32 м; від монолітного перекриття 2,8 кН/м²; балки настилу: двотавр № 16; головні балки: двотавр № 33.

5.4 Визначення межі вогнестійкості плоскої кам'яної стінки

Мета задачі - визначити межу вогнестійкості вертикальної стінової конструкції за втратою теплоізолюючої здатності (за III граничним станом), а також ступінь вогнестійкості, якому вона відповідає.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити коефіцієнти теплопровідності і теплоємності;

- визначити критичну температуру для необігріваної поверхні;
- визначити коефіцієнти впливу щільності матеріалу, температуропровідності та теплопередачі;
- визначити критерій Біо;
- визначити межу вогнестійкості стіни;
- виходячи з межі вогнестійкості, визначити, якому ступеню вогнестійкості відповідає стіна.

Огороджуючі конструкції при випробуваннях на вогнестійкість підлягають односторонньому тепловому впливові. Межа вогнестійкості огорожуючих конструкцій, які виконують одночасно і несучі функції, може наступити при температурі необігрівальної поверхні, яка дорівнює, або дуже близька до початкової.

В цьому випадку температурне поле в перетині описується рівнянням теплопровідності напівобмеженого масиву. Для інших огорожуючих конструкцій при розрахунку температурного поля необхідно враховувати теплообмін необігрівальної поверхні з навколишнім середовищем.

Послідовність розрахунку вогнестійкості огорожуючих конструкцій при "стандартній" пожежі за ознаками прогріву необігрівальної поверхні до розрахункової температури приведена на блок-схемі (рис. 5.5).

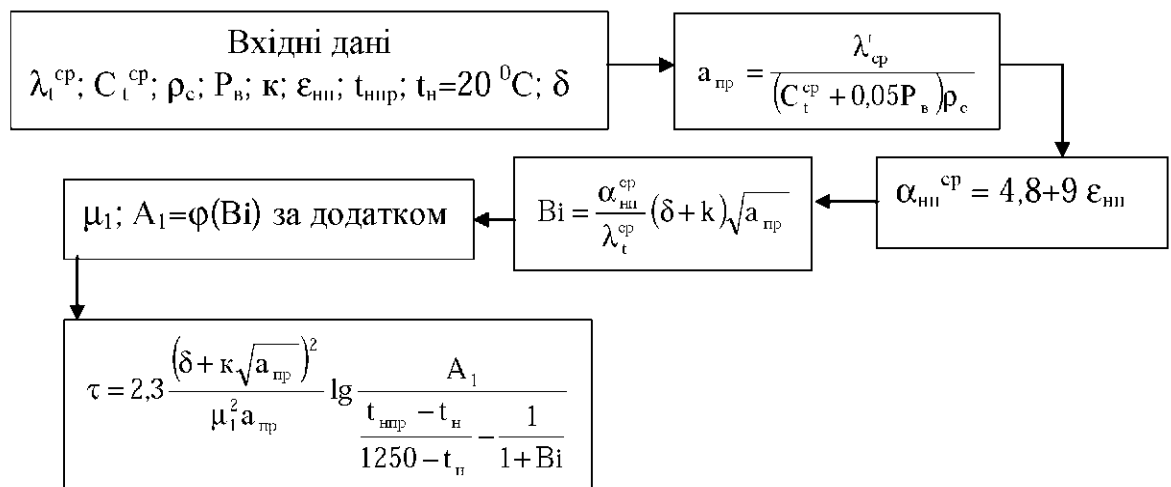


Рисунок 5.5 - До розрахунку межі вогнестійкості плоскої стіни за III-м граничним станом

5.4.1 Приклад розрахунку

Вихідні дані:

1. Стіна виготовлена із залізобетону, бетон важкий на гранітному щебені.
2. Щільність бетону $\rho = 2330 \text{ кг/м}^3$.
3. Вологість бетону $w = 2\%$.
4. Товщина конструкції $h = 0,15 \text{ м}$.

5. Ступінь чорноти необігріваної поверхні бетону $\varepsilon_{\text{нн}} = 0,625$.
6. Для керамічної цегли ступінь чорноти дорівнює 0,9. Для силікатної цегли - 0,75.
7. Початкова температура (до пожежі) $t_0 = 20^\circ\text{C}$.

В залежності від матеріалу конструкції, за таблицею в додатку 6 визначаємо коефіцієнти теплопровідності і теплоємності:

$$\begin{aligned}\lambda_t &= 1,03 - 0,0003 \cdot t_{\text{кр}} = 0,980 \text{ ккал/м} \cdot \text{год} \cdot ^\circ\text{C}; \\ C_t &= 0,17 + 0,0002 \cdot t_{\text{кр}} = 0,202 \text{ ккал/кг} \cdot ^\circ\text{C}\end{aligned}\quad (5.47)$$

(5.48)

За критичну температуру приймаємо середнє перевищення температури необігріваної поверхні на 140°C :

$$t_{\text{кр}} = t_0 + 140 = 20 + 140 = 160^\circ\text{C}.$$

Коефіцієнт впливу щільності бетону визначається в залежності від початкової щільності матеріалу за додатком 7: $K = 0,63$.

Визначаємо коефіцієнт температуропровідності бетону:

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_t}{(C_t + 0,012 \cdot w)\rho} = \frac{0,980}{(0,202 + 0,012 \cdot 2)2330} = 0,0018 \text{ м}^2 / \text{год}. \quad (5.49)$$

Визначаємо коефіцієнт теплопередачі з необігрівальної поверхні:

$$\alpha_{\text{нн}}^{\text{ср}} = 4,8 + 9 \varepsilon_{\text{нн}} = 4,8 + 9 \cdot 0,625 = 10,425 \text{ Вт/(м}^2 \cdot ^\circ\text{C}). \quad (5.50)$$

Знаходимо критерій Bi :

$$Bi = \frac{\alpha_{\text{нн}}^{\text{ср}}}{\lambda_t} (h + K \sqrt{a_{\text{red}}}) = \frac{10,425}{0,980} (0,15 + 0,63 \sqrt{0,0018}) = 0,35. \quad (5.51)$$

За знайденим значенням критерія Bi , по додатку 21 визначаємо: $\mu_1 = 1,766$, $A = -1,0044$.

