

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

**магістра**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему:

**«Проект школи в Теофіполі з дослідженням  
типів фундаментів»**

Виконав: студент II курсу, групи МБд-2

спеціальності (напряму підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

\_\_\_\_\_ **Тесельський П.І.**  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник \_\_\_\_\_ **Коваль І.В.**  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль \_\_\_\_\_ **Данильченко С.М.**  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент \_\_\_\_\_  
(підпис) (прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП.....</b>		<b>5</b>
<b>1</b>	<b>АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.....</b>	<b>8</b>
1.1	Об'ємно-планувальне рішення .....	8
1.2	Архітектурно-конструктивне рішення .....	10
1.3	Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій .....	14
1.4	Підрахунок витрат тепла на опалення та вентиляцію будинку за укрупненими показниками .....	16
1.5	Техніко-економічні показники .....	16
<b>2</b>	<b>РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....</b>	<b>17</b>
2.1	Розрахунок і конструювання залізобетонного сходового маршу .....	17
2.2	Розрахунок і конструювання багатопустотної плити .....	19
2.3	Вибір та розрахунок фундаменту .....	28
2.4	Вітрове навантаження .....	33
2.6	Визначення осідання фундаменту .....	34
<b>3</b>	<b>НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....</b>	<b>37</b>
3.1	Постановка задачі дослідження .....	37
3.2	Порівняння збірного стрічкового і пальового фундаментів .....	43
<b>4</b>	<b>ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....</b>	<b>45</b>
4.1	Визначення номенклатури та об'ємів робіт .....	45
4.2	Вибір методів виконання робіт, машин та механізмів .....	49
4.3	Визначення кількості транспортних засобів .....	49
4.4	Підбір крану для монтажу .....	50
4.5	Розробка технологічної карти на монтаж конструкцій .....	51
4.6	Складання сіткового графіка виконання робіт .....	55
4.7	Проектування будгенплану об'єкта .....	58
<b>5</b>	<b>ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....</b>	<b>62</b>

5.1	Заходи по охороні праці .....	62
5.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	66
	<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....</b>	<b>70</b>
	<b>БІБЛІОГРАФІЯ .....</b>	<b>71</b>

## ВСТУП

В сучасному будівництві досить часто постає питання відновлення та продовження експлуатації існуючих будівель, що в значній мірі пов'язано з їх підсиленням. До них відносяться конструкції, які зазнали руйнування або непридатні до подальшої експлуатації. Такий їх стан може бути викликаний: помилками при проектуванні; неправильною експлуатацією; зміною призначення будівлі, що сьогодні не є рідкістю.

Найбільш відповідальною частиною будь-якої будівлі є фундаменти, розрахунку, проектуванню та зведенню яких будівельники повинні приділяти особливу увагу. Задача удосконалення якості розрахунку та проектування основ і фундаментів може бути успішно вирішена шляхом порівняння варіантів за допомогою сучасних ЕОМ.

За даними комісії ЮНІСЕФ майже один мільярд населення земної кулі ввійшов у XXI століття, не уміючи прочитати книгу або поставити власний підпис. Для десятків мільйонів дітей, змушених працювати протягом цілого дня, часто у небезпечних умовах, освіта залишається недоступною. Для інших – просто немає школи, в яку вони могли б ходити.

Наша держава підтримує усі нові починання, які стосуються знань. Школи, гімназії, ліцеї дають знання молодому поколінню, виростають нові академіки і професори, економісти і лікарі. Кожен вибирає професію, ще будучи школярем. Деякі гімназії та ліцеї вчать учнів за західними програмами. Такі програми базуються на поглибленому вивченні комп'ютера, іноземних мов.

Державі потрібні грамотні і висококваліфіковані спеціалісти.

Запропонований проект школи є реальним втіленням установи, де учні будуть мати високий рівень знань.

Мета роботи: виявити, який із технічно можливих варіантів фундаментів буде оптимальним для школи. Для досягнення поставленої мети потрібно провести розрахунок їх несучої здатності і кошторисної вартості, а також порівняти отримані результати.

В дипломній роботі проведено розрахунок двох варіантів фундаментів для ділянки під будівництво розташованій у селищі міського типу Теофіполі, по вулиці Богдана Хмельницького. Ділянка межує із півдня з річкою, а з півночі, заходу і сходу – з житловим масивом та проїжджою частиною.

Для досягнення поставленої мети вирішено задачі:

- 1) аналіз характеристик конструкцій будинку;
- 2) визначення типів ґрунтів, розрахунок значень їх фізичних характеристик, необхідних для з'ясування величин нормативних і розрахункових характеристик ґрунтів і розрахункового навантаження на основу;
- 3) визначення модуля деформації ґрунтів за даними камеральних або польових випробувань, а за відсутності таких даних – за нормами;
- 4) з'ясування розрахункових значень характеристик ґрунтів основи для першого і другого граничних станів;
- 5) складання зведених таблиць нормативних і розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів і висновки про несучу здатність ґрунтів;
- 6) розгляд 1–2 можливих типів фундаментів із відзначенням їх переваг і недоліків, обґрунтування раціонального типу фундаменту та вибір його матеріалу і конструкції;
- 7) визначення глибини закладання підшви фундаменту;
- 8) визначення розмірів фундаменту за умови, що середнє навантаження на підшві фундаменту не перевищує розрахункового навантаження на основу;
- 9) розрахунок фундаменту за матеріалом;
- 10) розрахунок осідання фундаментів  $S$  і порівняння його з граничними  $S_u$ . При додаванні основ із глинистих ґрунтів (при показнику текучості  $I_L > 0,5$ ) виконується також розрахунок осідання за часом;
- 11) розрахунок другого варіанта фундаменту з пал'ю заданої конструкції;
- 12) виконання необхідних висновків щодо використання отриманих даних;
- 13) прийняття конструкції гідроізоляції;

14) вибір способу провадження робіт (як для першого, так і для другого варіантів) і виконання пов'язаних з цим необхідних розрахунків. За необхідності – передбачення шпунтових огорож, зниження рівня ґрунтових вод та ін.;

15) виконання техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів, на підставі чого прийняття найбільш раціональної конструкції;

16) висновки щодо порівняння можливих варіантів, виконаних розрахунків та обґрунтування прийнятих рішень.

Об'єкт, методи та джерела дослідження: Об'єктом дослідження є несуча здатність фундаментів. Предмет дослідження – фундаменти різних типів.

Методи виконання роботи: розрахунково-аналітичне дослідження.

Наукова новизна отриманих результатів:

Отримала подальший розвиток методика оптимізації фундаментів для конкретних геологічних умов і конструктивних особливостей будівлі, яка полягає в комплексному порівнянні техніко-економічних показників кожного з розглянутих типів.

Практичне значення отриманих результатів:

Полягає у підвищенні рентабельності будівництва при зберіганні високої якості продукції і мінімальних матеріальних затратах. Отримані результати доцільно використовувати при виконанні проектних розрахунків фундаментів.

Проведено розрахунок та проектування нетипових будівельних конструкцій будинку зі збірним перекриттям, в подальшому проект може бути використаний для будівництва нових будівель.

## РОЗДІЛ 1

### Архітектурно-будівельний

#### 1.1 Об'ємно-планувальне рішення

Архітектурно-планувальне рішення генерального плану обумовлене місцем знаходження майданчика будівництва, сформованою транспортною схемою, вимогами технологічних потреб та інженерного забезпечення, дотриманням санітарних та протипожежних вимог та норм.

Згідно з вимогами ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення виконано проєкт. Будівля розташована в селищі міського типу Теофіполі Хмельницької області.

По всьому периметру металевими рамами із натягнутою сіткою в середині огорожується територія школи. Металеві рами кріпляться до металевих стійок з інтервалом 2,5 м. і висотою 1,5 м. Генеральний план школи узгоджений з загальним планом забудови і розвитком району з обслуговування шкільних і дошкільних установ.

Два в'їзди передбачаються на територію школи. Один в'їзд з сторони перспективної зони будівництва, ширина воріт запроектована 5,0 м і другий в'їзд з головної вулиці на територію до гаражу і парникового господарства шириною 3,5 м.

На території школи дороги запроектовані шириною 6,0 м і в зоні парникового господарства шириною 3,5 м, покриття доріг асфальтоване.

Організовані ухилами до доріг і ухилами доріг 3% до прийомних ґрат зливової каналізації - зливі стоки.

Передбачене розміщення стадіону з футбольним полем, баскетбольним і волейбольним майданчиками, гаража та автомобільної стоянки на території школи.

Згідно санітарно-гігієнічних умов на площадці передбачено заходи з озеленення: посаджено дерева хвойні, листяні, кущі, площадки з трав'яним покриттям.

Від головної дороги посаджено дерева листяні і кущі, які захищають школу від звукового шуму і пилу.

Поперечний профіль дороги двопохилий з бордюрами і поперечним нахилом  $i = 0,020$ . Покриття автомобільних доріг і площадок прийнято двохшаровий асфальтобетон.

Передбачено тротуари шириною 1,0 м, перед головним входом і запасним виходом, площадки викладені залізобетонними плитами розмірами 500x500 мм, на території школи. Для відведення атмосферних вод з території школи передбачені каналізаційні лотки, які підключені в міську систему очисних споруд.

Територія школи освітлюється ввечері верхніми лампами, зафіксованими до залізобетонних стовпів.

Запроектована будівля трьохповерховою прямокутної форми розмірами в плані 57,7x18,3 м. Висота поверху - 3,3 м. Сполучення між поверхами здійснюється по сходових клітках. Кількість сходових кліток - 2.

На першому поверсі передбачені такі приміщення: навчальні кабінети для молодших класів, гардероби, їдальня, майстерні, санвузли.

На другому поверсі передбачені такі приміщення: навчальні кабінети, актовий зал, спортивні роздягальні, спортивний зал, санвузли.

На третьому поверсі передбачені навчальні кабінети, бібліотека, санвузли, лабораторії.

Школа відноситься до I ступені вогнестійкості згідно ДБН В.2.5-56:2014.

На протязі необхідного часу евакуації, евакуаційний шлях забезпечує евакуацію через евакуаційні виходи всіх людей. Кількість евакуаційних виходів із школи прийнято три із кожного поверху – два. Час евакуації для будинку I ступені вогнестійкості – 5 хв.

Усі приміщення і сходові клітки мають природне освітлення через вікна у відповідності з вимогами ДБН.



## 1.2 Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля цегляна, запроектована по стіновій системі.

Конструктивна схема будівлі з поздовжніми і поперечними несучими стінами із змішаним кроком поперечних несучих стін і обпиранням плит перекриття по 2 сторонах.

Жорсткість будівлі забезпечується за рахунок:

- міцності застосовуваного матеріалу для кладки (силікатної цегли), зв'язуючого матеріалу, системи багаторядної перев'язки, армованої горизонтальними сітками цегляної кладки і установкою вертикальної арматури;
- горизонтальної діафрагми жорсткості – диска, що складається з плит перекриття, які пов'язані анкерами одна з одною, стики плит перекриття замоноличуються;
- просторової жорсткості - зв'язку зовнішніх стін з горизонтальним диском жорсткості за допомогою зварювання анкерів та замоноличування стиків з внутрішніми стінами.

### 1.2.1 Фундаменти

В проекті використано стрічкові збірні залізобетонні фундаменти, що складаються з залізобетонних подушок і блоків заводського виготовлення.

Глибина залягання фундаментів під стіни визначена розрахунком і рівна 1,36 м з відміткою закладення на рівні - 2,41 м. Залізобетонні блоки підвалу встановлюються по шару цементно-піщаного розчину товщиною 20-50 мм на фундаментні подушки.

Для захисту стін від атмосферної вологи і запобігання розмивання ґрунту і зовнішніх стін дощовою водою в проекті застосовано вимощення з ухилом від будівлі 3% шириною 0,5 м, що складається з:

- ущільненого ґрунту;
- щебеневої основи товщиною 150 мм;

- асфальтового покриття 30 мм.

Захист стін підвалу від проникнення вологи, що піднімається по порах будівельних матеріалів, і просочування крізь фундамент ґрунтової вологи досягається шляхом влаштування:

1. Горизонтальної класної гідроізоляції, виконаної з 2 шарів цементного розчину і розташованими між ними 2 шарами рубероїду на мастиці на рівні 0,28 м;
2. Вертикальної обмазувальної гідроізоляції з бітуму поверхонь стін підвалу, що стикаються з ґрунтом;
3. Горизонтальної гідроізоляції у вигляді включення прошарку з цементного розчину складу 1:2.

### **1.2.2 Стіни**

У роботі використані тришарові зовнішні цегляні стіни товщиною 510 мм із силікатної цегли щільністю  $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$ .

Теплотехнічним розрахунком визначена конструкція і товщина стін, яка забезпечує нормативний температурно-вологісний режим приміщень.

Стіни, кам'яні, виконуються в техніці ручної кладки. У проекті використовуються полегшені види кладки. Для зв'язку зовнішньої і внутрішньої частин стіни застосовуються сталеві зв'язки. Поздовжні ряди виконуються з ретельним заповненням розчином всіх вертикальних і горизонтальних шарів і ошкурювання поверхонь стіни. У поперечних стінах віконних простінків і через одну поперечну стінку на глухих ділянках стіни арматура вкладається на рівні середини поверху. При заповненні колодязів утеплювачем через 5-6 рядів цегли встановлюються розчинні армовані діафрагми, що запобігають осіданню сипучих матеріалів. В деформаційних швах по всій висоті будівлі прокладаються два шари толі і проводиться ретельне закладення просмоленим клоччям або мінеральною ватою.

Внутрішні несучі стіни запроектовані із силікатної цегли  $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$ , товщиною 380 мм. Перегородки із силікатної цегли  $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$ , товщиною 120 мм.

### 1.2.3 Переkritтя

Переkritтя виконане зі збірних залізобетонних кругло-пустотних панелей товщиною 220 і 300 мм з  $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$  з опиранням по двох сторонах.

Шляхом зварювання анкерів в шаховому порядку і замонолічування швів з утворенням розчинної плівки в плитах забезпечується жорсткість диска переkritтя.

Фіксаторами в несучих стінах контролюється проектне положення плит. Перед початком монтажу порожнини панелей переkritтів і розпірок заповнюються цеглою на розчині.

Дах складається з несучої конструкції і покрівлі.

У даному проекті застосовано двоскатний дах з горищем з зовнішнім водостоком, покрівля – металочерепиця.

### 1.2.4 Сходи

У проекті застосовані сходи з залізобетонних сходових маршів. Ухил сходових маршів 1:1,5 з розмірами сходинок 300x1350 мм.

Залізобетонні сходові майданчики облицьовані керамічною плиткою; проступки обклеєні лінолеумом і окантовані обрамленням з полівінілхлориду.

Огорожа металева висотою 1 м, поручні - полівінілхлоридні.

### 1.2.5 Столярні вироби

Розмір вікон визначений з розрахунку:

$$S_o = (1/8 \dots 1/5) S_n, \quad (1.1)$$

де  $S_o$ -сумарна площа всіх вікон приміщень, м<sup>2</sup>;

$S_n$ -площа підлоги приміщення, м<sup>2</sup>.

У проекті застосовані віконні блоки з дерев'яними палітурками по ДСТУ Б В.2.6-24-2001. Вікна - з дерева і скла, по серії 1.136.11.

Над віконними і дверними прорізами запроектовані залізобетонні перемички.

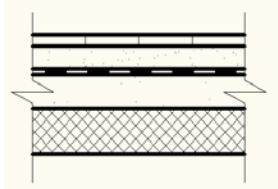
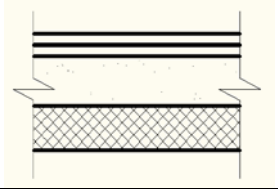
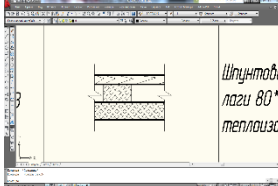
### 1.2.6 Внутрішнє та зовнішнє оздоблення будівлі

У проекті застосовані 3 види підлог. На першому поверсі запроектовані утеплені підлоги.

Оздоблення внутрішніх приміщень – згідно табл. 1.1.

