

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету
конструювання і дизайну**

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ____ ” _____ червня _____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“ ____ ” _____ червня _____ 2026 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему «Проектування спортивного корпусу середньої школи у місті
Черкаси»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

доктор технічних наук, с.н.с. _____ Микола МАР’ЄНКОВ
(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор _____ Вячеслав МАРТИНОВ
(підпис)

Виконав

_____ Володимир СЕМЕНЕНКО
(підпис)

КИЇВ – 2026

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва
доктор технічних наук, професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“19” _____ грудня _____ 2024 р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

Семененку Володимирі Леонідовичу

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування спортивного корпусу середньої школи у місті Черкаси»,

затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати будівлю спортивного корпусу середньої школи .

Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ Вячеслав МАРТИНОВ
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____ Володимир СЕМЕНЕНКО
(підпис)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Загальна характеристика майданчика забудови.....	7
1.2. Проектування генерального плану.....	9
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.4. Конструктивні рішення будівлі спорткомплексу.....	12
1.5. Архітектурна виразність	14
1.6. Інженерні мережі і обладнання.....	15
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	17
2.1. Теплотехнічний розрахунок огорожуючої конструкції стіни.....	21
3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
3.1. Розрахунок залізобетонної плити-оболонки КЗС.....	22
3.2. Основні положення розрахунку.....	23
3.3. Розрахунок панелі-оболонки КЗС за несучою здатністю і стійкістю.....	25
3.4. Розрахунок панелі-оболонки КЗС за деформаціями.....	30
4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	33
4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	33
4.2. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту.....	35
4.3. Визначення навантажень на фундаменти.....	39
4.4. Обґрунтування обраного варіанту фундаментів	42
4.5. Проектування фундаментів мілкового закладення.....	43
4.6. Проектування основ, ущільнених ґрунтонабивними (ґрунтовими) палями.....	44
5. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	48
5.1. Опис виконання основних технологічних процесів.....	48
5.2. Земляні роботи.....	48
5.3. Влаштування фундаменту.....	49

5.4. Зведення стін з звичайної глиняної цегли..	49
5.5. Влаштування перекриття та покриття.....	49
5.6. Влаштування підлоги.....	50
5.7. Вибір монтажних механізмів для ведення робіт.....	50
5.8. Технологічна карта на виконання робіт по монтажі плит покриття.....	53
5.9. Календарне планування.....	58
5.10. Будівельний генеральний план.....	60
6. ОХОРОНА ПРАЦІ НА БУДІВЕЛЬНОМУ МАЙДАНЧИКУ.....	68
6.1. Заходи з пожежної безпеки.....	68
6.2. Безпека праці при виконанні основних видів робіт.....	71
ВИСНОВКИ.....	81
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	82
ДОДАТКИ.....	88

ВСТУП

Сучасний етап розвитку світового містобудування та архітектури характеризується стрімкою еволюцією багатофункціональних спортивних комплексів [44, 48 та ін.].

Перетворення класичних арені стадіонів на високотехнологічні урбаністичні хаби зумовлене потребою інтеграції великих спортивних об'єктів у структуру мегаполісів, підвищення їхньої енергоефективності, експлуатаційної гнучкості та економічної самокупності.

Будівництво великопролітних споруд такого типу [15] є одним із найскладніших завдань у цивільному будівництві, оскільки вимагає задіяння передових інженерних рішень, унікальних конструктивних схем та інноваційних будівельних матеріалів.

Аналіз світової практики проектування та зведення сучасних спортивних комплексів дозволяє виділити кілька ключових архітектурно-будівельних трендів [44–48].

По-перше, визначальним фактором є оптимізація конструктивних рішень для перекриття великих прольотів без проміжних опор. Це досягається шляхом впровадження легких просторових металевих ферм, вантових та тентових систем, великопролітних аркових конструкцій, а також кінематичних (трансформованих) покриттів. Використання таких систем дозволяє мінімізувати власну вагу конструкцій покриття при забезпеченні високої несучої здатності та стійкості до знакозмінних динамічних і сейсмічних навантажень.

По-друге, світове будівництво спортивних споруд орієнтоване на концепцію сталого розвитку (Sustainable Development) та зелені стандарти (зокрема, сертифікаційні системи LEED та BREEAM) [32–39]. Сучасні комплекси проектуються як енергопасивні або енергопозитивні системи, де застосовуються сонячні колектори [33], інтегровані у фасадні системи, технології збирання та очищення дощової води, а також огорожувальні конструкції з високими теплоізоляційними властивостями [36].

По-третє, радикальних змін зазнали технологічні процеси організації будівництва. Впровадження технологій інформаційного моделювання будівель (BIM — Building Information Modeling) та концепції "цифрових двійників" (Digital Twins) [16, 18, 41] на всіх етапах життєвого циклу об'єкта дозволяє з високою точністю моделювати напружено-деформований стан конструкцій, оптимізувати логістичні потоки будівельного майданчика, а також превентивно оцінювати ризики виникнення аварійних ситуацій. Для ущільненої міської забудови, в умовах якої найчастіше зводяться такі об'єкти, використання BIM є критично важливим інструментом суміщення будівельних процесів та контролю параметрів безпеки.

З інженерної точки зору, будівництво спортивного комплексу є акумуляцією ризиків підвищеної небезпеки [29]. Процеси нульового циклу, що включають глибокі котловани та влаштування складних пальових фундаментів під високі зосереджені навантаження, чергуються з високогірними верхолазними роботами під час монтажу важких елементів покриття. Відтак, розробка та впровадження ефективних інженерно-технічних заходів із забезпечення охорони праці та промислової безпеки на будівельному майданчику [26, 28, 29] є базовою умовою успішної реалізації проектів такого масштабу у світовій практиці.

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна характеристика майданчика забудови

Географічне положення ділянки

Ділянка під будівництво спортивного корпусу середньої школи розташована в північно-західній частині міста Черкаси.

Територія ділянки є спокійною, що сприяє зручному розташуванню запроєктованих будівель і майданчиків. Перепад висот у межах будівельного майданчика становить не більше 1м.

З півдня і заходу ділянка межує з існуючими на території житловими будівлями, в основному 2-поверховими, з північного сходу розташований будинок культури, на півночі проходить автомобільна дорога.

Таке розташування ділянки у безпосередній близькості з житловим масивом та рекреаційною зоною є вигідним розплануванням території [2] та сприяє зручному відвідуванню учнів.

Кліматичні умови ділянки забудови

Запропонований об'єкт, що підлягає будівництву знаходиться у другій кліматичній зоні, клімат помірний [1].

Середньорічна температура повітря $6,9^{\circ}\text{C}$. Зими м'які, середньомісячна температура повітря від $-2,6^{\circ}$ до $-5,4^{\circ}\text{C}$, 14 днів в місяць - відлиги. Літом середньомісячна температура повітря $17,5^{\circ}$ - $18,5^{\circ}\text{C}$. Без- морозний період продовжується 128 днів. Абсолютний мінімум температури повітря -36°C , абсолютний максимум $+38^{\circ}\text{C}$.

