

РЕФЕРАТ

Кваліфікаційна магістерська робота: 88 с. текст. част., 7 арк. граф. част, 34 джерела літератури.

Будівництво центру надання адміністративних послуг у м. Рахові Закарпатської області із дослідженням напружено-деформованого стану основ фундаментів. – Кваліфікаційна магістерська робота. Грис Віталій Романович. - Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни, Львівський національний університет природокористування, 2024.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	6
1.1. Вихідні дані	6
1.2. Об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне вирішення навчального корпусу	6
1.3. Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	9
1.4. Генеральний план	12
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	13
2.1. Область застосування залізобетонних кесонних перекриттів	13
2.1.1. Розрахунок кесонного збірно-монолітного перекриття	14
2.1.2. Збір навантажень	14
2.1.3. Розрахунок ребра кесонного перекриття	16
2.1.4. Розрахунок поперечних ребер	18
2.1.5. Перевірка несучої здатності	20
2.1.6. Розрахунок за міцністю похилих січень	20
2.1.7. Визначення величини втрат попередньо-напруженої арматури	24
2.1.8. Розрахунок по розкриттю похилих тріщин	25
2.1.9. Розрахунок ребра, що йде під кутом до збірних балок покриття	26
2.1.10. Розрахунок міцності похилих січень	28
2.2. Розрахунок фундаментів	29
2.2.1. Загальна характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика	32
2.2.2. Збір навантаження на зовнішню поздовжню стіну	33
2.2.3. Розрахунок стрічкового фундаменту в січенні I-I	36
2.2.4. Розрахунок фундаменту в січенні 3-3	40
2.1.5. Визначення просідання фундаментів в січенні III-III	44

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ	48
3.1. Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт	48
3.2. Потреба будівництва в будівельних машинах, механізмах та автотранспорті	49
3.3. Техніко-економічне обґрунтування вибору типу монтажного крана	50
3.4. Технологічна карта на влаштування покрівельного килиму	52
3.5. Визначення об'ємів робіт	56
3.6. Будівельний генеральний план	63
3.6.1. Визначення площ адміністративно-побутових приміщень	63
3.6.2. Розрахунок складських приміщень	63
3.6.3. Розрахунок потреби у відкритих складських приміщеннях для цегли	64
3.6.4. Розрахунок енергопостачання будівельного майданчика	65
3.6.5. Розрахунок потреби у водопостачанні	66
3.7. Проектування сіткового графіку	68
РОЗДІЛ 4. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА	69
4.1. Кошторис на влаштування збірного залізобетонного фундаменту навчального корпусу	69
4.2. Кошторис на влаштування монолітного фундаменту навчального корпусу	71
4.3. Зведений кошторис на будівництво навчального корпусу	72
4.4. Техніко-економічні показники по будівництву навчального корпусу	72
РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	74
РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ	80
ВИСНОВКИ ТА ПРОПОЗИЦІЇ	86
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	87

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Вихідні дані

Приймаємо наступні дані з кліматології та геофізики для району будівництва будівлі центру надання адміністративних послуг:

- кліматичний район будівництва приймаємо II В;

- за довідковими даними приймаємо, що розрахункова температура зовнішнього повітря: - найбільш холодної п'ятиденки – 18°C ; - найбільш холодної доби року – -23°C ; - тривалість опалювального періоду (за даними комунальних служб міста) - 240 діб; - рельєф місцевості (ділянки виділеної під будівництво) – достатньо спокійний, однак район місцевості – гірський (неподалік проходять вододільні хребти Карпат); - нормативна глибина промерзання ґрунтів на ділянці будівництва (залежно від виявлених ґрунтових умов) знаходиться в межах від 0,8 м до 1,2 м; - рівень підземних вод (за матеріалами гідрологічних та геологічних досліджень місцевої метеостанції) розташований нижче 4,0 м від рівня землі;

- нормативне снігове навантаження (за картою районування України) для VI району (м. Рахів, Закарпатська область) – 1800 Па (гірський район);

- нормативний швидкісний напір вітру (за картою районування України) для II району – 450 Па (гірський район)

- нормативний швидкісний напір вітру – 22 м/сек.

Всі архітектурно-будівельні рішення щодо спорудження будівлі центру надання адміністративних послуг розроблені на підставі завдання на проектування кваліфікаційної магістерської роботи, яке видано на кафедрі будівельних конструкцій Львівського національного університету природокористування. Всі необхідні матеріали для проведення розрахунків та проектування будівлі були отримані під час проходження переддипломної практики, а також всі довідкові, навчальні та наукові матеріали були опрацьовані у навчальній та науковій бібліотеці університету. Виконані

проектні рішення відповідають чинним нормам у галузі будівництва та містобудування.

1.2. Об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне вирішення будівлі

Після ретельних консультацій із керівником та консультантами розділів кваліфікаційної магістерської роботи нами було прийнято рішення, що в об'ємно-планувальному відношенні будівля центру надання адміністративних послуг у плані має прямокутну геометричну форму, із загальними розмірами 27000x78000 мм.

Приймаємо будівлю центру надання адміністративних послуг двоповерховою. На першому поверсі будівлі пропонуємо розмістити наступні приміщення: актову залу для проведення семінарів, круглих столів, різноманітних навчань та тренінгів, проведення мистецьких виставок, переглядів кінофільмів та вистав тощо, навчальні аудиторії для гурткової роботи, приймальню для громадян, кімнати для відвідувач, кімнати для зберігання документів та інші приміщення, які можуть бути у будь-який момент перепрофільовані. Актова зала – одноповерхова, на всю висоту будівлі центру надання адміністративних послуг. На другому поверсі будівлі заплановано розміщення навчальних аудиторії. Підлогу в актовій залі заплановано виконати із певним нахилом (подібно як це роблять у кінотеатрах).

Вхід до будівлі центру надання адміністративних послуг заплановано здійснити зі сторони головного фасаду будівлі. Вхід буде обладнаний двома вхідними дверима, над якими буде знаходитися пристрій теплової завіси.

Ознайомившись із архівними матеріалами інженерно-геологічних вишукувань на ділянці, яка розташована поруч із ділянкою будівництва, попередньо приймаємо, що основою фундаментів будівлі центру надання адміністративних послуг можуть служити інженерно-геологічний елемент

ПЕ-3 - глинисті ґрунти, із питомою густиною $\gamma=1,75$ т/м.куб, що не володіють фізико-механічними властивостями набухання та вспучування.

Після ретельних консультацій із керівником та консультантами кваліфікаційної магістерської роботи ми прийняли у попередньому варіанті, що фундаменти під зовнішні та внутрішні цегляні стіни будемо виконувати стрічкові із збірних бетонних фундаментних блоків ФБС, які у свою чергу укладаємо на фундаментні подушки Ф-16. Під подошвою фундаментних подушок виконуємо добре утрамбовану піщану підготовку, товщиною 100 мм. Бетонні фундаментні блоки укладаються на розчині М-50. Фундаменти під цегляні стовпи виконуємо із збірних фундаментних бетонних блоків ФБС по плитах-подушках Ф-16. Так як будівля центру надання адміністративних послуг має підвальне приміщення, яке пропонується використовувати як найпростіше укриття, приймаємо, що глибина закладання подошви збірних бетонних фундаментів у тіло ґрунту становить – 5,37 м.

Вертикальну гідроізоляцію бетонних стін підвалу у місцях контакту зовнішніх стін підвалу із ґрунтом (землею) пропонуємо виконувати за допомогою подвійного обмазуванням гарячим бітумом та наклеюванням на бічну поверхню гідроізоляційного синтетичного матеріалу (наприклад, гнучкого рулонного руберойду).

Пропонуємо горизонтальну гідроізоляцію виконувати із цементного розчину (складу 1:3), товщиною 20 мм, а також використати два шари гнучкого рулонного руберойду на бітумній мастиці.

Пропонуємо виконати зовнішні та внутрішні стіни, перегородки у будівлі – із звичайної повнотілої глиняної цегли М75 на розчині марки М50.

Цегляні перегородки у підвальному приміщенні необхідно виконати на потовщеній бетонній підготовці або влаштувати під цегляними перегородками стрічкові монолітні залізобетонні фундаменти. Залежно від навантаження та функції цегляних стіни, приймаємо їх товщину 380 мм та 510 мм, цегляні перегородки приймаємо товщиною 120 мм. Цегляні стовпи виконуємо розмірами у плані 640x1300 мм та 790x900 мм, які армуємо за

висотою цегляного стовпа (через кожні шість рядів цегляної кладки) зварними арматурними сітками із стержнів діаметром 6 мм класу міцності Вр-I, із вічком 50x50 мм.

Приймаємо, що покриття над приміщенням актового залу – збірне, монолітне, залізобетонне, кесонне.

Перекрыття та покриття на інших приміщеннях будівлі центру надання адміністративних послуг приймаємо із збірних залізобетонних круглопорожнинних плит.

Пропонуємо виконати покрівлю не вентиляованою, із тришаровим рулонним руберойдним покриттям та захисним шаром, який виконуємо із гравію втопленого в бітумну мастику.

Пропонуємо у будівлі виконати наступні підлоги – у підвальному приміщенні – звичайні, бетонні, у приміщеннях фойє та вестибюлі – мозаїчні, із керамічної плитки, у коридорах загальної призначення – фібробетонні, у службових приміщеннях – паркетні, у приміщеннях санвузлів – із керамічної плитки, у приміщеннях актового залу та на сцені – із дощок.

Приймаємо у будівлі двері зовнішні, суцільні, металопластикові.

Приймаємо у будівлі вікна звичайні, металопластикові, енергоощадні, вітражі – металеві, подвійні, із декоративним орнаментом на склі.

Відповідно до паспорту опорядження приміщень будівлі центру надання адміністративних послуг приймаємо, що внутрішні поверхні стін та перегородок службових приміщень оштукатурюються із нанесенням на поверхню декоративної побілки. Стіни фойє можна виконати за допомогою декоративної штукатурки. У приміщеннях санвузлів рекомендуємо виконати оздоблення стін із великогабаритної керамічної плитки.

Рекомендуємо монолітні залізобетонні кесонні стелі та стелі виконані із збірних залізобетонних круглопустотних плит перекрыття та покриття затирати і фарбувати білими емульсійними фарбами. У приміщенні актової зали рекомендуємо виконати підвісну стелю із великогабаритних акустичних

плит. Стіни актового залу рекомендуємо оздоблювати спеціальними великогабаритними акустичними плитами.

Рекомендуємо виконати вентиляцію у будівлі центру надання адміністративних послуг обмінною приточно-витяжною із природнім та механічним збудженням. Найбільш важливим приміщенням у будівлі є приміщення актового залу, де притік свіжого повітря визначають за спеціальними розрахунками, і він повинен становити не менше 20 м.куб/год на одне глядацьке місце. Розрахунок повітряного обміну у інших приміщеннях будівлі є звичайним та можна приймати без проведення спеціальних розрахунків.

Забір свіжого повітря із зовні для вентиляційної камери здійснюється за допомогою вентиляційної шахти. Відповідно до прийнятих інженерно-технічних рішень запропоновано вентиляційну камеру із основними та резервними осьовими вентиляторами розмістити у підвальному приміщенні будівлі центру надання адміністративних послуг, безпосередньо під вестибюлем.

Витяжну вентиляційну камеру рекомендуємо розмістити під сценою актової зали і передбачає встановлення осьових вентиляторів у спеціальних звуко- та шумопоглинаючих шафах. У приміщеннях актової зали, вестибюлі та фойє пропонуємо виконати закрите (сховане) прокладання трубопроводів системи опалення та вентиляції.

Для опалення будівлі центру надання адміністративних послуг приймаємо центральну міську водяну систему опалення. Опалення будівлі запропоновано здійснювати за однотрубною системою із нижнім розведенням. Така система опалення є досить простою у монтажі та експлуатації, гідравлічно стійка та зручна у будівлях із плоскою покрівлею.

Будівля центру надання адміністративних послуг обладнана відповідними господарсько-питтєвим та протипожежним водопроводами, побутовою та дощовою каналізаціями, які під'єднані до міської централізованої мережі міста Рахів.

Запропоновано виконати протипожежний водопровід сумісним із господарським водопроводом, який дозволить у разі потреби подавати воду до пожежних кранів та гідрантів.

Запропоновано, що побутова каналізація підводиться до всіх приймальників води, а зливна каналізація дозволяє відводити дощові та талі води з покрівлі будівлі центру надання адміністративних послуг.

1.3. Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Виконаємо теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій для наступної конструктивної схеми, яка складається із таких вертикальних шарів: зовнішня стіна – цегляна, оштукатурена з двох сторін (у першому наближенні не виконуємо утеплення зовнішньої цегляної стіни мінераловатним утеплювачем, товщиною 510 мм).



Рис.1.1. Конструкція зовнішньої цегляної стіни

За формулою визначимо необхідний коефіцієнт теплової провідності матеріалу кожного шару (складного шару, товщиною 30 мм, цегляної кладки, товщиною 510 мм, вапняно-піщаного розчину, товщиною 20 мм) та коефіцієнт теплового засвоєння:

$$\begin{aligned}
 \lambda_1 &= 0.75 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}; & S_1 &= 8.92 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}; \\
 \lambda_2 &= 0.7 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}; & S_2 &= 8.68 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}; \\
 \lambda_3 &= 0.7 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}; & S_3 &= 8.36 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт};
 \end{aligned}
 \tag{1.1}$$

За довідковими даними приймаємо величину теплової інерції рівною $\check{A}_{i\check{d}\check{e}i} = 6.5$ (середня інерційність).

За формулою визначаємо середню інерційність температури зовнішнього середовища

$$:t_c = \frac{t_{\check{o}.a.} + t_{\check{o}.i.}}{2} = \frac{-19 + (-23)}{2} = -21^{\circ} \check{N}; \quad (1.2)$$

За формулою визначаємо необхідний опір теплової передачі зовнішньої цегляної стіни (цегляної кладки, зовнішнього та внутрішнього оздоблювальних шарів) :

$$R_0^{\check{o}\check{d}} = \frac{i \square (t_a - t_c)}{\Delta t^f \square \alpha_a}, \quad (1.3)$$

де Δt^f приймаємо рівною 7°C – цю величину визначаємо за довідковими даними, це нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря у приміщенні будівлі та температурою на зовнішній бічній поверхні огорожувальної конструкції зовнішньої стіни;

n – коефіцієнт, який визначають за довідниками, залежить від розташування бічної поверхні огорожувальної конструкції до зовнішнього повітря;

t_a приймаємо рівним 17°C – цю величину визначаємо за довідковими таблицями, це розрахункова температура внутрішнього повітря у приміщеннях будівлі;

$\alpha_a = 7.5 \check{e}\check{e}\check{a}\check{e} / \check{i}^2 \cdot \check{d} : \check{n}$ - це коефіцієнт внутрішньої теплової передачі

$$R_0^{\check{o}\check{d}} = \frac{1 \square (17 - 21)}{7 \square 7.5} = 0.724 \check{e}\check{e}\check{a}\check{e} / \check{i}^2 \cdot \check{d} : \check{n}. \quad (1.4)$$

За формулою визначаємо економічно доцільний термічний опір зовнішньої огорожувальної конструкції (цегляної кладки, зовнішнього та внутрішнього оздоблювальних шарів) :

$$R_{\check{o}\check{d}}^{\check{a}\check{e}} = \sqrt{n_{\check{o}\check{d}} \square (t_a \square t_{i\check{r}.i\check{a}\check{o}.}) \square \check{z}_{i\check{d}.i\check{a}\check{o}.} \square \check{d} \square \check{N}_o \square I_o}, \quad (1.5)$$

де $n_{\infty} = 0.85$ – величина, яку визначають за довідковими даними, коефіцієнт, що враховує відношення термічного опору зовнішньої огорожувальної конструкції до опору теплової передачі;

$t_{i,i\infty} = +0.3^{\circ}\text{C}$ – величина, що характеризує середню температуру зовнішнього повітря впродовж всієї тривалості опалювального періоду (величина береться за довідниками);

$\delta = 1.05$ – коефіцієнт, що враховує певні втрати на інфільтрацію зовнішнього повітря (береться за довідниками);

$\tilde{n}_o = 13.5 \tilde{\alpha} \tilde{\rho} / \tilde{\alpha} \tilde{\rho} \tilde{\rho}$ – величина, що характеризує вартість теплової енергії (береться за довідниками);

$l_o = 1.3$ – коефіцієнт, що враховує певну зміну вартості теплової енергії на перспективу (береться за довідниками);

$\tilde{n}_{\infty} = 27 \tilde{\alpha} \tilde{\rho} / \tilde{\rho}^3$ – орієнтована вартість цегляної кладки (величина вартості має властивість змінюватися із врахуванням коефіцієнту інфляції, береться за довідниками);

$$R_{\infty}^{\hat{\alpha}\hat{\rho}} = \sqrt{0.85 \cdot (17 \cdot 0.3) \cdot 183 \cdot 24 \cdot 1.05 \cdot 10^{-6} \cdot 1.3} = 0.861 \frac{\tilde{\rho}^2 \cdot \tilde{n}}{\hat{\rho} \hat{\rho}}; \quad (1.6)$$

За формулою визначаємо економічно доцільний опір теплової передачі зовнішньої стінової конструкції (цегляної кладки, зовнішнього та внутрішнього оздоблювальних шарів) :

$$R_i^{\hat{\alpha}\hat{\rho}} = \frac{1}{\alpha_a} + \frac{1}{\alpha_i} + R_{\infty}^{\hat{\alpha}\hat{\rho}} + \sum R_{\hat{\alpha}\hat{\rho}}, \text{ де } \alpha_i = 20 \hat{\rho} \hat{\rho} / \tilde{\rho}^2 \cdot \tilde{n}; \quad (1.7)$$

c – величина коефіцієнту теплової передачі (береться за довідниками);

$\sum R_{\hat{\alpha}\hat{\rho}}$ – значення суми термічних опорів внутрішньої та зовнішньої штукатурки, рекомендують визначати за формулою

$$: R = \frac{\delta}{\lambda} \quad (1.8)$$

$$R_i^{\hat{\alpha}\hat{\rho}} = \frac{1}{7.5} + \frac{1}{20} + 0.861 + \frac{0.03}{0.75} + \frac{0.02}{0.7} = 1.05. \quad (1.9)$$

Необхідну товщину цегляної кладки зовнішньої стіни рекомендують визначати за формулою:

$$\delta_{\infty} = R_{\infty}^{\text{д.р.}} \lambda_{\infty} = 1.05 \cdot 0.7 = 0.73 \text{ м} . \quad (1.10)$$

Попередньо, із конструктивних міркувань приймаємо товщину цегляної кладки зовнішньої стіни рівною $\delta_2 = 0.51 \text{ м}$.