Знаходимо межу вогнестійкості стіни:

$$\tau = 2,3 \frac{(h + K \sqrt{a_{\text{red}}})^2}{\mu_1^2 \cdot a_{\text{red}}} \cdot \ln \frac{A_1}{\frac{t - t_0}{1250 - t_0} - \frac{1}{1 + Bi}} = 1,61 \text{ год} = 96 \text{ хв}. \quad (5.52)$$

Під час перерахунку межі вогнестійкості з годин у хвилини необхідно отриманий результат округлити до цілого числа у бік зменшення.

Знаючи межу вогнестійкості, за таблицею у додатку 3 визначаємо ступінь вогнестійкості, якому відповідає плоска стінка.

Дана стінова конструкція за своєю межею вогнестійкості може бути віднесена до ступеня вогнестійкості IIIa.

5.4.2 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина плити $h = 0,1$ м; - вологість бетону $W = 3 \%$;
- щільність бетону $\rho_6 = 2450$ кг/м³;
- бетон на гранітному щебені;
- $t_0 = 27$ °С.

2. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина плити $h = 0,22$ м; - вологість бетону $W = 2,5 \%$;
- щільність бетону $\rho_6 = 2350$ кг/м³;
- бетон на гранітному щебені;
- $t_0 = 25$ °С.

3. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина плити $h = 0,3$ м; - вологість бетону $W = 3 \%$;
- щільність бетону $\rho_6 = 2250$ кг/м³;
- бетон на вапняковому щебені;
- $t_0 = 22$ °С.

4. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина плити $h = 0,3$ м; - вологість бетону $W = 2 \%$;
- щільність бетону $\rho_6 = 2450$ кг/м³;
- бетон на гранітному щебені;
- $t_0 = 28$ °С.

5. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,3$ м; - вологість матеріалу $W = 2 \%$;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1480$ кг/м³;
- керамзитобетон;
- $t_0 = 28$ °С.

6. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,15$ м; - вологість матеріалу $W = 2,5 \%$;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1480$ кг/м³;
- керамзитобетон;
- $t_0 = 28$ °С.

7. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,3$ м; - вологість матеріалу $W = 3$ %;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1300$ кг/м³;
- газобетон;
- $t_0 = 28$ °С.

8. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,3$ м; - вологість матеріалу $W = 3$ %;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1600$ кг/м³;
- глиняна цегла;
- $t_0 = 28$ °С.

9. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,13$ м; - вологість матеріалу $W = 3,5$ %;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1600$ кг/м³;
- глиняна цегла;
- $t_0 = 28$ °С.

10. Визначити межу вогнестійкості плоскої стіни за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,3$ м; - вологість матеріалу $W = 2,5$ %;
- щільність матеріалу $\rho_6 = 1900$ кг/м³;
- силікатна цегла;
- $t_0 = 28$ °С.

5.5 Визначення межі вогнестійкості за втратою несучої спроможності суцільної залізобетонної плити в результаті нагріву арматури

Мета задачі - визначити інтервал часу, протягом якого під дією високої температури робоча арматура залізобетонної плити прогріється до критичної температури, тобто визначити межу вогнестійкості плити за І-м граничним станом.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити робочу висоту стиснутої зони бетону у плиті;
- визначити згинальний момент, що виникає у плиті під час пожежі;
- визначити коефіцієнт стиснутої зони бетону і відносну висоту стиснутої зони;
- визначити коефіцієнт зниження опору робочої арматури при нагріванні;

- визначити критичну температуру для робочої арматури;
- визначити щільність бетону у сухому стані;
- визначити коефіцієнти теплопровідності та теплоємності;
- визначити коефіцієнт температуропровідності;
- визначити функцію помилок Гаусса та аргумент функції помилок Гаусса;
- визначити межу вогнестійкості плити.

Робоча висота стиснутої зони бетону визначатиметься за формулою [10]:

$$h_0 = h - \left(\delta + \frac{d}{2} \right). \quad (5.53)$$

Згинальний момент у плиті, при її розрахунковій схемі у вигляді балки на двох опорах, з урахуванням частки тимчасового навантаження, що залишається при пожежі, визначається за формулою:

$$M_{ser} = \frac{B(g_n + V_{ser})l^2}{8}. \quad (5.54)$$

Коефіцієнт висоти стиснутої зони бетону:

$$\alpha_m = \frac{M_{ser}}{R_{bn} \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (5.55)$$

Відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (5.56)$$

Перевірка умови

$$\zeta \leq \zeta_R = 0,25 \quad (5.57)$$

Якщо умова задовольняється, продовжуємо розрахунок. В іншому випадку необхідно виконати перерахунок для збільшених розмірів товщини плити (h) або більш високого класу бетону.

Коефіцієнт зниження нормативного опору арматури:

$$\gamma_{st} = \frac{M_{ser}}{R_{sn} \cdot A \cdot h_0 (1 - 0,5\zeta)}. \quad (5.58)$$

Визначаємо критичну температуру арматури за додатком 5 в залежності від значення γ_{st} . [10]

Межа вогнестійкості залежатиме від тривалості нагріву арматури до критичної температури і визначатиметься за формулою:

$$t_{x,\tau} = t_{cr} = 1250 - (1250 - t_0) \cdot \operatorname{erf} \frac{k + \frac{X_1}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}}, \quad (5.59)$$

де $\operatorname{erf} X$ - функція помилок Гауса (додаток 8);

k - коефіцієнт, що залежить від об'ємної ваги сухого бетону, визначається за додатком 7.

Обчислюємо необхідні величини:

- щільність сухого бетону - за формулою

$$\rho_{dr} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + W_b}; \quad (5.60)$$

- за додатком 7 визначається коефіцієнт впливу щільності матеріалу K ;
- відстань від верху плити до центру арматури

$$x_1 = \delta + \frac{d}{2}; \quad (5.61)$$

- середній коефіцієнт теплопровідності $\lambda_{t,m}$ і середній коефіцієнт теплоємності $C_{t,m}$ визначаємо за додатком 6;

- визначення наведеного коефіцієнта температуропровідності a_{red} проводиться за формулою:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{t,m}}{(C_{t,m} + 0,012 \cdot W_b) \rho_{dr}}; \quad (5.62)$$

- після підстановки в (3.53) отримаємо значення

$$\operatorname{erf} \frac{k + x_1 \sqrt{a_{red}}}{2\sqrt{\tau}}; \quad (5.63)$$

- за даними додатка 8, шляхом інтерполяції, знаходимо аргумент функції Гауса, з якого визначаємо час $-\tau_0$, s - межу вогнестійкості.