Середньорічна температура поверхні ґрунту 8°C , на глибині 2,4 м температура ґрунту 9°C . Нормативна глибина промерзання ґрунту: середня 0,58м, максимальна 1,06 метра.

Переважаючі напрямки вітру для побудови рози вітрів наведені у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1.

Повторюваність напрямків вітру (чисельник), %
середня швидкість вітру (знаменник)

Період	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
Січень	$\frac{7}{4,9}$	$\frac{5}{3,9}$	$\frac{8}{4,5}$	$\frac{13}{5,4}$	$\frac{14}{5,1}$	$\frac{14}{6,1}$	$\frac{27}{7,5}$	$\frac{12}{6,5}$
Липень	$\frac{10}{4}$	$\frac{7}{3,3}$	$\frac{5}{2,8}$	$\frac{8}{3,2}$	$\frac{7}{3,4}$	$\frac{11}{3,7}$	$\frac{29}{4,6}$	$\frac{23}{4,9}$

Транспортні зв'язки

Територія спортивного корпусу середньої школи має під'їзdnі шляхи з заходу та півночі, що забезпечує безпосередній транспортний зв'язок під час будівництва даного об'єкту.

Таким чином, обрана площадка для будівництва вигідна тим, що поряд з нею розташовані майже всі необхідні мережі, зокрема – зовнішній транспортний зв'язок. Спортивний корпус розміщений поряд зі школою для зручності учнів, та вчительського складу школи.

Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

У геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розміщена в межах водороздільної частини Черкаської області.

Рельєф ділянки слабо хвилястий, абсолютні відмітки поверхні змінюються від 208,7 до 210,3 м.

Використовуємо дані інженерно-геологічних вишукувань минулих років. На території майданчика було пробурено три свердловини глибиною до 15 м. кожна.

У результаті проведених інженерно-геологічних робіт ґрунтовий масив вивчаємої ділянки поділяється на наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ), враховуючи рекомендації [17]:

- ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4 м;
- ІГЕ-2 – суглинок твердий просідаючий товщиною 6,3-7,1 м;

– **ІГЕ-3** – пісок пилюватий, середньої щільності, середнього ступеня насичення водою товщиною 0,7 – 0,8 м;

– **ІГЕ-4** – суглинок твердий неперсідаючий товщиною 2,1-2,2 м;

– **ІГЕ-5** – суглинок твердий неперсідаючий товщиною 4,4 – 5,0 м;

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю горизонту ґрунтових вод, що залягають на глибинах 12,0-12,1 м від поверхні землі.

1.2. Проєктування генерального плану

Обґрунтування прийнятого рішення

Спортивний корпус середньої школи, що розглядається у магістерській кваліфікаційній роботі проєктується, розташований входом на південь.

З сходу, з правого боку корпусу, розміщена школа №5 на 600 учнів.

Східніше за школою проходить вулиця Івана Мазепи, з півночі – вулиця Гончарська, з заходу – Шевченка, з півдня – вулиця Кармелівського.

На територію, відведену під забудову є 2 основні в'їзди. Вздовж проїзних доріг передбачені пішохідні доріжки.

Розбивочний план та план організації рельєфу

Покриття проїздів, пішохідних доріжок та відмосток – асфальтобетонні.

На ділянці запроєктовані та передбачені [2]:

– майданчик для відпочинку та ігор дітей шкільного віку;

– спортивний майданчик для проведення занять фізкультури на вулиці.

Роботи по організації рельєфу майданчика виконуються з метою влаштування автомобільних доріг для хорошої доступності автомобільного транспорту до будівлі спортивного корпусу.

Також до переліку цих робіт включається планування ділянки для водовідведення. Через перепад висот, необхідно підкорегувати відмітки майданчиків і спрямовувати воду за межі ділянки [17].

Абсолютній відмітці відповідає відмітка першого поверху $\pm 0,000$ яка дорівнює 212,9.

Техніко-економічні показники генерального плану

Основні показники генерального плану, наведені у табл.1.2, яка сформована на графічних кресленнях архітектурної частини проєкту.

Таблиця 1.2

Техніко-економічні показники генерального плану

Найменування	Од. вим.	Примітки
Загальна площа території	м ²	4678,0
Площа забудови	м ²	1102,0
Загальна площа	м ²	1527,47
Корисна площа	м ²	1422,31
Будівельний об'єм	м ³	10250,0
Площа доріжок та проїздів	м ²	2696,0
Площа озеленення	м ²	880,0
Коефіцієнт забудови	–	0,24
Коефіцієнт озеленення	–	0,19

Розміри будівлі спорткомплексу у плані становлять 31,0×36,4м.

Верх покриття над об'ємом двохповерхової частини 6,95м, а у межах осей «3»–«8» – 8,45м. Верх покриття у межах спортзалу – 10,24м.

1.3. Об'ємно-планувальне рішення

Основні характеристики функціонального процесу спортивного корпусу

Спортивний корпус середньої школи призначений для проведення:

- занять з фізкультури,
- спортивних гуртків,
- спортивних змагань (баскетбол, спортивна гімнастика, волейбол, бокс, усі види боротьби, тхеквондо),
- та інших спортивно-культурних заходів та змагань.

Проведення занять та змагань із спортивних видів спорту проводиться у залі. Для глядачів відведено місце у залі – передбачені трибуни, на яких встановлюються глядацькі стільці.

У будівлі спортивного корпусу наявні наступні приміщення:

- роздягальні, окремо для хлопчиків, окремо для дівчаток
- кабінет швидкої медичної допомоги;
- кафедри (викладацькі);
- відокремлені роздягальні для дорослих (вчителів та тренерів).

У будівлі передбачені приміщення для боротьби та проведення інших спортивних гуртків. Поряд з ними передбачені інвентарні для спортінвентарю.

Функціональна схема спортивного корпусу з розбивкою на зони різного функціонального призначення та зв'язками між ними наведена на рис.1.1.