Для оздоблення фасаду застосовано облицювальну цеглу. Цоколь облицьований керамічною плиткою. Стіни фасаду виконуються із застосуванням розшивки.

Таблиця 1.1 – Есплікація підлоги

Приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги	Площа, м <sup>2</sup>
Вестибюль, їдальня, душові, санвузли	1		Керамічна плитка на цементному розчині – 30 мм, Гідроізоляція – 10 мм, Цементна стяжка – 25 мм, Утеплювач – 40 мм, Гідроізоляція – 10 мм	478
Коридор, кабінети	2		Паркет на смолянистій основі – 25 мм, Цементна стяжка – 15 мм, Утеплювач – 50 мм, Гідроізоляція – 10 мм	3060
Актовий зал, спортзал, майстерні	3		Шпунтовані дошки – 20 мм, Лаги 80x40 через 500 мм – 40 мм, Утеплювач – 40 мм	662

Таблиця 1.2 – Відомість оздоблення внутрішніх приміщень

Приміщення	Стеля		Стіни або перегородки		Примітки
	Площа, м <sup>2</sup>	Вид оздоблення	Площа, м <sup>2</sup>	Вид оздоблення	
Навчальні кабінети	3600	Побілка	10205	Фарба ПВХ	
Адміністративні приміщення	364	Влаштування підвісної стелі	1092	Поклейка шпалер	
Допоміжні приміщення	521	Побілка	1563	Фарба ПВХ	
Санітарно-побутові приміщення	122	Побілка	366	Облицювання керамічною плиткою	
Коридори, вестибюль	210	Влаштування підвісної стелі	630	Фарба ПВХ	

### 1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Кліматичні дані місця будівництва школи смт.Геофіполь Хмельницької області прийнято згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.

- температура холодної п'ятиденки  $t_{x,5} = - 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- температура абсолютно мінімальна  $t = - 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- температура зовнішнього повітря  $t_z = - 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- температура внутрішнього повітря  $t_B = + 18 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- зона вологості 2 (нормальна);
- довготривалість опалювального сезону  $z_{оп.пер.} = 177$  діб;
- середня температура опалювального періоду  $t_{оп.пер.} = -1,3 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- умови експлуатації конструкцій - "Б" згідно ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель

Огороджуючі конструкції зовнішніх стін школи - тришарові із силікатної цегли щільністю  $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$  товщиною  $\delta = 510 \text{ мм}$  з шаром утеплювача – пінополістиролу.

Визначаємо товщину шару утеплювача.

Для цегляної кладки коефіцієнт теплопровідності  $\gamma_1 = \gamma_3 = 0.87$  Вт/м °С; для утеплювача -  $\gamma_2 = 0,052$  Вт/м °С.

$R_{0 \text{ потр.}}$  - потрібний опір теплопередачі.

Коефіцієнт, що враховує залежність положення огорожуючої конструкції по відношенню до зовнішнього повітря  $n=1$ .

Нормований температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції  $\Delta t = 4$  °С.

Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції  $\alpha_B = 8,7$ ;  $\alpha_3 = 23$ .

$$R^{(1)}_{0 \text{ потр.}} = n \cdot (t_B - t_3) / \Delta t \cdot \alpha_B = 1 \cdot (18 + 23) / 4 \cdot 8,7 = 1,178 \quad (1.2)$$

Градусо-днів опалювального періоду

$$\text{ГДОП} = (t_B - t_{\text{оп.пер.}}) \cdot Z_{\text{оп.пер.}} = (18 + 1,3) \cdot 177 = 3416,1. \quad (1.3)$$

Для знайденого ГДОП  $R^{(2)}_{0 \text{ потр.}} = 2,6$

$$R_0 = 1/\alpha_B + \delta_1/\gamma_1 + \delta_2/\gamma_2 + \delta_3/\gamma_3 + 1/\alpha_3 \quad (1.4)$$

$$2,6 = 1/8,7 + 0,12/0,87 + \delta_2/0,052 + 0,25/0,87 + 1/23$$

$$\delta_2 = 0,105 \text{ м.}$$

Приймаємо  $\delta_2 = 0,14$  м, тоді повна товщина стіни  $\delta = 0,51$  м.

Визначаємо опір теплопередачі над перекриттям:

1. паркет – 0,03 м.

2. цементна стяжка – 0,02 м.

3. утеплювач – 0,08 м.

4. пароізоляція – 0,003 м.

5. залізобетонна панель – 0,3 м.

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 0,13 + 0,01 + 0,47 + 0,013 + 0,11 + \frac{1}{23} = 0,89 < R_{np} = 2,9 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°С}}{\text{Вт}}$$

Коефіцієнт опору теплопередачі у вікні:

$R_3 = R_{\text{потр}} = 0,42$  – подвійне засклення в роздільних дерев'яних рамах.

Опір теплопередачі дверей:

$$R = R_{\text{потр}} * 0,6 = 2,1 * 0,6 = 1,26 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°С}}{\text{Вт}}$$

Приймаємо подвійні двері з тамбуром.

#### 1.4 Підрахунок витрат тепла на опалення та вентиляцію будинку за укрупненими показниками

Кількість тепла на опалення:

$$Q_0 = a \times q_0 \times V_{\text{буд}} \times (t_{\text{в}} - t_{\text{х.5}}); \quad (1.5)$$

де  $q_0 = 0.38 \text{ Вт/м}^2 \text{ } ^\circ\text{С}$

$V_{\text{буд}}$  – будівельний об'єм опалювального будинку,  $V_{\text{буд}} = 20751 \text{ м}^3$

$a$  – поправочний коефіцієнт, на вплив кліматичних умов,  $a = 1,12$

$t_{\text{в}}$  – середня розрахункова температура внутрішнього повітря  $t_{\text{в}} = 18 \text{ } ^\circ\text{С}$

$t_{\text{з}}$  – розрахункова температура зовнішнього повітря,  $t_{\text{з}} = -20 \text{ } ^\circ\text{С}$

$$Q = 0,38 * 1,12 * 20751 * (18 + 20) = 335,6 \text{ кВт}$$

Кількість тепла на вентиляцію:

$$Q_B = q_B \times V_{\text{буд}} \times (t_{\text{в}} - t_{\text{х.н}}); \quad (1.6)$$

де  $q_B = 0,35 \text{ Вт/м}^2 \text{ } ^\circ\text{С}$

$$Q_B = 0,35 * 20751 * (18 + 23) = 297,78 \text{ кВт}$$

#### 1.5 Техніко-економічні показники

- Корисна площа будівлі	$P_k = 3920 \text{ м}^2$
- Загальна площа будівлі	$P_z = 4573 \text{ м}^2$
- Площа зовнішніх стін	$c = 3705,5 \text{ м}^2$
- Будівельний об'єм будівлі	$V_{\text{буд}} = 20751 \text{ м}^3$
- Площинний коефіцієнт	$K_1 = P_k / P_z = 0,85$
- Об'ємний коефіцієнт	$K_2 = V_{\text{буд}} / P_z = 4,54$
- Коефіцієнт компактності будівлі	$K_3 = V_{\text{буд}} / c = 5,60$
- Коефіцієнт економічності форми	$K_4 = P_z / V_{\text{буд}} = 0,22$

## РОЗДІЛ 2

### Розрахунково-конструктивний

#### 2.1 Розрахунок і конструювання залізобетонного сходового маршу

Розрахунок і конструювання залізобетонного маршу шириною 1,20м для сходів школи. Висота поверху 3м. Кут нахилу маршу  $\alpha=30^0$ , сходинок розміром 15×30 см. Бетон класу В25, арматура каркасів класу А-300С, сіток-класу Вр-I.

Розрахункові дані бетону і арматури:

бетону В25 –  $R_b=14,5$  МПа;  $R_{bt}=1,05$  МПа;  $\gamma_{b2}=0,9$ ;  $R_{b,ser}=18,5$  МПа;  $R_{bt,ser}=1,6$  МПа;  $E_b=27000$  МПа;

для арматури класу А-300С –  $R_s=280$  МПа;  $R_{sw}=215$  МПа;

для дротяної арматури класу Вр-I –  $R_s=365$  МПа і  $R_{sw}=265$  МПа при  $d=4$ мм.

##### 2.1.1 Визначення навантажень і зусиль

Навантаження від стандартних сходових маршів для об'єктів громадського призначення становить  $g^n=3,6$  кН/м<sup>2</sup> горизонтальної проекції. Непостійне стандартне навантаження для сходових прольотів становить  $p^n=3$  кН/м<sup>2</sup>, коефіцієнт надійності  $\gamma_f=1,2$ ; довготривале тимчасове навантаження  $p^{n_{ld}}=1$  кН/м<sup>2</sup>.

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу

$$q=(g^n \times \gamma_f + p^n \times \gamma_f) \times a = (3,6 \times 1,2 + 3 \times 1,2) \times 1,35 = 10,3 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту маршу

$$M = \frac{q \times l^2}{8 \times \cos \alpha} = \frac{10,3 \times 3^2}{8 \times 0,867} = 13,3 \text{ кНм.}$$

$$\text{Поперечна сила на опорі } Q = \frac{q \times l}{2 \times \cos \alpha} = \frac{10,3 \times 3}{2 \times 0,867} = 17,8 \text{ кН.}$$



### 2.1.2 Попереднє призначення розмірів маршу

Відповідно до існуючих стандартних будов та розмірів маршів призначаємо товщину плити (по січенню між сходишками)  $h_f=30$  мм, висоту ребер (косоурів)  $h=170$  мм, товщину ребер  $b_r=80$  мм. Проведемо заміну реального перерізу сходового маршу на відповідний йому тавровий з полочкою в стиснутій зоні:  $b=2 \times b_r=2 \times 80=160$  мм; ширину полочки за умов відсутніх поперечних ребер беремо меншою  $b_f=2 \times (l/6)+b=2 \times (300/6)+16=116$  см або  $b_f=12 \times h_f+b=12 \times 3+16=52$  см, приймаємо  $b_f=52$  см.

### 2.1.3 Підбір площі перерізу повздовжньої арматури

Встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу (при  $x = h_f$ ): при  $M \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b_f \times h_f \times x (h_0 - 0,5 \times h_f)$  нейтральна вісь проходить в полочці;

$$1330000 < 14,5 \times (100) \times 0,9 \times 52 \times 3 (14,5 - 0,5 \times 3) = 2640000 \text{ Нсм};$$

Умова виконується, нейтральна вісь проходить в полочці, розрахунок арматури виконуємо за формулами для прямокутних перерізів шириною  $b_f=52$  см.

$$\text{Обчислюємо: } A_0 = \frac{M \times \gamma_n}{R_b \times \gamma_{b2} \times b_f \times h_0^2} = \frac{1330000 \times 0,95}{14,5 \times (100) \times 0,9 \times 52 \times 14,5^2} = 0,089;$$

знаходимо  $\eta=0,953$ ;  $\xi=0,095$ ;

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{1330000 \times 0,95}{0,95 \times 14,5 \times 280 \times (100)} = 3,26 \text{ см}^2;$$

приймається 2  $\varnothing$  14 А-300С,  $A_s=3,08 \text{ см}^2$  (-4,5% допускається). При 2  $\varnothing$  16 А-300С,  $A_s=4,02 \text{ см}^2$  (+25% - значний перерозхід арматури). В кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасу К-1.

### 2.1.4 Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу

Поперечна сила на опорі  $Q_{\max}=17,8 \times 0,95=17 \text{ кН}$ .

Обчислюємо проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь  $c$ :

$$V_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2,$$

$$\text{де } \varphi_n = 0; \varphi_f = 2 \times \frac{0,75 \times (3 \times h_f) \times h_f}{b \times h_0} = 2 \times \frac{0,75 \times 3 \times 3^2}{2 \times 8 \times 14,5} = 0,175 < 0,5;$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,175 < 1,5 ;$$

$$V_b = 2 \times 1,175 \times 1,05 \times 0,9 \times (100) \times 16 \times 14,5^2 = 7,5 \times 10^5 \text{ Н/см};$$

В розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , так як  $Q_b = V_b/2$ , тоді  $c = V_b / (0,5 \times Q) = 7,5 \times 10^5 / (0,5 \times 17000) = 88,3$  см, що більше  $2 \times h_0 = 29$  см.

Тоді  $Q_b = V_b / c = 7,5 \times 10^5 / 29 = 25,9 \times 10^3 \text{ Н} = 25,9$  кН, що більше  $Q_{\max} = 17$  кН, відповідно, в необхідності в поперечній арматурі немає.

В 1/4 прольоту призначаємо з конструктивних міркувань поперечні стержні –  $\varnothing 6A-240C$  кроком  $s = 80$  мм (де більше  $h/2 = 170/2 = 85$  мм),  $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$ ,  $R_{sw} = 175$  МПа; для двох каркасів  $n = 2$ ,  $A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2$ ;  $\mu_w = 0,566 / (16 \times 8) = 0,0044$ ;  $\alpha = E_s / E_b = 2,1 \times 10^5 / 2,7 \times 10^4 = 7,75$ . В середині частині ребер поперечну арматуру розміщуємо з кроком 200 мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій полосі між похилими тріщинами за формулою:

$$Q \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0,$$

$$\text{де } \varphi_{w1} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_w = 1 + 5 \times 7,75 \times 0,0044 = 1,17; \varphi_{b1} = 1 - 0,01 \times 14,5 \times 0,9 = 0,87;$$

$$Q = 17000 < 0,3 \times 1,17 \times 0,87 \times 14,5 \times 0,9 \times 16 \times 14,5 \times (100) = 93000 \text{ Н};$$

Умова виконується, міцність маршу по перерізу забезпечена.

## 2.2 Розрахунок і конструювання багатопустотної плити

Потрібно розрахувати і законструювати збірну залізобетонну конструкцію міжповерхового перекриття школи при таких даних:

Поперечний проліт  $l_1=6,4$  м, тимчасове навантаження на перекриття  $p^n=1800$  Н/м<sup>2</sup>. Багатопустотна плита з номінальною довжиною 6,4 м, шириною 1,2 м, висотою 22 см.

### 2.2.1 Визначення навантажень і зусиль

На 1 м довжини плити шириною 120 см діють навантаження, Н/м: тимчасове нормативне  $p^n=1500 \times 1,2=3000$ ; тимчасове розрахункове  $p=1950 \times 1,2=2340$ ; постійне і довготривале нормативне  $q^n=4550 \times 1,2=5460$ ; постійне і довготривале розрахункове  $q=5200 \times 1,2=6240$ ; в сумі нормативне  $q^n+p^n=5460+3000=8460$ ; в сумі розрахункове  $q+p=2340+6240=8580$ .

Розрахунковий згинаючий момент від повного навантаження

$$M=(q \times l_0^2 \times \gamma_n)/8=(8580 \times 6,25^2 \times 0,95)/8=39800 \text{ Нм},$$

$$\text{де } l_0=6,4-0,2/2-0,1/2=6,25\text{м};$$

Розрахунковий згинаючий момент від повного нормативного навантаження (для розрахунку прогину і тріщиностійкості) при  $\gamma_f=1$ .

$$M^n=(q^n \times l_0^2 \times \gamma_n)/8=(8460 \times 6,25^2 \times 0,95)/8=39300 \text{ Нм};$$

те ж, від нормативного постійного і довготривалого тимчасового навантажень

$$M_{ld}=(5460 \times 6,25^2 \times 0,95)/8=25400 \text{ Нм};$$

Те ж, від нормативного тимчасового навантажень

$$M_{ld}=(3000 \times 6,25^2 \times 0,95)/8=14000 \text{ Нм}.$$

Максимальна поперечна сила на опорі від розрахункового навантаження

$$Q=(q \times l_0 \times \gamma_n)/2=(8580 \times 6,25 \times 0,95)/2=25500 \text{ Н};$$

те ж, від нормативного навантаження

$$Q^n=(8460 \times 6,25 \times 0,95)/2=25200 \text{ Н};$$

$$Q_{ld}=(6240 \times 6,25 \times 0,95)/2=18600 \text{ Н}.$$

### 2.2.2 Підбір перерізу

Для виготовлення збірної плити приймаємо: бетон класу В30,  $E_b=32,5 \times 10^4$  МПа;  $R_{bt}=1,2$  МПа;  $\gamma_{b2}=0,9$ ; повздовжню арматуру – з сталі класу А-II,  $R_s=280$  МПа, поперечну арматуру – з сталі класу А-240С,  $R_s=225$  МПа і  $R_{sw}=175$  МПа; армування – зварними сітками і каркасами; зварні сітки в верхній і нижній полицках плити – з дроту класу В<sub>p</sub>-I,  $R_s=360$  МПа при  $d=5$  мм і  $R_s=365$  МПа при  $d=4$  мм.