Тоді фактичний опір теплової передачі цегляної зовнішньої стіни визначимо за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_a} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_h} = \frac{1}{0.75} + \frac{0.03}{0.75} + \frac{0.51}{0.7} + \frac{0.02}{0.7} + \frac{1}{20} = 0.96 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{г}}{\text{ккал}} ; \quad (1.11)$$

За формулою виконаємо перевірку чи задовільняється умова прийнятої конструктивної схеми зовнішньої цегляної стіни умовам опору теплової передачі:

$$R_0 = 0.96 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{г}}{\text{ккал}} > R_0^{\text{д.р.}} = 0.724 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{г}}{\text{ккал}} , \quad (1.12)$$

Умова виконується.

За формулою визначимо фактичну величину теплової інерції:

$$\ddot{A} = R_1 S_1 + R_2 S_2 + R_3 S_3 = \frac{0.03}{0.75} \cdot 8.92 + \frac{0.51}{0.7} \cdot 8.68 + \frac{0.02}{0.7} \cdot 8.36 = 6.72 ; \quad (1.13)$$

На початку проведення нашого теплотехнічного розрахунку огорожувальних конструкцій ми приймали, що величина теплової інерції дорівнює $\ddot{A}_{\text{д.р.}} = 6.5$.

Отримане нове уточнене значення \ddot{A} , яке дорівнює 6,72 не суттєво відрізняється від отриманої фактичної величини $\ddot{A} = 6,72$ та знаходиться в допустимих та рекомендованих нормами межах $4 < 6.72 < 7$.

Можна зробити попередній висновок, що запропонована товщина зовнішньої цегляної кладки $\delta_2 = 0.51 \text{ м}$ конструкції стіни будівлі задовільняє теплотехнічним вимогам.

З метою покращення енергоефективності будівлі та збереження енергоносіїв (особливо у зимовий період року) влаштуємо утеплення

зовнішньої поверхні цегляної стіни за допомогою мінераловатного утеплювача, товщиною 150 мм.

1.4. Генеральний план

Ділянка виділена під будівництво будівлі центру надання адміністративних послуг вільна від забудови, має зручне транспортне (автомобільне) та пішохідне сполучення.

Головний фасад будівлі центру надання адміністративних послуг зорієнтований в південно-східному напрямку паралельно до проїзної частини. Перед головним фасадом будівлі влаштовані зелені насадження та квітники, територія добре озеленена та впорядкована. На протилежній стороні від бокового фасаду будівлі розташована зелена зона відпочинку із системою пішохідних алей, лавками для відпочинку. Проїзди, майданчики, пішохідні алеї та доріжки до будівлі центру надання адміністративних послуг рекомендуємо виконувати із твердим асфальтним покриттям та покриттям із бетонних плиток ФЕМ. Відведення поверхових та талих вод із території навколо будівлі пропонуємо здійснювати в існуючу міську дощову каналізацію. Після завершення всіх будівельних монтажних-демонтажних робіт ділянка забудови благоустроюється і озеленюється. Поверхня ділянки виділена під будівництво не має значних ухилів та підйомів, із незначним перепадом висоти на південний-схід. Відмітки поверхні землі не суттєво змінюється та лежить в межах визначених відміток від 198,52 до 198,81 м.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Область застосування залізобетонних кесонних перекриттів

Кесонні перекриття використовують у будівлях із великими прольотами.

Відповідно до прийнятого конструктивного рішення кесонні перекриття бувають монолітними та збірними.

Кесонні перекриття дозволяють покращити архітектурно-художній та дизайнерсько-композиційний стиль приміщень, не застосовуючи при цьому дороговартісних підвісних стель.

При відповідному оформленні симетричної ребристої поверхні кесонного перекриття можна досягнути досить цікавий геометричний ефект, що набагато перевищує результати застосування підвісної стелі.

2.1.1. Розрахунок кесонного збірно-монолітного перекриття

Кесонна залізобетонна конструкція складається із двох елементів: збірних залізобетонних балок та трикутних залізобетонних плит, що опираються безпосередньо на залізобетонні балки.

Розрахунок кесонної конструкції виконують як ребра у вигляді таврового січення, що складається із стінки та полицки збірно-залізобетонної плити, яка вільно опереться на три сторони. Самі ж ребра збірних залізобетонних плит розраховуємо як такі, що працюють сумісно із наступним бетонним замонолічуванням.

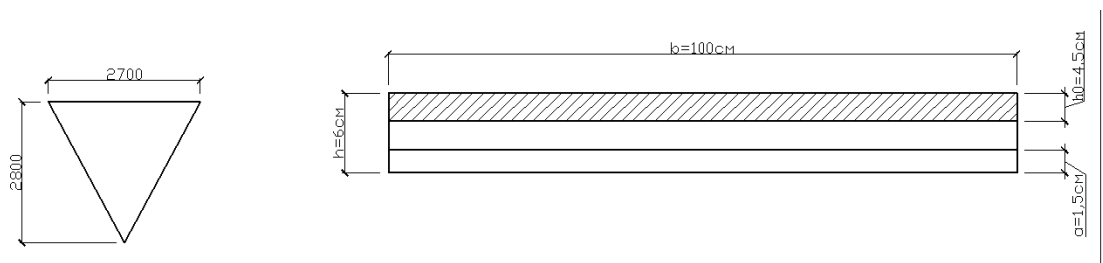


Рис.2.1. Геометричні розміри плити і розрахункового січення.

Для розрахунку збірно-залізобетонної плити попередньо приймаємо, що величину середньої ваги кесонної конструкції на 1 м.кв можна не враховувати. Потрібно враховувати тільки вагу бетону полицок на 1м.кв. (P_0).

$$P_0 = V_1 \cdot \gamma_6; \quad (2.1)$$

$$V_1 = 1 \cdot 0,06 = 0,06 \text{ м}^3; \quad P_0 = 0,06 \cdot 2,5 = 0,15 \text{ т} / \text{м}^2;$$

де V_1 – величина об'єму збірної залізобетонної плити, що відповідає 1 м.кв поверхні плити;

2.1.2.Збір навантажень

Таблиця 2.1.

Збір навантажень на кесонне збірно-монолітне перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження кН/м.кв	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження при $\gamma_1 > 1$, кН/м.кв
Захисний гравійно-бітумний шар (приймаємо значення за довідником)	0,270	1,2	0,324
Тришаровий рубероїдним килим (приймаємо значення за довідником)	0,150	1,3	0,195
Утеплювач – газосилікат (приймаємо значення за довідником)	0,520	1,3	0,676
Асфальтова стяжка (приймаємо значення за довідником)	0,360	1,3	0,468
Пароізоляція (пергамін на бітумі) (приймаємо значення за довідником)	0,015	1,3	0,0195
Середня вага збірної залізобетонної плити (приймаємо значення за довідником)	1,500	1,1	1,650
Постійне навантаження (приймаємо значення за довідником)	2,815	-	3,3315
Снігове навантаження (приймаємо значення за довідником)	1,600	1,4	2,240
Повне навантаження (сумарне)	3,815	-	4,7315

За формулою визначаємо розрахунковий момент:

$$M = 0.0175 \cdot P_p \cdot l^2 \quad (2.2)$$

$$M = 0.0175 \cdot 4731.5 \cdot (2.7)^2 = 603 \text{ Нм};$$

Приймаємо розміри поперечного перерізу ребра збірної залізобетонної плити рівною $R=60$ мм (розрахункова товщина полички); $b=1000$ мм (розрахункова ширина полички).

Приймаємо у розрахунках матеріал - бетон важкий: із розрахунковим опором $R_b=14.5$ МПа; коефіцієнтом $\gamma_{b2}=0.9$

Приймаємо у розрахунках арматуру класу міцності Вр-I, із розрахунковим опором $R_b=375$ МПа;

Для розрахунку збірної залізобетонної плити за першою групою граничних станів необхідно підібрати поздовжню робочу арматуру та перевірити її за несучою здатністю.

Для проведення розрахунку необхідно прийняти товщину захисного шару бетону для стержнів арматурної сітки $h - h_0 = 15$ мм;

тоді

$$h_0 = h - 15 = 60 - 15 = 45 \text{ мм}; \quad (2.3)$$

За формулою визначаємо коефіцієнт:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0.603 \cdot 10^6}{14.5 \cdot 1000 \cdot (45)^2} = 0.0205 \quad ; \quad (2.4)$$

З довідкової таблиці для елемента із бетону класу міцності на стиск С20/25 та із арматурою класу міцності Вр-1 при величині коефіцієнту $\gamma_{b2}=0.9$ визначаємо величину $\alpha_R = 0.422$;

Так як умова $\alpha_m = 0.0205 < \alpha_R = 0.422$ виконується, влаштування стиснутої арматури у перерізі збірної залізобетонної плити по розрахунку не потрібно.

З довідкової таблиці при величині коефіцієнту $\alpha_m = 0.0205$ визначаємо значення коефіцієнту $\varphi = 0.990$.

За формулою визначаємо необхідну площу перерізу нижньої розтягнутої арматури у поличці плити:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \varphi \cdot h_0} = \frac{0.603 \cdot 10^6}{375 \cdot 0.99 \cdot 0.45} = 36.1 \text{ мм}^2 = 0,361 \text{ см}^2; \quad (2.5)$$

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 \quad \omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 14.5 = 0.734; \quad (2.6)$$

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{se,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.734}{1 + \frac{375}{500} \left(1 - \frac{0.734}{1.1}\right)} = 0.587; \quad (2.7)$$

Умова виконується $x \leq \xi_R \cdot h_0$ необхідна несуча здатність за прийнятого армування збірної залізобетонної плити забезпечується.

Приймаємо арматурну сітку із вічком 200x250 мм із стержнів діаметром 3 мм класу міцності Вр-I, із загальною площею A_s поздовжніх стержнів при ширині полицки збірної залізобетонної плити рівною 1000 мм, 0,5 см.кв.

2.1.3. Розрахунок ребра кесонного перекриття

Виконаємо розрахунок середньої ваги залізобетонної плити кесонного перекриття на 1м.кв.

За довідковими даними приймаємо, що середня нормативна вага залізобетонної плити кесонного перекриття дорівнює величину :

$$q_n = \frac{P_n}{S}, \quad (2.8)$$

$$q_n = 8725.0$$

де P_n – величина нормативної ваги всієї конструкції залізобетонного кесонного покриття, кН;

S – величина площі залізобетонної плити перекриття, м.кв.

Рекомендують нормативну вагу всієї конструкції залізобетонного кесонного перекриття визначати із ваги збірних трикутних залізобетонних плит, ваги збірних залізобетонних балок і ваги бетону, який використовують для замонолічуванням стиків та з'єднань, разом із вставленою поздовжньою та поперечною арматурами.

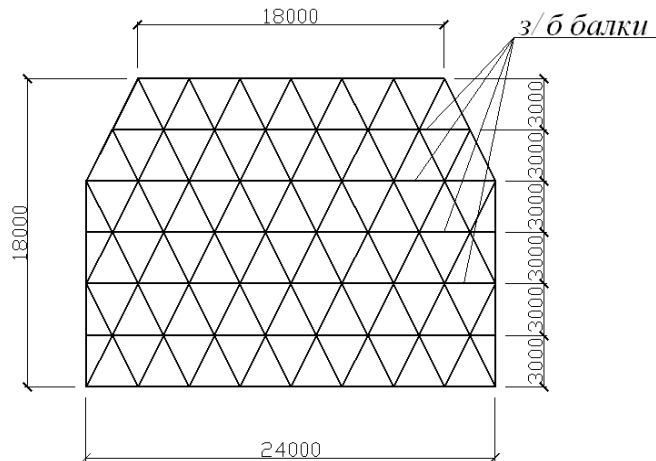


Рис. 2.2. До розрахунку збірного залізобетонного кесонного перекриття

$$\begin{aligned}
 P_n &= P_{n,плит} + P_{n,балок} + P_{n,б,з} \\
 P_{n,плит} &= \sum P_n \\
 P_{n,балок} &= \sum P_b = \sum l_b h_b b_{б,сер} \gamma_{т,б}
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

де: $\sum l_b$ - сумарна довжина всіх збірних залізобетонних балок, які використовуються для формування кесонного перекриття, см;

h_b – висота збірної залізобетонної балки кесонного перекриття, см;

$b_{б,сер}$ – середня ширина збірної залізобетонної балки кесонного перекриття, см;

$\sum P_{пл.}$ - сумарна вага всіх збірних залізобетонних плит, які входять в конструкцію збірного залізобетонного кесонного покриття, кН;

$P_{д.і.с.}$ - нормативна вага бетону, який використовують для замонолічуванням стиків та з'єднань, разом із поздовжньою та поперечною арматурами (величина, яку визначають за довідниками);

$\gamma_{да}$ - величина, що характеризує об'ємну вагу залізобетону, приймають за довідниками (як правило, ця величина лежить в діапазоні від 800 кг/м.куб (для легких бетонів, наприклад керамзитобетон) до 2700 кг/м.куб (для важких бетонів)).

З довідників орієнтовано приймаємо, що вага однієї такої збірної залізобетонної плити дорівнює 78 кг.

Тоді сумарна вага всіх збірних залізобетонних плит, які входять в конструкцію збірного залізобетонного кесонного покриття матиме значення

$$\sum P_{пл} = 881,33 + 80,18 = 123,28m. \quad (2.10)$$

Вагу збірних залізобетонних балок, які входять до кесонного покриття визначаємо за формулою:

$$P_{нб} = \sum l_{б} \cdot h_{б} \cdot b_{б,сер} \cdot \gamma_{мб} = V_{б} \cdot \gamma_{мб};$$

$$\sum l_{б} = 117m; \quad h_{б} = 0,7m; \quad b_{б,сер} = 0,25m; \quad \gamma_{мб} = 2,5m / m^3; \quad (2.11)$$

$$P_{нб} = 117 \cdot 0,7 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 51,18m.$$

Рекомендують вагу бетону замонолічуванням стиків та з'єднань визначати як суму яка складається із ваги бетону, що укладений між довгими ребрами збірних залізобетонних плит кесонного перекриття, самого бетону замонолічування, що укладений між короткими ребрами збірних залізобетонних плит на збірні залізобетонні балки кесонного перекриття.

За формулою визначаємо вагу бетону між довгими збірними залізобетонними ребрами:

$$P_{н2} = V_2 \cdot \gamma_{мб};$$

$$V_2 = 271,8 \cdot 1,0 \cdot 0,12 = 32,61m^3; \quad (2.12)$$

$$P_{н2} = 32,61 \cdot 2,5 = 82,61m.$$

За формулою визначаємо вагу бетону між короткими збірними залізобетонними ребрами:

$$P_{н1} = V_1 \cdot \gamma_{мб};$$

$$V_1 = 0,14 \cdot 0,3 \cdot 117 = 4,91m^3; \quad (2.13)$$

$$P_{н1} = 4,91 \cdot 2,5 = 12,28m.$$

За формулою визначаємо вагу бетону замонолічування, який використовують і місцях з'єднання конструкцій кесонного перекриття та вузлах:

$$P_{н.б.з.} = P_{н1} + P_{н2} = 12,28 + 82,61 = 94,89m. \quad (2.14)$$

За формулою визначаємо нормативну вагу всієї конструкції кесонного перекриття:

$$P_n = P_{n,лит} + P_{n,балок} + P_{n,б.з.} = 123,28 + 51,18 + 94,89 = 269,35m. \quad (2.15)$$

Загальна площа збірної залізобетонної плити кесонного покриття S становить 342 м.кв.

За формулою визначаємо середню нормативну вагу збірної залізобетонної плити на 1 м.кв кесонного перекриття :

$$q_n = \frac{P_n}{S} = \frac{269.35}{345} = 0.641m / m^2; \quad (2.16)$$

Виконаємо збір нормативного та розрахункового навантаження на 1 м.кв збірної залізобетонної панелі.

Конструкція збірного залізобетонного покриття являє собою ребристу збірну залізобетонну плиту із ребрами в трьох напрямках. Збірна залізобетонна плита оперта по контуру і навантаження від поверхні збірної залізобетонної плити розподіляється залізобетонними ребрами також в трьох напрямках.