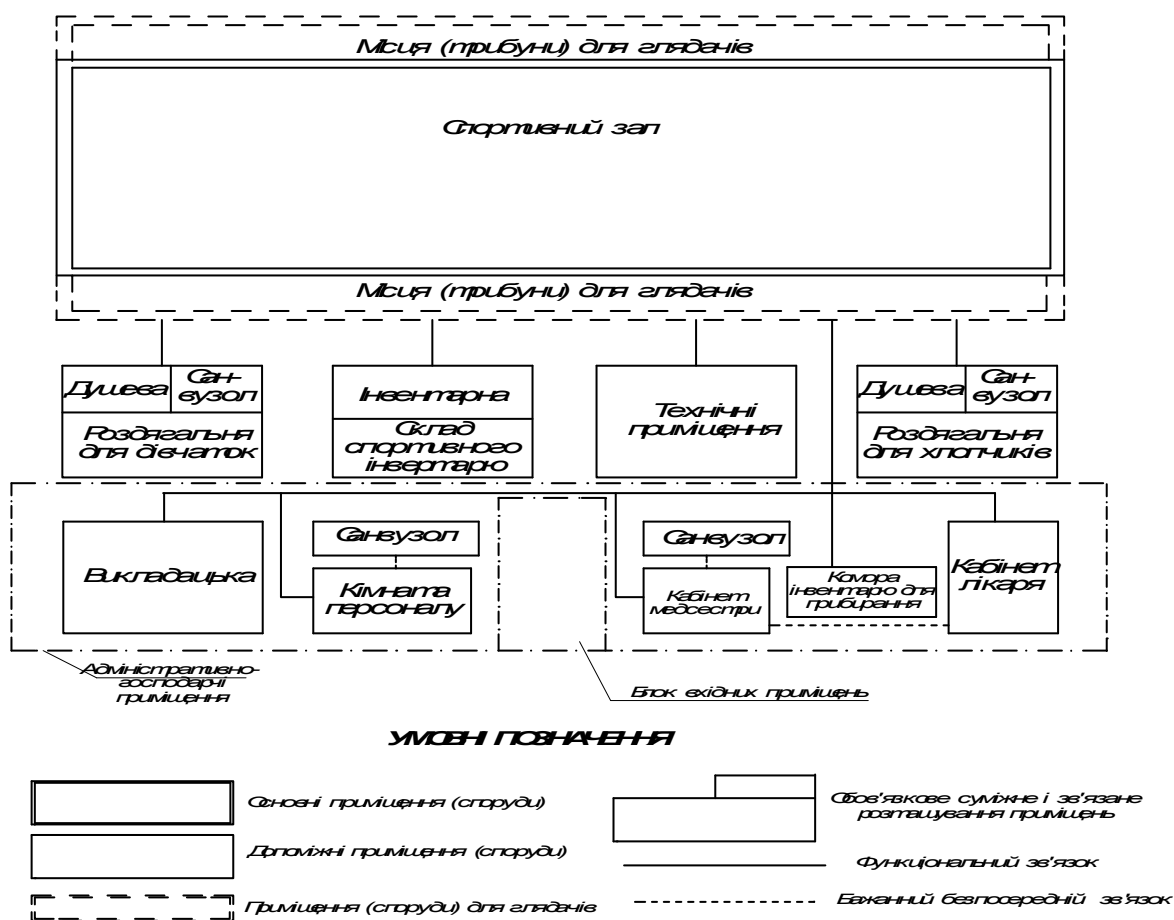


Рис.1.1. Функціональна схема спортивного корпусу у місті Черкаси

Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Покриття над спортивним залом в осях «Ж»–«Е» влаштоване з плит-оболонки КЗС прольотом 18м, що опираються по осі «Ж» та «Е» на монолітний

пояс висотою 0,5м, який в свою чергу опирається і передає навантаження на простінки, що виступають всередину приміщення на 0,39м.

В осях «Е»–«А» приміщення спортивного корпусу перекривається багатопустотними залізобетонними плитами.

Крок простінків по осі «Ж» – 3 м, що рівний ширині плит-оболонок КЗС.

Зовнішні стіни –цегляна кладка товщиною 510 мм.

За периметром будівлі влаштовується мощення шириною 1000 мм з асфальтобетону.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

Дані показники наведені для всієї будівлі:

1. Будівельний об'єм – 10220,0 м³.
2. Загальна площа – 1527,47 м².
3. Корисна площа – 14222,31 м².
4. Висота корпусу у межах спортзалу є змінною від 9,29 м. до 10,14 м.
5. Розміри у плані будівлі спорткомплексу 31,0×36,4м.
6. Верх покриття над об'ємом двохповерхової частини 6,85м, а в межах осей «З»–«8» – 8,35м.
7. Верх покриття у межах спортзалу становить 10,16м.

1.4. Конструктивні рішення будівлі спорткомплексу

Відповідальні будівельні конструкції та обґрунтування їхнього вибору

До основних несучих елементів споруди відносять:

1) Покриття над спортзалом запроєктоване із залізобетонних плит-оболонок КЗС прольотом 18м, які спираються на монолітний пояс по стінах в осях «Ж» та «Е». Перекриття над приміщенням першого поверху та покриття в осях «Е»–«А» передбачено з багатопустотних к залізобетонних плит перекриття.

2) Зовнішні стіни запроєктовані зі звичайної глиняної цегли шириною кладки 510 мм. Внутрішні перегородки теж цегляні, шириною 125 мм.

3) Конструкції фундаментів. Згідно розрахунку фундаменти

запроектовані залізобетонні, мілкого закладання. Під зовнішні стіни ширина подушки згідно розрахунку прийнята 800мм, під внутрішні стіни, згідно діючого навантаження, запроектовані фундаменти мілкого закладання з шириною подушки 1000 мм. Фундаменти влаштовані зі збірних залізобетонних фундаментних блоків та подушки.

Огороджувальні конструкції. Описання та обґрунтування їхнього вибору

Покрівля представлена тришаровим водоізоляційним килимом, поверх якого вкладений захисний шар із гравію на бітумній мастиці.



Рис.1.2. Конструкція плити-оболонки покриття спортивного корпусу

Зовнішні стіни – товщиною 510 мм, цегляні марки М75.

Внутрішні перегородки товщиною 125 мм, цегляні марки М75.

Внутрішні дверні блоки – дерев'яні.

Покриття над спортзалом влаштоване із залізобетонних плит-оболонок КЗС. Підлога: конструкція підлоги наведена на рис. 1.3–1.4.

Сходові клітки влаштовуємо із збірних залізобетонних маршів та площадок.

Міжповерхові перекриття передбачені із багатопустотних залізобетонних плит перекриття товщиною 200мм. Стіни сходової клітки цегляні, товщиною 380мм. Конструктивна система стінова.