Плиту розраховуємо, як балку прямокутного перерізу з заданими розмірами  $b \times h=120 \times 22$  см (де  $b$  - номінальна ширина;  $h$  - висота плити). Проектуємо плиту шести пустотною. В розрахунку поперечний переріз пустотної плити приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу. Замінюємо площу круглих пустот прямокутниками такої ж площі і цього ж моменту інерції.

Обчислюємо:

$$h_f=0,9 \times d=0,9 \times 15,9=14,3 \text{ см};$$

$$h_f=h'_f=(h-h_1)/2=(30-14,3)/2=7,85 \text{ см} \approx 7,5 \text{ см};$$

приведена товщина ребер  $b=117-6 \times 14,3=31,2$  см (розрахункова ширина стиснутої полицки  $b'_f=117$  см).

### 2.2.3 Розрахунок на міцність нормальних перерізів

Попередньо перевіряємо висоту перерізу плити перекриття з умови забезпечення міцності при виконанні необхідної жорсткості за формулою:

$$h = \frac{c \times l_0 \times R_s}{E_s} \times \frac{2 \times g^n + p^n}{q^n} = \frac{18 \times 625 \times 280}{2,1 \times 10^5} \times \frac{2 \times 4550 + 1500}{6050} = 29,8 \approx 30 \text{ см}$$

Прийнята висота перерізу  $h=30$  см достатня. Відношення  $h'_f/h=7,8/30=0,26 > 0,1$ ; в розрахунок вводимо всю ширину полицки  $b'_f=117$  см.

Обчислюємо за формулою:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \times \gamma_{b2} \times b_f \times h_0^2} = \frac{3980000}{17 \times 0,9 \times 117 \times 22^2 \times (100)} = 0,046;$$

де  $h_0=h-a=30-8=22$  см;  $\xi=0,046$ ;  $\eta=0,978$ .

Висота стиснутої зони  $\alpha=\xi \times h_0=0,046 \times 22=1,012$  см  $< h'_f=7,8$  – нейтральна вісь проходить в межах стиснутої полицки. Площа перерізу повздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{3980000}{0,978 \times 22 \times 280 \times (100)} = 6,6 \text{ см}^2;$$

попередньо приймаємо  $6\text{Ø}12\text{A}-300\text{C}$ ,  $A_s=6,79$  см<sup>2</sup>, а також враховуємо сітку

$$C-1 \frac{5B_p - I - 250}{4B_p - I - 250} \times 1170 \times 6350 \times \frac{25}{20}, A_{s1}=6 \times 0,116=1,18 \text{ см}^2; \quad \sum A_s=1,18+6,79=7,97 \text{ см}^2;$$

стержні розміщуємо по два в крайніх ребрах і два в одному середньому ребрі.

## 2.2.4 Розрахунок міцності похилих перерізів

Перевіряємо умову необхідності постановки поперечної арматури для пустотних плит,  $Q_{\text{mas}}=25,5$  кН.

Обчислюємо проекцію  $c$  похилого перерізу за формулою

$$c = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / Q_b = V_b / Q_b,$$

де  $\varphi_{b2}=2$ - для важкого бетону;  $\varphi_f$ - коефіцієнт, що враховує вплив зв'язів стиснутих полицок ; в пустотній плиті при семи ребрах

$$\varphi_f = 7 \times 0,75 \times \frac{(3 \times h'_f) \times h'_f}{b \times h_0} = 7 \times 0,75 \times \frac{3 \times 7,8 \times 7,8}{31,2 \times 22} = 1,4 > 0,5;$$

$\varphi_n=0$ , при відсутності зусиль обтиску значення

$$V_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times (1 + 1,4) \times 1,2 \times 0,9 \times 31,2 \times 22^2 \times (100) = 78,3 \text{ Нсм.}$$

В розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , відповідно  $c = V_b / (0,5 \times Q) = 78,3 / (0,5 \times 25500) = 262 \text{ см} > 2 \times h_0 = 2 \times 22 = 44$  см. Приймаємо  $c=44$  см, тоді  $Q_b = V_b / c = 78,3 \times 10^5 = 1,8 \times 10^5 \text{ Н} = 180 \text{ кН} > Q = 25,5 \text{ кН}$ . Значить, поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

Поперечну арматуру передбачаємо з конструктивних умов, розміщуючи її з кроком :  $S < h/2 = 30/2 = 15$  см.

Призначаємо поперечні стержні діаметром 6 мм класу А-240С через 10 см біля опор на ділянках довжиною 1/4 прольоту. В середній 1/2 частині плити для

зв'язку повздовжніх стержнів каркасу за конструктивними міркуваннями ставимо поперечні стержні через 0,5 м. Якщо в нижню сітку С-1 включити робочі повздовжні стержні, тоді при опорні каркаси можна обірвати в 1/4 прольоту плити.

## 2.2.5 Визначення прогинів

Момент в середині прольоту від повного нормативного навантаження  $M^n=39300$  Нм; від постійного і довготривалого навантаження  $M_{ld}=25400$  Нм; від тимчасового навантаження  $M_{cd}=14000$  Нм.

Визначаємо прогин плити наближеним методом, використовуючи значення  $\lambda_{lim}$ . Для цього попередньо обчислюємо:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b_f - b) \times h_f}{b \times h_0} = \frac{(117 - 31,2) \times 7,8}{31,2 \times 22} = 0,975;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s \times E_s}{b \times h_0 \times E_b} = \frac{7,97 \times 2,1 \times 10^5}{31,2 \times 22 \times 32500} = 0,075.$$

Знаходимо  $\lambda_{lim}=23$ , при  $\mu\alpha=0,1$  і арматурі класу А-30.

Загальна оцінка деформативності плити за формулою:  $l/h_0 + (18 \times h_0)/l < \lambda_{lim}$ ,

Так, як  $l/h_0=625/22=29 > 10$ , другий член лівої частини нерівності через незначність не враховуємо і оцінюємо за умовою  $l/h_0 < \lambda_{lim}$ :

$$l/h_0=29 > \lambda_{lim}=23;$$

умова не задовільняється, потрібен розрахунок прогинів.

Прогин в середині прольоту плити за формулою від постійних і довготривалих навантажень

$$f_{max} = (S \times l^2) / r_c = (5/48) \times 6,25^2 \times (1/r_c);$$

де  $1/r_c$ -кривизна в середині плити, визначається за формулою:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{1}{E_s \times A_s \times h_0^2} \times \frac{M_{ld} - k_{2ld} \times b \times h^2 \times R_{bt,ser}}{k_{1ld}} = \frac{1}{2,1 \times 10^5 \times (100) \times 7,97 \times 22^2} \times \frac{2540000 - 0,08 \times 31,2 \times 30^2 \times 1,8 \times (100)}{0,43} = 6,2 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

де  $k_{1ld}=0,43$  і  $k_{2ld}=0,08$ .

Обчислюємо прогин  $f$  наступним чином:  $f_{max}=(5/48) \times 625^2 \times 6,2 \times 10^{-5} = 2,6$  см, що менше  $f_{lim}=3$  см для елементів перекриття з плоскою стелею при  $l=6 \div 7,5$  м.

### 2.2.6 Розрахунок плити на розкриття тріщин

Плита перекриття відноситься до третьої категорії тріщиностійкості, як елемент, що експлуатується в закритому приміщенні і армований стержнями зі сталі класу А-300С. Гранично допустима ширина розкриття тріщин  $a_{crc1}=0,4$  мм і  $a_{crc2}=0,3$  мм.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, розрахованих на розкриття тріщин, нормальних до повздожньої осі, при дії короткочасних і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max},$$

де  $a_{crc1} - a_{crc2}$  – нарощування ширини розкриття тріщин в результаті короткочасного збільшення навантаження від постійного і довготривалого до повного;  $a_{crc3}$  – ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$a_{crc} = \delta \times \varphi_1 \times \eta \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times 20 \times (3,5 - 100 \times \mu) \times \sqrt[3]{d} \times \delta_a;$$

Для обчислення  $a_{crc}$  використовуємо дані норм і величин, отриманні при визначенні прогинів:

$\delta=1$  - як для згинаючих елементів;  $\eta=1$  - для стержневої арматури періодичного профілю;  $d=1,2$  см - за розрахунком;  $E_s=2,1 \times 10^5$  МПа – для сталі класу А-300С;  $\delta_a=1$ , так як  $a_2=3$  см  $< 0,2 \times h=0,2 \times 30=6,0$  см;  $\Phi_1=1$  – при короткочасних навантаженнях і  $\varphi_1=1,2-15 \times \mu$  – при постійних і довготривалих навантаженнях;

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{7,97}{31,2 \times 22} = 0,022 > \mu=0,02$$

приймаємо  $\mu=0,02$ , тоді  $\varphi_1=1,2-15 \times 0,02=0,9$ ;

$$\sigma_s = M / (A_s \times z_1) = M / W_s.$$

Визначаємо  $z_1$ :

$$z_1 = h_0 \times \left[ 1 - \frac{(\varphi_f \times h_f / h_0 + \xi^2)}{2 \times (\varphi_f + \xi)} \right],$$

тут  $\varphi_f = 0,55$ ;  $h_f / h_0 = 7,8 / 30 = 0,35$ ;  $h_0 = 22$  см; знаходимо  $\xi$ :

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times (\delta + \lambda)}{10 \times \mu_\alpha}};$$

$$\lambda = \varphi_f \times [1 - h_f / (2 \times h_0)] = 0,55 \times [1 - 7,8 / (2 \times 22)] = 0,452.$$

Значення  $\delta$  від дії всього нормативного навантаження:

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} \times b \times h_0^2} = \frac{3930000}{22 \times (100) \times 117 \times 22^2} = 0,03;$$

теж, від дії постійного і довготривалого навантаження:

$$\delta_{ld} = \frac{M_{ld}}{R_{b,ser} \times b \times h_0^2} = \frac{2540000}{22 \times (100) \times 117 \times 22^2} = 0,02;$$

$$\mu_\alpha = \frac{A_{st} \times E_s}{b \times h_0 \times E_b} = \frac{7,97 \times 2,1 \times 10^5}{31,2 \times 22 \times 32500} = 0,075.$$

Обчислюємо  $\xi$  при короткочасній дії всього навантаження:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times (0,03 + 0,452)}{10 \times 0,075}} = 0,38 > h_f / h_0 = 0,35;$$

продовжуємо розрахунок як таврових перерізів.

$$\text{Значення } z_1 = 22 \times \left[ 1 - \frac{0,55 \times 0,35 + 0,38^2}{2 \times (0,55 + 0,38)} \right] = 24,75 \text{ см.}$$

Пружньопластичний момент опору залізобетонного таврового перерізу після утворення тріщин :  $W_s = A_s \times z_1 = 7,97 \times 24,75 = 198 \text{ см}^2$ .

## 2.2.7 Розрахунок на довготривалі розкриття тріщин

$M_{ld} = 25,4$  кНм. Напруження в розтягнутій арматурі при дії постійних довготривалих навантажень

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{W_s} = \frac{25,4 \times 10^5}{198} = 12900 \text{ Н/см}^2 = 129 \text{ МПа.}$$



Ширина розкриття тріщин від дії постійного і довготривалого навантажень при  $\varphi_1=0,9$

$$a_{\text{crc}3}=1 \times 1 \times 0,9 \times (129/2,1 \times 10^5) \times 20 \times (3,5-100 \times 0,02) \times \sqrt[3]{12} \times 1 = 0,038 \text{ мм} < a_{\text{crc,max}}=0,3$$

Умова виконується.

## 2.2.8 Розрахунок на короткочасне розкриття тріщин

$M^n=39,3$  кНм;  $M_{\text{ld}}=25,4$  кНм. Напруження в розтягнутій арматурі при дії всіх нормальних навантажень

$$\sigma_{s1}=M^n/W_s=39,3 \times 10^5/198=19900 \text{ Н/см}^2=199 \text{ МПа.}$$

Приріст напружень від короткочасного збільшення навантаження від довготривалого до її повної величини  $\sigma_s=\sigma_{s1}-\sigma_{s2}=199-129=70$  МПа.

Відповідний приріст ширини розкриття тріщин при  $\varphi_1=1$  за формулою буде:  
 $a_{\text{crc}}=a_{\text{crc}1}-a_{\text{crc}2}=1 \times 1 \times 1 \times (70/2,1 \times 10^5) \times 20 \times (3,5-100 \times 0,02) \times \sqrt[3]{12} \times 1 = 0,023$  мм.

Ширина розкриття тріщин при спільній дії всіх навантажень  $a_{\text{crc}}=0,023+0,038=0,061$  мм  $< a_{\text{crc}1,\text{max}}=0,4$  мм, тобто умова виконується.

Значення  $a_{\text{crc}}$  за формулою можна підрахувати без попереднього обчислення навантаження  $\sigma_s$ , підставляючи в формулу  $\sigma_s=M/W_s$ . Розрахунок значення  $a_{\text{crc}}$ :

$$a_{\text{crc}1}=1 \times 1 \times 1 \times (39,3 \times 10^5/198 \times 2,1 \times 10^5 \times (100)) \times 20 \times (3,5-100 \times 0,02) \times \sqrt[3]{12} \times 1 = 0,065$$

$$a_{\text{crc}2}=1 \times 1 \times 1 \times (25,4 \times 10^5/198 \times 2,1 \times 10^5 \times (100)) \times 20 \times (3,5-100 \times 0,02) \times \sqrt[3]{12} \times 1 = 0,042$$

$$a_{\text{crc}3}=1 \times 1 \times 1,3 \times (25,4 \times 10^5/198 \times 2,1 \times 10^5 \times (100)) \times 20 \times (3,5-100 \times 0,02) \times \sqrt[3]{12} \times 1 = 0,055$$

$$a_{\text{crc}}=a_{\text{crc}1}-a_{\text{crc}2}+a_{\text{crc}3}=0,065-0,042+0,055=0,078 \text{ мм} < a_{\text{crc}1,\text{max}}=0,4 \text{ мм.}$$

## 2.2.9 Перевірка на розкриття тріщин, похилих до повздовжньої осі

Ширину розкриття тріщин, похилих до повздовжньої осі елемента і армованих поперечною арматурою визначаємо за формулою:

$$a_{\text{crc}}=\varphi_1 \times \frac{0,6 \times \sigma_{sw} \times d_w \times \eta}{E_s \times \frac{d_w}{h_0} + 0,15 \times E_b \times (1 + 2 \times \alpha \times \mu_w)}$$

де  $\varphi_1$ -коефіцієнт рівний 1,0 при врахуванні короткочасних навантажень, включаючи постійні і довготривалі навантаження коротко-часної дії, і 1,5 для важкого бетону звичайної вологості при врахуванні постійних і довготривалих навантажень довготривалої дії;  $\eta=1,4$  - для гладкої дротяної арматури;  $d_w=6\text{ØA-240C}$  – діаметр поперечних стержнів (хомутів);  $\alpha=E_s/E_b=2,1\times 10^5/(3,25\times 10^4)=6,46$ ;  $\mu_w=A_s/(b\times s)=0,85/(31,2\times 10)=0,0027$  (тут  $A_s$  - площа перерізу поперечних стержнів; в трьох каркасах передбачено  $3\text{Ø6A-240C}$ ,  $A_{sw}=3\times 0,283=0,85\text{ см}^2$ ).