5.5.1 Приклад розрахунку

Залізобетонна плита таких розмірів: ширина плити $b = 1,8$ м; довжина $l = 6$ м; висота перерізу $h = 0,30$ м; товщина захисного шару до низу робочої арматури $\delta = 20$ мм. Вологість $W_b = 3,5$ %, бетон на гранітному щебені класу B15; $R = 11,5$ МПа, $\rho = 2430$ кг/м³. Подовжня робоча арматура 9 Ø 10 А - III; R

$= 365$ МПа, $A_5 = 707$ мм ; $R_{s,ser} = R_{sn} = 390$ МПа. Корисне тимчасове навантаження $V_{ser} = 0$ кН/м²; постійні навантаження $g_n = 8$ кН/м².

Розрахунок проводимо за наступним алгоритмом.

1. Робоча висота стиснутої зони бетону:

$$h_0 = h - \left(\delta + \frac{d}{2} \right) = 30 - (1,5 + 1,8/2) = 19,6 \text{ см.}$$

2. Згинальний момент в плиті при її розрахунковій схемі у вигляді балки на двох опорах з урахуванням частки тимчасового навантаження, що залишається при пожежі:

$$M_{ser} = \frac{B(g_n + V_{ser})\ell^2}{8} = \frac{1,8 \cdot (8 + 0) \cdot 5,76^2}{8} = 59,72 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

3. Коефіцієнт висоти стиснутої зони бетону;

$$\alpha_m = \frac{M_{ser}}{R_{bn} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{59720}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 0,28^2} = 0,0368.$$

4. Відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0368} = 0,0375.$$

5. Перевірка умови $\xi = 0,120 < \xi_R = 0,25$. Умова задовольняється.
6. Коефіцієнт зниження нормативного опору арматури:

$$\begin{aligned} \gamma_{st} &= \frac{M_{ser}}{R_{sn} \cdot A_s \cdot h_0 \cdot (1 - 0,5 \cdot \zeta)} = \\ &= \frac{59720}{365 \cdot 10^6 \cdot 707 \cdot 10^{-6} \cdot 0,275(1 - 0,5 \cdot 0,0378)} = 0,91. \end{aligned}$$

7. Шляхом інтерполяції за додатком 5 знаходимо, що знайденому значенню $\gamma_t = 0,91$ для А-III відповідає

$$t_{cr} = 500 - \frac{(0,95 - 0,77) \cdot (500 - 450)}{0,91 - 0,77} = 500 - 64 \approx 436 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

8. Межу вогнестійкості (тривалість нагріву арматури до $t_{cr} = 436 \text{ } ^\circ\text{C}$ визначаємо за формулою (5.59).

Обчислюємо необхідні величини:

- щільність сухого бетону - за формулою (5.60):

$$\rho_{dr} = \frac{100 \cdot \rho_b}{100 + W_b} = \frac{100 \cdot 2250}{100 + 1,4} = 2220 \text{ кг/м}^3$$

- за додатком 7, $k = 0,615$;

$$x_1 = \delta + d/2 = 1,5 + 1,8/2 = 2,4 \text{ см} = 0,024 \text{ м};$$

Середній коефіцієнт теплопровідності $\lambda_{t,m}$ визначаємо для бетону на гранітному щебені за додатком 6:

$$\lambda_{t,m} = 1,03 - 0,0003 t_m = 1,03 - 0,0003 \cdot 450 = 0,895 \text{ ккал/м год } ^\circ\text{C};$$

- середній коефіцієнт теплоємності - також за додатком 6:

$$C_{t,m} = 0,17 + 0,0002 \cdot 450 = 0,26 \text{ ккал/кг } ^\circ\text{C};$$

Тоді за формулою (5.62)

$$a_{red} = \frac{0,895}{(0,26 + 0,012 \cdot 3,5) \cdot 2347} = 0,00126 \text{ м/год.}$$

Після підстановки отримаємо:

$$492 = 1250 - (1250 - 20) \cdot \operatorname{erf} \frac{0,63 + \frac{0,025}{\sqrt{0,00126}}}{2\sqrt{\tau}};$$

$$X_1 = 0,02 + 0,005 = 0,025 \text{ м}$$

$$\text{або } \operatorname{erf} \frac{0,667}{\sqrt{\tau}} = 0,616$$

За даними додатку 8 шляхом інтерполяції знаходимо, що функції Гауса $\operatorname{erf} X = 0,616$ відповідає аргумент: $X = 0,7$

Тоді межа вогнестійкості буде складати:

$$\sqrt{\tau_{u,s}} = \frac{0,667}{0,615} = 1,08 \text{ години або } \tau_{u,s} = 71 \text{ хв.}$$

5.5.2 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності залізобетонної плити за таких умов:

- прольот будівлі $l = 9$ м; крок колон $l_f = 6$ м; щільність бетону $\rho_b = 2250 \text{ кг/м}^3$; - вологість $W = 2,5 \%$; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,035$ м; бетон на гранітному щебені класу В35; арматура 3 $\varnothing 22$ А-IV, $R_{sn} = 590$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 4,8 \text{ кН/м}^2$; постійне навантаження (крім власної ваги) $g_n = 5,6 \text{ кН/м}^2$.

2. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності залізобетонної плити за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8,4$ м; крок колон $l_f = 6,3$ м; щільність бетону $\rho_b = 2250 \text{ кг/м}^3$; - вологість $W = 2 \%$; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,03$ м; бетон на гранітному щебені класу В40; арматура 4 $\varnothing 18$ А-IV, $R_{sn} = 590$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 3,6 \text{ кН/м}^2$; постійне навантаження (крім власної ваги) $g_n = 4,1 \text{ кН/м}^2$.

3. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності залізобетонної плити за таких умов: прольот будівлі $l = 8,6$ м; крок колон $l_1 = 6,6$ м; щільність бетону $\rho_b = 2300$ кг/м³; - вологість $W = 3$ %; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,03$ м бетон на гранітному щебені класу B40; арматура 3 Ø 20 А-V, $R_{sn} = 785$ МПа тимчасове навантаження $V_n = 4,2$ кН/м²; постійне навантаження (крім власної ваги) $g_n = 5,0$ кН/м².

4. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності суцільної залізобетонної плити за таких умов: прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 5$ м; щільність бетону $\rho_b = 2300$ кг/м³; - вологість $W = 2,5$ %; бетон на гранітному щебені класу B15; висота перетину $h = 0,08$ м; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,015$ м; арматура 5 Ø 3 Вр-I, $R_{sn} = 410$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 4,7$ кН/м²; постійне навантаження (крім власної ваги плити) $g_n = 3,8$ кН/м².

5. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності суцільної залізобетонної плити за таких умов:

- прольот будівлі $l = 8$ м; крок колон $l_1 = 5,5$ м; щільність бетону $\rho_b = 2350$ кг/м³; - вологість $W = 2$ %; бетон на гранітному щебені класу B25; висота перетину $h = 0,08$ м; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,015$ м; арматура 5 Ø 4 Вр-I, $R_{sn} = 405$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 5,3$ кН/м²; постійне навантаження (крім власної ваги плити) $g_n = 4,2$ кН/м².

6. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності суцільної залізобетонної плити за таких умов: прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 8$ м; щільність бетону $\rho_b = 2250$ кг/м³; - вологість $W = 2,5$ %; бетон на гранітному щебені класу B20; висота перетину $h = 0,09$ м; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,015$ м; арматура 6 Ø 4 Вр-II, $R_{sn} = 1410$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 7,7$ кН/м²; постійне навантаження (крім власної ваги плити) $g_n = 6,8$ кН/м².

7. Визначити межу вогнестійкості за втратою несучої спроможності суцільної залізобетонної плити за таких умов: прольот будівлі $l = 7$ м; крок колон $l_1 = 8$ м; щільність бетону $\rho_b = 2250$ кг/м³; - вологість $W = 2,5$ %; бетон на вапняковому щебені класу B20; висота перетину $h = 0,09$ м; товщина захисного шару бетону $\delta = 0,015$ м; арматура 6 Ø 4 Вр-II, $R_{sn} = 1410$ МПа; тимчасове навантаження $V_n = 7,7$ кН/м²; постійне навантаження (крім власної ваги плити) $g_n = 6,8$ кН/м².

5.6 Визначення межі вогнестійкості плоскої перегородки

Мета задачі - визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за втратою теплоізолюючої здатності (за III граничним станом), а також визначити ступінь вогнестійкості, якому відповідає перегородка.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити коефіцієнти теплопровідності та теплоємності;

- визначити критичну температуру для необігріваної поверхні;
- визначити щільність матеріалу конструкції у сухому стані;
- визначити коефіцієнти температуропровідності та впливу щільності сухого матеріалу;
- визначити коефіцієнти теплообміну для обігрітої та не обігрітої поверхні перегородки;
- визначити критерії Біо для поверхонь, що обігрівається та не обігрівається, а також співвідношення критеріїв Біо;
- визначити допоміжний комплексний параметр та безрозмірну відносну температуру;
- визначити комплекс та критерій Фур'є;
- визначити межу вогнестійкості перегородки;
- визначити, якому ступеню вогнестійкості відповідає перегородка.

Втрата теплоізолюючої здатності деякої пластини характеризується підвищенням температури на її необогрівальній поверхні в середньому більш ніж на 140°C , або в будь-якій точці поверхні більш ніж на 180°C над початковою температурою, що була до початку теплового впливу.

5.6.1 Приклад розрахунку

Вихідні дані:

Матеріал конструкції - бетон на гранітному щебені.

Щільність бетону $\rho = 2330 \text{ кг/м}^3$.

Вологість конструкції $w = 3,5\%$.

Товщина конструкції $h = 0,075 \text{ м}$.

Початкова температура (до пожежі) $t_0 = 20^{\circ}\text{C}$.

В залежності від матеріалу конструкції, по таблиці в додатку 6 визначаємо коефіцієнти теплопровідності і теплоємності:

$$\lambda_t = 1,03 - 0,0003 \cdot t_{\text{кр}} = 0,980 \text{ ккал/м} \cdot \text{год} \cdot ^{\circ}\text{C};$$

$$C_t = 0,17 + 0,0002 \cdot t_{\text{кр}} = 0,202 \text{ ккал/кг} \cdot ^{\circ}\text{C}.$$

За критичну температуру приймаємо середнє перевищення температури необігріваної поверхні на 140°C :

$$t_{\text{кр}} = t_0 + 140 = 20 + 140 = 160^{\circ}\text{C}.$$

Визначаємо щільність бетону в сухому стані:

$$\rho_{\text{сух}} = \frac{100 \cdot \rho}{100 + w} = \frac{233000}{103,5} = 2251,2 \text{ кг/м}^3.$$

З урахуванням щільності матеріалу у сухому стані визначаємо коефіцієнт температуропровідності:

$$a_{red} = \frac{\lambda_t}{(c_t + 0.012 \cdot w) \cdot \rho_{сж}} = 0,0018.$$

Знаючи щільність матеріалу у сухому стані, за таблицею в додатку 7 визначаємо коефіцієнт впливу щільності: $K = 0,61$.

Визначаємо коефіцієнт теплообміну на поверхні, що обігрівається:

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_t}{K \cdot \sqrt{a_{red}}} = 38,4 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

Визначаємо коефіцієнт теплообміну на поверхні, що не обігрівається:

$$\alpha_2 = 5,5 + 0,045 \cdot t_{кн} = 12,7 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

Визначаємо критерій Біо для поверхні, що обігрівається:

$$Bi_1 = \frac{\alpha_1 \cdot h}{\lambda_t} = 2,93.$$

Визначаємо критерій Біо для поверхні, що не обігрівається:

$$Bi_2 = \frac{\alpha_2 \cdot h}{\lambda_t} = 0,97.$$

Визначаємо відношення коефіцієнтів Біо:

$$\frac{Bi_1}{Bi_2} = 3,02.$$

Вимагається, щоб це співвідношення не перевищувало 10, в нашому випадку $3,15 < 10$ - умова задовольняється.