Таблиця 2.2

Збір навантаження на плиту

Навантаження	Нормативне навантаження. кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження при $\gamma_1 > 1$, кН/м.кв
Захисний гравійно-бітумний шар (приймаємо значення за довідником)	0,270	1,2	0,324
Тришаровий рубероїдним килим (приймаємо значення за довідником)	0,150	1,3	0,195
Утеплювач – газосилікат (приймаємо значення за довідником)	0,360	1,3	0,468
Асфальтова стяжка (приймаємо значення за довідником)	0,520	1,3	0,676
Пароізоляція (пергамін на бітумі) (приймаємо значення за довідником)	0,015	1,3	0,0195
Середня вага плити (приймаємо значення за	6,410	1,1	7,051

довідником)			
Постійне навантаження (приймаємо значення за довідником)	7,725	-	8,7335
Снігове навантаження (приймаємо значення за довідником)	1,600	1,4	2,240
Повне навантаження	8,7250	-	10,1335

На збірну залізобетонну плиту діють рівномірно-розподілене навантаження:

- нормативне навантаження $q_n = 7725.0 \text{ Н/м}^2$ (постійне) і $q_n^{\text{повне}} = 8725.0 \text{ Н/м}^2$ (повне або довготривале)

- розрахункове навантаження $x = \frac{A_s \cdot R_s}{R_b \cdot b \cdot f} = \frac{29.45 \cdot 450}{19.5 \cdot 97} = 7.000$

$q_p = 8733.5 \text{ Н/м}^2$ (постійне) і $q_p^{\text{повне}} = 10133.5 \text{ Н/м}^2$ (повне або довготривале - діюче).

Навантаження, яке діє на збірну залізобетонну плиту, в трьох напрямках розподіляється так:

- по поперечних (коротких) ребрах збірної залізобетонної плити $q_1 = 0.4q$,

- по ребрах збірної залізобетонної плити, що ідуть під кутом (довгих), відповідно по $q_2 = 0.3q$ і $q_3 = 0.3q$.

2.1.4. Розрахунок поперечних ребер

Визначаємо довжину збірного залізобетонного ребра $l_p = 24 \text{ м}$.

Навантаження на збірне залізобетонне ребро беремо із смужки рівною ширині 3,0 м із урахуванням коефіцієнта перерозподілу зовнішнього навантаження.

За формулою визначаємо розрахунковий згинальний момент та поперечну силу, які діють у перерізі поперечних залізобетонних ребер за довжиною, від повного навантаження:

$$M_I = \frac{0,4 \cdot 3 \cdot q_p \cdot l_p^2}{8} = \frac{0,4 \cdot 3 \cdot 10133,5 \cdot (24)^2}{8} = 875534 \text{ Нм};$$

$$Q_I = \frac{0,4 \cdot 3 \cdot q_p \cdot l_p}{2} = \frac{0,4 \cdot 3 \cdot 10133,5 \cdot 24}{2} = 145923 \text{ Н};$$
(2.17)

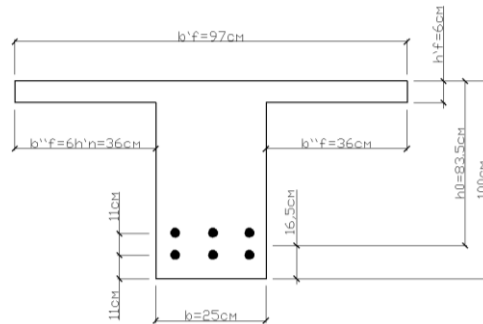


Рис. 2.3. Розрахункове сiчення ребра

Приймаємо розрахунковий переріз залізобетонного ребра у формі тавру із наступними значення поперечного перерізу - висотою ребра $h=1000$ мм, та шириною ребра $b=250$ мм, товщина полицки становить $h_f' = 60$ мм.

Визначимо ширину верхньої полицки таврового перерізу за формулою:

$$b_f' = 360 + 360 + 250 = 970 \text{ мм}. \quad (2.18)$$

Приймаємо, що робоча висота перерізу становить $h_0 = 835$ мм.

За формулою визначаємо положення нейтральної осі (встановлюємо розрахунковий випадок) за висотою таврового перерізу.

З конструктивних міркувань приймаємо збірну залізобетонну балку із бетону класу міцності на стиск С28/35, із наступним розрахунковим опором та коефіцієнтом: $R_b = 19.5 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 1.0$;

За формулою визначимо значення згинального моменту, що діє в перерізі за довжиною ребра:

$$M^u = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' (h_0 - 0.5 \cdot h_f') + R_{sc} \cdot A_s (h_0 - a'); \quad (2.18)$$

Якщо ми попередньо припускаємо, що нейтральна вісь за висотою поперечного перерізу залізобетонного ребра проходить в межах залізобетонної полицки, тоді згинальний момент визначаємо за формулою:

$$M^u = 19.5 \cdot 97 \cdot 6 \cdot (83.5 - 0.5 \cdot 6) = 91359500 \text{ Нсм};$$

$$M^u = 91359500 \text{ Нсм}; > M_I = 87553400 \text{ Нсм};$$
(2.19)

Якщо нейтральна вісь проходить в межах збірної залізобетонної полички (перший розрахунковий випадок), тоді розрахунковий переріз можна розрахувати як прямокутник із шириною, рівною b_f полички:

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b_f h_0^2} = \frac{875534.00}{19.5 \cdot 97 \cdot (83.5)^2} = 0.0663; \quad (2.20)$$

Із довідкової таблиці для бетону класу міцності С28/35 та арматури класу міцності А400С, при величині коефіцієнта $\gamma_{b2} = 1.0$, знаходимо значення коефіцієнта $\alpha_R = 0.384$. Так як коефіцієнт лежить в межах $\alpha_m = 0.0663 < \alpha_R = 0.384$, стиснуту (верхню) поздовжню арматура за розрахунком влаштовувати не потрібно.

Із довідкової таблиці приймаємо значення $\alpha_m = 0.0663$ та знаходимо величину коефіцієнту $\zeta = 0.965$.

За формулою знаходимо необхідну площу поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{875534}{450 \cdot 0.965 \cdot 83.5} = 24.15 \text{ см}^2; \quad (2.21)$$

З конструктивних міркувань приймаємо поздовжню арматуру із шести стержнів діаметром 25 мм класу міцності А400С, із загальною площею $A_s = 29.45 \text{ см.кв.}$

2.1.5. Перевірка несучої здатності

$$x = \frac{A_s R_s}{R_b b_f} = \frac{29.45 \cdot 450}{19.5 \cdot 97} = 7.000 \text{ см}; \quad (2.22)$$

$$h_0 - \frac{x}{2} = 83.5 - \frac{7.000}{2} = 80.0 \text{ см};$$

$$M^* = A_s R_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 29.45 \cdot 450 \cdot 80 = 1060200 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 106020000 \text{ Нсм}; \quad (2.23)$$

$$M^* = 106020000 \text{ Нсм} > M_1 = 87553400 \text{ Нсм};$$

Виконаємо перевірку наступних умов:

$$\begin{aligned}\omega &= 0.85 - 0.008 R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 19.5 = 0.694; \\ \xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.694}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.694}{1.1}\right)} = 0.52; \\ x_1 &= \xi_R \cdot h = 0.52 \cdot 83.5 = 43.42 \text{ см}; \\ \xi &= \frac{x}{h_0} = \frac{7.00}{83.5} = 0.084; \\ \alpha &= \frac{x_1}{h_0} = \frac{43.42}{83.5} = 0.52; \\ x &= 7.0 \text{ см}; \prec x_1 = 43.42 \text{ см};\end{aligned}\tag{2.24}$$

Визначений відсоток армування у перерізі становить :

$$\mu = \frac{A_s}{b_s \cdot h_0} = \frac{29.45}{97 \cdot 83.5} \cdot 100\% = 0.363\%.\tag{2.25}$$

2.1.6. Розрахунок за міцністю похилих січень

Виконаємо перевірку стосовно необхідності встановлення поперечної арматури за довжиною перерізу:

$$\begin{aligned}Q &\leq 0.3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0; \\ Q &= 0.3 \cdot 0.3 \cdot 1.2 \cdot 0.805 \cdot 19.5 \cdot 25 \cdot 83.5 \cdot 100 = 353900 \text{ Н} \succ Q_I = 145923 \text{ Н}; \\ \varphi_{\omega 1} &= 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{\omega}; \\ \alpha &= \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.1 \cdot 10^6}{3.3 \cdot 10^6} = 6.06; \mu_{\omega} = \frac{A_{s\omega}}{b_s}; \\ \varphi_{b1} &= 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0.01 \cdot 19.5 = 0.805; \\ Q &= 353900 \text{ Н} \succ Q_I = 145923 \text{ Н}.\end{aligned}\tag{2.26}$$

Умова виконується, поперечні арматурні стержні по розрахунку встановлювати не потрібно.

Приймаємо їх конструктивно із арматурного дроту діаметром 8 мм класу міцності Вр-I, із кроком 150 мм.

Визначаємо остаточні геометричні характеристики законструйованого таврового перерізу.

За формулою визначимо нормативний згинальний момент від повного (довготривалого) навантаження на 1 м.кв. збірної залізобетонної плити:

$$M = \frac{0.4 \cdot 3 \cdot q_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{0.4 \cdot 3 \cdot 872.5 \cdot (24)^2}{8} = 75384 \text{ кг} \cdot \text{м} = 75384000 \text{ Нсм};\tag{2.27}$$

Приймаємо ширину полицки рівною $b_f = 200\text{см}$;

$$1. \varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f + \frac{\alpha}{2\nu}A_s}{b h_0} = \frac{(200 - 25)6}{25 \cdot 83.5} = 0.503; \quad (2.28)$$

$\frac{\alpha}{2\nu}A_s$ приймаємо рівним 0.

$$\begin{aligned} 2. \lambda &= \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{2h_0} \right) = 0.503 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 83.5} \right) = 0.485; \\ 3. \mu &= \frac{A_s}{b h_0} = \frac{29.45}{25 \cdot 83.5} = 0.014; \\ 4. \delta &= \frac{M}{b h_0^2 R_{b1.ser}} = \frac{75384000}{25 \cdot (83.5)^2 \cdot 25.5 \cdot 100} = 0.17; \\ 5. \alpha &= \frac{E_b}{E_s} = \frac{2.1 \cdot 10^6}{3.3 \cdot 10^6} = 6.06. \end{aligned} \quad (2.29)$$

За емпіричною формулою визначимо максимальну висоту стиснутої зони:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} + \frac{1.5 + \varphi_f}{11.5 \frac{l_{\rho.tot}}{h_0} - 5}, \quad (2.30)$$

де крім відомих величин $l_{\rho.tot} = \left| \frac{M_3}{N_{tot}} \right|$;

M_3 – величина згинального моменту відносно осі, нормальної до площини дії згинального моменту і як такого, що проходить через центр ваги площі перерізу поздовжніх арматурних стержнів S , від всіх зовнішніх зосереджених та рівномірно розподілених сил, розташованих по одну сторону від розглянутого перерізу і від зусилля попереднього обтиску P , кНм;

$M_3 = M + P_{02} l_{op}$ - формула для згинаних елементів, де l_{op} - відстань від точки прикладення зусилля обтиску P_{02} до осі, що проходить через центр ваги поздовжньої розтягнутої арматури;

P_{02} - величина зусилля від попереднього обтиску, кН;

$P_{02} = \sigma_{sp} A_{sp}$, де

σ_{sp} - напруження в попередньо напруженій арматурі при механічному натягові, кН/см.кв.;

A_{sp} - площа напружуваної арматури, см.кв;

$$A_{sp} = 29,45 \text{ см}^2; \quad R_{s.ser} = 540 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} &\leq R_{s.ser}; \\ \Delta\sigma_{sp} &= 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 540 = 27 \text{ МПа}; \\ P_{02} &= 513 \cdot 29,45 = 15107 \text{ МПа} = 1510700 \text{ Н}; \\ e_0 &= y_{red} - e_{op}; \end{aligned} \quad (2.31)$$

y_{red} - відстань від осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу до точки прикладення зусилля розтягу в арматурі;

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \quad (2.32)$$

Визначаємо основні геометричні характеристики приведенного залізобетонного перерізу.

Розрахунковий переріз має вигляд трапеції, для зручності проведення розрахунку умовно відкидаємо полицки.

Площа приведенного перерізу визначається за формулою:

$$: A_{red} = \frac{26 + 24}{2} \cdot 100 = 2500 \text{ см}^2; \quad (2.33)$$

$$0,008 \cdot A_b = 0,008 \cdot 2500 = 20 \text{ см}^2 < A_{sp} = 29,45 \text{ см}^2;$$

Геометричні характеристики приведенного перерізу визначаємо із врахуванням поздовжньої арматури.

Площа приведенного перерізу становить: $A_{red} = A_b = 2500 \text{ см}^2$;

За формулою визначаємо статичний момент приведенного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги арматури:

$$S_{red} = b \cdot h \left(\frac{h}{2} - h + h_0 \right) + A_{sp} \cdot \alpha \cdot a, \quad (2.34)$$

де a – товщина захисного шару, $a = 95$ мм;

$$S_{red} = 25 \cdot 100 \cdot 33,5 + 29,45 \cdot 6,06 \cdot 9,5 = 85445 \text{ см}^3; \quad (2.35)$$

За формулою визначаємо відстань від центра ваги перерізу до точки прикладення зусилля розтягу:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{85445}{2500} = 34.2 \text{ см}; \quad (2.36)$$

За формулою визначаємо значення ексцентриситету e_0 зусилля попереднього обтиску бетону відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_0 = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{red}}{P_{02}} = \frac{513 \cdot 29.45 \cdot 34.2}{15107} = 34.2 \text{ см}; \quad (2.37)$$

$e_0 = y_{red} - e_{op} = 0$ – точка прикладення зусилля обтиску P_{02} і вісь, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури співпадає.

Тому $M_3 = M = 75384000 \text{ Нсм}$;

N_{tot} - сумарне зусилля від зовнішнього навантаження та попереднього обтиску;

$N_{tot} = P_{02} = 15107 \text{ МПа}$;

$$e_{s.tot} = \frac{M_3}{N_{tot}} = \frac{75384000}{15107} = 49.9 \text{ см}; \quad (2.38)$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1.5+\varphi_f}{11.5\left[\frac{l^{\rho.tot}}{h_0} - 5\right]} = \\ &= \frac{1}{1.8 + \frac{1+5(0.17+0.485)}{10 \cdot 0.014 \cdot 6.06}} + \frac{1.5+0.503}{11.5\left[\frac{49.9}{83.5} - 5\right]} = \\ &= \frac{1}{6.84} + \frac{2.003}{11.87} = 0.146 + 0.169 = 0.315; \\ x &= \xi \cdot h_0 = 0.315 \cdot 83.5 = 26.3 \text{ см} \end{aligned} \quad (2.39)$$

За формулою визначаємо момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{(b+b')^2 \cdot h^2}{12 \cdot 3(b+b')} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 = \frac{h^3 [b^2 + 4b \cdot b' + (b')^2]}{36(b+b')} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot (y_{sp})^2 = \\ &= \frac{100^3 [24^2 + 4 \cdot 24 \cdot 26 + 26^2]}{36 \cdot (24+26)} + 6.06 \cdot 29.45 \cdot (34.2)^2 = 1946307 \text{ см}^4; \end{aligned} \quad (2.40)$$

За формулою визначаємо момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна:

$$W_0 = \frac{I_{red}}{y_{sp}} = \frac{1946307}{34.2} = 51244 \text{ см}^3; \quad (2.41)$$

За формулою визначаємо відстань від центру ваги перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r_{я}^6 = \frac{W_0}{A_{red}} = \frac{51244}{2500} = 22.89 \text{ см}; \quad (2.42)$$

2.2. Розрахунок фундаментів

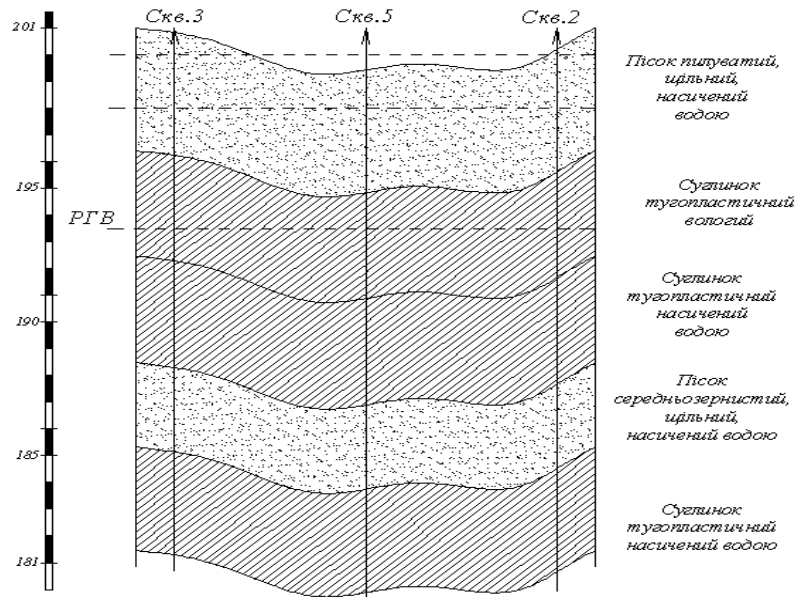


Рис. 2.4. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 2.3

Нормативні значення характеристик інженерно-геологічних елементів виявлених на ділянці будівництва

№, п/п	Найменування ґрунту	E, МПа.	e ^н , кН/м ²	v, град.	R ₀ , кПа.
1.	Пісок дрібний, пилувато-глинистий із домішками мергелю	38,5	8,2	35	148
2.	Суглинок, пластичний, із незначними включеннями мергелю	10,5	18,1	18	183
3.	Суглинок, тугопластичний	11,2	17,9	17	178
4.	Пісок середньозернистий, щільний	50,2	2,9	38	498
5.	Супісок тугопластичний	14,4	22,5	22	216

2.2.1. Загальна характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

За результатами архівних матеріалів на ділянці, яка розташована не подалік від ділянки, яка виділена під будівництво будівлі центру надання адміністративних послуг було встановлено наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ), які наведено у таблиці 2.3. Запропоновано додатково влаштувати три свердловини по периметру будівлі центру надання адміністративних послуг, а саме:

перша свердловина – 201,2м;

друга свердловина – 201,7м;

третья свердловина – 201,3м.