Напруження в поперечних стержнях (хомутах)

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bl}}{A_{sw} \times h_0} \times s \leq R_{s,ser}, \text{ де}$$

$$Q_{bl} = 0,8 \times \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt,ser} \times b \times h_0^2 / c = 0,8 \times 1,5 \times 1 \times 1,8 \times (100) \times 31,2 \times 22^2 / 44 = 74 \times 10^3 \text{ Н};$$

$$\text{тут } \varphi_n = 0; c = 2 \times h_0 = 2 \times 22 = 44 \text{ см};$$

$$\sigma_{sw} = \frac{25200 - 28000}{0,85 \times 22} \times 10 < 0 \text{ (виходить від'ємна величина);}$$

$Q^n = 25200\text{Н}$  – поперечна сила від дії повного нормативного навантаження при  $\gamma_f = 1,60$ ;  $Q_{ld}^n = 18600\text{ Н}$  – теж, від постійного і довготривалого навантажень.

Так, як  $\sigma_{sw}$  за розрахунком величина від'ємна, то розкриття тріщин, похилих до повздовжньої осі, не буде.

## 2.2.10 Перевірка плити на монтажні навантаження

Плита має чотири монтажні петлі із сталі класу А-240С, розташовані на віддалі 70 см від кінців плити з врахуванням коефіцієнту динамічності  $k_d = 1,4$  розрахункове навантаження від власної ваги плити

$$q = k_d \times \gamma_f \times g \times b = 1,4 \times 1,1 \times 3750 \times 1,19 = 6880 \text{ Н/м},$$

де  $g = h_{red} \times \rho = 0,15 \times 25000 = 3750\text{Н/м}$  – власна вага плити;  $b$  – конструктивна ширина плити;  $h_{red}$  – приведена товщина плити;  $\rho$  – густина бетону.

Від'ємний згинаючий момент консольної частини плити

$$M = q \times l^2 / 2 = 6880 \times 0,7^2 = 1690 \text{ Нм}.$$

Цей момент сприймається повздовжньою монтажною арматурою каркасів.  $z_1=0,9 \times h_0$ , тоді площа перерізу вказаної арматури складає

$$A_s = \frac{M}{z_1 \times R_s} = \frac{169000}{0,9 \times 22 \times 280 \times (100)} = 0,68 \text{ см}^2,$$

що значно менше прийнятої конструктивно арматури  $3\text{Ø}10\text{A}-300\text{C}$ ,  $A_s=2,36 \text{ см}^2$ .

При підніманні плити вага її може бути переданою на дві петлі. Тоді зусилля на одну петлю складає:  $N=(q \times l)/2=(6880 \times 6,37)/2=22000 \text{ Н}$ .

Площа перерізу арматури петлі:  $A_s=N/R_s=2200/[210(100)]=1,05 \text{ см}^2$ ;

Приймаємо конструктивно стержні діаметром 12 мм,  $A_s=1,13 \text{ см}^2$ .

### 2.3 Вибір та розрахунок фундаменту

Необхідно розрахувати і запроектувати фундаменти школи з поперечними несучими стінами у смт. Теофіполь.

При розрахунку розглядаєм два типи фундаментів: збірний стрічковий і пальовий, а також виконаємо техніко – екомічне порівняння двох варіантів.

Геологічний розріз місця забудови школи включає наступні інженерно-геологічні елементи:

Шар ґрунту № 2

$\gamma_s = 26.9 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma = 18,2 \text{ кН/м}^3$ ,  $W = 24 \%$ ,  $W_p = 19\%$ ,  $W_L$ ,  $W_p + W \neq 0$ ; – глинистий ґрунт

число пластичності :  $I_n = 33 - 19 - 14$ ;

$7 < 14 < 17 (\%)$  – суглинок

показник консистенції:  $I_L = \frac{24 - 19}{14} = 0,357$

коефіцієнт пористості

$e = \frac{26.8}{18.2} (1 + 0,24) - 1 = 0,83 > 0,8$  – високопористий

Ґрунт : суглинок тугопластичний, високопористий.

$R_0 = 198 \text{ кПа}$ ,  $C_{II} = 18 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_{II} = 19^\circ$ ;  $e = 11 \text{ мПа}$

Шар ґрунту № 4

$$\gamma_s = 26.5 \text{ кН/м}^3, \gamma = 20 \text{ кН/м}^3, W = 25\%, W_p = 0, W_L = 0$$

$W_p = W_L = 0$  – пісочний ґрунт

гранулометричний склад

$$d_{0.25} = 2 + 10 + 12 + 32 = 56\% > 50\% - \text{середньої крупності}$$

2. коефіцієнт пористості

$$e = \frac{26.5}{20} (1 + 0.25) - 1 = 0.656$$

$0.5 < 0.656 < 0.8$  – середньої густини

3. ступінь вологості

$$S_2 = \frac{W\gamma_s}{e\gamma_w} = \frac{0.25 * 26.5}{0.656 * 1} = 1.01 > 0.8 - \text{насичений водою}$$

$\gamma_w = 1 \text{ кН/м}^3$  - для води.

Ґрунт : пісок середньої крупності, середньої густини, насичений водою.

$$R_0 = 400 \text{ кПа}, C_4 = 1 \text{ кПа}; \varphi_{II} = 35^\circ; E = 30 \text{ МПа.}$$

Шар ґрунту № 8

$$\gamma_s = 26.7 \text{ кН/м}^3, \gamma = 21 \text{ кН/м}^3, W = 19.5\%, W_p = 15\%, W_L = 21.5\%$$

$W_p \neq W_L \neq 0$  - глинистий ґрунт

число пластичності:  $I_p = 21.5 - 15 = 6.5\% < 7\%$  - супісок

показчик консистенції

$$I_L = \frac{19.5 - 15}{6.5} = 0.69 < 1 - \text{пластичний}$$

3. коефіцієнт пористості:  $e = \frac{26.7}{21} (1 + 0.195) - 1 = 0.32 < 0.8$  низькопористий

Ґрунт: супісок пластичний, низькопористий  $R_0$  300 кПа;  $C_{II} = 15$  кПа;  $\gamma_{II} = 26^0$ ;  $E = 24$  МПа.

Шар ґрунту № 13

$$\gamma_s = 27.1 \text{ кН/м}^3, \gamma = 19.3 \text{ кН/м}^3, W = 0.27, W_p = 19.6\%, W_L = 31.5\%$$

$W_p \neq W_L \neq 0$  - глинистий ґрунт

число пластичності:  $I_p = 31.5 - 19.6 = 0.62; 0.5 < 0.62 < 1$  - м'якопластичний

показчик консистенції

$$I_L = \frac{27 - 19,6}{11,9} = 0,62$$

коефіцієнт пористості

$$e = \frac{27,1}{19,3}(1 + 0,27) - 1 = 0,78 < 0,8 \text{ - низькопористий}$$

Грунт: суглинок м'якопластичний, низькопористий.  $R_0 = 180$  кПа,

$$C_{II} = 18^0, E = 12 \text{ МПа.}$$

Шар ґрунту № 7

$$\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3, \gamma = 18,1 \text{ кН/м}^3, W = 26\%, W_L = 32\%, W_p = 19\%.$$

$W_L \neq W_p \neq 0$  - глинистий ґрунт

число пластичності:  $I_p = 32 - 19 = 13\%$ ,  $7 < 13 < 17$  - суглинок

показник консистенції

$$I_L = \frac{26 - 19}{13} = 0,54$$

$0,5 < 0,54 < 0,75$  - м'якопластичний

коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + W) - 1 = \frac{2,7}{1,87}(1 + 0,26) - 1 = 0,82 > 0,8 \text{ - високопористий}$$

Грунт : суглинок м'якопластичний, високопористий

$$R_0 = 189 \text{ кПа}, C_{II} = 16 \text{ кПа}, \gamma_{II} = 16^0, E = 8 \text{ МПа.}$$

Нормативні навантаження на  $1 \text{ м}^2$ .

Постійне навантаження, кН/м<sup>2</sup>

покриття (металочерепиця, обрешітка, підкроквяна балка) 1,15

горишне перекриття 4,96

міжповерхове перекриття 3,6

перегородки 1

цегляна кладка 18

Тимчасове навантаження, кН/м<sup>2</sup>

сніг 0,7

горишне перекриття 0,75

міжповерхове перекриття

4

Переріз 1 – 1

Визначаємо навантаження на зовнішню стіну. Вантажна площа між осями віконних проїомів  $A = 8,9 \text{ м}^2$ .

Постійне навантаження від конструкцій,  $\text{кН/м}^2$

покриття	$1,15 \cdot 8,9 = 10,24$
горишне перекриття	$3,8 \cdot 8,9 = 33,82$
міжповерхове перекриття	$3,6 \cdot 3 \cdot 8,9 = 96,12$
перегородки	$1 \cdot 3 \cdot 8,9 = 26,7$
стіни з другого і вище поверхів на довжині 3,05 м з вирахуванням віконних проїомів	$0,51 \cdot (3,15 \cdot 3,05 - 2,00 \cdot 1,22) \cdot 2 \cdot 1,8 = 13,9$
цоколь і стіни першого поверху на довжині 3,05 м з вирахуванням віконних проїомів	$0,51 \cdot (91,5 \cdot 3,05 - 2,00 \cdot 1,22) \cdot 1,8 = 1,93$
<b>ВСЬОГО</b>	<b>182,71</b>

Тимчасове навантаження,  $\text{кН/м}^2$

сніг	$0,7 \cdot 8,9 = 6,23$
горишне перекриття	$0,75 \cdot 8,9 = 6,67$
Міжповерхове перекриття з коефіцієнтом $\Psi_{n1} = 0,646$	$4 \cdot 8,9 \cdot 3 \cdot 0,646 = 68,9$
<b>ВСЬОГО</b>	<b>81,8</b>

Завантаження поверхів з врахуванням знижуючого коефіцієнта, згідно формули  $\Psi_{n1} = \frac{0,3 + 0,6}{\sqrt{n}}$ , де  $n = 3$ ;  $\Psi_{n1} = \frac{0,3 + 0,6}{\sqrt{3}} = 0,646$

Основним є розрахунок по деформаціях, тому приймаєм коефіцієнт перевантаження  $\gamma_n = 1$ .

Розрахункове навантаження на 1 м зовнішньої стіни:

постійне:  $N_{In}^P = \frac{338,3}{3,05} \cdot 1 = 110,9 \text{ кН}$  ;

тимчасове:  $N_{IB}^P = \frac{88,34}{3,05} \cdot 1 = 28,9 \text{ кН}$  ;

Переріз 2 – 2

Визначаємо навантаження на внутрішню стіну по осях Г, Д.

Вантажна площа  $A_1 = 10,5 \text{ м}^2$  (для покриття),  $A_2 = 7,5 \text{ м}^2$  (для перекриття).

Постійне навантаження від конструкцій,  $\text{кН/м}^2$

покриття	$1,15 \times 10,5 = 12,07$
горищне перекриття	$2,48 \times 7,5 = 18,6$
міжповерхове перекриття	$3,6 \times 8 \times 7,5 = 54$
перегородки	$1 \times 7,5 \times 2 = 15$
стіни першого поверху (об'єм дверних пройомів умовно приймаєм 7,5% об'єму всієї кладки)	$0,51 \times 1,5 \times 1 \times 18 \times 1,925 = 12,74$
стіни верхніх поверхів, включаючи горище	$0,38 \times 12,1 \times 1 \times 16 \times 0,925 = 76,56$
ВСЬОГО :	188,97

Тимчасове навантаження,  $\text{кН/м}^2$

сніг	$0,7 \times 10,5 = 7,35$
горищне перекриття	$0,75 \times 7,5 = 5,36$
міжповерхове перекриття з коефіцієнтом $\Psi_{nl} = 0.646$	$4 \times 7,5 \times 2 \times 0,646 = 38,76$
ВСЬОГО:	51,74

Розрахункове навантаження на 1 м довжини внутрішньої стіни:

постійне 
$$N_{III}^P = 188,97 \frac{1}{1} = 188,97$$

тимчасове 
$$N_{IV}^P = 51,74 \frac{1}{1} = 51,74$$

Переріз 3 – 3

Визначаєм навантаження на внутрішню стіну по осі В.

Вантажна площа для покриття  $A_1 = 12 \text{ м}^2$ , для перекриття  $A_2 = 9 \text{ м}^2$ .

Постійне навантаження від конструкцій:

покриття	$1,15 \times 12 = 13,8$
горищне перекриття	$4,96 \times 9 = 44,64$
міжповерхове перекриття	$3,6 \times 9 \times 2 = 64,2$

перегородки	$1 \times 2 \times 9 = 18$
стіни прешого поверху (об'єм дверних проїомів умовно приймаєм 7,5% об'єму всієї кладки)	$0,51 \times 1,5 \times 1 \times 18 \times 0,925 = 12,74$
стіни верхніх поверхів, включаючи горище	$0,38 \times 12,1 \times 1 \times 18 \times 0,925 = 76,56$
<b>ВСЬОГО :</b>	<b>230,054</b>
Тимчасове навантаження:	
Сніг	$0,7 \times 12 = 8,4$
горищне перекриття	$0,75 \times 9 = 6,75$
міжповерхове перекриття з коефіцієнтом $\Psi_{n1} = 0.646$	$4 \times 9 \times 2 \times 0,646 = 46,51$
<b>ВСЬОГО:</b>	<b>61,55</b>

Розрахункове навантаження на 1 м довжини внутрішньої стіни:

постійне  $N_{III}^P = 230,54 \frac{1}{1} = 230,54$

тимчасове  $N_{III}^P = 61,66 \frac{1}{1} = 61,66$

## 2.4 Вітрове навантаження

Інтенсивність навантаження від вітру обчислюємо:

$$q_w = q_w^H \cdot k \cdot c,$$

$$q_w^H = 45 \text{кПа (смт. Теофіполь – II район)}$$

$$c = 0,8 + 0,5 = 1,3 \text{ – аеродинамічний коефіцієнт по висоті. ДСТУ Б В.1.2-3:2006}$$

Таблиця 2.1 – Коефіцієнти для визначення пульсаційної складової вітрового навантаження

Н, м	< 5	10	20
к	0,5	0,65	0,85
$\xi$	1,22	1,065	0,95



Оскільки, будинок висотний, тому враховуємо пульсаційну складову вітрового навантаження:

$$W_P = q_w \cdot \xi \nu, \quad \nu = 0,72; \quad W = W_P + q_w.$$

$$q_1 = 0,45 \times 1,3 \times 0,5 + 0,45 \times 1,3 \times 0,5 \times 0,72 \times 1,22 = 0,55$$

$$q_2 = 0,45 \times 1,3 \times 0,65 + 0,45 \times 1,3 \times 0,65 \times 0,72 \times 1,065 = 0,67$$

$$q_3 = 0,45 \times 1,3 \times 0,85 + 0,45 \times 1,3 \times 0,85 \times 0,72 \times 0,95 = 0,84$$

Замінюємо рівномірно-розподілене навантаження силою:

$$W_1 = 0,55 \times 10 = 5,5 \text{ кН}$$

$$W_1^1 = \frac{0,67 - 0,55}{2} \times 5 = 0,3 \text{ кН}$$

$$W_2 = 0,67 \times 10 = 6,7 \text{ кН}$$

$$W_2^1 = \frac{0,84 - 0,67}{2} \times 10 = 0,85 \text{ кН}$$

Момент від вітру:

$$M = 5,5 \times 5 + 0,3 \times 8,33 + 15 \times 6,7 + 16,67 \times 0,85 = 144,6 \text{ кН м}$$

Розкладемо момент на сили.

$$\text{вітер дує з торця будинку} \quad \frac{N_{2w}}{N_{1w}} = \frac{6,3}{3,3} = 1,9; \quad \frac{N_{3w}}{N_{2w}} = \frac{9,9}{6,3} = 1,6$$

$$N_{3w} \times 9,3 + N_{2w} \times 6,3 + N_{1w} \times 3,3 = M_w;$$

$$N_{2w} = 1,9 \times N_{1w}; \quad N_{3w} = 1,6 \times N_{2w} = 3,04 N_{1w};$$

$$9,9 \times 3,04 \times N_{1w} + 6,3 \times 1,9 \times N_{1w} + 3,3 N_{1w} = M_w;$$

$$45,4 N_{1w} = M_w;$$

вітер дує з фасаду

$$N_{4w} = \frac{M_w}{6,14} = 23,55 \text{ кН};$$

## 2.5 Визначення осідання фундаменту

Оскільки в межах стиснутої товщі відсутні ґрунти з модулем деформації  $E > 100 \text{ МПа}$ , тому осідання фундаменту необхідно визначати, користуючись розрахунковою схемою основи у вигляді лінійно деформативного півшару.