Знаходимо допоміжний комплексний параметр:

$$N = \frac{Bi_1 + Bi_2}{Bi_1 + Bi_2 + Bi_1 \cdot Bi_2} = 0,57. \quad (5.64)$$

Знаходимо безрозмірну відносну температуру:

$$\theta = \frac{140}{(1250 - t_0) \cdot N} = \frac{140}{(1250 - 20) \cdot 0,57} = 0,29. \quad (5.65)$$

Визначаємо комплекс Фур'є – K_F за номограмою у додатку 12, з інтерполяцією, при знайдених вище параметрах $\Theta = 0,29$; $Bi = 3,02$; $K_F = 2,5$.

Розраховуємо критерій Фур'є - F_0 :

$$F_0 = \frac{K_F}{Bi_1^2} = 0,29. \quad (5.66)$$

Межа вогнестійкості залізобетонної плити (пластини) за втратою теплоізолюючої здатності - за наскрізним прогрівом тильної грані на $t = 140^\circ\text{C}$ може бути обчислена за такою формулою:

$$\tau_u = \frac{F_0 \cdot h^2}{a_{red}} = \frac{0,29 \cdot 0,075^2}{0,0018} = 0,95 \text{ год} = 57 \text{ хвилин} \quad (5.67)$$

Знаючи межу вогнестійкості перегородки, за таблицею в додатку 3 визначаємо ступінь вогнестійкості перегородки - IIIa.

5.6.2 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,07\text{м}$; - вологість бетону $W = 3\%$;
- щільність бетону $\rho_b = 2500\text{ кг/м}^3$; - бетон на гранітному щебені;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

2. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,06\text{м}$; - вологість бетону $W = 2,3\%$;
- щільність бетону $\rho_b = 2330\text{ кг/м}^3$; - бетон на гранітному щебені;
- $t_0 = 18^\circ\text{C}$.

3. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,07\text{м}$; - вологість матеріалу $W = 3\%$;
- щільність матеріалу $\rho_{б.м.} = 1600\text{ кг/м}^3$; - глиняна цегла;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

4. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,09\text{ м}$; - вологість бетону $W = 5\%$;
- щільність матеріалу $\rho_b = 1800\text{ кг/м}^3$; - гіпсобетон;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

5. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,05\text{м}$; - вологість бетону $W = 3\%$;
- щільність матеріалу $\rho_b = 1800\text{ кг/м}^3$; - гіпсобетон;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

6. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,07\text{м}$; - вологість матеріалу $W = 3\%$;
- щільність матеріалу $\rho_{б.м.} = 1900\text{ кг/м}^3$; - силікатна цегла;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

7. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,07\text{м}$; - вологість матеріалу $W = 3\%$;
- щільність матеріалу $\rho_{б.м.} = 1600\text{ кг/м}^3$; - глиняна цегла;
- $t_0 = 23^\circ\text{C}$.

8. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,1\text{ м}$; - вологість бетону $W = 3\%$;
- щільність матеріалу $\rho_{б.м.} = 1480\text{ кг/м}^3$; - керамзитобетон;

- $t_0 = 23^{\circ}\text{C}$.

9. Визначити межу вогнестійкості плоскої перегородки за третім граничним станом за таких умов:

- товщина перегородки $h = 0,08\text{м}$; - вологість бетону $W = 2,5\%$;
- щільність матеріалу $\rho_{\text{б.м.}} = 1300\text{ кг/м}^3$; - газобетон;
- $t_0 = 23^{\circ}\text{C}$.

5.7 Визначення межі вогнестійкості металевих конструктивних елементів

Мета задачі - визначити інтервал часу, протягом якого під час пожежі металеві конструктивні елементи балкової клітки прогріються до критичної температури, тобто визначити межу вогнестійкості металевої конструкції за I-м граничним станом.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити коефіцієнт зниження опору сталі під час прогрівання балки настилу;
- визначити критичну температуру для балки настилу;
- визначити обігрітий периметр балки настилу;
- визначити наведену товщину балки настилу;
- визначити межу вогнестійкості балки настилу;
- визначити коефіцієнт зниження опору сталі під час прогрівання головної балки;
- визначити критичну температуру для головної балки;
- визначити обігрітий периметр головної балки;
- визначити наведену товщину головної балки;
- визначити межу вогнестійкості головної балки;
- визначити фактичну гнучкість та коефіцієнт поздовжнього вигину колони;
- визначити коефіцієнт зниження опору сталі під час прогрівання колони;
- визначити критичну температуру для колони;
- визначити обігрітий периметр колони;
- визначити наведену товщину колони;
- визначити межу вогнестійкості колони;
- результати розрахунку меж вогнестійкості балки настилу, головної балки та колони порівняти між собою, найменший результат призначити в якості загальної межі вогнестійкості для балкової клітки в цілому.

Якщо конструкція складається з декількох окремих елементів (в нашому випадку балкова клітка складається з балок настилу, головних балок та колон), то необхідно розрахувати межі вогнестійкості для кожного елемента окремо, результати порівняти між собою і найменший обрати як загальну межу вогнестійкості для всієї конструкції в цілому.

Для сталевих конструкцій граничним станом за вогнестійкістю є втрата несучої спроможності конструкцій або вузлів.

Розрахункові методи визначення вогнестійкості сталевих конструкцій були розроблені М.С.Стрілецьким, В.С.Сидоренко, О.І.Яковлевим та ін. В результаті статичного розрахунку визначається втрата конструкцією несучої спроможності внаслідок зміни механічних характеристик сталі.

Враховуючи незначно малу вірогідність збігу розрахункового сполучення навантажень за час експлуатації конструкцій з навантаженнями при пожежі, рекомендується при встановленні межі вогнестійкості користуватися нормативними навантаженнями. Згідно з цим, пропонується постійне навантаження приймати з коефіцієнтом надійності за навантаженнями $\gamma_f = 1$, а з тимчасових - враховувати тільки довготривалі з $\gamma_f = 1$.