Попередній аналіз дозволяє припускати, що виявлені інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) мають чітку пошарову структуру із витриманими залягаючими пластами, а тому кожен із них може слугувати природною основою для влаштування фундаментів.

2.2.2. Збір навантаження на зовнішню поздовжню стіну

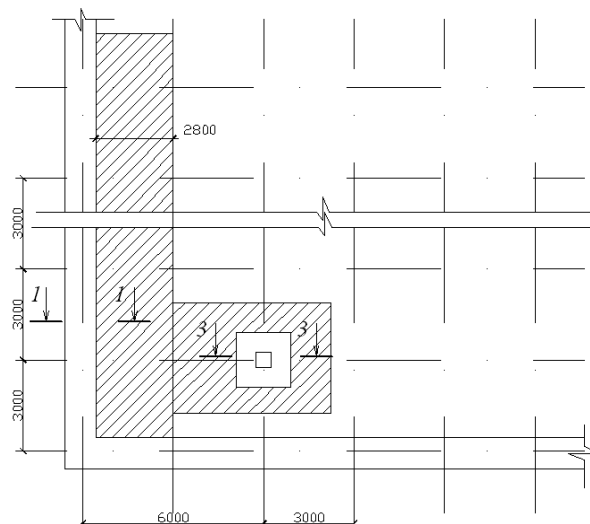


Рис. 2.5. До визначення вантажної площі.

За формулою визначаємо вантажну площу, із якої будемо збирати (визначати) навантаження на фундамент:

$$A = 3.0 \times 2.8 = 8.4 \text{ м}^2; \quad (2.43)$$

де 3,0 м – величина відстані між осями віконних отворів,
2,8 м – величина половини віддалі, в чистоті, між цегляною стіною та цегляною колоною.

Коефіцієнт визначаємо за формулою:

$$\eta = 0.3 + 0.6 / \sqrt{m}, \text{ де } m - \text{число завантаження перекритть.}$$

$$\eta = 0.3 + 0.6 / \sqrt{m} = 0.53;$$

Таблиця 2.4.

Нормативне і розрахункове навантаження на фундамент під зовнішню цегляну стіну

Навантаження	Нормативне навантаження		Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН.
	На одиницю площі, кН/м ²	Від вантажної площі, Н.		
1. Захисний шар гравію (приймаємо значення за довідником)	0,3	2,5	1,3	3,2
2. Три шари руберойду (приймаємо значення за довідником)	0,15	1,3	1,3	1,6
3. Від утеплювача (приймаємо значення за довідником)	2	16,8	1,3	21,8
4. Від пароізоляції (приймаємо значення за довідником)	0,06	0,5	1,3	0,7
5. Від залізобетонного карнизу (2,8+3,0) (приймаємо значення за довідником)	-	8,1	1,2	9,2
6. Від збірних залізобетонних міжповерхових плит перекритть (приймаємо значення за довідником)	2,8	146,6	1,1	181,1
7. Від збірного ригеля (0,54×0,3×2,8×25×3(5)) (приймаємо значення за довідником)	-	79,4	1,1	87,3
8. Від цегляних перегородок	1,5	75,6	1,1	83,2

(приймаємо значення за довідником)				
9. Від підлоги (приймаємо значення за довідником)	0,2	10,1	1,3	13,1
10. Від цегляних стін (приймаємо значення за довідником)	353,8	353,8	1,1	389,2
11. Від цегляної кладки до карниза (приймаємо значення за довідником) (0,51[0,3В]18)	-	13,8	1,1	15,2
12. вага цокольної частини стіни (приймаємо значення за довідником) (0,31[В]1,018)	-	27,3	1,1	30,3
Всього:	-	754,3		835,9
Тимчасові навантаження, що діють на фундамент.				
Від снігу (приймаємо значення за довідником)	1,0	8,4	1,4	11,76
Від міжповерхових перекриттів (приймаємо значення за довідником)	1,5	47,6	1,4	66,64
Всього:	-	56	-	78,4

Таблиця 2.5.

Нормативне та розрахункове навантаження на фундамент цегляного стовпа-колони.

Навантаження	Нормативне навантаження		Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН
	На одиницю площі, кН/м ²	Від вантажної площі, кН.		
1. Захисний шар гравію (приймаємо значення за довідником)	0,3	6,9	1,3	9,0
2. Від гідроізоляції (3см) (приймаємо значення за довідником)	0,15	3,4	1,3	4,5
3. Від утеплювача (приймаємо значення за довідником)	2	45,2	1,3	59,7

4. Від пароізоляції (приймаємо значення за довідником)	0,06	1,4	1,3	1,8
5. Від плит міжповерхових перекриттів (приймаємо значення за довідником)	2,8	450	1,1	495
6. Від збірного ригеля (приймаємо значення за довідником) [0,54(0,3(2,8(25+0,54(0,3(1,3(23)]	-	116,2	1,1	127,9
7. Від цегляних перегородок (приймаємо значення за довідником)	1,5	241,08	1,3	265,1
8. Від підлоги (приймаємо значення за довідником)	0,2	32,144	1,3	96,4
8. Від цегляних колон (приймаємо значення за довідником)	-	78,4	1,1	86,24
Всього:	-	975,4	-	1145,7
Тимчасові навантаження, що діють на фундамент				
Від снігу (приймаємо значення за довідником)	1,0	22,96	1,4	32,14
Від міжповерхових перекриттів (приймаємо значення за довідником)	1,5	127,8	1,4	178,9
Всього:	-	150,8	-	211

Визначимо нормативне та розрахункове навантаження на рівні спланованої відмітки поверхні землі на 3,0 м довжини стрічкового фундаменту під зовнішню стіну будівлі центру надання адміністративних послуг.

Визначимо нормативне навантаження, що діє на 1 м зовнішньої цегляної стіни:

- постійне навантаження має значення: $N_n = 754,3/3 = 251,4$ кН;
- тимчасове навантаження має значення: $N_q = 56/3 = 18,7$ кН;
- сумарне навантаження має значення:

$$N = N_n + N_b = 251.1 + 18.7 = 270.1 \text{ кН} = 0,27 \text{ мН}; \quad (2.44)$$

Визначимо розрахункове навантаження, що діє на 1 м зовнішньої цегляної стіни:

- постійне навантаження має значення : $N_n^p = 835,9/3 = 278,6 \text{ кН};$
- тимчасове навантаження має значення: $N_g^p = 78,4/3 = 26,13 \text{ кН};$
- сумарне навантаження має значення

$$: N^p = N_n^p + N_g^p = 278,6 + 26,13 = 304,7 \text{ кН} = 0,305 \text{ мН}; \quad (2.45)$$

За формулою визначаємо навантаження, яке діє на стовпчастий фундамент цегляного стовпа на рівні планувальної поверхні землі.

Обчислюємо вантажну площу за формулою:

$$A = (2,8 + 2,8)(2,8 + 1,3) = 22,96 \text{ м}^2 \quad (2.46)$$

Обчислимо нормативне навантаження, яке діє від цегляного стовпа на фундамент:

- постійне навантаження має значення: $N_n = 975,4 \text{ кН}$
- тимчасове навантаження має значення: $N_g = 150,8 \text{ кН};$
- сумарне навантаження має значення: $N = 1126,2 \text{ кН} = 1,126 \text{ мН};$

Обчислимо розрахункове навантаження, яке діє від цегляного стовпа на фундамент :

- постійне навантаження має значення: $N_n^p = 1145,7 \text{ кН}$
- тимчасове навантаження має значення: $N_g^p = 24 \text{ кН};$
- сумарне навантаження має значення: $N = 1356,7 \text{ кН} = 1,357 \text{ мН};$

2.2.3. Розрахунок стрічкового фундаменту в перерізі 1-1

Зовнішнє вертикальне навантаження із визначеної вантажної площі на 1 м зовнішньої цегляної стіни становить $N = 0,25 \text{ кН}$. Всі зовнішні навантаження прикладаємо до центру ваги подошви фундаменту.

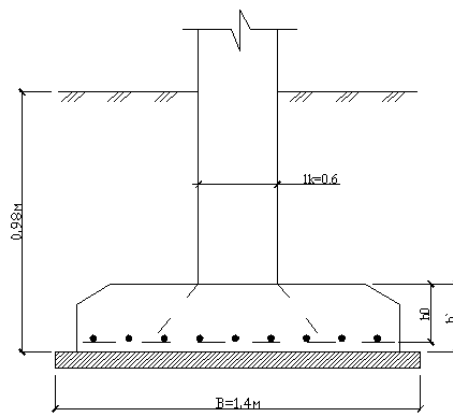


Рис.2.6. Схема стрічкового фундаменту

У розрахунках приймаємо, що основою фундаментів буде виступати інженерно-геологічний елемент ІГЕ-3, із розрахунковим опором основи $R_0 = 0.2$ МПа,

За формулою визначимо орієнтовну ширину підшви стрічкового фундаменту:

$$H_\phi = \frac{N}{R_0 - \beta\gamma_\phi d}, \quad (2.47)$$

де R_0 - розрахунковий опір ґрунту основи;

β - коефіцієнт, який враховує низьку питому вагу ґрунту та залежить від коефіцієнта γ_ϕ ;

d – величина глибини закладання стрічкового фундаменту у тіло ґрунту:

$$b = \frac{N}{R - \beta\gamma_\phi d}; \quad (2.48)$$

$$b = 0.27 / (0.2 - 0.02 \cdot 0.98) = 1.107 \text{ м};$$

З конструктивних міркувань підбираємо збірну залізобетонну плиту марки 16, що має наступні геометричні розміри:

- ширина збірної залізобетонної фундаментної плити – 1600 мм;
- висота збірної залізобетонної фундаментної плити – 300 мм;
- довжина збірної залізобетонної фундаментної плити – 2380 мм.

Із довідкових таблиць знаходимо потрібні для подальшого розрахунку коефіцієнти: $\varphi_{II} = 29.3^\circ$ і $e_n = 0.00364$ МПа.

Із довідкових таблиць знаходимо для подальшого розрахунку коефіцієнт φ_{II} та значення безрозмірних коефіцієнтів: $M_\gamma = 1.08$; $M_g = 5.354$; $M_c = 7.765$.

Для відношення $L/h = 37/20.65 = 1.74$ із довідкових таблиць визначаємо коефіцієнт умов роботи $j_{c1} = 1.25$ та коефіцієнт $j_{c2} = 1.18$.

Коефіцієнти φ_{II} і C_{II} уточнюємо та визначаємо із довідкових таблиць, значення коефіцієнта приймаємо рівним $k = 1,1$;

За формулою визначимо розрахунковий опір, який виникає під подошвою стрічкового фундаменту

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{R} \left[M_j k_z b_{jIII} + M_g d_{+jII} + (M_g - 1) dbj_n + M_c C_n \right]; \quad (2.49)$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,08 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,0185 + 5,354 \cdot 0,98 \cdot 0,0185 + 7,765 \cdot 0,00364) = 0,201 \text{ МПа.}$$

$k_z = 1$, так як ширина подошви фундаменту $b < 10$ м.

j_n - величина, що характеризує усереднену розрахункову питому вагу ґрунтів, що залягають нижче подошви стрічкових збірних бетонних фундаментів;

j'_n - величина, що характеризує усереднену (по шарах) питому вагу ґрунту, що залягає вище відмітки закладення подошви стрічкових збірних бетонних фундаментів.

d_1 - величина, що характеризує глибину залягання фундаментів у тіло ґрунту;

d_b - величина, що характеризує глибину підвалу, який розташований у будівлі.

За формулою визначаємо вагу одного метра збірної залізобетонної фундаментної плити марки $\Phi 16(\phi' - 1)$;

$$G_\phi = 10 \frac{1530}{2,38} = 0,01 \text{ мН} \quad (2.50)$$

За формулою визначаємо вагу одного метра стінового фундаментного блоку марки ФБ:

$$G_c = 10 \frac{1960}{2,38} = 0,008 \text{ МН} \quad (2.51)$$

За формулою визначаємо вагу ґрунту на двох обрізах збірної стрічкового фундаменту:

$$G_{zp.} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,68 \cdot 0,0185 = 0,013 \text{ МН} \quad (2.52)$$

За формулою визначаємо середній фактичний тиск під збірною залізобетонною фундаментною плитою:

$$P_\phi = \frac{0,27 + 0,01 + 0,008 + 0,013}{1,6 \cdot 1} = 0,188 \text{ МПа} \quad (2.53)$$

$$P_\phi < P = 0,188 < 0,211. \quad (2.54)$$

Умова виконується.

З метою економії підбираємо фундаментну плиту, що має наступні (менші) геометричні характеристики, а саме:

- ширина плити: $b = 1,4 \text{ м}$;
- товщина плити $h = 0,3 \text{ м}$;
- довжина плити $e = 2,38 \text{ м}$.

За формулою визначаємо фактичний розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,08 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,354 \cdot 0,98 \cdot 0,0185 + 7,765 \cdot 0,00364) = 0,216 \text{ Мпа} \quad (2.55)$$

За формулою визначаємо вагу одного метра збірної залізобетонної фундаментної плити;

$$e_\phi = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,009 \text{ МН} \quad (2.56)$$

З попередньо проведеного розрахунку вагу збірної залізобетонної фундаментної плити приймаємо рівною $G_c = 0,008 \text{ МН}$.

Вагу ґрунту на обрізах збірного залізобетонного фундаменту визначаємо за формулою

$$G_{zp.} = 2 \cdot 0,4 \cdot 0,68 + 0,0185 = 0,01 \text{ МН} \quad (2.57)$$

Середній фактичний тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{сер.} = \frac{0,27 + 0,009 + 0,008 + 0,01}{1,41} = 0,21 \text{ МПа} \quad (2.58)$$

$$P_{сер} < R = 0,21 < 0,216 - \text{ умова виконується.}$$

Приймаємо із конструктивних міркувань бетон фундаменту класу міцності на стиск С12/15. Під подошвою збірного залізобетонного фундаменту передбачаємо влаштування піщано-гравійної підготовки, товщиною 100 мм.

З конструктивних міркувань приймаємо величину захисного шару бетону рівною $d=35$ мм, тоді висота січення $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м

За формулою визначаємо розрахункові навантаження від ваги збірного залізобетонного фундаменту та ґрунту на його виступах:

$$G_{\phi}^p = 1,1(0,009 + 0,009) = 0,0192 \text{ мН} \quad (2.59)$$

$$G_{сп}^p = 1,2 \cdot 0,01 = 0,012 \text{ мН.}$$

За формулою визначаємо тиск під подошвою збірного залізобетонного фундаменту від дії зовнішніх розрахункових навантажень:

$$P_{сер}^p = \frac{(N^p + G_{сп}^p + G_{\phi}^p)}{A_{\phi}} = \frac{0,306 + 0,012 + 0,0192}{1,4 \cdot 1} = 0,24 \text{ МПа}; \quad (2.60)$$

За формулою визначаємо значення поперечної сили у перерізі збірного залізобетонного фундаменту біля грані стіни:

$$Q = P_{сер}^p \cdot h \cdot \frac{l - l_n}{2}; Q = 0,24 \cdot 1 \cdot \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,096 \text{ мН}; \quad (2.61)$$

Для бетону класу міцності С12/15 розрахунковий оіпр має значення $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Виконаємо перевірку наступної умови:

$$Q \leq \varphi \cdot b_3 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.62)$$

$$0,096 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12 \text{ мН}$$

де $\varphi \cdot b_3 = 0,6$ - значення коефіцієнту, що приймається для важких та ніздрюватих бетонів.

Умова виконується, тому встановлення поперечної арматури за розрахунком не вимагається.

Відповідно до отриманого результату розрахунків на дію поперечних сил проводити не потрібно. Поперечну арматуру за необхідності будемо приймати із конструктивних міркувань.

Виконаємо перевірку умови:

$$Q = P_{cep}^p \cdot [0,5 \cdot (l - l_k) - l] \cdot b \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot h_o^2 / e; \quad (2.63)$$

$$Q = 0,24 \cdot [0,5 \cdot (1,4 - 0,6) - 0,135] \cdot 1 = 0,063 < 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,135 = 0,585 \text{ мН}$$

$$e = 0,5 \cdot (l - l_k - 2h_o) - \text{довжина проекції розглядуваного поперечного перерізу;}$$

Умова виконується.

За формулою визначимо розрахункову поперечну силу:

$$F = P_{cep}^p A; \text{ де } A = 0,5b(l - l_k - 2h_o) \quad (2.64)$$

$$F = 0,24 \frac{1,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,065 \text{ мН}$$

u_m - середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання в межах корисної висоти фундаменту h_o :

$$U_m = 0,5(1+1) = 1 \text{ м.} \quad (2.65)$$

За формулою виконаємо перевірку збірних залізобетонних фундаментів на продавлювання:

$$F \leq \varphi_b R_b + u_m h_o \quad (2.66)$$

$$0,065 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198 \text{ мН-}$$

де $\varphi_b = 1$ - коефіцієнт для важкого бетону.