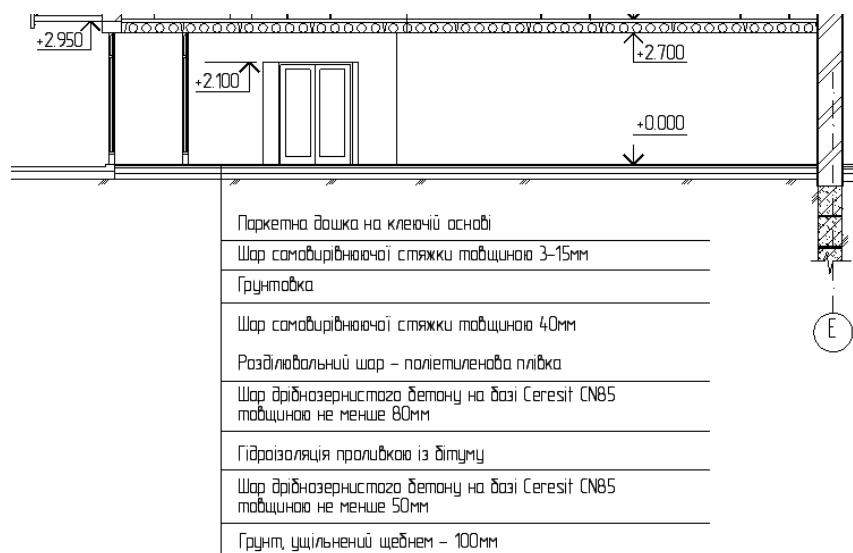


Рис.1.3. Конструкція підлоги у межах двоповерхової будівлі

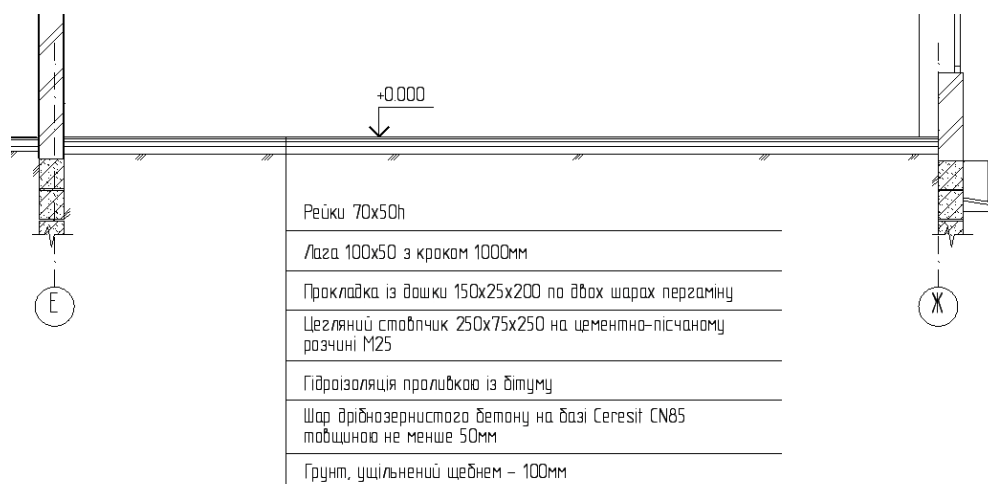


Рис.1.4. Конструкція підлоги у спортивному залі

1.5. Архітектурна виразність

Архітектурні пропорції спортивного корпусу визначені співвідношенням довжини до ширини як 1:1 та ширини до висоти як 2:1.

Внутрішнє оздоблення кабінетів та службових приміщень передбачає шпаклювання стін і стель із наступним водоемульсійним фарбуванням у світлі тони. У санвузлах виконується облицювання керамічною плитою. У медичному кабінеті застосовано комбіноване оздоблення: зони вологого режиму облицюються керамічною плиткою, інші поверхні стін та стеля шпаклюються і фарбуються водоемульсійною фарбою. Оздоблення фасадів

виконується акриловими фарбами по потинькованій поверхні з використанням кількох відтінків теплої гами для колористичного виділення окремих елементів та інтеграції об'єкта в навколишнє середовище.

При опорядженні фасадів використовується утеплювач FastRock з теплопровідністю $\lambda=0,039$ Вт/(м·К) товщиною 100 мм, прийнятою згідно розрахунку за теплопровідністю зовнішньої огорожуючої конструкції. По всьому периметру на утеплювач прикріплюється капронова сітка, по якій наноситься шар цементно – піщаного розчину, який згодом фарбується.

Віконні та дверні блоки, які виготовленні із деревини вищого гатунку, також фарбуються.

1.6. Інженерні мережі і обладнання

Для спортивного корпусу, запроектований у кваліфікаційній магістреській роботі приймається господарсько-питна система водопостачання, яка подає воду для пиття та проведення санітарно-гігієнічних процедур. Вода в системі питної якості.

Внутрішній господарсько-питний водопровід житлового будинку запроектовано за тупиковою схемою з нижнім розведенням магістралей, оскільки гарантований тиск у зовнішній мережі є достатнім для забезпечення нормативного напору у найвіддаленіших точках водорозбору. Внутрішні мережі холодного та гарячого водопостачання передбачені з сучасних корозійностійких матеріалів (полімерних, металополімерних або сертифікованих сталевих оцинкованих труб) відповідно до чинних будівельних норм ДСТУ EN, ДБН В.2.5-64:2012 «Внутрішній водопровід та каналізація» та ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування».

Система побутового водовідведення будівлі є спільною та влаштовується без локальних очисних споруд із прямим випуском стічних вод у зовнішню мережу загальної каналізації. Внутрішня каналізаційна мережа транспортує стічні води від санітарно-гігієнічних приладів і складається з приймачів стоків,

сифонів із гідравлічними затворами для запобігання проникненню газів, а також поверхових відвідних трубопроводів, стояків та горизонтальних випусків, виконаних із сучасних звукоізоляційних полімерних труб.

Для опалення приміщень спортивного корпусу передбачено водяну двотрубну вертикальну систему з примусовою циркуляцією теплоносія, що забезпечується за рахунок різниці тиску в подавальному та зворотному трубопроводах теплової мережі.

Подавальна та зворотна магістралі прокладаються у підвальному приміщенні (нижня розводка), звідки теплоносій розподіляється по вертикальних стояках до опалювальних приладів.

У якості опалювальних приладів прийнято сучасні секційні радіатори з високими теплотехнічними та гігієнічними показниками, які встановлюються вздовж зовнішніх стін, а в кутових приміщеннях — безпосередньо у кутах для компенсації підвищених тепловтрат і запобігання промерзанню огорожувальних конструкцій.

Регулювання системи передбачене комбінованим: центральним (на індивідуальному тепловому пункті будівлі) та індивідуальним за допомогою автоматичних терморегуляторів (термостатичних клапанів), встановлених на підводках до кожного радіатора. Повітрообмін у приміщеннях спортивного корпусу, включаючи санітарні вузли та душові, забезпечується системою природної витяжної вентиляції через влаштовані у внутрішніх стінах вертикальні вентиляційні канали з дотриманням нормативних вимог щодо кратності обміну повітря.

Розміри поперечних перерізів каналів у цегляних стінах приймаються 140×140 мм.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Теплотехнічний розрахунок огорожуючої конструкції стіни

Цегляні стіни товщиною 510 мм зі звичайної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині, оштукатурені зсередини будівлі, мають термічний опір $0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, що значно менше нормативних показників і не відповідає теплотехнічним вимогам, що діють в Україні.

Збільшення товщини такої стіни є неефективним з точки зору використання матеріалу. Виходом із цієї ситуації є проектування багатошарових конструкцій із застосуванням ефективних утеплювачів.