Таким чином, резервом зберігання несучої спроможності конструкції при пожежі є різниця між величинами розрахункових навантажень, на які конструкція розрахована в нормальних умовах експлуатації, та навантажень, що ураховуються при пожежі.

Звідси витікає, що межа вогнестійкості сталевих конструкцій визначається часом їх нагріву до температури, що відповідає зниженню несучої спроможності до рівня діючих при пожежі навантажень. Цю температуру називають критичною.

В результаті статичного розрахунку за величинами γ_T (γ_E) визначають критичну температуру сталі. Після цього розв'язанням теплотехнічної задачі визначають межу вогнестійкості як час, що витрачається на прогрів конструкції до критичної температури. При цьому враховується, що теплообмін відбувається за площею, що визначається приведеною товщиною металу δ , яку визначають за формулою:

$$\delta_{np} = A/P, \quad (5.68)$$

де A - площа поперечного перерізу, см^2 ;

P - периметр, що обігрівається, см .

Периметр, що обігрівається, визначається без урахування поверхонь, що примикають до плит, настилів, перекриттів та стін при умові, що межа вогнестійкості цих конструкцій не нижча за межу вогнестійкості конструкцій, що обігріваються.

З умов досягнення граничного стану за вогнестійкістю для згинальних елементів коефіцієнт γ_T визначається за формулою:

$$\gamma_T = \frac{M_{н.мак}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.69)$$

де $M_{н.мак}$ - максимальний згинальний момент від нормативних значень постійних та тимчасових навантажень (при $\gamma_c = 1$), Н- см.

Для центрально-стиснутих стрижнів граничним станом за

вогнестійкістю, як і при нормальній температурі, буде втрата стійкості. У цьому випадку коефіцієнт γ_T розраховується за формулою:

$$\gamma_T = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.70)$$

де N - поздовжня стискаюча сила від нормативних навантажень, кН;
 A - площа поперечного перерізу, см^2 ;
 R_y - розрахунковий опір сталі, кН/см^2 ;
 γ_c - коефіцієнт умов роботи.

5.7.1 Приклад розрахунку

Вихідні дані:

Розрахунковий опір сталі $R_{st} = 20 \text{ кН/см}^2$.

Номери двотаврів: балки настилу - № 30; головної балки - № 60.
 Максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, що діє на: балку настилу $M_1 = 95,42 \text{ кНм}$; головну балку $M_2 = 397,54 \text{ кНм}$.

Висота поверху (довжина колони) $H (l) = 4,8 \text{ м}$.

Колона виготовлена з квадратного замкнутого профілю $120 \times 120 \times 4 \text{ мм}$.
 Вертикальне стискаюче навантаження на колону від нормативних значень $N = 57,58 \text{ кН}$.

Розрахунок межі вогнестійкості балки настилу

Визначаємо коефіцієнт зниження несучої здатності металевої конструкції при підвищеній температурі:

$$\gamma_{t1} = \frac{M_1}{W_{30} \cdot R_{st} \cdot \gamma} = \frac{9542}{472 \cdot 20 \cdot 1} = 1,01.$$

За таблицею в додатку 11 знаходимо критичну температуру: $t_{кр.1} = 20^\circ\text{C}$.

Визначаємо обігріваний периметр перерізу балки настилу: на балку настилу опирається залізобетонний настил, у якого теплопровідність набагато нижча, ніж у металу. Виходячи з цього, для балки настилу приймаємо схему обігріву з трьох боків, а відтак периметр балки, що обігрівається, розраховуємо без урахування верхньої полки двотавра (значення b , d , h і t беремо з додатку 14):

$$\begin{aligned} \Pi &= b + 2(b - d) + 2(h - 2t) = \\ &= 13,5 + 2(13,5 - 0,65) + 2(30 - 2 \cdot 1,02) = 95,12 \text{ см}. \end{aligned} \quad (5.71)$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу балки настилу № 30 $A = 46,5 \text{ см}^2$ (додаток 14), визначаємо наведену товщину балки настилу:

$$\delta_{np} = 46,5 / 95,12 = 0,49 \text{ см}.$$

Враховуючи критичну температуру (20 °C) та наведену товщину металу за номограмою у додатку 25 визначаємо межу вогнестійкості, яка дорівнює 2 хвилини.

Розрахунок межі вогнестійкості головної балки

Визначаємо коефіцієнт зниження несучої здатності металевої конструкції при підвищеній температурі:

$$\gamma_{t2} = \frac{M_2}{W_{60} \cdot R_{st} \cdot \gamma} = \frac{39754}{2560 \cdot 20 \cdot 1} = 0,78.$$

За додаток 11 знаходимо відповідну критичну температуру $t_{кр2} = 300^\circ\text{C}$. На головну балку спираються балки настилу, які виготовлені із сталі. Отже, для головної балки приймаємо схему обігріву з чотирьох боків. Визначаємо обігріваний периметр головної балки в залежності від геометричних характеристик заданого двотавру (значення b , d , h і t беремо з додатку 14):

$$\begin{aligned} P &= 2 \cdot b + 2(b - d) + 2(h - 2t) = \\ &= 2 \cdot 19 + 2(19 - 1,2) + 2(60 - 2 \cdot 1,78) = 187,48 \text{ см.} \end{aligned}$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу головної балки № 60 $A = 138 \text{ см}^2$ (додаток 14), визначаємо наведену товщину головної балки:

$$\delta_{np} = 138 / 187,48 = 0,74 \text{ см.}$$

Враховуючи критичну температуру (300 °C) та наведену товщину металу за додатком 25 визначаємо межу вогнестійкості, яка дорівнює 5 хвилин.

Розрахунок межі вогнестійкості металевої колони

Приймаємо, що колона закріплена шарнірно по обох кінцях, тоді $\mu = 1$. За додатком 22, відповідно до заданого профілю, знаходимо $i = 4,74 \text{ см}$. Визначаємо гнучкість колони:

$$\lambda = l / i = 480 / 4,74 = 101,3.$$

За додатком 20 визначаємо коефіцієнт подовжнього вигину, що дорівнює $\varphi = 0,537$.