Умова на продавлювання виконується.

За формулою визначаємо згинальний момент, що виникає в перерізі збірної залізобетонної фундаментної плити біля грані стіни:

$$M_I = 0,125 P_{cep}^p (l - l_k)^2 b \quad (2.67)$$

$$M_I = 0,125 \cdot 0,24 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,0192 \text{ мНм.}$$

Для армування збірної залізобетонної фундаментної плити в якості поздовжніх робочих стержнів приймаємо арматуру класу А400С із розрахунковим опором: $R_s = 355$ МПа (відповідно до довідника)

За формулою визначимо потрібну площу поздовжньої робочої арматури на 1 м довжини плити:

$$A_s = \frac{M}{0,9h_o R_s}; A_s = \frac{0,0192}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 355} = 2,27 \text{ см}^2 \quad (2.68)$$

Приймаємо п'ять поздовжніх арматурних стержнів діаметром $d = 8$ мм класу міцності А400С із загальною площею арматурних стержнів $A_s = 2.51 \text{ см}^2$, які встановлюємо із кроком $u = 200$ мм.

Визначимо величину осадки збірного залізобетонного фундаменту за наступною формулою:

$$(2.69)$$

$$\beta = 0.8.$$

$$\begin{aligned} \rho = & \frac{0.8 \cdot 0.76}{39} \left(\frac{0.311 + 0.249}{2} + \frac{0.249 + 0.14}{2} + \frac{0.14 + 0.08}{2} + \frac{0.08 + 0.05}{2} + \frac{0.05 + 0.0366}{2} \right) + \\ & + \frac{0.8 \cdot 0.76}{11} \times \left(\frac{0.0396 + 0.024}{2} + \frac{0.024 + 0.018}{2} + \frac{0.018 + 0.012}{2} + \frac{0.012 + 0.009}{2} + \frac{0.009 + 0.0087}{2} + \right. \\ & \left. + \frac{0.0087 + 0.008}{2} + \frac{0.008 + 0.0065}{2} + \frac{0.0065 + 0.0059}{2} + \frac{0.0059 + 0.0052}{2} + \frac{0.0052 + 0.005}{2} \right) = \\ & 0.016(0.28 + 0.195 + 0.11 + 0.0657 + 0.0418) + 0.06(0.029 + 0.021 + 0.015 + 0.011 + 0.009 + \\ & 0.008 + 0.007 + 0.006 + 0.005 + 0.004) = 0.0179 \hat{i} = 1.8 \hat{m} \hat{i} \end{aligned}$$

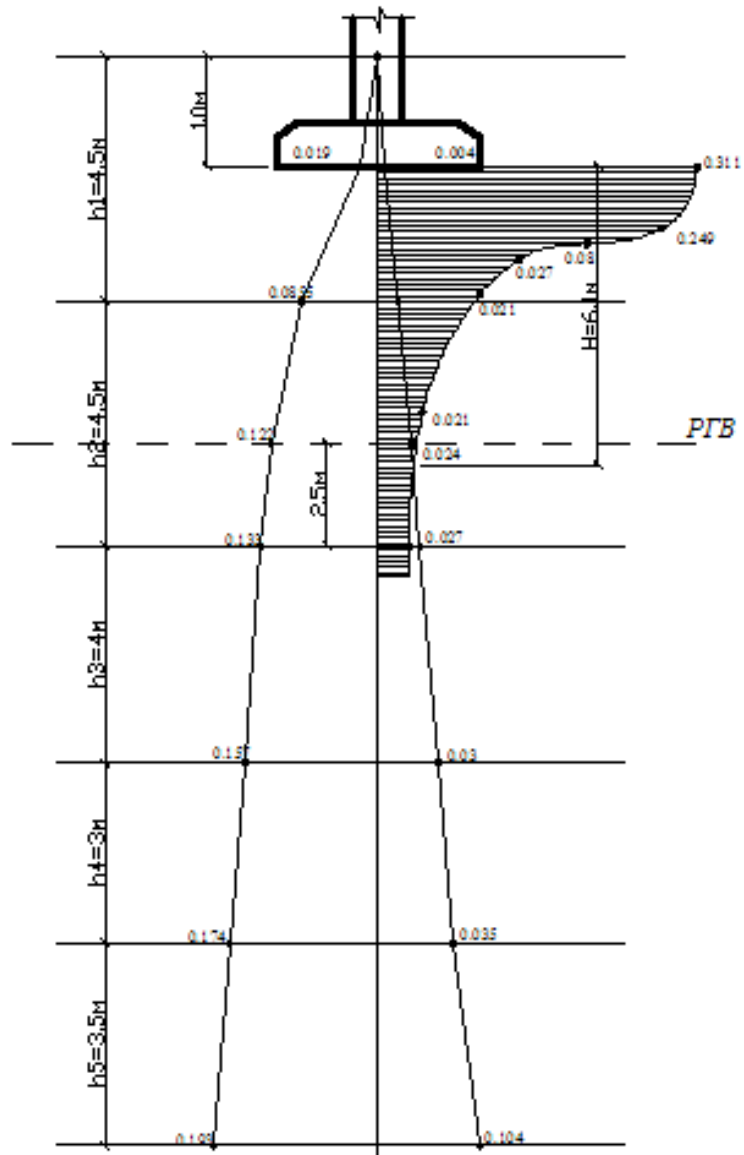


Рис. 2.7. До визначення осідання фундаменту

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт

До основних видів будівельно-монтажних робіт відносяться:

1. Земляні роботи.

Для розробки ґрунту передбачається застосування одно-ковшових екскаваторів типу Е-153, Е-605А з об'ємом ковша від 0.15 до 0.5м³.

Зачистка ґрунту до проектних відміток передбачається ручна. Зворотню засипку траншей і котлованів проводити бульдозером Д-271 та частково, вручну.

Ущільнення ґрунту при зворотній засипці проводити пневмо та електротрамбовками. Дорожньо-планувальні роботи проводити автогрейдером типу Д-559. Ущільнення ґрунтів на майданчику проводити самохідними гладкими катками типу Д-24.

2. Монтаж збірних бетонних та залізобетонних конструкцій.

Навчальний корпус має два поверхи загальною висотою 10м і тільки в одному місці має башту над сценічною частиною залу для глядачів висотою до 22м.

Будівля по конфігурації прямокутна, зі сторонами 78×27м. будинок має наступні конструкції: металеві ферми над сценічною частиною, важкі збірні балки над залом для глядачів, по яких укладаються кесонні плити та інше.

Для монтажу конструкцій необхідний кран Т-223 з вильотом стріли на 23м.

Для вантажно-розвантажувальних робіт на майданчику застосовується автомобільний кран Ак-75. монтаж важких конструкцій проводити з транспортних засобів

3. Цегляна кладка;

Виконання цегляної кладки передбачається проводити загальноприйнятими методами. Для механізації процесів подачі матеріалів до місця кладки необхідно використовувати автокран, стрічкові транспортери і т. п.

Цегла завозиться на піддонах бортовими автомашинами з розвантаженням кранами.

Приготування розчину для цегляної кладки проводиться на будівельному майданчику. При виконанні кам'яних робіт строго керуватись вимогами СНиП III-8-4-72.

4. Спеціальні будівельні роботи.

а) Роботи по монтажу систем опалення, водопостачання та каналізації, згідно СНиП ці роботи пропонується вести з готових вузлів..

Збирання і заготовлення вузлів рекомендується проводити в сантехнічній майстерні.

б) Приготування шпаклевих і фарбувальних розчинів і нанесення їх на поверхню, що фарбується, проводити механізованим способом. Для виконання цих робіт застосовують пересувні штукатурні станції, розчинонасоси, шліфувальні механізми, електрофарбопульти, агрегати повітряного розпилення, пересувні малярні станції. При виконанні облицювальних робіт необхідно керуватись вимогами СНиП III-21-73;

в) Електромонтажні та інші спеціальні роботи здійснюються з урахуванням загальних норм і правил організації та технології будівельного виробництва.

3.2. Потреба будівництва в будівельних машинах, механізмах та автотранспорті

Таблиця 3.1

Потреба в будівельних машинах, механізмах та автотранспорті

№ п/п	Найменування	Марка	Кількість
1.	Бульдозер на тракторі	Д-271	1
2.	Екскаватор з ковшем 0.5м ³	Е-605	1
3.	Екскаватор з ковшем 0.15м ³	Е-153	1
4.	Автогрейдер	Д-144	1
5.	Кран баштовий	Т-223	1
6.	Кран пневмоколісний	К-161	1

7.	Автомобільний кран	Ак-75	1
8.	Електротрамбовки	С-690	2
9.	Пнемо трамбівки	И-153	2
10.	Каток моторний	Д-260	1
11.	Повітряно-компресорна станція	Зир-55	1
12.	Штукатурний агрегат	ОС-38	1
13.	Малярно-фарбувальний агрегат	ОС-53	1

3.3. Техніко-економічне обґрунтування вибору типу монтажного крана

Вибір крану для монтажних робіт здійснюється шляхом порівняння техніко-економічних показників.

Порівнюємо два баштових крана: Т-223 та БКСМ-5-5А.

1) Собівартість експлуатації крану:

$$C = E + \frac{\epsilon_{\text{рік}} \cdot T_{\text{м}}}{T_{\text{рік}}} + \epsilon_{\text{зм.}} \cdot T_{\text{м}}, \text{ де:}$$

E – єдиначасні затрати;

$\epsilon_{\text{рік}}$ – річні амортизаційні відчислення на повне відновлення вартості та кап. ремонт, грн.;

$T_{\text{м}}$ – час роботи крану на об'єкт, зміни;

$T_{\text{рік}}$ – нормативний час роботи крану в році, зміни;

$\epsilon_{\text{зм.}}$ – змінні експлуатаційні витрати на ремонт.

Всі дані беремо із таблиці.

І кран Т-223.

$E=1281.4$ грн; $\epsilon_{\text{рік}}=2290$ грн.

$T_{\text{рік}}=384$ зм.; $\epsilon_{\text{зм.}}=13.1$ грн.; $T_{\text{м}}=132$ зм.

(Каток А.С. та ін.. Довідник по проектуванню організації будівництва).

$$C = 1281.4 + \frac{2290 \cdot 132}{384} + 13.1 \cdot 132 = 3792 \text{грн.}$$

2) Трудоемність монтажу: $T = \frac{P}{P_{\text{е.зм.}} \cdot K_n} m_p$, де

P – об'єм робіт, призначених для виконання одним монтажним краном;

$P_{\text{е.зм.}}$ – експлуатаційна змінна продуктивність крану;

K_{Π} – коефіцієнт запланованого перевиконання норм, $K_{\Pi}=1.0$;

δ_{δ} - усереднена кількість робітників у ланці, що обслуговують кран.

$$P_{e.з.м} = \frac{60 \cdot P_{сер} \cdot t_{з.м.}}{T_{ц}} K_{t0}, \text{ де}$$

$P_{сер}$ – середнє значення маси елементів, що монтуються, $P_{сер}=2.5т.$

$t_{з.м.}$ – середнє значення часу одного циклу монтажу, хв., $T_{ц}=21$ хв.

K_{t0} – коефіцієнт, що враховує конструктивно-технічні та організаційні перерви в роботі, умовно приймається 0.80;

$$P_{e.з.м} = \frac{60 \cdot 2.5 \cdot 8.2}{21} \cdot 0.8 = 47т / з.м.$$

$$T = \frac{2071 \cdot 5}{47 \cdot 1.0} = 220 \text{чол} / з.м.$$

Трудоємність одиниці монтажних робіт:

$$T_{од.} = \frac{T}{P} = \frac{220}{2071} = 0.106 \text{чол} / змін / т.$$

3). Тривалість монтажних робіт на об'єкті, в змінах:

$$P_{мр.} = \frac{P}{P_{e.з.м.} \cdot K_{\Pi}}$$

$$P_{номр.} = \frac{2071}{47 \cdot 1.0} = 44 \text{зміни}.$$

II. Кран БКСМ-5-5А.

1). Собівартість експлуатації крану:

$$E=833.1 \text{грн}; \quad \text{Є}_{рік.}=1968 \text{грн.}$$

$$T_{рік.}=384 \text{з.м.}; \quad \text{Є}_{з.м.}=13.1 \text{грн.}; \quad T_{м.}=132 \text{з.м.}$$

$$C = 833.1 + \frac{1968 \cdot 132}{384} + 13.1 \cdot 132 = 3238 \text{грн.}$$

$$P_{e.з.м} = \frac{60 \cdot 2.5 \cdot 8.2}{24} \cdot 0.8 = 41т / з.м.$$

2). Трудоємність монтажу:

$$T = \frac{2071 \cdot 5}{41 \cdot 1.0} = 252 \text{чол} / з.м.$$

Трудоємність одиниці монтажних робіт:

$$T_{од.} = \frac{T}{P} = \frac{252}{2071} = 0.12 \text{чол} / змін / т.$$

3). Тривалість монтажних робіт на об'єкті, в змінах:

$$P_{тр.} = \frac{P}{P_{е.зм.} \cdot K_n}$$

$$P_{номр.} = \frac{2071}{41 \cdot 1.0} 50 \text{ зміни.}$$

Таблиця 3.2.

Техніко-економічні показники монтажних кранів

№ п/п	Найменування показників	Од. вим	Значення показників		Відносні значення	
			Т-223	БКСМ-5-5А	Т-223	БКСМ-5-5А
1.	Собівартість роботи	Грн. млн.	(3492) (214735.0)	(3238) (183364.0)	100	85
2.	Трудоємність монтажу	Чол. змін	220	252	100	115
3.	Тривалість роботи	змін	44	50	100	114

Після порівняння техніко-економічних показників ми бачимо, що кран Т-223 більш економічний. А це означає, що для монтажу конструкцій приймаємо кран Т-223.

3.4. Технологічна карта на влаштування покрівельного килиму

Технологічна карта розроблена на влаштування трьохшарового покрівельного килиму навчального корпусу із руберойду на бітумній мастиці. Покрівля плоска. Нахил покрівлі $i=1.5\%$. Об'єм робіт 2100м^2 .

До складу робіт, що розглядаються картою, входять: вертикальне та горизонтальне транспортування мастики та руберойду, влаштування пароізоляції, влаштування утеплювача, влаштування цементно-вирівнюючої стяжки, наклеювання трьохшарового руберойдного килиму.

Роботи виконуються в літній період і ведуться в одну зміну на трьох захватках.

Організація та технологія будівельного процесу.

а). Влаштування пароізоляції.

Обклеювальну пароізоляцію виконують шляхом наклеювання на підготовлену висушену поверхню пергаміну марки П-300. пергамін

наклеюють на мастику, при цьому товщина приклеюваного шару мастики повинна складати 1.0 – 2.0мм. при наклеюванні пергаменту полотно розкочують в одному напрямку без перехресного розташування. Полотна з'єднують з попередніми «внакладку» на 10см в поздовжньому та поперечному стиках.

Мастику наносять механізованим способом.

б). Влаштування утеплювача.

Після закінчення влаштування пароізоляції ланка ізолювальників через один день приступають до виконання теплоізоляційного шару.

В якості теплоізоляційного шару застосовуються плити пінобетону $b=150$ мм. До місця укладання плити подаються, при допомозі підйомника, в контейнерах. На покрівлі розвозяться моторолером «ТГ-200». Плити укладаються в шаховому порядку. На підвищену частину будинку (сценічна частина) плити подаються при допомозі крану «піонер».

в). Влаштування вирівнюючого шару.

Закінчивши влаштування утеплювача, ланка бетонувальників приступає до виконання вирівнюючого шару. Для цементної стяжки застосовуємо розчин марки 100. Розчин подається в ящиках і розвозиться до місця укладання на моторолері. Розчин укладається полосами шириною не більше 4м, обмеженими рейками, що служать маяками. Суміш розрівнюється правилом, що пересувається по маякових рейках. При укладенні суміші повинен бути дотриманий нахил покрівлі, що вказаний в проекті.

г). Влаштування рулонного килиму.

Для влаштування водоізоляційного килиму на бітумній мастиці рекомендується застосовувати руберойд з дрібнозернистою посипкою.

Перед наклеюванням руберойду перемотують і витримують в розмотаному стані не менше 20год. Перемотані рулонні матеріали зберігають і транспортують в вертикальному положенні в контейнерах. Мастика для влаштування рулонного килиму готується централізовано, завозиться на

об'єкт авто гудронатором. Мастика по трубопроводу подається на покрівлю і заливається в бак пристрою СО-122, котрий доставляє її до місця робіт.

Руберойд доставляють на об'єкт автотранспортом і піднімають на покриття підйомником, а до місця роботи розвозять моторолером ТГ-200.

Поверхню основи перед влаштуванням рулонного килиму очищають від пилу, сміття і висушують. Для захищення основи від сміття використовують скребки, мітли та лопати.

Для підвищення якості наклейки рулонних матеріалів проводиться обґрунтування цементної стяжки. Грунтовий шар наноситься рівним тонким шаром з розр. Від 0.2 до 0.3кг/м².

Влаштування покрівельного килиму починається з обробки чаш воронки внутрішнього водовідведення. Після обробки чаш воронки внутрішнього водовідведення, приступають до наклеювання водоізоляційного килиму. Наносять мастику на підготовлену до наклеювання ділянку. Мастку наносять за допомогою установки СО-122 розпилюванням через форсунку.