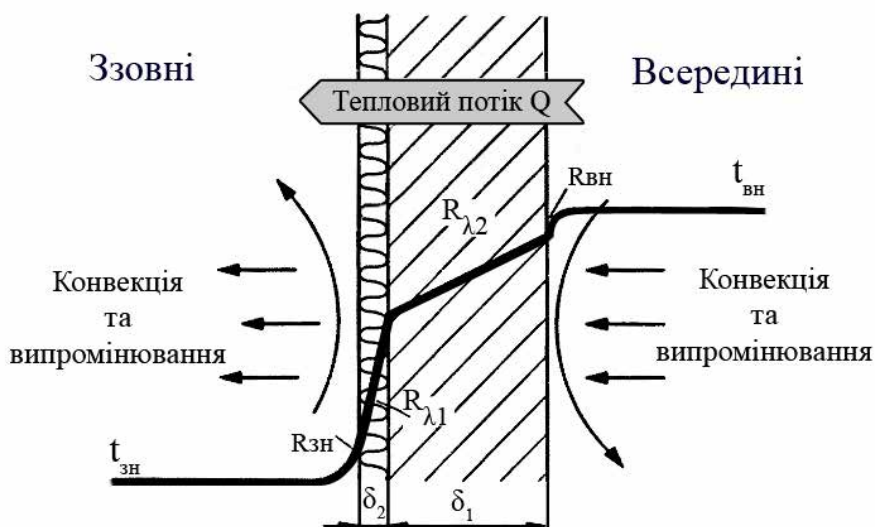


Рис. 2.1. Передача тепла через зовнішню огорожуючу конструкцію стіни спортивного корпусу: 1 – утеплювач Fasrock $\delta_1=100\text{мм}$; 2 – цегляна кладка $\delta_2=510\text{мм}$

Розрахунок забезпечення теплоізоляційних і експлуатаційних показників будівельних виробів проводиться для спортивного корпусу школи, що проектується до існуючої середньої школи, побудованої у м. Черкаси.

Проведений розрахунок для проектування теплоізоляційної оболонки спортивного корпусу школи за теплотехнічними показниками її елементів.

Розрахунок забезпечення теплоізоляційних і експлуатаційних показників будівельних виробів проводиться згідно ДБН В.2.6–31:2021 [5] “Теплова ізоляція та енергоефективність будівель», для нормальних умов експлуатації (Б).

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалювальних будинків та споруд і внутрішніх конструкцій, що розділяють приміщення, температура повітря у яких відрізняється на 3 °С та більше, обов'язкове виконання умови [5]:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}} , \quad (2.1)$$

$$\Delta t_{\text{пр}} \leq \Delta t_{\text{сг}} , \quad (2.2)$$

$$\tau_{\text{в min}} > t_{\text{min}} , \quad (2.3)$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції (для термічно однорідних огорожувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), приведений опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \text{ К/Вт}$;

$R_{q \text{ min}}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$;

$\Delta t_{\text{пр}}$ – температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

$\Delta t_{\text{сг}}$ – допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

$\tau_{\text{в min}}$ – мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальній конструкції, °С;

$t_{\min}$ – мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні при розрахункових значеннях температур внутрішнього й зовнішнього повітря, °C.

Мінімально допустиме значення $R_{q \min}$ опору теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій, світлопрозорих огорожувальних конструкцій і дверей житлових і громадських будинків встановлюється згідно з таблицею 1 залежно від температурної зони експлуатації будинку, що приймається згідно з [5].

Черкащина знаходиться у ____ температурній зоні. Залежно від температурної зони розрахункова температура зовнішнього повітря складає -22 °C (у відповідності до додатку Ж ДБН В.2.6-31:2006 [1]).

Для житлових будівель та **шкільних закладів** мінімально допустиме значення опору теплопередачі встановлюється згідно табл.1.1. [1].

Для виду огорожуючої конструкції: стіни зовнішні:

$$R_{q,min}=2,8 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт.} \text{ (згідно [1 та 5])}.$$

Мінімально допустиме значення $R_{q \min}$ опору теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій, світлопрозорих огорожувальних конструкцій, дверей та воріт промислових (сільськогосподарських) будинків встановлюється згідно з таблицею 2 залежно від температурної зони експлуатації будинку, що приймається за додатком В, тепловологісного режиму внутрішнього середовища, що визначають за додатком Г [1] , і теплової інерції огорожувальних конструкцій D , що розраховується за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i s_{ip} , \quad (2.4)$$

де R_i – термічний опір i -го шару конструкції, що розраховується за формулою:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} \quad (2.5)$$

де δ_i – товщина i -го шару конструкції, м;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К), що приймають згідно з 2.11[1];

s_{ip} – коефіцієнт теплозасвоєння матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м²·К), що приймають згідно з [5];

n – кількість шарів у конструкції за напрямком теплового потоку.

Розрахунки теплової інерції огорожувальних конструкцій і термічного опору зводимо у табл. 1.2. даного розрахунку.

Розрахункові умови експлуатації при розрахунках опору теплопередачі огорожувальних конструкцій приймаються залежно від розрахункового вологісного режиму експлуатації приміщення та конструктивного рішення огорожувальної конструкції згідно з додатком К. Розрахункові значення теплофізичних характеристик матеріалів приймаються згідно з таблицею Л.1 додатка Л або встановлюються згідно з Л.2.[1]

Розрахунки проведені згідно рекомендацій [1].

Розрахунки зводимо у табл. 2.1 (шари вказуються, починаючи з внутрішньої поверхні)

Таблиця 2.1

Теплотехнічний розрахунок конструкції стіни

№ п/п шару	Назва матеріалу	Товщина і-го шару δ_i , м.	Розрахункові коефіцієнти		Терміч- ний. опір, шару, R_i , м ² · К/Вт;
			тепло провідності, λ_{ip} , Вт/(м · К)	теплозас- воєння матеріалу, S , Вт/(м ² ·К),	
1	Штукатур- ний шар	0,02	0,81	9,76	0,025
2	Кладка цегляна повнотілої цегли	0,51	0,81	10,12	0,63
3	Утеплювач Fasrock	0,1	0,039	0,39	2,564
					3,219

Термічний опір всіх шарів огорожуючої конструкції $R = 3,219 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Норматив. мінім. опір огор. конс-цій для зовн.стін $R_{\min} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалювальних будинків та споруд і внутрішніх конструкцій, що розділяють приміщення, температура повітря в яких відрізняється на 4°C та більше, обов'язкове виконання умови (2.6):

$$R_{\sum np} \geq R_{q, \min}. \quad (2.6)$$

Опір теплопередачі термічно-однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\sum} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}. \quad (2.7)$$

У формулі (2.7) α_B , α_3 – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції $\frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$, приймаються у відповідності до додатку Е.

У розглянутому випадку, $\alpha_B = 8,7$, $\alpha_3 = 23$.

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції у розрахункових умовах експлуатації;

R_i – термічний опір i -го шару конструкції, $\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$.