Переріз I – I .

$$\delta_{zq0} = \gamma_1^1 d_u = 5 \times 16 + 0,8 \times 18,2 + 0,8 \times 20 = 18,56;$$

$$\delta_{zP_0} = P_0 = P - \delta_{zq0} = 163,35 - 18,56 = 144,8;$$

$$\delta_{zP} = \alpha P_0;$$

$$\delta_{zq} = \gamma_1 d_{II} + \sum_{s=1}^n \gamma_i h_s;$$

Нижня границя стиснутої товщі знаходиться на глибині  $H_c$  від підшови фундаменту, де виконується умова  $0,2\delta_{zq} = \delta_{zP} = \alpha P_0$ .

Осідання центрально-завантаженого фундаменту виконуємо методом пошарового елементарного сумування. Товщина елементарного шару  $z = 0,46$ .

Переріз I – I  $z = 0,4 \times 1,2 = 0,48$  (м), приймаємо  $z = 0,5$  м.

Розрахунок ведемо в табличній формі

Таблиця 2.2 – Розрахунок осідання фундаменту в перерізі 1-1

Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	$\alpha$	$\delta_{zP} = \alpha P_0$	$\delta_{zq} = \gamma_i h_{ii}$	$0,2\delta_{zq}$
0	0	1	144,80	18,56	3,71
0,5	0,71	0,95	137,56	22,56	4,512
0,7	1,61	0,4	125,97	26,56	5,31
1,2	2	0,34	63,71	30,56	6,11
1,7	2,8	0,20	49,23	34,56	6,91
2,2	3,6	0,13	28,96	38,56	7,71
2,7	4,5	0,085	18,82	42,56	8,51
3,2	5,34	0,069	12,31	46,56	9,31
3,7	6,16	0,050	11,0	50,56	10,11
4,2	7	0,027	10,24	52,56	10,51

$$S_I = \frac{0,8}{30 \cdot 10^3} \left( \frac{144,80 + 137,56}{2} 0,6 + \frac{137,56 + 125,97}{2} 0,5 + \frac{125,97 + 63,71}{2} 0,5 \right) + \frac{0,8}{24 \cdot 10^3} \cdot \left( \frac{63,71 + 49,23}{2} + \frac{49,23 + 28,96}{2} + \frac{28,96 + 18,82}{2} + \frac{18,82 + 12,31}{2} + \frac{12,31 + 10,0}{2} + \frac{11 + 10,24}{2} \right) \cdot 0,5 = 0,0075 = 0,75 \text{ см} < 0,5 \text{ см}$$

$S_u = 15$  см – гранична деформація фундаменту.

Переріз II – II:  $\delta_{zq_0} = 23,46$ ;  $\delta_{zP_0} = 245,34$ ;  $Z = 0,96 \approx 1$  м

Таблиця 2.3 – Розрахунок осідання фундаменту в перерізі 2-2

Z	$\xi$	$\alpha$	$\delta_{zP}$	$\delta_{z_g}$	$0.2\delta_{z_g}$
0	0	1	254.34	23.46	4.73
1	0.83	0.74	181.55	28.56	5.71
2	1.66	0.54	123.68	31.86	6.37
3	2.5	0.32	77.63	35.16	7.03
4	3.34	0.24	57.08	38.46	7.69
5	4.16	0.18	41.10	41.5	8.3
6	5.0	0.14	31.96	44.8	8.96
7	5.83	0.11	25.78	48.1	9.62
8	7.06	0.093	22.81	51.4	10.28
9	7.5	0.075	18.40	54.7	10.94
10	8.33	0.06	14.70	58.0	11.6
11	8.75	0.05	12.26	61.13	12.26

$$S_{II} = 3,1 \text{ см} < 15 \text{ см.}$$

## РОЗДІЛ 3

### Науково-дослідний

#### 3.1 Постановка задачі дослідження

Для проведення будівництва у сучасних умовах, дуже часто застосовуються новітні технологічні досягнення, серед яких особливо важливим є вибір типу фундаменту будівлі. Оскільки перед нами стоїть задача вибору фундаменту для школи, то одним із найважливіших моментів, на які необхідно звернути увагу це прогнозований термін експлуатації будівлі. Кожен із типів фундаменту за замовчуванням передбачає певний свій термін експлуатації, зокрема, найбільш довгостроковими є стрічкові фундаменти, тоді як найнижчий показник належить дерев'яним палям. Вірний вибір типу фундаменту дає можливість уникнути можливій надмірній витраті матеріалів, ймовірним тріщинкам по будівлі та нерівномірній усадці.

Вибір типу фундаменту залежить від наступних факторів:

Геологічних властивостей ґрунту.

Навантаження від ваги будівлі.

Глибини основи фундаменту.

Навантаження на ґрунт від сусідніх будівель.

Найкращим підходом до вирішення питання вибору типу фундаменту є аналіз його переваг та недоліків та порівняння кошторисних витрат на той чи інший тип. Їх можна поділити на наступні типи:

- Окремостоячі.
- Пальові
- Плитний.
- Стрічковий.

Окремостоячий фундамент використовують для ґрунтів з великою глибиною промерзання. Якщо ґрунт має низьку несучу здатність, то такий тип фундаменту

використовують досить рідко, а для запобігання переміщення необхідно використовувати ростверку із залізобетону. Перевагами є їх «бюджетність» та невеликі друтовитрати. Недоліками є:

- нестійкість в ґрунтах з горизонтальною рухливістю,
- обмеженість використання на слабких ґрунтах при зведенні важких будов,
- труднощі зі зведенням цоколя.

Пальовий фундамент формується з окремо розміщених паль, котрі з'єднаних бетонними або залізобетонними балками, які називаються ростверками. Застосовуються палі при зведенні надійних будівель. Проте головними недоліками є складність виконання робіт та необхідність у використанні спецтехніки. Перевагами пальового фундаменту є:

- невеликі обсяги земляних робіт,
- мала витрата матеріалу.

Плитні типи фундаментів зводяться під усім будівлею. За своєю будовою це суцільна плита у вигляді решітки, яка споруджується з монолітного залізобетону або ж збірних залізобетонних балок. Для забезпечення необхідної жорсткості, стики між конструкціями надійно скріплюються між собою. Перед вкладенням плити, на подушку із піску вкладається шар бетону, що має малу міцність, це необхідно для вирівнювання шару ґрунту. При застосуванні такого фундаменту розподіл навантаження відбувається рівномірно усією площиною та тоді відбувається вирівнювання переміщення ґрунту, як по осі абсцис, так і по осі ординат.

При будівництві цього фундаменту необхідна велика кількість бетону, і є доцільним його використання для будівництва споруд із малою площею основи, а із невисоким цоколем. Плита може служити основою для підлоги. Головним недоліком такого фундаменту є велика витрата бетону, що суттєво підвищує його вартість. Перевагами є:

- простота зведення,
- можливість використання для слабких ґрунтів,
- низька ймовірність утворення тріщин і деформацій,

можливість використання як основи для підлоги.

І останній тип фундаменту – стрічковий. Такий фундамент це «підземні стіни», основним завданням котрих є можливість утримання навантаження від несучих конструкцій будівель, його використовують для будівництва різних будівель та із різних матеріалів із підвалом і без нього. Якщо такий фундамент спирається на фундаментну плиту, то відбувається рівномірний розподіл навантажень за усією площею ґрунту.

Для порівняння обираємо стрічковий та пальовий фундаменти.

## 3.2 Порівняння збірного стрічкового і пальового фундаментів

### 3.2.1 Підбір розмірів фундаментів

І варіант

Переріз 1 – 1

$$\text{Центральне навантаження: } A = \frac{N_1^H}{R_0 - \gamma\beta d} = \frac{163,35}{400 - 19 \times 3,3} = 1,48 \text{ м}^2$$

$\gamma\beta = 19 \text{ кН/м}^3$  - середня питома вага ґрунту і фундаменту при наявності підвального приміщення.

$d = 3,3$  – частина фундаменту заглибленого в ґрунт.

$$b = \sqrt{A} = 1,295 \text{ м} \approx 1,03 \text{ м.}$$

Перевірка:

$$\text{При центральному завантаженні: } P_1 = \frac{N_1^I}{A} \cdot \gamma d_f < R;$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} k_z b \gamma_b + M_g \gamma_H^1 (d_1 + d_b) - d_b \gamma_H^1 + M_c c_H) = 250 \text{ кН/ м}^3;$$

$$P_1 = \frac{163,35}{1,48} + 19 \times 3,3 = 173,1 \text{ кН/м}^2 < R = 250 \text{ кН/м}^2.$$

Зменшуємо розміри фундаменту

$$b = 1,2 \text{ м}$$

$$P_1 = \frac{163.35}{1.2} + 19 \times 3.3 = 199 \text{ кН/м}^2 < R = 234 \text{ кН/м}^2.$$

Приймаєм ширину фундаменту  $b = 1,2 \text{ м}$ .

Сумісна дія горизонтальних і вертикальних сил.

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum N_{II}}{6} \pm \frac{M}{W} \leq R;$$

Замінюєм примруз еквівалентним шаром ґрунту  $d_{екв} = \frac{q}{\gamma_H^1} = \frac{10}{19.35} = 0,52 \text{ м}$ ;

Активний боковий тиск ґрунту:  $\delta_A = \gamma d t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ ;

Пасивний боковий тиск:  $\delta_n = \gamma d t g^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ ;  $\varphi_{сер} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h} = 28.9^\circ$ ;

Активний тиск на рівні обрізу фундаменту:

$$\delta_1 = \gamma_n^1 d_{екв} t g^2 \left( 45^\circ - \frac{28.9}{2} \right) = 19,3 \cdot 0,52 \cdot t g^2 (45^\circ - 14,45^\circ) = 3,5 \text{ кПа}$$

Боковий тиск:  $\delta_2 = \gamma_{II}^1 (d + d_{екв}) t g^2 30,55^\circ = 17,61 \text{ кПа}$

Рівнодіюча активного тиску:  $H_a = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} d = \frac{3,5 + 17,61}{2} 3,3 = 34,8 \text{ кН}$ .

$$h_0 = \frac{d}{3} \frac{d + 3d_{екв}}{d + 2d_{екв}} = \frac{3,3}{3} \frac{3,3 + 3 \times 0,52}{3,3 + 2 \times 0,52} = 1,2 \text{ м}$$

Момент від дії активного тиску:

$$M_a = H_a \times h_0 = 34,8 \times 1,2 = 41,7 \text{ кНм};$$

Пасивний тиск:  $\delta_n = \gamma_{II}^1 d_1 t g^2 (45^\circ + 14,45^\circ) = 28,81 \text{ кПа}$ ;  $d_1 = 0,3 + 0,2 \frac{22}{19,3} = 0,52$ ;

$$H_n = \frac{\delta_n}{2} d_1 = 7,5 \text{ кН};$$

Момент від дії пасивного тиску:

$$M_n = H_n \frac{d_1}{3} = 1,3 \text{ кНм}; \quad M = M_a - M_n = 41,3 - 1,3 = 40,46 \text{ кНм};$$

Перевірка умови для позацентрового стиску:

$$W = \frac{1 \times 1,2^2}{6} = 0,24 \text{ м}^3; \quad P_{\max} = 247,33 < 280,8 \text{ кПа}.$$

Приймаєм  $b=1,2 \text{ м}$ .

Переріз 2 – 2

$$A = \frac{N_c''}{R_0 - \gamma_B x d} = \frac{266,8}{400 - 19 \times 3,3} = 2,8 \text{ м}^2;$$

Приймаємо  $b = 2,6 \text{ м}$ .

$$P_z = \frac{266,8}{2,6} + 63 = 196,4 \text{ (} 320 \text{ кН/м}^2 \text{); } R = 1,68(1,68 \times 2,6 \times 19,05 + 7,21(0,7 - 0)19,35 + 9,6 \times 1) =$$

$$= 298,7 \text{ кН/м}^2$$

Приймаємо  $b = 2,4 \text{ м}$ .

$$P_z = \frac{266,8}{2,4} + 63 = 253,6 \text{ (} R = 298,7 \text{ кН/м}^2 \text{);}$$

$$R = 11,68(1,68 \times 2,4 \times 19,05 + 7,21(0,7 - 0)19,35 + 9,6) = 298,7 \text{ кН/м}^2;$$

Приймаємо ширину:  $b = 2,4 \text{ м}$ .

Переріз 3 – 3.

Центральне навантаження

$$A = \frac{N_3''}{R_0 - \gamma \beta d} = \frac{301,93}{400 - 19 \times 3,3} = 1,89 \text{ м}^2; b = 2,4 \text{ м};$$

$$P_3 = \frac{301,93}{2,4} + 63 = 278,6 \text{ кН/м}^2 \text{ (} R = 285,5 \text{ кН/м}^2 \text{);}$$

Приймаємо  $b = 2,4 \text{ м}$ .

Розрахунок на сумісну дію вертикальних і горизонтальних сил:

$$\gamma_{II}'' = 12,02 \text{ кГ/м}^3 \text{ ;}$$

$$d_{\text{екв}} = 0,83 \text{ (м);}$$

$$\varphi_{cp} = 16^\circ \text{ ;}$$

$$\delta_A = \gamma d t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$\delta_1 = 12,02 \times 0,83 \times t g^2 \left( 45 - \frac{16}{2} \right) = 5,6 \text{ кПа};$$

$$\delta_2 = \gamma_n^1 (d + d_{\text{екв}}) t g^2 \left( 45 - \frac{16}{2} \right) = 28,2 \text{ кПа};$$

$$h_0 = \frac{3,3 \cdot 3,3 + 2 \times 0,83}{3 \cdot 3,3 + 2 \times 0,83} = 1,16 \text{ м};$$

Момент від дії активного тиску:



$$M_a = 55,8 \times 1,16 = 2,86 \text{ кН};$$

$$\delta_n 12,02 \times 0,52 \times g^2 \left( 45 + \frac{16}{2} \right) = 12,87 \text{ кПа};$$

$$H_n = \frac{12,87}{2} \times 0,52 = 2,86 \text{ кН};$$

$$M_n = 2,86 \frac{0,52}{3} = 0,5;$$

$$M = M_a - M_n = 64,73 - 0,5 = 64,23;$$

$$W = \frac{1 \times 2,4^2}{6} = 0,326 \text{ м}^3;$$

$$P_{\max} = 130,41 + \frac{64,23}{0,236} = 197,02 + 130,41 = 327,43 (1,2 \times 285,5 = 342,6 \text{ кПа});$$

Умова виконується.

Приймаємо  $b = 2,4 \text{ м}$ .

II варіант

Розрахунок пальового фундаменту. Приймаємо палювий фундамент із збірних залізобетонних забивних паль перерізом 400х400 мм. Глибина закладання ростверку береться така ж, як і при закладанні стрічкового суцільного фундаменту, розрахунок ведемо такий самий.