Розкочення руберойду проводиться катком. Через 3-4 год після наклеювання рулонів проводиться ретельне прикочування кожного шару руберойду циліндричним катком масою від 60 до 80кг. Місця приєднання рулонного килиму до стіни та парапетів обклеюється додатковими шаром руберойду.

Техніка безпеки при влаштуванні рулонної покрівлі.

Покрівельні роботи відносяться до робіт, до яких ставляться підвищені вимоги по техніці безпеки. До їх виконання допускаються особи віком не менше 18 років, що пройшли мед. огляд, курсове навчання по програмі, затвердженій головним інженером буд. монтажної організації, і як такі, що мають посвідчення на право виконання робіт.

Подавати на дах матеріали необхідно при допомозі механізмів. Піднімати матеріали вручну і приймати піднятий вантаж шляхом

підтягування контейнера руками без спеціального пристрою забороняється. Для підйому рулонів руберойду застосовують спеціальні контейнери.

До керування та обслуговування підйомника допускаються особи, не молодші 18 років, що пройшли навчання і мають посвідчення. Між машиністом і місцями завантаження і розвантаження матеріалів повинна бути встановлена сигналізація. Подавати сигнали може тільки спеціально призначена особа. Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях передбачених проектом виконання робіт, з прийняття заходів проти їх падіння, в тому числі, від впливу вітру.

Під час перерв в роботі технологічні пристрої, інструменти та матеріали повинні бути закріплені або прибрані з даху. Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози та вітру швидкістю 15м/с та більше.

При приготуванні ґрунтовки, що складається з бітуму та розчинника вимагається розплавлений бітум вливати в розчинник.

До початку виконання покрівельних робіт небезпечна зона по периметру будинку повинна бути відгороджена. Підніматись на покрівлю та опускатись з неї можна тільки по зовнішньому риштуванню або по внутрішніх трапах. Забороняється підніматись на дах по пожежних драбинах.

Влаштування рулонних покрівель в зимових умовах дозволяється виконувати при температурі зовнішнього повітря не нижче 20°C.

3.5. Визначення об'ємів робіт

Таблиця 3.1.

Відомість підрахунку об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	К-ть
І. Підготовчий період.			
1.	Влаштування тимчасового водопостачання та каналізації	м	110
2.	Влаштування тимчасового електроосвітлення	м	90
3.	Влаштування тимчасових споруд	м ²	120
4.	Влаштування постійного водопостачання	м	530
5.	Влаштування тимчасової дороги з бетонних плит	м ²	60
6.	Влаштування постійних під'їздів	м ²	1200
ІІ. Нульовий період.			
1.	Зрізання рослинного шару б=20см.	100м ³	4.0
2.	Планування поверхні майданчика	1000м ²	2.0
3.	Розробка ґрунту ІІ групи в котлованах та траншеях	м ³	4318
4.	Відвезення ґрунту на відстань 10км.	тн.	1240
5.	Зачищення дна котлованів та траншей вручну після роботи екскаватора	м ³	82.3
6.	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	м ³	1500
7.	Укладання збірних з/б стрічкових фундаментів	м ³	163.43
8.	Встановлення збірних з/б фундаментних блоків під колони	м ³	62.46
1	2	3	4

9.	Укладання збірних бетонних стінових блоків	м ³	32.02
10.	Кладка цегляних стовпів	м ³	14
11.	Кладка збірних з/б перемичок	м ³	6.3
12.	Влаштування бокової обмазочної ізоляції бітумом	м ²	320
13.	Укладання збірних з/б плит над підвалом	шт.	94
14.	Монтаж металевих балок над підвалом	т.	2.0
15.	Влаштування бетонної підготовки з бетону класу В10 під підлогу	м ³	172.2
16.	Влаштування гідроізоляції з двох шарів руберойду	м ²	480
17.	Влаштування цементної стяжки	м ²	480
18.	Влаштування цементних підлог	м ²	100
19.	Настелення підлог із дощок	м ²	55
20.	Настелення підлог із штучного паркету	м ²	480
21.	Встановлення збірних стінових бетонних блоків на площадці головного входу	м ³	63.9
22.	Укладання бетону під сходи	м ³	64
23.	Настелення підлоги площадки із мозаїчних бетонних плит б=40мм	м ²	320
24.	Заповнення дверних прорізів в цегляних стінах блоками при $S_{отв.}=3м^2$	м ²	122.5
25.	Покращена штукатурка стін при висоті до 4м	м ²	2020
26.	Покращене клейове пофарбування стін	м ²	1620
27.	Покращене маслене пофарбування стін	м ²	1000
28.	Обличкування стін глазурованою плиткою	м ²	520
29.	Маслене пофарбування дверних блоків	м ²	122.5

1	2	3	4
III. Надземний цикл.			
30.	Кладка зовнішніх та внутрішніх стін	м ³	1980.2
31.	Кладка прямокутних стовпів	м ³	622
32.	Укладка збірних з/б парапетних плит	шт.	520
33.	Укладання збірних з/б екранів огороження балконів	м ²	21.20
34.	Укладання збірних з/б перемичок	шт.	26
35.	Укладання пустотних збірних з/б плит	шт.	120
36.	Укладання збірних з/б балок під кесонне перекриття	шт.	5
37.	Встановлення кесонних трикутних плит над залом для глядачів	шт.	96
38.	Влаштування монолітних балок	м ³	150
39.	Заповнення окремих ділянок перекриття бетоном	м ³	0.9
40.	Монтаж металоконструкцій підвісної стелі	т.	0.4
41.	Встановлення балконних плит	шт.	40
42.	Монтаж металевих ферм	т.	2.0
43.	Монтаж металевих прогонів (балок)	т.	1.5
44.	Маслене пофарбування металевих ферм	т.	2.0
45.	Влаштування пароізоляції із одного шару гідроізолу для покрівлі	м ²	2100
46.	Влаштування теплоізоляції із газосилікатних плит	м ²	2100
47.	Влаштування цементної стяжки	м ²	2100
48.	Влаштування гідроізоляційного килиму	м ²	2100
49.	Кладка перегородок із звичайної глиняної цегли	м ³	837.4

1	2	3	4
50.	Влаштування дерев'яних застіклених перегородок в тамбурі	м ²	12.1
51.	Влаштування підготовки під підлогу в актовому залі для глядачів	м ³	33.5
52.	Влаштування цементної стяжки	м ²	456
53.	Влаштування дерев'яного каркасу із брусків в актовому залі для глядачів	м ³	25
54.	Обличкування каркасу дошками	м ²	419
55.	Настелення підлоги із паркету	м ²	90
56.	Влаштування підготовки під підлогу в інших приміщеннях	м ³	22.1
57.	Влаштування мозаїчних підлог	м ²	160
58.	Настелення підлог з метласької плитки	м ²	92.0
59.	Настелення підлог з лінолеуму	м ²	180.4
60.	Збирання і укладання з/б сходових площадок на ходовій клітці між осями М-Л	шт.	2
61.	Те ж, сходових маршів	шт.	4
62.	Огородження сходових маршів і площадок	м	31
63.	Влаштування сходових маршів на сходах між осями Д-Г	шт.	2
64.	Укладання сходових площадок	шт.	1
65.	Огородження сходових маршів	м	16.4
66.	Монтаж металевих ходових сходів над сценічною частиною	т	10.7
67.	Влаштування дерев'яних сходів біля сцени	м ²	2.3
68.	Заповнення віконних прорізів та вітражів	м ²	200.0
69.	Монтаж металевих вітражів	т	25.0

1	2	3	4
70.	До оздоблення та заповнення дверних прорізів	м ²	160.8
71.	Встановлення дверей	м ²	73.5
72.	Внутрішня покращена штукатурка стін	м ²	3980.0
73.	Те ж, високоякісна	м ²	2130
74.	Покращене внутрішнє пофарбування стін	м ²	4320
75.	Обличкування стін фанерованим щитами	м ²	402
76.	Покращене маслене пофарбування дерев'яних підлог	м ²	419
77.	Обличкування стін оркестрової ями сосновими рейками	м	250
78.	Зовнішнє облицкування стін фасаду червоним туфом	м ²	352.2
79.	Те ж плитами мармуру	м ²	1222.2
80.	Обличкування цоколя	м ²	62.2
81.	Влаштування настилу колосникових площадок із брусків	м ³	18
82.	Монтаж металевого огороження освітлювальної ложі	т	0.14
83.	Влаштування гардеробних бар'єрів	мп	90
84.	Влаштування каркасу буфетної стійки із брусків	м ³	0.12
85.	Обшивка каркасу ДСП	м ²	24
86.	Покриття лицевих поверхонь лаком	м ²	24
87.	Влаштування піщаної основи під пандуси, ганки	м ³	32
88.	Влаштування монолітного мозаїчного покриття площадок	м ²	48.0

Зведена відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування конструктивних елементів	Од. виміру	К-ть
1.	Земляні роботи	м ³	5210
2.	Залізобетон збірний	м ³	920
3.	Залізобетон монолітний	м ³	340
4.	Бетон збірний	м ³	5170
5.	Бетон монолітний	м ³	470
6.	Цегляна кладка	м ³	2056
7.	Металеві конструкції	т	85
8.	Дерев'яні конструкції	м ³	24
9.	Вікна	м ²	230
10.	Двері	м ²	283
11.	Підлоги цементні	м ²	150
12.	Підлоги мозаїчні	м ²	565
13.	Підлоги дерев'яні	м ²	120
14.	Підлоги паркетні	м ²	740
15.	Покрівля руберойд на	м ²	2100
16.	Утеплювач - пінобетон	м ²	410
17.	Облицювання плиткою	м ²	4700
18.	Облицювання мармуром	м ²	3205
19.	Штукатурка стін	м ²	6000
20.	Маслене пофарбування стін	м ²	6000
21.	Відмостка	м ²	280

Розрахунок матеріалів

№ п/п	Найменування матер.	Вид робіт	К-ть робіт	Наймен. і к-ть напівфабрикатів	Витр. на од. вим.	заг. потр.
1.	Цемент (т.)	Влаштування бетонної підготовки під підлогу к. В10	м ³ -172.2	Бетон – 172.2м ³	0.22	37.9
		Влашт. цементних підлог	м ² -100	Бетон – 5.4м ³	0.22	1.2
		Влашт. монолітних балок	м ³ -150	Бетон – 150м ³	0.25	37.5
		Влашт. цементної стяжки	м ² -2100	Бетон – 44м ³	0.3	13.2
		Цегляна кладка	м ³ -2050	Розчин – 493м ²	0.150	73
		Штукатурка стін	м ² -6000	Розчин – 120м ³	0.13	15.6
				Всього:		178.0т.
2.	Вапно (т.)	Цегляна кладка	м ³ -2050	Розчин – 493м ²	0.150	73
		Штукатурка стін	м ² -6000	Розчин – 120м ³	0.13	15.6
		Побілка	м ² -2000	4кг×100м ²	0.15	8.0
				Всього:		98т.
3.	Пісок (м ³)	Цегляна кладка	м ³ -2050	Розчин – 493м ²	0.1	439
		Влашт. підлог	м ² -100	Бетон – 5.4м ³	0.5	2.7
		Влашт. бетонної підготовки під підлогу	м ³ -172.2	Бетон – 172.2м ³	1.0	172.2
		Влашт. монолітних балок	м ³ -150	Бетон – 150м ³	1.0	150
		Влашт. цементної стяжки	м ² -2100	Бетон – 44м ³	1.0	44
		Штукатурка стін	м ² -6000	Розчин – 120м ³	1.0	120
				Всього:		982т.
4.	Бітум (т.)	Влашт. покрівлі (руберойд)	м ² -2100	500м ² р.×100м ² к.	-	10500м ²
		Вертикальна гідроізоляція	м ² -450	0.8т.×100м ²	-	4
		Влаштування покрівлі	м ² -2100	1.6т×100м ²	-	34
				Всього:		38.0
5.	Пилома теріал (м ³)	Влашт. підлог	м ² -120	120×0.03	-	3.6
		Влаштування риштування	м ² -2635	0.24м ³ ×100м ²	-	7.0
		Опалубка	м ² -125	25м ³ ×0.02	-	11.0
				Всього:		22.0
		Цегляна кладка	м ³ -2050	2050×0.4	-	824.0

3.6. Будівельний генеральний план

Будгенплан будинку навчального корпусу розроблений в масштабі 1:500. Будгенплан включає в себе постійні об'єкти, а також об'єкти тимчасового будівництва. На будгенплані показані місця складування будматеріалів, підключення тимчасових мереж, розміщення основних будівельних механізмів.

3.6.1. Визначення площ адміністративно-побутових приміщень

Для створення нормальних умов роботи на будівельному майданчику передбачено зведення необхідної кількості будинків та споруд:

1). Контора начальника дільниці:

$S = 15\text{ м}^2$ (420-04.38) типова.

Згідно СНиП, площа адміністративно-побутових приміщень визначається із розрахунку 3.0 м^2 на одну людину.

2). Для побутових приміщень передбачаємо будівлю площею $S = 15\text{ м}^2$ (420-04-21).

а). умивальники, згідно СНиП II-3-68 визначаються з умови 1 кран на 15 чоловік. Приймаємо три крани.

б). душові. Згідно норми необхідна одна сітка на 15 чол. Приймаємо 3 сітки.

Туалет на 2 очка – 1 шт.

Із складських приміщень, згідно розрахунку, передбачаємо склади щитової конструкції $S = 67\text{ м}^2$.

Із технічних будівель передбачаємо влаштування розчинно-бетонного вузла $S = 20\text{ м}^2$.

3.6.2. Розрахунок складських приміщень

Запас будівельних матеріалів та деталей, необхідний для зберігання на складі, визначаємо по формулі: $q_{зан.} = \frac{Q_{дод.} \cdot k_1}{T} \cdot k_2$, де

$q_{\text{заг.}}$ - необхідний запас буд. матеріалів;

Q - загальна кількість буд. матеріалів;

t - час запасу в днях;

k_2 - коефіцієнт нерівномірності за ввезення, рівний 1.15;

k_1 - коефіцієнт нерівномірності використання, рівний 1.15.

Площа складу $F = \frac{q_{\text{заг.}}}{r \cdot k_3}$;

r – кількість буд. матеріалів, що укладаються на 1м^2 ;

k_3 – коефіцієнт, що враховує проходи і прорізи.

Таблиця 3.6

До розрахунку складських приміщень

Найменування матеріалів	Од. вим.	заг. к-ть	Добова витрата	Прийнятний запас	К-ть для зберігання	Норма на 1м^2	Площа складу	Коеф. використання	Повна площа складу	Прийнята площа складу	Розміри і тип складу
Цемент	т	178	6	4	6.2	1.3	8.0	0.7	8	8	Закритий $4 \times 2\text{м}$
Вапно комове	т	23	3	4	6.9	2.0	6	0.7	6.0	6.0	Закритий $3 \times 2\text{м}$
Вапняне тісто	т	75	5	4	15	3.0	10.3	0.5	12.0	12.0	Вапняна яма $3 \times 4\text{м}$
Скло віконне	Ящ.	240	60	5,0	10,0	6,1	2,8	0,7	3	3	Закритий $2 \times 1,5$
Рубероїд	м^2	10500	70	3	80	20	5	0,5	5	5	
Пиломатеріали	м^3	22	10	5	10	1,5	9,0	0,4	9,4	9,4	Відкритий 5×2
Плити перекриттів	Шт..	120	6	3,0	94	1,7	74,8	0,4	76	76	Відкритий 13×6
Плити покритть	Шт..	96	6	3.0	90	1,7	72,3	0,4	72	72	Відкритий 12×6
Фундаментні блоки	Шт..	240	24	3	34	1,7	28,5	0,4	30,0	30	Відкритий 5×6

3.6.3. Розрахунок потреби у відкритих складських приміщеннях для цегли

- 1) максимальна річна потреба – 2056 м^2 цегли;
- 2) добова потреба $2056: 256 = 8 \text{ м}^3$;
- 3) нормативний запас матеріалів – 10 днів;

- 4) розрахунковий запас матеріалів;
 $8 \square 1,3 \times 10 = 104 \text{ м}^3$, де $k = 1,3$ - коефіцієнт нерівномірності використань;
 5) норма розрахункової площі складу 2 м^2 на 1 м^3 матеріалу. Необхідна площа з урахуванням коефіцієнта нерівномірності використання матеріалів 1,15; $104 \square 2 \square 1,15 = 240 \text{ м}^2$.