Підставляючи отримані значення коефіцієнтів, визначаємо

$$R_{\sum} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = 8,7 + 3,219 + 23 = 3,377 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Порівнюючі отримані значення, маємо:

$$3,377 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \geq 2,8 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Висновок: елементи теплоізоляційної оболонки стін спортивного корпусу задовільняють вимогам щодо забезпечення теплоізоляційних і майбутніх експлуатаційних показників будівельних виробів.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок залізобетонної плити-оболонки КЗС

Збір навантажень на плиту-оболонку КЗС

Розрахунок рівномірно-розподіленого навантаження на плиту-оболонку КЗС розмірами 18×3 м зводимо до табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Навантаження на плиту-оболонку КЗС, $\kappa H/m^2$

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичне значення	γ_{fe}	Розрахункове експлуатаційне значення	γ_{fm}	Розрахункове граничне значення
1.	Гідроізоляція (3 шари рубероїду)	0,12	1	0,12	1,3	0,156
2.	Вирівнюючий шар (цементна стяжка) $\delta \times \rho = 0,02 \cdot 1800 \cdot 10^{-2}$	0,36	1	0,36	1,3	0,468
3.	Утеплювач фіброліт $\delta \times \rho = 0,1 \cdot 400 \cdot 10^{-2}$	0,4	1	0,4	1,3	0,520
	Пароізоляція (1 шар толю)	0,03	1	0,03	1,3	0,039
4.	Власна вага плити-оболонки КЗС			2,06	1,1	2,27
	Всього			$g^e = 2,97$		$g^m = 3,453$
5.	Снігове навантаження $S_0 = 1,32 \text{ т/м}^2$	1,32	0,49	0,647	1,04	1,37
	Повне навантаження			$q^e = 3,62$		$q^m = 4,82$

Навантаження на 1 п.м. довжини при номінальній ширині плити-оболонки $b=3$ м :

Експлуатаційне погонне навантаження становить:

$$q^n = q^e \cdot b = 3,62 \cdot 3 = 10,86 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове граничне погонне навантаження на великопролітну балку становить:

$$q = q^m \cdot b = 4,82 \cdot 3 = 14,46 \text{ кН / м.}$$

Розрахунок залізобетонної плити-оболонки КЗС виконуємо у програмному комплексі «Ліра САПР» у відповідності до алгоритмів та рекомендацій [16, 18] та нормативних документів [1, 9, 10, 12].

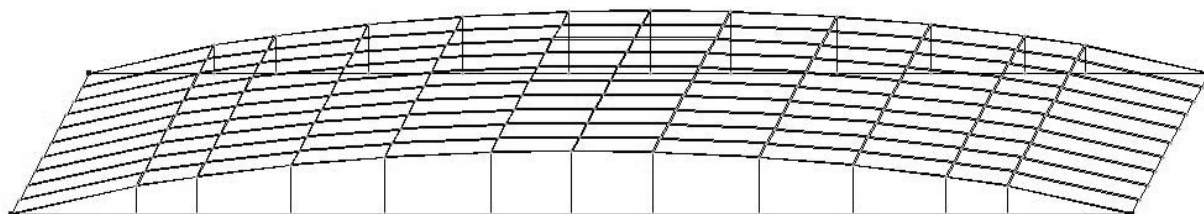


Рис. 3.1. Аксонометрія плити-оболонки КЗС з розбивкою на розрахункові ділянки

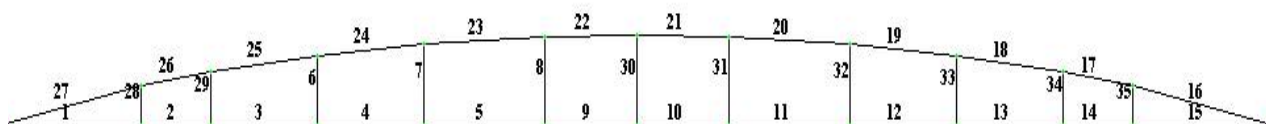


Рис. 3.2. Вигляд збоку плити-оболонки КЗС з розбивкою на розрахункові ділянки у ПК «Ліра САПР»

155	145	135	125	115	105	95	85	75	65	55	45
154	144	134	124	114	104	94	84	74	64	54	44
153	143	133	123	113	103	93	83	73	63	53	43
152	142	132	122	112	102	92	82	72	62	52	42
151	141	131	121	111	101	91	81	71	61	51	41
150	140	130	120	110	100	90	80	70	60	50	40
149	139	129	119	109	99	89	79	69	59	49	39
148	138	128	118	108	98	88	78	68	58	48	38
147	137	127	117	107	97	87	77	67	57	47	37
146	136	126	116	106	96	86	76	66	56	46	36

Рис. 3.3. Вигляд збоку плити-оболонки КЗС з розбивкою на розрахункові ділянки у ПК «Ліра САПР»

3.2. Основні положення розрахунку

Панель-оболонка КЗС (великорозмірна, залізобетонна, склепінчаста) є коротким циліндровим пологим задалегідь напруженим склепінням-оболонкою з двома ребрами-діафрагмами сегментного контура (рис. 3.4, 3.5), в

нижній потовщеній частині яких розташовується заздалегідь напружена арматура. Номінальні розміри панелей в плані приймаємо рівними 3×18 м.

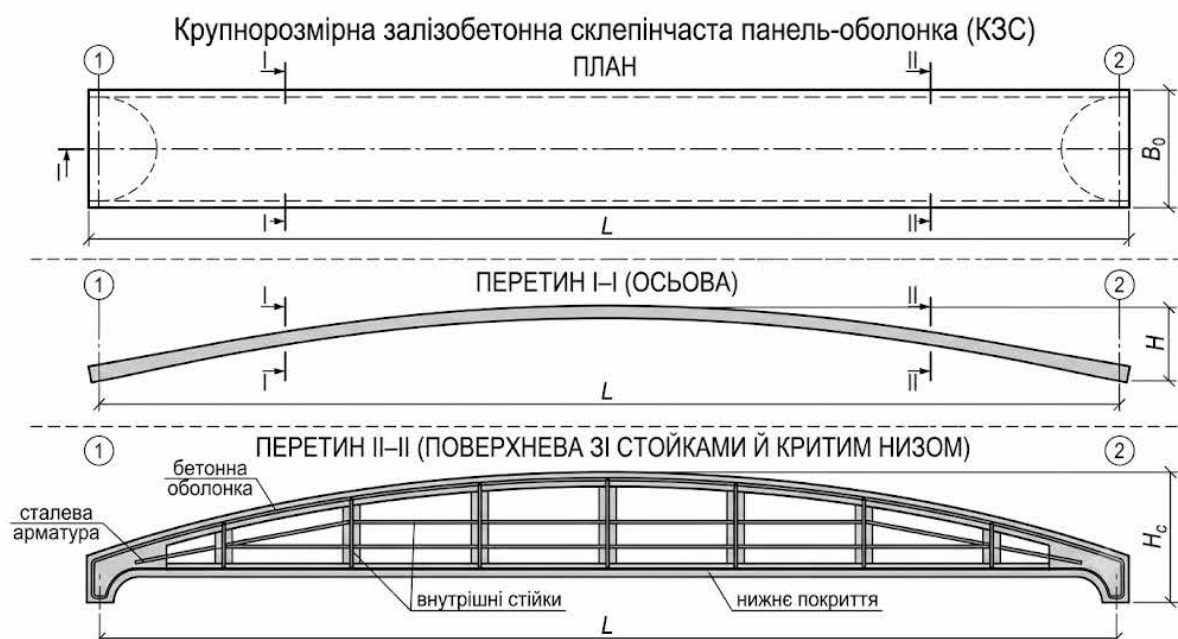


Рис. 2.4. Панель-оболонка КЗС (згенеровано за допомогою III)