З геологічних умов і конструктивних міркувань приймаємо палю довжиною  $L = 15 \text{ м}$  (400х400мм), заробка палі в ростверк жорстка, паля з ненапруженою дротяною арматурою.

$$\text{Несуча здатність палі } F_d: \quad F_d = \gamma_c (\gamma_{ck} RA + U \sum \gamma_c f_l h_l); \quad \gamma_c = \gamma_{CR} \pm \gamma_{CP} = 1;$$

Шар № 7:

$$I_L = 0,54; \quad R = 1450 \text{ кПа.}$$

$$\text{Площа перерізу } A = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2;$$

$$\text{Периметр } U = 0,4 \times 4 = 1,6 \text{ м};$$

$$F_d = (1 \times 1420 \times 0,16 + 1,6(0,3 \times 43 + 1,6 \times 8,7 + 1,6 \times 10,4 + 1,1 \times 10,8 + 1,8 \times 17 + 1,8 \times 17,2 + 1,8 \times 24 + 1,8 \times 24,4 + 1,8 \times 24,75 + 1,6 \times 25,1)) = 689,1$$

$$P \leq \frac{689,1}{1,4} = 492,2 \text{ кПа}; \quad n_{CB} = \frac{N_{CB*P}}{P};$$

$$\text{Переріз I - I: } n_{CB} = \frac{163,35}{492,2} = 0,34; \quad e_{CB} = \frac{1}{n} = 2,9 \text{ м}; \quad (\text{віддаль між палями}).$$

$$\text{Переріз II – II: } n_{CB} = \frac{266,8}{492,2} = 0,54; e_{CB} = \frac{1}{n} = 1,85 \text{ м};$$

$$\text{Переріз III – III: } n_{CB} = \frac{301,93}{492,2} = 0,62; e_{CB} = \frac{1}{n} = 1,61 \text{ м};$$

Визначаємо кількість паль в стрічковому фундаменті для різних перерізів.

$$\text{Переріз I – I: } L = 20,6 \text{ м, } n_{CB} = 0,34 \times 20,6 = 7, e_{CB} = 2,9 \text{ м.}$$

$$\text{Переріз II – II; } L = 27 \text{ м, } n_{CB} = 0,54 \times 27 = 14,8 \approx 15, e_{CB} = 1,8 \text{ м.}$$

$$\text{Переріз III – III; } L = 25 \text{ м, } n_{CB} = 0,62 \times 25 = 15, e_{CB} = 1,6 \text{ м.}$$

### 3.2.2 Техніко–економічне порівняння варіантів для найбільш завантаженого перерізу.

Таблиця 3.1 – Техніко–економічне порівняння варіантів для найбільш завантаженого перерізу.

№	Назва робіт і затрати влаштуванні фундаментів	Укрупнені норми на 1 м <sup>3</sup>		I варіант Збірний залізобетонний фундамент		II варіант Пальовий фундамент	
		вартість грн.	трудо-витрати люд./год	вартість грн.	трудо-витрати люд./год	вартість грн.	трудо-витрати люд./год
1.	Земляні роботи V <sub>I</sub> = 93,10 м <sup>3</sup>	0,415	0,019	-	-	-	-
2.	Влаштування стрічкового фундаменту V <sub>I</sub> = 13,8 м <sup>3</sup>	-	-	94	4,56		
3.	Зрубка оголовків II – 15 шт	-	-	-	-	0,476	0,384
4.	Занурення залізобетонних паль V <sub>II</sub> = 286,86 м <sup>3</sup>	-	-	-	-	122,92	5,6
Всього:	I	38,64	5,57	1297,2	62,93	-	-
	II	119,1	2,29	-	-	35260	1606,42

Отже,

- вартість I варіанту – 1297,2 грн. x 9,8 = 12712,56 грн.
- трудозтрати I варіанту – 62,93 люд/год.
- вартість II варіанту – 35260 грн. x 9,8 = 247548 грн.

- трудозтрати II варіанту – 1606,42 люд/год.

Приймаємо I варіант: збірний залізобетонний фундамент.

Підбираємо арматуру для основного фундаменту.

Переріз III – III (на 1 м довжини)

$$A_s = \frac{M}{\eta R_s h_0}; \quad M = \frac{P e k^2}{2}; \quad P = \frac{N}{A} + \gamma_n h_f = 278,6;$$

$$M = \frac{728,6 \times 0,95^2}{0,9 \times 365 \times 0,46} = 8,3 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,3 \text{ см}^2;$$

$$\eta = 0,9; \quad R = 365 \text{ кН/м}^2;$$

Приймаємо 6 стержнів з кроком 200  $\varnothing 14$  А500С,  $A = 9,2 \text{ см}^2$ .

## РОЗДІЛ 4

### Технологія та організація будівництва

#### 4.1 Визначення номенклатури та об'ємів робіт

##### 4.1.1 Земляні роботи.

Проведення земляних робіт у випадку із вертикальним плануванням будівельного майданчика формують об'єми забраного матеріалу у одній із частин ділянки та транспортування цього ґрунту на інших ділянках.

На заданому плані підраховуються відмітки поверхні землі – чорні відмітки.

$$H = m \pm \frac{h \times l}{L},$$

де  $m$  – відмітка горизонталі ;

$h$  – різниця відміток сусідніх горизонталей;

$l$  – відстань від горизонталі  $m$  до точки;

$L$  – відстань між двома горизонталями на плані.

Знаходимо попередньо робочі відмітки вершин, а також необхідну кількість матеріалу – виїмок. Спроектоване значення вершини 272,9 м. Для обрахунку аналогічних точок у кожному із квадратів, проводимо наступні маніпуляції:

1. Від точки, що позначена червоним необхідно відрахувати дійсну точку врахувавши розміщення вершини квадрату.

2. Прораховуємо середню середню відстань для транспортування ґрунту. (Це значення можна знайти як відстань від центру забраного матеріалу до місця його складування.)

3. Далі необхідно знайти середній шлях переміщення ґрунтів на будівельному майданчику найбільш економічним способом.

а) Підрахунок об'ємів :

1.зрізка рослинного шару  $V_{об} = 63,1 \times 25 \times 0,15 = 236,6 \text{ м}^3$

2.розробка ґрунту виїмок і переміщення в насип  $V_{об} = V_{в} = 94,47 \text{ м}^3$

3.розрівнювання ґрунту в насипі

$$F_{гр} = \frac{V_{н}}{k_0 h_{сл}} = \frac{94,47}{1,06 \times 0,12} = 744,1 \text{ м}^2 ;$$

$V_{н}$  – об'єм ґрунту насипу;

$K_0$  – коефіцієнт відносного рихлення;

$H_{сл}$  – товщина шару вирівнюючого ґрунту.

4.ущільнення ґрунту в насипі  $F_{ущ} = 744,1 \text{ м}^2$ ;

5.кінцеве планування площадки

$$F = ((63,1 \times 25 + 60,2 \times 22,1) \times 1,3/2) = 1890,1 \text{ м}^3;$$

6.розробка ґрунту екскаватором  $V_p = 412,0 \text{ м}^3$ ;

7.зачистка дна котловану вручну  $V_з = 13,3 \text{ м}^3$ ;

8.об'єм ґрунту, який необхідно вивезти  $V_{вив.} = V_{ф} \times k_{п} = 1478,1 \text{ м}^3$ ;

Таблиця 4.1 – Розраховані об'єми ґрунтів

№	Назва робіт	Одиниця виміру	Кількість
1	Зріз рослинного шару	$\text{м}^3$	236,6
2	Виїмка ґрунту з переміщенням в насип	$\text{м}^3$	94,47
3	Розрівнювання ґрунту в насипі	$\text{м}^2$	744,1
4	Ущільнення ґрунту в насипі	$\text{м}^2$	744,1
5	Кінцеве планування площадки	$\text{м}^2$	1890,1
6	Розробка ґрунту екскаватором	$\text{м}^3$	412,0
7	Зачистка дна котловану вручну	$\text{м}^3$	13,3
8	Об'єм ґрунту, який необхідно вивезти	$\text{м}^3$	1478,1
9	Влаштування підоснови з піску	$\text{м}^3$	117,0

Таблиця 4.2 – Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

№ п/п	Позначення норм ЕНіР	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм робіт	Норми часу на одиницю <i>люд./год.</i> <i>маш./год.</i>	Трудомісткість		Розцінка на один крб. Комплект <i>монт.</i> <i>маш</i>	Заробітна плата на весь об'єм <i>монт.</i> <i>маш</i>	Склад ланки по ЕНіР	
						<i>люд./год.</i> <i>маш./год.</i>	<i>люд./дні.</i> <i>маш./зм.</i>			Професія і розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	4-1-1 N 8	Монтаж фундамент-х подушок	шт.	258	$\frac{0.51}{0-36.2}$	$\frac{131.58}{93.39}$	$\frac{16.05}{11.38}$	$\frac{0.17}{0-18}$	$\frac{43.85}{46.44}$	Монтаж. 5р. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. 6р.	6
2	4-1-1 N 8	Монтаж фундамент-х блоків	шт.	172	$\frac{2.6}{1-85}$	$\frac{6588.4}{4687.9}$	$\frac{803.5}{578.7}$	$\frac{0.87}{0-92.2}$	$\frac{2204.6}{2336.4}$	Монтаж. 5р. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. 6р.	6
3	4 – 1 – 27	Горизонтальна гідроізоляція	100 м <sup>2</sup>	9,48	8,3	78,7	9,59	4-90	46,5	Камінщик 3р.	2
4	3 – 16	Монтаж брусків з/б перемичок	шт.	417	$\frac{0.32}{0-26.6}$	$\frac{352.64}{249.05}$	$\frac{43}{30.4}$	$\frac{0.08}{0-08.5}$	$\frac{88.16}{93.67}$	Монтаж. 5р. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. 6р.	6
5	4-1-17 N 4 а.б.	Монтаж багатопустотних панелей перекриття	шт.	270	$\frac{0.56}{0-39.6}$	$\frac{383.04}{278}$	$\frac{46.7}{33.03}$	$\frac{0.14}{0-14.8}$	$\frac{95.76}{101.23}$	Монтаж. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. 6р.	6
6	4 – 1 – 7	Монтаж прогонів, балок, ригелів.	т	3,05	$\frac{1}{0-74.8}$	$\frac{3.05}{2.282}$	$\frac{0.372}{0.278}$	$\frac{0.2}{0-21.2}$	$\frac{0.61}{0.65}$	Монтаж. 6р. 5р. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. 6р.	6
7	3 – 3 т.3 N 1а.	Влаштування цегляної кладки	м <sup>3</sup>	1087,2	3,5	3805,2	464,05	2-61	2837	Камінщик 4р. 3р.	3
8	4-1-33 т.1	Влаштування арматури	т	3,67	26,5	97,15	11,85	18-95	69,47	Армат. 5р. 4р. 2р.	4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	5-1-8 N5	Монтаж віконних блоків	м <sup>2</sup>	1784	2,4	23	64,25	0 – 355	294,38	Монтаж. 5р.4р.3р.	4
10	6-1-14 N13	Монтаж дверних блоків	м <sup>2</sup>	836,31	0,63	526,87	64,25	0 – 352	294,38	Монтаж. 5р.4р.3р.	2
11	4 – 1 –8	Влаштування перегородок	100м <sup>2</sup>	57,1	0,59	33,69	4,11	0 – 42,2	24,09	Камінщик 4р. 3р.	2
12	19 –30	Влаштування мозаїчної підлоги	100м <sup>2</sup>	17,13	1,4	23,98	2,92	1 – 00	17,13	Облицюв. мозаїк. 4р. 2р.	2
13	19 – 11	Влаштування підлог з лінолеуму	100м <sup>2</sup>	32,25	0,23	7,42	0,91	0 – 17,1	5,51	Облицюв. 4р. 3р.	2
14	19 – 9	Влаштування паркетної підлоги	м <sup>2</sup>	142	0,52	73,84	9,0	0 – 38,7	54,95	Паркетник 4р. 3р.	2
15	4 – 1 –10	Влаштування сходових маршів та площадок	м <sup>2</sup>	159,32	$\frac{1.4}{1-0.2}$	$\frac{223.05}{162.51}$	$\frac{27.21}{19.82}$	$\frac{0.35}{0-37.1}$	$\frac{55.76}{59.11}$	Монтаж. 4р. 3р. 2р. маш. Кран. бр.	5
16	7 – 1 N8	Влаштування покрівлі	100м <sup>2</sup>	29,04	9,25	26862	3276	4,66	13533	Покрів. 4р. 3р.	3
17	8 – 24а N1.2 б	Підготовка поверхні для пофарбування	100м <sup>2</sup>	76,53	4	306,12	37,33	2 – 90	221,94	Штукатур. 4р. 3р. 2р.	5
18	8 –24 т.4 N15.14 а.б.в.г.д.	Фарбування приміщень	100м <sup>2</sup>	11,92	11,5	137,08	16,72	9 – 09	108,35	Маляр 4р.	3
19	8 –24 т.3 N18	Фарбування металічних конструкцій	100м <sup>2</sup>	3,2	2,0	6,4	0,8	1,25	4	Маляр 3р.	1
20	4 –1 –19	Замонолічування бетон В 25	м <sup>3</sup>	41,63	28	1165,6	142,15	16 – 52	687,73	Монтаж. 4р.3р.	2

## 4.2 Вибір методів виконання робіт, машин та механізмів

Земляні роботи повинні бути комплексно механізовані і виконуватись поточним методом. Основною задачею організації при виконанні проекту земляних робіт є правильний вибір машин в комплексі. Необхідно починати підбір комплекту машин для розробки ґрунту, а потім підбирають допоміжні машини для виконання повного комплексу робіт.

Для розробки котловану під школу необхідно вибирати одноківшовий екскаватор із зворотною лопатою. Глибина котловану 4,5 м. Об'єм ґрунту в котловані  $V = 292,83 \text{ м}^3$ .

Згідно технічних параметрів для виконання роботи можуть використовуватись екскаватори ємністю ковша від  $0,4 \text{ м}^3$  до  $10 \text{ м}^3$ .

Таблиця 4.3 – Відомість машин та механізмів

N п/п	Назва машин і механізмів	Марка	Одиниця виміру	Необхідність	
				I – й рік	II – й рік
1	2	3	4	5	6
1	Бульдозер	Д – 492	шт	2	1
2	Екскаватор	ЕО – 3322	шт	1	1
3	Автогрейдер	ДЗ – 122	шт	1	1
4	Мотокаток	Д – 455	шт	1	1
5	Кран автомобільний	АК – 8	шт	1	1
7	Кран пневмоколісний	КС – 5363	шт	1	1
8	Кран гусеничний	СКГ – 30	шт	2	2
9	Пневмотрамбовка	ЕП – 1109	шт	1	1
10	Компресорна станція	ЗІФ – 55	шт	4	3
11	Електрозварочний агрегат	АДБ – 306	шт	1	1
12	Розчинонасос	С – 855	шт	1	1
13	Рухома покрівельна установка	ПКУ – 35	шт	1	1
14	Тинкувальна станція	“Салют – 3 “	шт	1	1
15	Малярна станція	МС – 2	шт	1	1
16	Фарбувальний агрегат	СО – 75	шт	1	1
17	Мачтовий підйомник	ТП – 17	шт	1	1

## 4.3 Визначення кількості транспортних засобів

Розрахунок транспортних засобів ведемо із умови забезпечення безперервної роботи екскаватора, випикуємо вихідні величини:



ємність ковша  $0,4 \text{ м}^3$ ;

ґрунт – супісок пластичний з об'ємною вагою  $1930 \text{ кг/м}^3$

дальність вивозу  $2 \text{ км}$ .

Приймаємо автосамосвали МАЗ – 503Б.

Об'єм ґрунту в ковші екскаватора, при коефіцієнті його використання

$k_c = 0,8$  складає:

$$V = 0,4 \times 0,8 = 0,32 \text{ м}^3;$$

Вага ґрунту в ковші

$$P_k = 0,32 \times 1,93 = 0,617 \text{ т}.$$

Кількість ковшів, яка поміщається в кузов самосвалу  $3,5$  – вантажо-підйомність автомобіля:

$$n = 3,5 \times 0,617 = 2,16 = 3.$$

Приймаємо  $3$  ківша.

Об'єм ґрунту в кузові самосвалу:

$$V_{\text{гр.куз.}} = 3 \times 0,32 = 0,96 \text{ м}^3.$$

Час навантаження самосвалу:

$$T_{\text{п}} = n \times t = 3 \times 24 = 72 = 1,2 \text{ хвилини}.$$

$$N = \frac{1.2 + 10.6 + 0.6 + 0.4 + 0.6 + 1.2}{1.2 + 0.4} = 9.1$$

Приймаємо  $9$  автосамоскидів при умові виконання або норм на  $10 \%$ .

#### 4.4 Підбір крану для монтажу

У два етапи проводиться підбір кранів для монтажу:

I – монтажна вага елементів, висота піднімання гаку крану та виліт стріли.

II – техніко-економічне порівняння варіантів.

Монтажна вага елемента:

$$Q_m = Q + \sum g = 4.5 + 6.5 = 11 \text{ т}, \text{ де } Q - \text{ вага найважчого елемента}$$

$\sum g$  - вага встановленого на ньому оснащення.