3.6.4. Розрахунок енергопостачання будівельного майданчика

Таблиця 3.7

Витрата електроенергії на будівельному майданчику

№ П/п	Споживачі електроенергії	Об'єм робіт		Потужність	
		Од. вим.	К-ть потреба	Питома одиниця вим. кВт.	Загальна кВт.
Силова електроенергія.					
1	Баштовий кран	Шт..	1	55,2	55,2
2	Розчиномішалка	Шт..	2	5,0	10,0
3	бетономішалка	Шт..	1	6,0	6,0
4	Електротрамбовка	Шт..	2	1,2	2,4
Освітлення					
5	Місце приготування розчину та бетону	м ²	20	0,8 Вт.	0,016
6	Місця зварювання	м ²	300	24 Вт.	7,2
7	Адміністративно- господарські приміщення	м ²	93	250 Вт.	23,3
8	склади	м ²	363	15 Вт.	5,4
	Всього				109,5

Визначаємо сумарну потужність електроенергії (в кВт.) на будівельному майданчику по формулі:

$$P = 1,1 \left(\frac{k \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum P_{\text{ад.}} + K_2 \sum P_{\text{о.н.}} + K_3 \sum P_{\text{о.н.}} \right),$$

де 1,1- коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності, що залежить від числа споживачів
силової енергії та завантаження, що приймається для тимчасового
електропостачання, в середньому, рівний 0,75;

K_1 і K_2 – коефіцієнт одночасного споживача електроенергії ($K_1=0.75$;
 $K_2=1$; $K_3=0.8$);

P_c – силова потужність, кВт.;

$P_{\text{вир.}}$ – потужність на виробничі потреби, кВт.;

$P_{\text{оп.}}$ – потужність пристроїв зовнішнього освітлення;

$P_{\text{о.в.}}$ – потужність пристроїв внутрішнього освітлення, кВт.

$$D = 1.1 \left(\frac{0.75 \cdot 109.5}{0.75} + 80.8 + 0.8 \cdot 28.8 \right) = 234.58 \text{ кВт.}$$

По технічних характеристиках три фазних силових трансформаторів
вибираємо трьохфазний трансформатор з масленим охолодженням типу ТМ-
1 з номінальною потужністю: 250 кВт.

3.6.5. Розрахунок потреби у водопостачанні

Джерелом водопостачання являється міська мережа, яка забезпечує
навчальний корпус господарською та питною водою, водою для
пожежогасіння. Необхідний напір визначаємо по
формулі: $H = H_{\text{geom}} + h_{\text{prod}} + h_{\text{meter}} + h_{\text{long}} + h_{\text{logal}} + H_f$, де

H_{geom} - геометрична висота підйому води;

h_{logal} - втрати на тертя та місцевий опір на воді;

h_{meter} - втрати в водомірі;

H_{long} - втрати на тертя і місцевий опір в системі внутрішнього
водопроводу;

H_f - необхідний робочий напір перед несприятливим розташованим
споживачем.

$H_{\text{geom}} = 8 \text{ м}$; $h_{\text{logal}} = 2,0 \text{ м}$; $h_{\text{meter}} = 3,0 \text{ м}$; $H_f = 6,2 \text{ м}$ - для унітазу 2-го поверху зі
зливним бачком (табл.. СНиП 2.04.01.-85)

Згідно табл..2 СНиП 2.04.01.-85 годинна витрата води на одного учня

$$Q_{hkn}^c = 0,5 \text{ л/год};$$

Тоді секундна витрата води на 700 учнів $q^c = \frac{0,5}{3600} = 0,15 \text{ л/с};$

Приймаємо внутрішній водопровід із сталевих труб $d_y = 15 \text{ мм}$ з $V = 0,88 \text{ м/с};$ довжиною 30м тоді

$$h_{\log al} = i \cdot l = \frac{211 \cdot 30}{1000} = 6,7 \text{ м, де } 1000 \text{ } i=211- \text{ із таблиці гідравлічного}$$

розрахунку водопровідних труб Ф.А. Шевелева. Загальні витрати з урахуванням витрат на врізуванні $H_{total} = 0,1 \text{ м};$

$$H = 8 + 2 + 3 + 6,7 + 6,2 + 0,1 = 26,0 \text{ м.}$$

Введення господарсько-питного водопостачання передбачається в осях «Д-Е».

При об'єднаній системі водопроводу (господарсько-протилежній) приймаємо 13 пожежних кранів.

Загальна кількість води і діаметр вводу визначається по еквівалентним одиницям, приведених в таблицях 30.5 Довідника проектувальника по опаленню, водопроводі та каналізації.

При кількості еквівалентів від 12 до 10, діаметр трубопроводу $d_y = 32 \text{ і } \text{ і } .$

Кількість води на господарські потреби, згідно таблиці 2 складається $Q_{i,d}^{tot} = 4 \cdot 2 = 8 \text{ м}^3 / \text{ год} .$ на 1 студента.

$$\text{Всього } q_{n,m}^{tot} = 8 \cdot 700 = 5600 \text{ м}^3 / \text{ год} .$$

Тут, $k=2$ – коефіцієнт нерівномірності споживання. Водоміри розраховуються на пропускання розрахункового секундного витрачання води.

Стояки та розведення прокладаємо відкрито по стінах та перегородках. Всі горизонтальні ділянки водопроводу прокладаються з ухилом 0.002 – 0.005 в сторону стояків або водорозбірних точок. Вводи влаштуємо з нахилом 0.003 в сторону зовнішньої мережі.

Мережа виконується із звичайних сталених водогазопровідних труб ДЕСТ3262-75. З'єднання трубопроводів різного діаметру проводять прямими муфтами, а однакового діаметру – на різьбі або на зварюванні.

По вимогах пожежної безпеки в будинку встановлюємо пожежні крани біля входу в фойє, біля входу в зал глядачів та біля виходу із нього.

Витрати води для внутрішнього пожежогасіння приймаємо:

$$q_{i.a.} = 5 \text{ л/с} \text{ на один струмінь.}$$

Для зовнішнього пожежогасіння використовуються пожежні гідранти.

Згідно СНиП II-2-04-03-85 вони повинні забезпечувати розрахункову витрату води $Q_{i.a.} = 20 \text{ л/с}$.

3.7. Проектування сіткового графіку

Системи сіткового планування та управління призначені для управління діяльністю колективів людей або ряду організацій, що володіють матеріальними, фінансовими та іншими ресурсами і мають загальне завдання забезпечити досягнення визначеної мети.

Організаційно-технічна модель будівництва будинку чи об'єкту, або ж цілого комплексу повинна відображати взаємозв'язок та послідовність виконання будівельних та монтажних робіт у відповідності з прийнятими методами їх виконання, утримувати необхідну інформацію, включати дані про об'єми та терміни виконання робіт і виробництва в цілому.

Сіткову модель можна розрахувати декількома методами – табличним, безпосередньо на сітці та методом потенціалів. Для запроектованого навчального корпусу сіткова модель розрахована безпосередньо на сітці.

РОЗДІЛ 4. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

**4.1. Кошторис на влаштування збірною залізобетонного фундаменту
навчального корпусу**

Таблиця 4.1.

№ п/п	№ прейск. УКН, розцінки, цітники	Найменування робіт та витрат	Одиниці виміру	Кількість	Вартість один., грн..			Загальна варт., грн..		
					Всього	Осн. з/п	Експл. маш.	Всього	Осн. з/п	Експл. маш.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	7-3	Укладання збірних з/б стрічкових фундаментів вагою до 3т.	шт.	412	2.99	0.76	$\frac{2.23}{0.79}$	1232	313	$\frac{919}{326}$
2.	7-5	Укладання фундаментів під стовпи при глибині котловану 4м і масі кон-ії 3.5т	шт.	88	7.59	1.74	$\frac{5.85}{2.13}$	668	153	$\frac{515}{187}$
3.	7-9	Укладання збірних з/б стріч. фун-ів вагою до 1.5т при гл. до 4м	шт.	241	2.09	0.5	$\frac{1.59}{0.57}$	504	121	$\frac{383}{137}$
4.	7-6	Укладання фундаментів під стовпи при глибині котловану 4м і масі кон-ії 3.5т	шт.	161	4.89	1.2	$\frac{3.69}{1.33}$	787	193	$\frac{594}{214}$

5.	7-1	Укладання збірних стрічкових блоків об'ємом до 0.4м ³	шт.	800	2.09	0.5	$\frac{1.59}{0.57}$	1672	400	$\frac{1272}{456}$
6.	К-34	Вартість з/б ф-их блоків з бетону класу В20	м ³	90.23	43.57	-	-	3931	-	-
7.	К-36	Те ж, марки Ф-2	м ³	73.2	43.77	-	-	3204	-	-
8.	К-38	Те ж, під стовпи марки Ф-4	м ³	62.46	40.28	-	-	2516	-	-
9.	ц.1.2.4 т. 46	Арматура ф-их блоків із сталі класу А-I	т.	0.303	173	-	-	52	-	-
10.	- // -	Те ж, із сталі класу А-II	т.	0.200	184	-	-	40	-	-
11.	К-22	Вартість збірних стінових блоків	м ³	288.4	38.31	-	-	11033	-	-
		Всього по кошторису:						25639	1180	3683
		Накладні витрати 18.1%:						4641		
		Всього:						30280		
		Планові накопичення:						2422		
		Всього:						32702	1180	3683

Кошторисна вартість влаштування збірного залізобетонного фундаменту складає 32 тис. 702грн.

4.2. Кошторис на влаштування монолітного фундаменту навчального корпусу

Таблиця 4.2.

№ п/п	№ прейск. УКН, розцінки, ціники	Найменування робіт та витрат	Одиниці виміру	Кількість	Вартість один., грн..			Загальна варт., грн..		
					Всього	Осн. з/п	Експл. маш.	Всього	Осн. з/п	Експл. маш.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	6-144	Влаштування монолітного бетонного фундаменту	м ³	544	35.22	5.79	$\frac{1.89}{0.43}$	19160	3150	$\frac{1028}{233}$
2.	Кальк. 11.	Бетон класу В25	м ³	544	27.4	-	-	14905	-	-
		Всього по кошторису:						34065	3150	$\frac{1028}{233}$
		Накладні витрати 18.1%:						6166	3150	1028
		Всього:						40231		
		Планові накопичення 8%:						3219		
		Всього:						42450	3150	1028

Кошторисна вартість влаштування монолітного бетонного фундаменту складає 43тис. 450грн.

Порівнюючи збірний з/б та монолітний варіант фундаментів, їх кошторисну вартість, приходимо до висновку, що вартість збірного з/б фундаменту більш економічний для застосування.

**4.3. Зведений кошторис на будівництво
навчального корпусу**

Таблиця 4.3.

№ п/п	Найменування будівель та їх комплексів	Кошторисна вартість, (грн..)
1.	Навчальний корпус	591781
2.	Мережі водопроводу та каналізації в середині буд. майданчика	11299
3.	Опалення та вентиляція	7438
4.	Електротехнічні роботи	6349
5.	Телефонізація і сигналізація	1438
6.	Зовнішні введення всі комунікацій	3940
7.	Тимчасові приміщення і споруди	17455
	Всього по зведеному кошторису:	639700

**4.4. Техніко-економічні показники
по будівництву навчального корпусу**

Таблиця 4.4.

№ п/п	Показники	Одиниці виміру	Кількість
1.	Будівельний об'єм будинку, V.	м ²	28660
2.	Загальна площа, F.	м ²	2100
3.	Повна кошторисна вартість	грн.	639.700

4.	В тому числі вартість загально будівельних робіт, Б	грн.	591.781
5.	Вартість 1м^3 будинку, $\frac{A}{V}$	грн.	22.32
6.	Вартість 1м^2 площі, $\frac{A}{F}$	грн.	304.62
7.	Загальна трудоемність на будинок, Q	грн.	2810
8.	Трудоемність на 1м^3 будинку, $\frac{Q}{V}$	грн.	0.098
9.	Товарний виробіток на 1 чол. день, $\frac{V}{Q}$	м^3	14.9

5. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

5.1. Законодавство України про охорону навколишнього середовища

Охорона природного середовища – це система державних, громадських, адміністративно-господарчих, техніко-виробничих, економічних і юридичних заходів, спрямованих на підтримку сприятливих для життя умов, раціональне використання, збереження і відтворення природних ресурсів Землі і атмосфери в інтересах задоволення матеріальних і духовних потреб існуючих і майбутніх поколінь людей.

Основним законом, який регулює екологічні відносини в Україні, є Закон “Про охорону навколишнього природного середовища”, прийнятий Верховною Радою 25 червня 1991 року. У Законі встановлені принципи охорони довкілля. Закон закріплює екологічні права і обов'язки громадян України та визначає повноваження Верховної та місцевих Рад народних депутатів, органів управління (Кабінету Міністрів України, виконавчих і розпорядчих органів місцевих Рад народних депутатів) у галузі охорони навколишнього природного середовища.

Виконання масштабних планів соціально – економічного розвитку нашого суспільства пов'язане з будівництвом, яке в свою чергу пов'язане з використанням території та природних ресурсів. В зв'язку з цим в кожному проекті потрібно попереднє наукове обґрунтування, при якому необхідно визначити оптимальний проектний варіант з точки зору дотримання та збереження екологічного аспекту.

Закон України "Про охорону навколишнього природного середовища" визначає поняття “екологічної безпеки” та заходи щодо її забезпечення, екологічні вимоги до розміщення, проектування, будівництва, реконструкції, введення у дію підприємств та інших об'єктів, про застосування мінеральних добрив, засобів захисту рослин, токсичних хімічних речовин; передбачає заходи охорони навколишнього природного середовища від шкідливого біологічного впливу, шкідливого впливу фізичних факторів та

радіоактивного забруднення, від забруднення виробничими, побутовими та іншими відходами. У Законі дано поняття зон надзвичайних екологічних ситуацій (екологічної катастрофи та підвищеної екологічної небезпеки).

5.2. Аналіз екологічного стану будівельного майданчика

Ділянка, яка відведена для будівництва, знаходиться у м.Золочеві Львівської області. Будівництво ведеться на обмеженій території відведеній для цього. Майданчик забудови зі спокійним рельєфом і невеликим ухилом для стоку поверхневих вод. Відведена ділянка погоджена в місцевих органах санітарного і пожежного нагляду. Поблизу майданчика немає заповідника і пам'ятників мистецтва та культури, тому заходи по їх охороні відсутні. Внаслідок забудови та експлуатації об'єкту будуть відбуватися зміни, а саме: зайнято територію з родючим шаром ґрунтом, незначна зміна мікроклімату.

5.3. Стан ґрунтів та використання земляних ресурсів

Інженерно – геологічні умови в цілому сприятливі для будівництва. Ґрунти мають пошарову структуру з витриманими залягаючими пластами. Всі вони можуть служити природними основами Майданчик потребує озеленення. Верхній рослинний шар складає 0,5 м. Зняття родючого шару ґрунту проводиться для поданого його використання по озелененню місцевості навколо будинку.

5.4. Охорона атмосферного повітря

Закон України “Про охорону атмосферного повітря”, прийнятий 16 жовтня 1992 р., спрямований на збереження сприятливого стану атмосферного повітря, його відновлення і поліпшення для забезпечення екологічної безпеки життєдіяльності людини, а також відвернення шкідливого впливу на навколишнє природне середовище.

Закон встановлює екологічні стандарти і нормативи в галузі охорони атмосферного повітря, його екологічної безпеки (гранично допустимих концентрацій забруднюючих речовин в атмосферному повітрі, нормативи гранично допустимих викидів забруднюючих речовин у атмосферне повітря і шкідливого впливу фізичних та біологічних факторів для кожного стаціонарного та пересувного джерела викиду, граничні нормативи утворення забруднюючих речовин, які відводяться у атмосферне повітря при експлуатації технологічного та іншого обладнання, споруд і об'єктів).

Підприємства, установи, організації, діяльність яких пов'язана з негативним шкідливим впливом на атмосферне повітря, повинні вживати заходи щодо зменшення обсягів викидів забруднюючих речовин і зниження шкідливого впливу фізичних і біологічних факторів, здійснювати контроль за обсягом та складом забруднюючих речовин, забезпечувати безперебійну та ефективну роботу очисного обладнання.

Проблема боротьби з атмосферними забруднення складна і потребує багато сил і засобів. Джерелом забруднення атмосферного повітря є вихлопні гази автотранспорту, які складаються з окисів азоту, вуглецю і інших елементів. Щоб запобігти забрудненню атмосферного повітря проектом передбачено насадження листяних дерев та декоративних кущів, вся вільна від забудови територія засівається зеленим трав'яним газоном.

5.5. Охорона від шуму, теплового, електромагнітного та радіологічного забруднення

Зелені насадження поглинають частину падаючої на них звукової енергії (близько 25%), при цьому знижують загальний рівень шуму. Найкраще захищають від шуму хвойні дерева, оскільки вони мають більш густі крони. Хвойні дерева мають сезонність шумозахисних властивостей дерев, бажано включити їх у шумозахисні екрани. Такі посадки повинні мати густі крони, які змикаються між собою, ширина смуг повинна бути не менше 10-15м. Якщо висота перших рядів дерев від джерела шуму буде

менша, а наступні вище - звукопоглинання буде більше.

Щоб зменшити запиленість потрібно територію покрити газонами тоді територія стане менш запиленою. Зелені насадження також можуть служити як пилезахисні екрани, також висаджені вздовж доріг.

Радіоактивні речовини під час будівництва та експлуатації будівлі не будуть використовуватися.

5.6. Організація єдиної системи зелених насаджень

За формами єдиної системи зелених насаджень, зелені насадження поділяються на санітарно-захисні, тобто спеціального призначення, обмеженого користування, загального користування.

Зелені насадження є одною із складових архітектурно-планувального вирішення ділянки. Озеленення, як єдина система зелених насаджень, обумовлюється великою різноманітністю їх величини, форми, кольору і фактури, які гармонійно поєднуються і являють собою обов'язковий і ефективний засіб художнього оформлення ділянки. Вміло підібрані і розміщені зелені насадження можуть об'єднувати композиційно забудову ділянки.

В проектованому вирішенні озеленення було запропоновано ряд дерев і чагарників, газонів, квітників, які грають різноманітні ролі у функціонуванні господарства:

- шумозахисну;
- фільтруючу;
- санітарно-гігієнічну;
- протипожежну;
- вітрозахисну;
- естетичну.

Порушення вимог екологічного законодавства України тягне за собою дисциплінарну, адміністративну, цивільно-правову і кримінальну відповідальність.