З умови досягнення граничного стану з вогнестійкості стиснутих елементів визначаємо коефіцієнт γ_{t3} , значення площі перерізу колони $A = 18,56 \text{ см}^2$ беремо з додатка 22:

$$\gamma_{t3} = \frac{57,58}{0,537 \cdot 18,56 \cdot 20 \cdot 1} = 0,29.$$

Визначаємо обігрівний периметр колони:

$$l = 4 \cdot b = 4 \cdot 120 = 480 \text{ мм} = 48 \text{ см.}$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу колони $A = 18,56 \text{ см}^2$, визначаємо наведену товщину колони:

$$\delta_{np} = 18,56 / 48 = 0,39 \text{ см.}$$

Знаходимо критичну температуру (додаток 11): $t_{кр3} = 625 \text{ }^\circ\text{C}$

Враховуючи критичну температуру та наведену товщину металу за додатком 25 визначаємо межу вогнестійкості колони, яка дорівнює 10 хвилин.

Порівнюємо межу вогнестійкості балки настилу, головної балки і колони, обираємо найменшу (2 хв) - це і буде межею вогнестійкості металевої балкової клітки.

5.7.2 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 24, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 35,47 \text{ кНм}$;
- головна балка - двотавр № 50, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 274,86 \text{ кНм}$;
- сталева колона - труба 160 x 160 x 6 мм, поздовжня стискаюча сила $N_n = 125 \text{ кН}$, довжина колони 4,5 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

2. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 36, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 162,5 \text{ кНм}$;
- головна балка - двотавр № 55Б2, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 512,17 \text{ кНм}$;
- сталева колона - труба 160 x 160 x 6 мм, поздовжня стискаюча сила $N_n = 180 \text{ кН}$, довжина колони 5 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 26 \text{ кН/см}^2$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

3. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 33, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 102 \text{ кНм}$;
- головна балка - двотавр № 50, згинальний момент від нормативних навантажень $M_n = 229,65 \text{ кНм}$;

- сталева колона - труба 140 x 140 x 6 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 130$ кН, довжина колони 4 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 20$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

4. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 33, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 115,9$ кНм;

- головна балка - двотавр № 50, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 309,2$ кНм;

- сталева колона - труба 180 x 180 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 240$ кН, довжина колони 4 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 28$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

5. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 27, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 62,57$ кНм;

- головна балка - двотавр № 45, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 226,96$ кНм;

- сталева колона - труба 160 x 160 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 160$ кН, довжина колони 4 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 28$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

6. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 27, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 59,60$ кНм;

- головна балка - двотавр № 45, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 259,41$ кНм.

- сталева колона - труба 160 x 160 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 180$ кН, довжина колони 3,5 м;

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 28$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

7. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 24, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 78,4$ кНм;

- головна балка - двотавр № 40, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 226,96$ кНм;

- сталева колона - труба 140 x 140 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 120$ кН, довжина колони 3,5 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 30$

кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

8. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 22, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 49,75$ кНм;

- головна балка - двотавр № 45, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 253,16$ кНм;

- сталева колона - труба 140 x 140 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 100$ кН, довжина колони 4 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 28$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

9. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 30, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 59,97$ кНм;

- головна балка - двотавр № 55, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 288,55$ кНм;

- сталева колона - труба 140 x 140 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 135$ кН, довжина колони 4,5 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 30$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

10. Визначити межу вогнестійкості металевих балок балкової клітки та центрально стислої металевої суцільної колони при обігріві з усіх боків за таких умов:

- балка настилу - двотавр № 18, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 26,55$ кНм;

- головна балка - двотавр № 40, згинальний момент від нормативних навантажень $M_H = 1543,69$ кНм;

- сталева колона - труба 140 x 140 x 8 мм, поздовжня стискаюча сила $N_H = 135$ кН, довжина колони 4,5 м.

Усі сталеві елементи виконані зі сталі з розрахунковим опором $R_y = 20$ кН/см², коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

5.8 Посилення цегляного стовпа, що має тріщини

Мета задачі - підібрати спосіб посилення цегляного стовпа, що розтріскався під час експлуатації.

Загальна послідовність розв'язання задачі:

- визначити розрахункову висоту та гнучкість цегляного стовпа;
- визначити пружну характеристику кладки та коефіцієнт поздовжнього вигину;
- визначити розрахунковий опір кладки стисканню;
- визначити несучу здатність стовпа;
- призначити спосіб посилення;

- визначити несучу здатність посиленого стовпа;
- визначити ефективність посилення.

5.8.1 Приклад розрахунку

Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегельного стовпа висотою $H = 3$ м і перерізом $b \times h = 51 \times 51$ см (рис. 5.6). Стовп виконаний із глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 350$ кН. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

Визначаємо несучу здатність існуючої кладки. Розрахункова висота стовпа для прийнятої схеми обпирання дорівнює: $l_0 = 2H = 2 \cdot 3 = 6$ м.

Гнучкість стовпа у площині перерізу дорівнює:

$$\lambda^h = l_0 / b = 600 / 51 = 11,8.$$

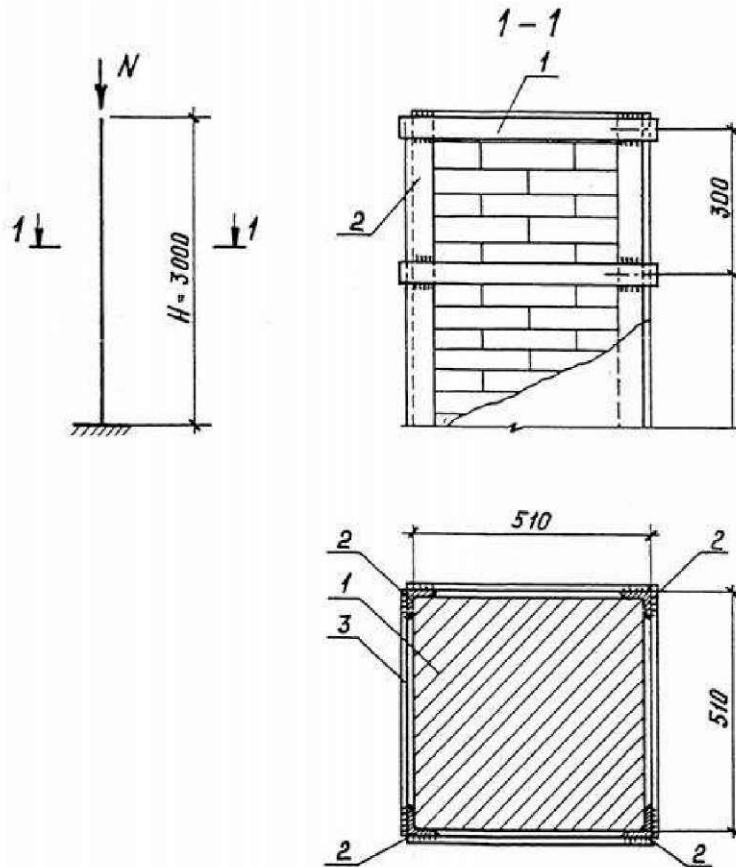
За таблицями у додатках 31 та 32 знаходимо пружну характеристику заданої кладки $a = 1000$ і коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,845$.