Висота підйому гака, м:

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 15,6 + 1 + 0,4 + 1 = 18 \text{ м}$$

де  $h_1$  – відстань між рівнем стоянки крану та монтажним горизонтом, м;

$h_2$  – зазор між рівнем опори та нижнім кінцем елемента;

$h_3$  – висота елемента, що монтується;

$h_4$  – висота такелажного пристрою.

Виліт стріли для кранів, м:

$$L_m = l_1 + l_2 + l_3 = 3 + 3 + 57,7 = 63,7 \text{ м}$$

Отже, приймаємо гусеничний кран марки СКГ – 30.

#### 4.5 Розробка технологічної карти на монтаж конструкцій

Для монтажу конструкцій була розроблена технологічна карта.

Спроектована школа має прямокутну форму та три поверхи. Монтування залізобетонних конструкцій (сходового маршу, фундаментів, багатопустотних панелей) проводять керуючись робочим кресленням та порядку виконання робіт у технологічній карті та ДБН А.3.2-2-2009.

Перед початком виконання робіт необхідно зробити наступне:

- влаштування постійних і тимчасових автомобільних доріг.
- підготовка майданчиків для будівельних матеріалів і конструкцій.
- влаштування монтажних механізмів.

Транспортування виконується автотранспортом. Розвантаження і складання конструкцій до монтажу виконується по захватках в послідовності вказаній на схемі. Розкладка виконується гусеничним краном.

При прийманні конструкцій необхідно перевірити відсутність деформацій, відколів, проектні розміри, правильність розташування закладних деталей, випусків арматури, монтажних петель, відсутність тріщин.

#### 4.5.1 Механізація будівельно-монтажних робіт

Основою підвищення продуктивності праці при зведенні кам'яних будівель є комплексна механізація будівельно-монтажних робіт. Основні групи машин і механізмів наведені в табл.

#### 4.5.2 Вказівки по проведенню робіт та техніки безпеки

При проведенні кам'яних робіт необхідно забезпечити правила безпеки робіт на підмостах і риштуваннях, при завантажувально-розвантажувальних роботах, при використанні машин.

До робочих місць мулярів цеглу і дрібні блоки подають пакетами на піддонах. Робочі місця організовані так, що між стіною і зоною розташування матеріалів є вільний прохід 50 см.

Таблиця 4.4 – Основні машини і механізми

Групи машин і механізмів	Призначення, робочі функції	Примітки
Монтажні крани	А) розвантаження, складування, переміщення в зону робіт цегли; Б) подача і монтаж збірних конструкцій; В) подача розчину в зону робіт; Г) підмоцнення (переміщення підмостів).	ведуча машина
Автомобільний транспорт (вантажівки, самоскиди, фургони)	Перевезення цегли, збірних конструкцій, устаткування, витратних матеріалів і інших вантажів.	
Машини для бетонних робіт (автобетонозмішувачі, автобетононасоси, вібратори, мала механізація)	А) доставка бетонній суміші, розчину на будмайданчик; Б) бетонування конструкцій; В) обробка бетонних поверхонь.	
Підмости, леси	Підмоцнення робочих місць	Мала меха-нізація
Контейнери, піддони, бункери.	Пакування, складування, доставка до місць ізолювання будматеріалів	Також
Такелаж, вантажозахватні пристосування	Строповка, переміщення, спуск будівельних конструкцій і вантажів	Також
Прилади, інструменти	Виконання технологічних операцій	Також

При кладці стін з внутрішніх помостів по периметру будівлі встановлено зовнішні захисні козирки суцільного настилу шириною 1,5 м на кронштейнах з підйомом від стіни вгору під кутом 20°. Над входом у сходову клітку встановлено навіси розмірами в плані 2x2 м. Робочий настил риштувань захищений інвентарним ґратчастими щитами, а помости – огороженням висотою 1 м, що складається з поручня, проміжної і бортової дощок, висотою не менше 150 мм. Проміжок між стіною і робочим настилом риштувань 50 мм.

При монтажі конструкцій:

До початку робіт на території монтажної ділянки необхідно встановити показники робочих проходів і проїздів, визначити небезпечні зони. Монтажне обладнання, а також захватні пристрої повинні бути перевірені і досліджені особами технічного персоналу будівництва.

На ділянці, де ведуться роботи по монтажу плит перекриття, не виконують інші роботи. Заборонена строповка збірних залізобетонних конструкцій в місцях, де нема монтажних петель.

Для переходу монтажників з одної збірної залізобетонної конструкції на іншу використовуються інвентарні перехідні мостики і трапи, які мають огороження.

Установленні в проектне положення збірні залізобетонні конструкції закріплені так, що забезпечені їх стійкість і геометрична незмінна система. Розстроповку збірних залізобетонних конструкцій, встановлених в проектне положення, виконують після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Заборонено знаходження людей під монтуєчими збірними елементами конструкцій до влаштування їх в проектне положення і закріплення.

При земляних роботах:

До початку риття котлованів або траншей підземні комунікації повинні бути перенесені або огорожені. Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись. Екскаватор під час роботи повинен стояти на спланованому місці. Під час роботи екскаватора заборонено перебування людей в границях призми обвалу і в зоні розвороту стріли екскаватора (радіус+5м).

Навантаження автомашини екскаватором проводиться так, щоб ковш подавався з бокової або задньої сторони кузова, а не через кабіну водія. Рух екскаватора з завантаженим ковшом заборонений.

При ритті траншей і котлованів в місцях, де проходить рух людей і транспорту, встановлено огорожу з попереджувачими написами, а в нічний час огорожені місця освітлюють. Не допускаються встановлення і рух машин та обладнання, а також розміщення матеріалів в границях призми обвалу ґрунту нерозкріплених виїмок (котлованів і траншей).

При виконанні земляних робіт можуть мати місце такі нещасні випадки: при пошкодженні підземних мереж, порушення правил експлуатації землерийних машин, внаслідок обвалів і сповзання ґрунту при розробці виїмок без кріплення, при невиконанні правил розташування матеріалів, транспортних шляхів і землерийних машин в забої.

#### 4.6 Складання сіткового графіка виконання робіт

Таблиця 4.5 – Картка – визначник для побудови сіткового графіку.

№	Назва робіт	Код	Об'єм		Трудомісткість			Склад бригад		Змінність	Основні механізми		Кошторисна вартість грн.
			Один. вим.	К-сть	Люд.- дні	Маш змін.	Дні	Про-фесія	К-ть в зміні		Назва	К-сть	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Земляні роботи I захв.	1-2	м <sup>3</sup>	945,05	144	28,8	6	Машин 4р.5р.	5	2	Екскаватор ЕО 1322 Бульд ДЗ-42	1	19457,5
2	Земляні роботи II захв.	2-3	м <sup>3</sup>	945,05	144	28,8	6	Землекоп 2р.-2	5	2		1	
3	Монтаж фундаментних плит, блоків I захватка	4-5	шт	215	144	28,8	6	Монтаж.5р.4р3р2р	5	2	Кран гусеничний СКГ-30		116023
4	Монтаж фундаментних плит, блоків II захватка	5-6	шт	215	144	28,8	6	Машиніст крана бр.	5	2		1	
5	Монтаж блоків, стін підвалу I захватка	7-8	шт	647	162	40,5	9	Машиніст крана бр.	9	2		1	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
6	Монтаж блоків, стін підвалу II захватка	8-9	шт	647	162	40,5	9	Машиніст крана бр.	9	2		1		
7	Гідроізоляція	11-12	м <sup>2</sup>	9,48	99	-	14	Монт. 4р	7	1				
8	Монтаж перекриття	10-13	шт	270	144	10	10	Монтаж. 5р4р3р2р. маш.	7	2	Кран гусеничний СКГ-30	1		
9	Зворотня засипка	13-14	м <sup>3</sup>	744,1	4	2	2	Машин. бр.	2	1				
10	Монтаж конст.надземної частини 1-пов. I захватка	15-16	м <sup>3</sup>	543,6	593	59	27	Монтаж. бр.5р.4р.2р	22	2	Кран гусеничний СКГ-30		30483,7	
11	Монтаж конст. надземної частини 2-пов. I захватка	16-17	м <sup>3</sup>	543,6	593	59	27	Машин. бр.	22	2				
12	Монтаж конструкції надземної частини 1-пов. II захватка	18-19	м <sup>3</sup>	543,6	593	59	27	Машин. бр.	22	2		2		
13	Монтаж конструкції надземної частини 2-пов. II захватка	19-20	м <sup>3</sup>	543,6	593	59	27	Машин. бр.	22	2				
14	Влаштування покрівлі	21-26	м <sup>2</sup>	2904	623	-	44	Покрів. 4р.3р.	14	1				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
15	Заповнення віконних і дверних отворів	22-23	М <sup>2</sup>	2620,3	456	-	9	Монтаж. 5р.4р.3р	6	1			
16	Гинькувально-облицювальні роботи 1 пов.	23-27	М <sup>2</sup>	2024	655	-	35	Штукатур 4р.3р.2р. облицювал	20	1			
17	Гинькувально-облицювальні роботи 2 пов.	27-28	М <sup>2</sup>	2024	654	-	32	Штукатур 4р.3р.2р. облицювал	20	1			
18	Гинькувально-облицювальні роботи 3 пов.	27-28	М <sup>2</sup>	2024	654	-	32	Штукатур 4р.3р.2р. облицювал	20	1			
19	Електротехнічні роботи	24-31	Люд/дн	109	109	-	109	Електр.	10	1			
20	Сантехнічні роботи	25-30	Люд/дн	109	109	-	109	Слюсар	10	1			
21	Малярні роботи і настилення підлог	29-33	М <sup>2</sup>	1192	597	-	33	Маляр парк.	18	1			
22	Підготовка до здачі	33-34	Люд/дн	10		-	10						



#### **4.7 Проектування будгенплану об'єкту**

Місце будівництва школи відгороджено інвентарним загородженням.

Для заїзду на територію, де проходить будівництво школи є два шляхи, із ширина дороги 6 м, через диспетчерську та прохідну. На ділянці будівництва максимальна дозволена швидкість для транспортних засобів становить до 10 км/год, а при русі не по прямій– до 5 км/год. Машини і механізми обладнанні світловою і звуковою сигналізацією.

Територія майданчика освітлюється за допомогою 12 прожекторів.

Територія будівництва забезпечена електричним живленням високої та низької напруги, господарсько–питним, протипожежним постійним водоводом, каналізацією.

На території є 4 протипожежні гідранти і два пожежні щити.

##### **4.7.1 Влаштування приоб'єктних складів**

Відкриті склади на будівельному майданчику розташовуємо зоні дії будівельного крану. Ділянки для складів повинні бути рівними та мати незначний нахил для водовідведення.

Ділянки майданчику, куди матеріали завантажують безпосередньо з транспорту повинна виконуватись так як і тимчасові дороги.

При реалізації збірних елементів і матеріалів на відкритому складі в зоні монтажного механізму необхідно забезпечити найбільшу продуктивність крану вздовж фронт у робіт і зменшення кутів повороту стріли при подачі вантажу зі складу до місця влаштування.

Розрахунок складських приміщень проведено виходячи із об'ємів робіт.

Розрахунок виконано для максимальної річної програми БМР:

$$C_p = C \times H = 2,6 \times 0,513 = 1,33 \text{ млн. грн.}$$

Розрахунок необхідностей в відкритих складських майданчиках.

Максильне використання – 6149 м<sup>3</sup>;

Добова витрата – 23 м<sup>3</sup>.

Нормативний запас матеріалів - 10 днів.

Розрахунковий запас матеріалів з коефіцієнтом не рівномірності споживання  
 $K = 1,3$ .

$$23 \times 10 \times 1,3 = 299 \text{ м}^3$$

Норма розрахункового майданчика складу м<sup>2</sup> на 1м<sup>3</sup>. Необхідна площа з  
врахуванням коефіцієнту не рівномірності отриманням матеріалів  $K=1,1$ :

$$299 \times 2 \times 1,1 = 658 \text{ м}^2.$$

Розрахунок площі складів проведено виходячи з фактичних об'ємів робіт.

#### **4.7.2 Розрахунок тимчасових побутових приміщень.**

Максимальна кількість працюючих на будмайданчику 96 чоловік; в тому  
числі:

$A = 85$  чоловік – кількість робочих;

$B = 11$  чоловік – кількість ПР, службовці охорона;

$A_1 = A \times 0,7 = 60$  чоловік – кількість робочих в найбільш багаточисельну зміну;

$V = A \times 0,5 = 6$  чоловік – кількість ПР, службовці охорони;

$\Gamma = A \times 0,7 + B \times 0,8 \times 0,5 = 64$  кількість робочих в найбільш багаточисельну зміну.

Таблиця 4.6 – Відомість розрахунку складських приміщень

№ п/п	Назви складів	Матеріали і вироби для зберігання	Нормативний показник м <sup>2</sup>	Необхідний майданчик м <sup>2</sup>
1	Закриті, опалювальні	Хімікати, фарби, оліфа, паркет і спецодяг.	24,0	31,9
		Всього:		31,9
2	Закриті, неопалювальні	Цемент.	9,1	12,1
		Гіпс.	7,6	10,1
		Вапно.	4,5	6,0
		Войлок, пакля, мінвата, термоізоляційні метериали, азбестові ліфти, фанера, електропровід, троси, ланцюги, цвяхи, скоб'яні вироби	29,0	38,6
		Всього:		66,8
3	Навіси	Сталь арматурна	2,3	3,1
		Столярні вироби	13,0	17,3
		Рубероїд, толь, гідроізоляційні матеріали, плитки облицювальні, гіпсові перегородки.	48,0	63,8
		Всього:		84,2
4	Відкриті складські майданчики	Збірний залізобетон, крупні металокострукції, труби великого діаметру, ліс, цегла.		658

Таблиця 4.7 – Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Назва	Норма на 1 чол.	Розр. к-сті прац. чол.	Необхідна площа м <sup>2</sup>	Корисна площа м <sup>2</sup>	К-сть секцій шт.
1	Контора	0,6	A=85	51	14,4	3
2	Душова	0,82	A <sub>1</sub> =60	49,2	14,4	3
3	Умивальна	0,06	Г=64	3,8		
4	Сушка	0,2	A <sub>1</sub> =60	12	14,45	1
5	Приміщення для підігріву робочих	0,1	A <sub>1</sub> =60	6	37,0	
6	Їдальня	0,455	Г=64	29	37,0	1
7	Контора	4,0	B=6	24	14,45	1
8	Туалет	0,091	Г=64	5,8	5,2	1
	Всього			180,8	99,9	

Таблиця 4.8 – Постачання будівництва електроенергією, водою, киснем і іншими ресурсами

№ п/ п	Назва ресурсів	Коеф. вим. кошторис. вартості		Максим. річний об'єм БМР млн. грн. $C_1 = \frac{C \times H}{1,05 \times T}$		Табличний показник необхідності ресурсів на 1млн. грн. $B$		Необхідність будівництва в ресурсах $B_n = B \times K \times C_1$	
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	I-й рік	II-й рік	I-й рік	II-й рік	I-й рік	II-й рік
1	Електроенергія (кВт)	0,87	-	1,27	0,97	140	185	155	156
2	Вода (л/сек)	-	0,98	1,27	0,97	0,2	0,23	0,25	0,22
3	Пар (кг/год)	0,87	-	1,27	0,97	160	185	177	156
4	Кисень (м <sup>3</sup> )	-	0,98	1,27	0,97	4400	4400	5476	4183
5	Стиснуте повітря, компресори (шт)	-	0,98	1,27	0,97	3,2	3,2	4	3
6	Паливо (т)	0,87	-	1,27	0,97	52	69	57	58

$$C_I = \frac{C * H}{1.05} = \frac{2600.53 * 0.513}{1.05} = 1270.54$$

$$C_{II} = \frac{1976.28 * 0.513}{1.05} = 965.55$$

## РОЗДІЛ 5

### Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

#### 5.1 Заходи по охороні праці

##### 5.1.1 Законодавча база охорони праці

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних та лікувально-профілактичних заходів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Охорона праці є структурним елементом виробничого процесу.

У Законі України про охорону праці зазначено, що умови праці на робочому місці, безпека технологічних процесів, роботи машин, механізмів, обладнання та інших засобів виробництва, стан засобів індивідуального і колективного захисту, які використовуються працівником, а також санітарно-побутові умови повинні відповідати вимогам нормативних актів про охорону праці.