6.7. Охорона природного середовища в процесі проектування і будівництва

Будівництво будь-якого об'єкта пов'язане з порушенням сформованих природних умов. До найбільш значних порушень природного середовища належать: порушення верхнього покриву ґрунту при виконанні земляних робіт і втрата рослинного шару; вирубка лісів і зелених насаджень; зміна рівня ґрунтових вод, що викликає підтоплення сільськогосподарських угідь, населених пунктів та інших народногосподарських об'єктів; ерозія ґрунтів; утворення зсувів; заболочування рік; забруднення ґрунту, водойм і атмосфери будівельно-господарськими відходами, скидами нафтопродуктів, відпрацьованими газами; порушення наземної і водяної флори і фауни.

При плануванні і забудові населених пунктів та проектуванні споруд керуються Екологічним законодавством України та ДБН 360-92* “Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень”, а також такими принципами: збереження і раціональне використання цінних природних ресурсів; дотримання нормативів гранично допустимих рівнів екологічного навантаження на природне середовище територій з урахуванням потенційних його можливостей, виділення ландшафтно-рекреаційних територій і заборона на них господарського та іншого будівництва, що перешкоджає використанню даних зон за їх прямим призначенням, дотримання санітарних нормативів, установлення санітарно-захисних зон для охорони водойм, джерел водопостачання, курортних, лікувально-оздоровчих зон, населених місць та інших територій від забруднення і шкідливих впливів.

Територію для будівництва нових і розвитку існуючих міських і сільських поселень, відповідно до земельного законодавства України, потрібно передбачати на землях, непридатних для сільськогосподарського використання, або на сільськогосподарських угіддях гіршої якості, крім випадків надання земельних ділянок за межами населених пунктів і будівництва об'єктів, пов'язаних з обслуговуванням населення (частина II і V

статті 31 Земельного кодексу України).

Не допускається проектування і будівництво поселень, промислових та інших народногосподарських об'єктів на площах залягання корисних копалин (крім загальнопоширених) до погодження з органами державного гірничого нагляду, а на площах залягання загальнопоширених корисних копалин — погодження з обласною Радою народних депутатів. При цьому необхідно керуватися Земельним кодексом та діючими нормативами.

Розміщення будівель, споруд і комунікацій не допускається:

- на території заповідників, заказників, природних національних парків, ботанічних садів, дендрологічних парків і водоохоронних зон;
- на землях зелених зон міст, включаючи землі міських лісів, якщо об'єкти, які проектуються, не призначені для відпочинку, спорту або обслуговування приміського лісового господарства;
- у зонах охорони гідрометеорологічних станцій;
- у першій зоні санітарної охорони джерел водопостачання і майданчиків водопровідних споруд, якщо об'єкти, які проектуються, не пов'язані з експлуатацією джерел тощо.

Заходи щодо захисту атмосферного повітря слід передбачати відповідно до санітарних правил з охорони атмосферного повітря населених місць. Розрахунок забрудненості атмосферного повітря потрібно проводити відповідно до діючих нормативних документів та ГОСТів.

Наведений перелік заходів і робіт з охорони природного середовища в кожному конкретному випадку повинен бути уточнений із відображенням прийнятих рішень у проектно-кошторисній документації.

РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Пожежна профілактика будівлі

Необхідний ступінь вогнестійкості навчального корпусу встановлюється по табл.5 СНиП II – 2-80*. Запроектований будинок відноситься до другого ступеню вогнестійкості.

Результати перевірки відповідності прийнятих конструкцій вимогам норм.

Таблиця 6.1.

№ п/п	Основні конструктивні елементи будинку, їх розміри.	Границі вогнестійкості в годинах		Висновки
		Необхідні по табл.1 СНиП II-2-80	Фактичні	
1.	Перекриття із з/бетонних суцільних плит з арматурою А-III і товщиною захисного шару 20мм	0,75	1,3	Відповідає
2.	Перегородки із цегли товщиною 12см.	0,25	2,5	Відповідає
3.	Стіни цегляні (несучі), товщиною 38см, товщиною 21см.	2,0 2,0	11 14	Відповідає Відповідає
4.	Цегляні стовпи: розміром 640×1300ì ì розміром 790×900ì ì	2,0 2,0	4,5 4,5	Відповідає Відповідає

Порівняння необхідних та фактичних протипожежних відстаней-розривів між будинками та спорудами.

Таблиця 6.2.

Позиція запроектованого будинку на генплані	Ступінь вогнестійкості будинку	Позиція наближеного будинку на генплані	Ступінь вогнестійкості будинку	Відстань між будинками		Висновки
				По нормі табл.1. СНиП II- 2-80	Фактична по генплану	
1	II	6	II	Не нормується	25	Відповідає

6.2. Розрахунок шляху та часу евакуації

а). Відстань від найбільш віддаленого місця до виходу визначаємо по табл. 7 СНіП II-2-80* і вона складає для громадських будинків з II ступеню вогнестійкості 40м. в запроектованому будинку найбільш віддалені місця від виходу знаходяться на відстані 12м.

б). Необхідний час евакуації ($t_{i.д.}$) людей із приміщень культури з колосниковою сценою, з II ступеню вогнестійкості по розділу 2 пр. 1. БНіП II-2-80 складає – бхв;

t_p – розрахунковий час евакуації розраховується згідно вимог розділу 7. додаток 1 СНіП II-2-80, при цьому $t_0 \leq t_{i.д.}$.

При проектуванні будинків та споруд однією із задач являється створення найбільш сприятливих умов для руху людини, її безпеки. Рух людини може бути вимушеним, пов'язаним з необхідністю залишити приміщення із-за небезпеки, що виникла (пожежа, аварія і т. п.).

Тривалість евакуації з будинку в цілому по всьому протягу шляхів евакуації визначається як час, витрачений на завершення першого етапу евакуації, плюс час, необхідний для руху найбільш невіддалено розташованого евакуйованого до зовнішніх дверей:

$$t_p = t_1 + t_2 + t_3 \leq t_{i.д.}$$

Запроектований будинок навчального корпусу з актовим залом на 160 місць відноситься до другого ступеню вогнестійкості.

Розрахунок ведемо з умов, що на шлях евакуації щільністю потоків рівномірні, але змінні на різних ділянках.

В актовому залі для глядачів корпусу запроектовано 4 зовнішніх дверей, шириною 1.5м кожні. Розрахунок проводимо з найбільш віддаленого від даних дверей місця.

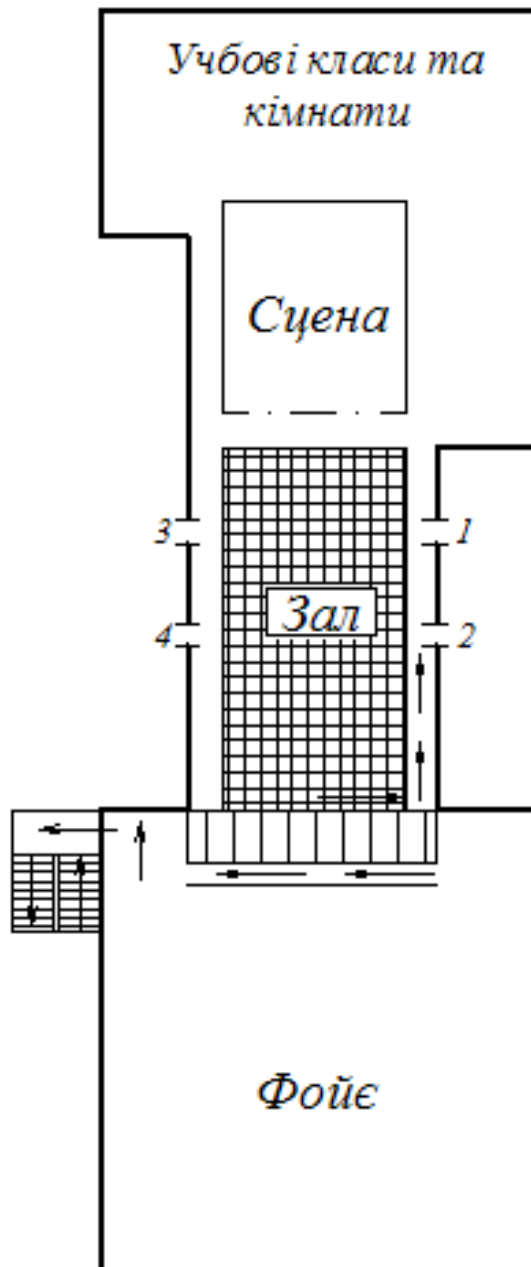


Рис.6.1.Схема евакуації.

Найбільше віддалені місця від виходу №1 знаходяться на відстані $l_1 = 7\text{ м}$; $l_2 = 12\text{ м}$; $l_3 = 0$.

Щільність потоку людей на першому поверсі визначаємо по формулі:

$\dot{A}_1 = \frac{N_1 t}{l_1 \cdot V_1}$ де $N_1 = 6\text{ чол.}$ - число евакуйованих на першому поверсі (для

визначення щільності потоку до виходу №1).

$f = 0.125$ - середня площа горизонтальної проекції людини у зимовому одязі.

$\delta_1 = 0.5$ - ширина потоку.

$$\ddot{A}_1 = \frac{6 \cdot 0.125}{7 \cdot 0.5} = 0.21 \text{ м}^2.$$

По таблиці 4 додаток 1 СНиП II-2-80 знаходимо швидкість руху потоку на даному поверсі евакуації $v_1 = 50 \text{ м} / \text{с}$.

Значить, час руху на прямій ділянці:

$$t_1 = \frac{7}{50} = 0.14 \text{ с}.$$

Аналогічно визначаємо щільність та швидкість на наступних ділянках шляхом:

$$\ddot{A}_2 = \frac{6 \cdot 0.125}{12 \cdot 0.5} = 0.041 \text{ м}^2.$$

Так як щільність потоку вийшла менша від 0.1, то швидкість руху людського потоку на наступних ділянках шляху знаходимо по інтенсивності руху на кожній ділянці.

$$q_1 = \frac{q_{i-1} \cdot \delta_{i-1}}{\delta_1} < q_{\max}, \text{ де } \delta_1, \delta_{i-1} - \text{ширина розглядуваного (і) та передуючого}$$

йому (і-1) відрізка шляху;

q_1, q_{i-1} - значення інтенсивності руху потоку на розглядуваному (і) та передуючого йому (і-1) відрізка шляху.

$$q_2 = \frac{10.2 \cdot 0.5}{1.0} = 5.1 \text{ м} / \text{с} < q_{\max} = 16.5 \text{ м} / \text{с}.$$

(10.2 – по таблиці 6 додатку 1 БНіП II-2-80).

$$q_2 = \frac{5.1 \cdot 1.5}{1.5} = 5.1 \text{ м} / \text{с} < q_{\max} = 16 \text{ м} / \text{с}.$$

Цим значенням інтенсивності по табл. 4 додатку 1 СНиП II-2-80 відповідають швидкості руху $v = 96 \text{ м} / \text{с}$. Знаходимо час евакуації через дверний отвір:

$$t_3 = \frac{N}{\sum \delta \cdot h_0}, \text{ де}$$

$\sum \delta$ - сумарна ширина дверей;

$h_0 = 50 \cdot \delta / \text{с} / \text{с} \cdot \text{с}$. – пропускна здатність дверей шириною до 1.5м.

$$t_3 = \frac{700}{4 \cdot 1.5 \cdot 50} = 2.33 \text{ год.}$$

Визначаємо розрахунковий час евакуації:

$$t_p = t_1 + t_2 + t_3 = 0.14 + \frac{12}{96} + 2.33 = 2.59 \text{ год} < t_{i.a.} = 6 \text{ год.}$$

(СНиП II-2-80).

Звідси робимо висновок, що ширина та кількість дверей задовольняє нормативним вимогам в актовому залі для глядачів корпусу навчального корпусу.

6.3. Вибір та розрахунок блискавко захисту по БН 305-77 (п.1.4).

Очікувана кількість N вражень блискавкою будинків і споруд в рік, не обладнаних блискавко захистом, визначається по формулі:

$$N = (S + 6h)(L + 6h) \cdot n \cdot 10^6, \text{ де}$$

S і L – відповідна ширина і довжина будинку, що захищається, який має в плані прямокутну форму;

h – найбільша висота будинку;

n – середньо річне число ударів громом на 1 км^2 земної поверхні в місці розташування будинку (табл.2).

$$n = 9; \text{ (для м. Яремча).}$$

$$N = (39 + 6 \cdot 24)(78 + 6 \cdot 24) \cdot 9 \cdot 10^{-6} = 183 \cdot 222 \cdot 9 \cdot 10^{-6} = 0.36.$$

Зона Б. Будинок відноситься до III ступеню блискавко захисту.

Блискавко захист виконуємо у вигляді сітки із сталі $\phi 6$ і i з комірками не більше 12×12 і .

6.4. Безпека праці при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Питання, пов'язані з безпекою праці при виконанні будівельно-монтажних робіт розглянуті в розділі: « Технологія та організація будівельного виробництва», . ;

- 1). Тимчасові автомобільні дороги; розділ «Технологія та організація будівельного виробництва», графічна частина, «Будженплан».
- 2). Збір та відведення дощових вод; розглянуто в розділі «Технологія та організація будівельного виробництва»
- 3). Розміщення та площа санітарно-побутових приміщень; розглянуто в розділі «Технологія та організація будівельного виробництва».
- 4). Освітлення будівельного майданчика визначаємо по БН 81-80:

$$n = \frac{E_n \cdot k \cdot S}{F_e \cdot \eta \cdot n \cdot z};$$

$$S = 78 \cdot 39 = 3042 \text{ м}^2; k = 1,5;$$

Вибираємо лампу ПЗС-45 типу НГ220-1000.

Світловий потік – 18200лк = F_e

$$E_n = 25 \text{ лк}$$

$$n = \frac{25 \cdot 1,5 \cdot 3042}{18200 \cdot 0,38 \cdot 0,8 \cdot 0,75} = 27,5$$

Найменша висота встановлення прожектора: $I_0 = 200000 \text{ лк} \cdot \text{м}^2$.

ПЗС-45; $W = 1000 \text{ в}$;

$$h = \sqrt{\frac{200000}{300}} = 26 \text{ м};$$

$$h = 26 > 24 \text{ м}.$$

- 5). Питання по техніці безпеки при влаштуванні рулонної покрівлі розглянуті в розділі «Технологія та організація будівельного виробництва» в пункті «Технологічна карта». Графічна частина «Технологічна карта на влаштування рулонної покрівлі».

- 6). Розрахунок небезпечної зони при роботі крану розглянуто в розділі «Технологія та організація будівельного виробництва».

ВИСНОВКИ ТА ПРОПОЗИЦІЇ

1. В об'ємно-планувальному відношенні будинок навчального корпусу має прямокутну форму в плані з розмірами 27x78м. Будинок двоповерховий.
2. Запропоновані в дипломному проекті будівельні конструкції розраховані за чинними нормативними документами.
3. Вимоги щодо потрібної несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості виконано.
4. Розроблена об'ємно-планувальна та розрахунково-конструктивна схеми будівлі.
5. Після незначного доопрацювання проект може бути використаний під час реального проектування.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 17625-83 Конструкции и изделия железобетонные. Радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры.
2. ГОСТ 27677-88 Защита от коррозии в строительстве. Бетоны. Общие требования к проведению испытаний.
3. ГОСТ 24332-88 Кирпич и камни силикатные. Ультразвуковой метод определения прочности при сжатии.
4. ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
5. ДСТУ Б 6.2.6.2-95 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови.
6. ГОСТ 4.203-79 СПКП. Строительство. Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Номенклатура показателей.
7. ГОСТ 2678-94 Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Методы испытаний.
8. ДБН А.2.2-1-95 Проектування. Склад і зміст матеріалів оцінки впливу на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будівель і споруд. Основні положення проектування.
9. ДБН А.3.1-3-94 Управління, організація і технологія. Прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів. Основні положення.
10. СНиП 1.12.01-85. Инструкция о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений.
11. СНиП 1.02.07-87. Инженерные изыскания для строительства.
12. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика.
13. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
14. СНиП 2.02.01-83. Определения расчетных гидрологических характеристик.
15. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.

16. СНиП 11-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
17. СНиП 11-23-81. Стальные конструкции.
18. СНиП 11-25-80. Деревянные конструкции.
19. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
20. СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур.
21. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции.
22. СНиП 2.03.03-85. Армоцементные конструкции.
23. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.
24. СНиП 2.09.02-85. Производственные здания. СНиП 3.01.03-84
 Геодезические работы в строительстве.
25. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.
26. СНиП 3.04.03-86. Защита строительных конструкций от коррозии.
27. СНиП III-4-80. Техника безопасности в строительстве.
28. МСН 2.04.01-98. “Строительная климатология”.
29. Справочник проектировщика инженерных сооружений /Под ред. А.П.Величкина и В.Ш.Козлова : -К.: Будівельник, 1973.
30. Виброзащитные испытания зданий.М.:Стройиздат,1979.
31. Указания по технической эксплуатации крыш жилых зданий с рулонными, мастичными и стальными кровлями. МЖКХ РСФСР. М.: Стройиздат, 1987.
32. Допуски при веденні будівельно-монтажних і спеціальних робіт УРСР.К: Будівельник,1970.1190.
33. Технические указания по контролю качества строительного-монтажных работ. Методы и средства контроля. К:НИИСП,1982.183с.
34. Л.Н.Шатенко, А.Д.Гильман, Ю.А.Лупан. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование.-К:Вища школа.-1989.-328с.