Оскільки $h > 30$ см, то коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження $m_{mp} = 1$; для заданого виду кладки розрахунковий опір стиску кладки $R = 1,3 \times 0,9 = 1,17$ МПа; площа перерізу цегельного стовпа дорівнює $F = 0,51 \times 0,51 = 0,26$ м² $< 0,3$ м², тому коефіцієнт умов роботи кладки $m = 0,8$.

Розрахунковий опір стиску кладки з урахуванням коефіцієнта умов роботи кладки дорівнює $R = 1,17 \times 0,8 = 0,936$ МПа.

Несуча здатність цегельного центрально навантаженого стовпа визначається за умовою:

$$N_{переріз} = \gamma_T m_g \varphi R F, \quad (5.72)$$



1 - цегельна кладка; 2 - кутики посилення 50x50x5; 3 - планки перерізом 35x5 мм

Рисунок 5.6 - До розрахунку посилення цегельного стовпа сталеву обіймою

де $\gamma_T = 0,5$ - коефіцієнт зниження несучої здатності кам'яних конструкцій при наявності ушкоджень.

$$N_{\text{переріз}} = 0,5 \cdot 1 \cdot 0,845 \cdot 0,0936 \cdot 2600 = 102,8 \text{ кН} < N = 350 \text{ кН},$$

тобто міцність цегляного стовпа не забезпечена, потрібне посилення.

Приймаємо посилення за допомогою сталеві обійми, що складається із чотирьох вертикальних сталевих кутиків 50x50x5 мм на повну висоту стовпа, установлених по кутах елемента і з'єднаних один з одним смуговою сталлю (планками) через 30 см. Переріз планок призначаємо 35x5 мм. Для захисту від корозії сталеву обійму покривається цементною штукатуркою товщиною 25 мм. Приймаємо для обійми сталь марки ВстЗкп класу А-І.

Розрахунковий опір поперечних арматур обійми $R_{a.n.} = 150 \text{ МПа}$;

Розрахунковий опір поздовжніх стислих арматур обійми дорівнює $R_{ac} = 43 \text{ МПа}$.

Площа перерізу поздовжніх арматур сталеві обійми з кутиків дорівнює

$$F'_a = 4 \cdot 4,8 = 19,2 \text{ см}^2.$$

Несуча здатність кладки, посиленої сталевую обіймою з кутиків, розраховується за формулою:

$$N_{\text{переріз}} = \psi \cdot \varphi \cdot m_o \left(m_K R + \eta \frac{2,5P}{1 + 2,5 \cdot P} \cdot \frac{R_{a,n}}{100} \right) F + R_{ac} F'_a, \quad (5.73)$$

де $P = \left(\frac{2F_z(h+b)}{h \cdot b \cdot S} \right) 100 = \frac{21,75(51+51)}{51 \cdot 51 \cdot 30} 100 = 0,46$ - відсоток армування поперечними планками;

$F_a = 3,5 \cdot 0,5 = 1,75 \text{ см}^2$ - площа перерізу поперечної планки;

$S = 30 \text{ см}$ - відстань між осями поперечних планок;

$\psi = 1$; $\eta = 1$ - коефіцієнт при центральному стисканні;

$m_K = 0,7$ - коефіцієнт умов роботи для кладки із тріщинами.

$$N_{\text{переріз}} = 1 \cdot 0,845 \cdot 1 \left(0,7 \cdot 0,0936 + 1 \frac{2,5 \cdot 0,46}{1 + 2,5 \cdot 0,46} \cdot \frac{15}{100} \right) 2600 + 4,3 \cdot 19,2 = 390 \text{ кН}.$$

Оскільки $390 \text{ кН} > N = 350 \text{ кН}$, несуча здатність посиленої конструкції забезпечена.

5.8.2 Варіанти завдань для самостійної роботи

1. Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 3,5 \text{ м}$ і перерізом $b \cdot h = 51 \times 51 \text{ см}$. Стовп зведений із глиняної цегли пластичного пресування марки 125 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 400 \text{ кН}$. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

2. Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 2,5 \text{ м}$ і перерізом $b \cdot h = 51 \times 51 \text{ см}$. Стовп зведений із глиняної цегли пластичного пресування марки 125 на цементному розчині марки 10, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 400 \text{ кН}$. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

3. Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 3 \text{ м}$ і перерізом $b \cdot h = 51 \times 38 \text{ см}$. Стовп зведений із глиняної цегли пластичного пресування марки 125 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 300 \text{ кН}$. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2

мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

4. Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 3,5$ м і перерізом $b \times h = 51 \times 51$ см. Стовп зведений із глиняної цегли пластичного пресування марки 75 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 250$ кН. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.

5. Потрібно виконати посилення центрально навантаженого цегляного стовпа висотою $H = 4,5$ м і перерізом $b \times h = 51 \times 51$ см. Стовп зведений із глиняної цегли пластичного пресування марки 150 на цементному розчині марки 25, являє собою вільно стоячу конструкцію, на яку передається поздовжня сила від розрахункових навантажень $N = 400$ кН. У кладці цегельного стовпа в процесі експлуатації виникли тріщини з розкриттям до 2 мм і вони перетинають не більше восьми рядів кладки.