Конституція України Стаття 43. Кожен має право на працю, що включає можливість заробляти собі на життя працею, яку він вільно обирає або на яку вільно погоджується. Цей закон регулює через державні органи, відносини між власником і працівником, питання безпеки і гігієни праці на виробництві, а також описує єдиний порядок організації охорони праці.

В основному законі Стаття 6. Кожен громадянин має право на охорону праці при укладанні трудового договору. Працівник має право розірвати трудовий договір за власним бажанням, якщо роботодавець не виконує законодавства про охорону праці, не додержується умов колективного договору з цих питань. У цьому разі працівникові виплачується вихідна допомога в розмірі, передбаченому колективним договором, але не менше тримісячного заробітку.

Стаття 7. Говорить і надає права працівникові охорони праці під час роботи на підприємстві. Працівники, зайняті на роботах з важкими та шкідливими

умовами праці, безоплатно забезпечуються лікувально-профілактичним харчуванням, молоком або рівноцінними харчовими продуктами, газованою солоною водою, мають право на оплачувані перерви санітарно-оздоровчого призначення, скорочення тривалості робочого часу, додаткову оплачувану відпустку, пільгову пенсію, оплату праці у підвищеному розмірі та інші пільги і компенсації, що надаються в порядку, визначеному законодавством.

Стаття 4. Державна політика в галузі охорони праці визначається відповідно до Конституції України Верховною Радою України і спрямована на створення належних, безпечних і здорових умов праці, запобігання нещасним випадкам та професійним захворюванням.

Стаття 13. Роботодавець зобов'язаний створити на робочому місці в кожному структурному підрозділі умови праці відповідно до нормативно-правових актів, а також забезпечити додержання вимог законодавства щодо прав працівників у галузі охорони праці.

Стаття 18. Працівники під час прийняття на роботу і в процесі роботи повинні проходити за рахунок роботодавця інструктаж, навчання з питань охорони праці, з надання першої медичної допомоги потерпілим від нещасних випадків і правил поведінки у разі виникнення аварії.

Перелік робіт з підвищеною небезпекою затверджується центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері охорони праці.

Стаття 21. Додержання вимог щодо охорони праці під час проектування, будівництва (виготовлення) та реконструкції підприємств, об'єктів і засобів виробництва.

### **5.1.2 Шлях і час евакуації**

Евакуаційний шлях забезпечує евакуацію через евакуаційні виходи всіх людей на протязі необхідного часу евакуації. Кількість евакуаційних виходів із

школи прийнято три, із кожного поверху – два. Час евакуації для будинку I ступені вогнестійкості – 5 хв.

### 5.1.3 Протипожежний запас води

Розхід води для пожежогасіння прийнято згідно ДБН А.3.2-2-2009. Прийнято чотири протипожежні гідранти. Розрахуємо необхідний об'єм води для пожежогасіння.

Норма води з розрахунку двох струмин  $q = 5$  л/с.

Час пожежі для будинку I категорії вогнестійкості 2 години.

Розхід води:

$$Q = 5 \times 2 \times 3600 = 36000 \text{ л} = 36 \text{ м}^3$$

Для поновлення цього запасу на протязі 24 год необхідно подавати води:

$$q = \frac{Q}{24} = \frac{36000}{24} = 1500 \text{ л/ год} = 0,42 \text{ л/ сек}$$

При дебіті джерела водопостачання 2,5 л/сек запас води можна поповнити за

$$\tau = \frac{36000}{2,5 \times 36000} = 4 \text{ год}.$$

Відношення дійсного можливого строку поновлення протипожежного запасу води до потрібного складає:

$$k = \frac{4}{24} = 0.16$$

### 5.1.4 Основні вимоги техніки безпеки

При організації будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна бути забезпечена безпека праці працюючих на всіх етапах виконання робіт. При розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів, проходів визначаються небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори. Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки й написами встановленого формату й форми.

Будівельний об'єкт розміщується вздовж вулиць, переходів загального використання. Тому необхідно відгородити його огорожею висотою 3 м з козирком та тротуарами. Козирок влаштовуємо під кутом  $20^\circ$  до горизонту довжиною 1,5 м.

Проектом передбачено вирішення питань безпечної роботи крана відносно будівлі. До початку робіт на будівельному майданчику облаштовуються під'їзні шляхи і тимчасові дороги. Ширина доріг – 7 м, радіус закруглення – 12 м. При трасуванні доріг повинні виконуватись наступні вимоги по дотриманню мінімальних відстаней:

- між дорогою і складським майданчиком: 0,5 – 1 м;
- між парканом будмайданчика і дорогою - 1,5 м;

На період будівництва для забезпечення пожежної безпеки передбачені пожежні гідранти, які знаходяться на відстані 2,5 м від тимчасової дороги.

Будмайданчик обладнано телефонним і диспетчерським зв'язком. Проектом передбачено загальномайданчкове рівномірне освітлення 2 лк, охоронне освітлення 0,5 лк і освітлення робочих місць 50 лк.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць провадження робіт не повинна перевищувати 5 км/год.

Ширина проходу до робочих місць повинна бути не менш 0,6 м, висота проходу не менш 1,8 м.

### **5.1.5 Розрахунок освітлення будівельного майданчику**

Для освітлення території будівництва в вечірній час проводимо розрахунок необхідної кількості прожекторів:

$$n = \frac{S \times E \times m \times k}{F \times \eta}$$

S – площа освітлення  $84 \times 100 = 8400$

m – коефіцієнт розсіювання  $m = 1,3$

E – середня норма освітлення – 10 лк

k – коефіцієнт запасу – 1,25



F – світловий потік - 17200

$\eta$  - К.К.Д. – 0,85

$$n = \frac{8400 \times 10 \times 1,3 \times 1,25}{17200 \times 0,85} = 7,83$$

Приймаємо 8 прожекторів.

## 5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Комплексна безпека освітнього закладу - це сукупність заходів освітнього закладу, здійснюваних у взаємодії з органами місцевого самоврядування правоохоронними структурами, іншими допоміжними службами та громадськими організаціями, забезпечення його безпечного функціонування, а також готовності співробітників і учнів до раціональних дій у надзвичайних ситуаціях.

Безпека школи є пріоритетною в діяльності адміністрації школи та педагогічного колективу. Об'єктом цієї діяльності є: охорона праці, правила техніки безпеки, цивільна оборона, заходи з попередження терористичних актів та контролю дотримання вимог охорони праці. Безпека школи включає всі види безпеки, в тому числі: пожежну, електричну, вибухонебезпечність, небезпека, пов'язану з технічним станом довкілля.

Реалізація перелічених вище завдань здійснювалася в наступних напрямках:

- Захист здоров'я та збереження життя;
- Дотримання ТБ учнями та працівниками школи;
- Навчання учнів методам забезпечення особистої безпеки і безпеки оточуючих.

### 5.2.1 Оповіщення

Оповіщення — комплекс організаційно-технічних заходів, апаратури і технічних засобів оповіщення, апаратури, засобів та каналів зв'язку, призначених для своєчасного доведення сигналів та інформації з питань цивільної оборони до

центральных і місцевих органів виконавчої влади, підприємств, установ, організацій і населення.

Система оповіщення населення здійснюється дистанційно за допомогою електросирен, мережі радіомовлення всіх діапазонів частот і видів модуляції та телебачення.

Терміновій інформації, що передається територіальними органами цивільної оборони та з надзвичайних ситуацій, потенційно небезпечними підприємствами, повинно передувати уривчасте звучання електросирен, наявних на відповідній території, а також у запису мережею радіомовлення, яке означає «Увага всім!».

Оповіщення постійного складу та учнів школи здійснюється за допомогою шкільного дзвоника, через радіовузол або чергового школи.

### **5.2.2 План реагування і дій при загрозі та виникненні НС загальноосвітньої школи**

Організації і здійснення взаємо узгодженого комплексу організаційних та практичних дій щодо проведення аварійно – рятувальних робіт з ліквідації наслідків НС техногенного та природного характеру;

Забезпечення у разі загрози або виникнення НС об'єктового рівня оперативного реагування органів управління, сил і засобів ЦО по запобіганню і реагуванню на НС ;

Запобігання загибелі людей ;

Зменшення матеріальних втрат та організації першочергового життєзабезпечення постійного складу та учнів школи в умовах НС ;

Систематизованого і своєчасного надання допомоги постраждалим.

### **5.2.3 Евакуація**

Евакуація — це упорядковане виведення чи вивезення людей з об'єктів і населених пунктів, перебування в яких стає небезпечним для життя. Основна мета

евакуації — забезпечення безпеки кожної людини і всіх. Евакуації підлягають цінності, документація та архівні матеріали.

### **5.2.3.1 Як потрібно проводити евакуацію постійного складу та учнів з приміщень школи при виникненні пожежі :**

Евакуація людей з приміщень відбувається за наявності таких основних факторів:

- температура повітряного середовища сягає 60-70 градусів;
- різко знижується концентрація кисню у приміщенні;
- виникає задимленість приміщення.

У сучасних будівлях, згідно з правилами пожежної безпеки передбачені запасні входи та виходи, коридори, сходи, фойє, проходи тощо. Вони можуть займати значну площу — до 30 % від загальної площі.

Якщо пожежа виникла у навчальному кабінеті, необхідно, у першу чергу, відключити електромережу. Зазвичай, кабінети фізики, інформатики обладнані окремим вимикачем, який розташований у легкодоступному місці (біля дверей), щоб кожний, хто знаходиться в приміщенні мав можливість його відключити.

У разі виникнення пожежі передбачений вимушений рух людей за напрямками, які зазначені в плані евакуації. Проводиться евакуація під керівництвом людей, котрі навчені діям у разі виникнення пожежі. При цьому рух їх здійснюється практично одночасно і має чітку спрямованість — усі прямують до виходів з приміщення. Психологія індивідуальної поведінки людини при рятуванні від пожежі викликана в основному страхом за своє життя..

Прагнення людини якнайшвидше вийти з небезпечної зони зрозуміле — рятування життя. При таких випадках можливе навіювання небезпеки. Воно можливе через перебільшення, небезпеки, сприймання її без відповідного аналізу та схильність до наслідування дій інших. Це може викликати паніку.

Паніка може проявлятися або у вигляді ступору (завмирання, нерухомості, нездатності до дій), або у вигляді фуґи (хаотичні кидання, нецілеспрямований біг),

прийняття рішень будь-яку ціну врятувати своє життя. Така поведінка може передаватися іншим людям, і тоді виникає загальна паніка.

Усі, хто працює та навчається у навчальному закладі, живе у багатоповерховому сучасному будинку, повинні знати шляхи евакуації та особливості евакуаційних виходів.

Евакуаційними виходами називаються виходи, які безпосередньо ведуть із приміщень через коридор, сходи, сусіднє приміщення. Коридори і сходи — це основні шляхи евакуації.

Основні та запасні виходи з приміщень позначають квадратом зеленого кольору з білою обвідкою за контуром з написом "Вихід". Також може бути символічне зображення людини чорного кольору, що біжить.

План евакуації складається з двох частин: графічної (малюнок) і текстової (пояснення до плану). Якщо будівля багатоповерхова, план евакуації складається для кожного поверху. Приміщення нумеруються і в першу чергу позначаються стрілками шляхи евакуації людей, двері показують відчиненими. Маршрути руху зображають суцільними лініями зі стрілками зеленого кольору, а маршрути до запасних виходів пунктирними зеленого кольору. На евакуаційному плані позначають місця приладів пожежогасіння. За цим планом проводяться навчання учнів, учителів та всіх працюючих у школі.

## ВИСНОВОК

В архітектурній частині розглядалися основні конструктивні елементи будівлі. Проаналізовано призначення запроектованого будинку, інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови району будівництва, а також архітектурні рішення. Також розглянуто вимоги до вогнестійкості, вимоги до вогнестійкості, освітлення, опалювання і вентиляцію. Розроблено: фасади, розрізи, плани типового поверху та технічного, геологічні розрізи.

В розрахунково-конструктивній частині були проведені розрахунки несучих залізобетонних конструкцій: монолітне перекриття, збірний залізобетонний сходовий марш і багатопустотна плита.

В науково-дослідній частині був проведений порівняльний аналіз збірного стрічкового і пальового фундаментів. За розрахунком приведених витрат монтажу конструкцій збірний фундамент є більш економічний за пальовий, тому при будівництві використовується збірний фундамент.

В розділі технологія і організація будівельного виробництва було проведено визначення номенклатури та об'ємів робіт, вибір методів виконання робіт, машин та механізмів, визначення кількості транспортних засобів, підбір монтажного крана. Також був розроблений і проаналізований будівельний генеральний план та сітковий графік Розробка технологічної карти на монтаж конструкцій.

Приведені основні рішення по охороні праці та безпеці у надзвичайних ситуаціях.

**БІБЛІОГРАФІЯ:**

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции [Текст] / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 766 с.
2. Барашиков, А.Я. Будівельні конструкції [Текст]: підручник / А.Я. Барашиков, В. М. Колякова. – К.: Слово, 2011. – 256 с.
3. Барашиков, А.Я. Залізобетонні конструкції [Текст] / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; за ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
4. Білецький, А.А. Організація і технологія будівельних робіт [Текст]: Навч. посібник / А.А. Білецький. – Рівне: НУВГП, 2007. – 202 с.
5. Корнієнко, М.В. Основи і фундаменти [Текст]: Начальний посібник / М.В. Корнієнко. – К.: КНУБА, 2009. – 150 с.
6. Лінда, С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд [Текст] / С.М. Лінда. – Львів: В-во НУ "Львівська політехніка", 2010. – 608 с.
7. Строительные краны [Текст]: справочник / В.П. Станевский, В.Г. Моисеенко, Н.П. Колесник, В.В. Кожушко; под общ. ред. В.П. Станевского. — К.: Будівельник, 1984. — 240 с.
8. Черненко, В.К. Технологія будівельного виробництва [Текст] / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко та ін. – К.: Вища школа, 2002. – 430 с.
9. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення [Текст] - Введено в дію з 01.04.2012 р. - К.: Мінрегіонбуд України, 2012. - 116 с.
10. ДБН В.1.2-2:2006. СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування [Текст]. - Введено в дію з 01.11.2007. - К.: Мінбуд України, 2006. - 75 с.
11. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення [Текст] – Введено в дію з 01.10.2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 50 с.
12. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення [Текст] - Введено в дію з 01.06.2019 р. - К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 97 с.

13. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель - Введено в дію з 01.05.2017. - К.: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), 2017. - 64 с.

14. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції: Основ. положення [Текст] –; Введено в дію з 01.07.2011 р. - К.: Укрархбудінформ, 2011. - 70 с.

15. ДСТУ Б Д.2.2-11:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Підлоги (Збірник 11). - Введено в дію з 01.01.2014. - К.: НВФ «Інпроект», 2013. - 27 с.

16. ДСТУ Б Д.2.2-12:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Покрівлі (Збірник 12) (ДБН Д.2.2-12-99, MOD). - Введено в дію з 01.01.2014. - К.: ЦМДБ «Созидатель» 2013. - 20 с.

17. ДСТУ Б Д.2.2-15:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Оздоблювальні роботи (Збірник 15). - Введено в дію з 01.01.2014. - К.: НВФ «Інпроект», 2013. - 105 с.

18. ДСТУ Б Д.2.2-1:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Земляні роботи (Збірник 1) (ДБН Д.2.2-1-99, MOD). - Введено в дію з 01.01.2014. - К.: ЦМДБ «Созидатель» 2013. - 171 с.

19. ДСТУ Б Д.2.2-8:2016 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Конструкції з цегли та блоків (Збірник 8). Поправка - Введено в дію з 01.10.2016. - К.: НВФ «Інпроект», 2016. - 35 с.

20. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія [Текст] - Введено в дію з 01.11.2011. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.

21. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту [Текст] - Введено в дію з 01.07.2015 р. - К.: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - 42 с.

22. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”// Ковальчук Я.О., Крамар Г.М., Мещерякова О.М., Тернопіль, 2020. – 56 с.