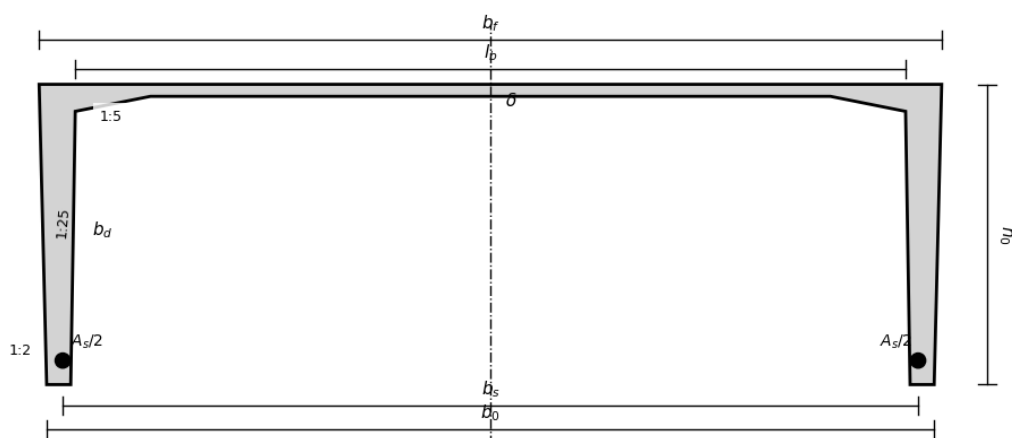


Рис. 2.5. Конструктивний поперечний переріз панелі-оболонки КЗС
(згенеровано за допомогою III)

1 – вертикальне ребро жорсткості; 2 – вісь розбивки; 3 – напружена робоча арматура

Висоту поперечного перерізу панелі в середині прольоту приймають рівною $\left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{15}\right) l_0$ залежно від величини навантаження і розміру прольоту.

Контур верхньої поверхні оболонки рекомендується приймати по квадратній параболі.

Покриття над баскетбольною площадкою запроектуємо з панелей КЗС і підтримуючих подовжніх конструкцій. В нашому випадку при кроці простінків 6 м панелі опирають на поздовжні залізобетонні балки прямокутного перерізу заввишки 500–600 мм.

Розрахунок пологої циліндрової панелі-оболонки КЗС проводять за методикою розрахункових граничних станів із урахуванням змін геометричної схеми конструкції в процесі навантаження (згідно [20–22]).

Методика розрахунку заснована на підтвердженій експериментом статичній гіпотезі, що вздовж прольоту панелі діють тільки подовжні сили, а упоперек (тобто вздовж оболонки твірної) - тільки поперечні сили і згинаючі моменти. Таким чином, оболонка розглядається як циліндрове склепіння, що працює сумісно з діафрагмами, що деформуються.

Метод розрахунку, що викладається нижче, розроблений для панелей-оболонок КЗС, у яких відношення $l_0/b_0 \geq 4$.

3.3. Розрахунок панелі-оболонки КЗС за несучою здатністю і стійкістю

Необхідно, щоб несуча здатність оболонки була достатньою для сприйняття зусиль стиску і згинаючих моментів, що виникають при дії на систему «склепіння - діафрагми» розрахункових навантажень в найбільш несприятливих поєднаннях. Тоді загальна несуча здатність панелі-оболонки КЗС може бути виражена величиною граничного згинального моменту, що сприймається системою в цілому.

Відповідно до цього необхідні площі перерізу A_s робочої арматури діафрагм і товщини оболонки δ (рис. 3.6.) визначають з умови:

$$A_s \geq \frac{M}{z \cdot f_{yd}} \quad (3.1)$$

$$\delta_{4-5} \geq \frac{M}{z \cdot b_f \cdot f_{cd} \cdot \gamma_0 \gamma_{cl}} \quad (2.2)$$

де M – згинаючий момент в даному перерізі панелі;

M – відстань по вертикалі від осі оболонки до осі робочої арматури діафрагми;

f_{yd} – розрахунковий опір робочої арматури діафрагм;

b_f – ширина панелі зверху;

γ_0 – коефіцієнт умов роботи тонкої оболонки, що приймається рівним для панелей шириною 3 м - 0,75;

γ_{cl} – коефіцієнт умов роботи бетону, що приймається $\gamma_{cl}=0,9$.

Геометрична схема конструкції, що застосовується, приведена на рис. 3.4. Верхня поверхня оболонки між точками 1 і 2 обкреслена по квадратній параболі. Контур нижньої поверхні оболонки між точками 4 і 5 паралельно цій кривій.

Необхідну товщину оболонки в середній частині прольоту визначають по формулі (3.2); товщину оболонки δ_{3-4} на ділянці, що примикає до опори, визначають з врахуванням зусиль, діючих в опорній зоні.

Для проведення розрахунків згинальних моментів та зусиль, що діють на плиту-оболонку КЗС при дії навантаження зведеного у табл. 3.1. використовуємо програму ПК «Ліра САПР» [16, 18].

Згідно отриманих згинальних моментів та зусиль, що діють на кожну з визначених ділянок плити (див. рис. 3.1), розраховуємо мінімально необхідну площу поперечного перерізу робочої арматури діафрагми A_s за формулою (3.1) та товщину оболонки δ за формулою (3.2).

Згідно проведених розрахунків приймаємо плиту 1КЗС18Г-2ІV і відповідно товщину залізобетонної плити-оболонки у середині прольоту 30мм, що задовольняє умову (3.1) та приймаємо попередньо напружену робочу арматуру діафрагми 4Ø16 А600С з площею поперечного перерізу $A_s=8,04 \text{ см}^2$, що задовольняє умову (3.2)

Для подальшого розрахунку плити-оболонки КЗС приведемо на рис. 3.6. геометричну схему панелі-оболонки з позначенням усіх геометричних розмірів.

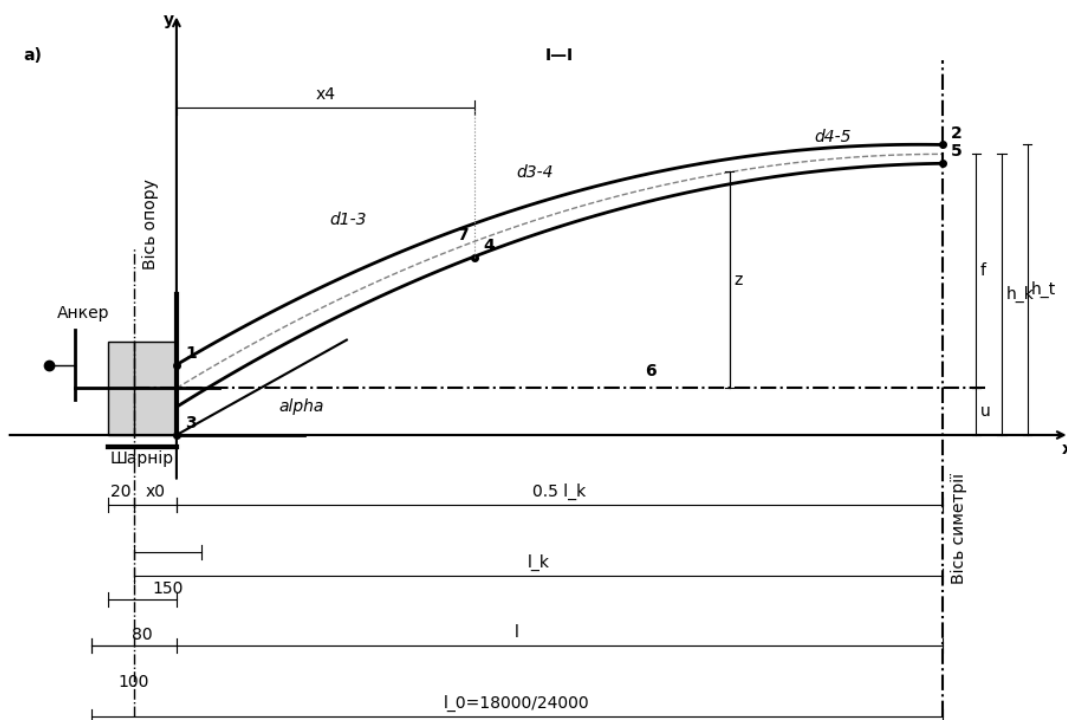


Рис. 3.6. Геометрична схема панелі-оболонки КЗС:

a – подовжній розріз; *б* – план опорної частини; 1-5 – номери характерних точок подовжнього перерізу по осі панелі; 6 – вісь напруженої арматури діафрагми; 7 – вісь оболонки

На рис. 3.6. зроблені наступні позначені:

x – відстань від робочої поверхні анкера робочої арматури діафрагми до даного перерізу;

α – кут нахилу нижньої поверхні оболонки біля торця панелі; $\operatorname{tg} \alpha < 0,5$;

a_r – відстань по горизонталі від осі робочої арматури діафрагми до подовжньої грані панелі на опорі;

z_0 – стріла підйому оболонки (тобто відстань від осі оболонки до осі робочої арматури діафрагми в середині прольоту).

Крім розрахунку за формулою (3.2) товщину оболонки слід перевірити на умовні критичні напруження стиску за формулою:

$$\delta_{4-5} \geq 0,8 l_b \sqrt{\frac{M_0^n \cdot y_0}{E_{cm} \cdot I_{red,0}}} \quad (3.3)$$

де l_b – розрахунковий прогон оболонки, рівний відстані у світлі (див. рис. 3.5.), $l_b=2,66\text{м}$;

M_0^n – згинальний момент від розрахункових навантажень в середині прольоту панелі при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f=1$, згідно розрахунку у табл. 3.2. максимальний момент у середині прольоту $M_0^n=0,204 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

y_0 – відстань від центру ваги приведенного поперечного перерізу панелі в середині прольоту до осі оболонки $y_0=410 \text{ мм}=0,41\text{м}$;

I_{red0} – момент інерції приведенного поперечного перерізу панелі в середині її прольоту.

Визначимо момент інерції поперечного перерізу у середині прольоту панелі:

$$I_{red0} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{3,0 \cdot 0,035^3}{12} = 10,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Панелі-оболонки КЗС рекомендується проектувати з важких бетонів класів від С20/25...С32/40 на стиск у залежності від розмірів прольоту і навантажень. Приймаємо В30, де початковий модуль пружності при стиску $E_{cm} = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Тоді, підставляючи значення у формулу (3.3) будемо мати:

$$\delta_{4-5} \geq 0,8 \cdot 2,76 \sqrt{\frac{0,204 \cdot 0,485}{32,5 \cdot 10^6 \cdot 10,7 \cdot 10^{-6}}} = 0,0342 \text{ м} = 34,2 \text{ мм}.$$

Отже, прийнятої попередньо плити марки 1КЗС18Г не достатньо за уточненою товщиною оболонки.

Приймаємо плиту 2КЗС18Г-1АІV, з товщиною оболонки всередині прольоту 35мм, що задовольняє умову (3.3) та робочу арматуру діафрагми 4Ø18 А600С з площею поперечного перерізу $A_s=10,18 \text{ см}^2$, що задовольняє умову (3.2).

Площа перерізу стержнів торцевої арматури при обпиранні на поздовжні несучі конструкції підбирають по зусиллю N_e , одержаному за формулою:

$$N_e = \frac{(g + 2) \cdot l^2 \cdot b_s}{64z_0}. \quad (2.4)$$

Також повинна виконуватись умова:

$$N_e = \frac{f_{yd} A_s b_s}{8b_{sup}}. \quad (2.5)$$

де g – розрахункове навантаження від ваги панелі, $g = 2,27 \text{ кН/м}^2$;

l – розрахунковий проліт панелі $l = 17,96 \text{ м}$;

b_s – відстань між осями робочої арматури діафрагм $b_s = 2,76 \text{ м}$;

b_{sup} – ширина панелі на опорі $b_{sup} = 0,12 \text{ м}$;

2 -опір відриву, кН/м^2 , при зніманні панелі з форми;

z_0 – стріла підйому оболонки $z_0 = 0,932 \text{ м}$.

Згідно формули (3.4):

$$N_e = \frac{(2,27 + 2) \cdot 17,96^2 \cdot 2,76}{164 \cdot 0,932} = 63,73 \text{ кН}.$$

Для торцевої арматури рекомендується застосовувати сталь класу не нижче А400С, приймаємо торцеву арматуру класу А400С у відповідності до [11] з розрахунковим опором $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.

Згідно формули (3.5), знайдемо площу поперечного перерізу торцевої арматури на опорах:

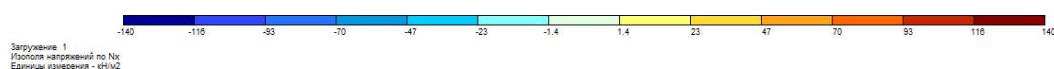
$$A_s = \frac{8 \cdot N_e \cdot b_{sup}}{f_{yd} \cdot b_s} = \frac{8 \cdot 63,73 \cdot 0,12}{365 \cdot 10^3 \cdot 2,76} = 0,607 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,607 \text{ см}^2.$$

Згідно розрахунку приймаємо торцеву робочу арматуру 2Ø8А400С з площею поперечного перерізу $A_s = 1,006 \text{ см}^2$. Поперечну арматуру в торцях панелі-оболонки в місцях обпирання підбираємо конструктивно і приймаємо Ø6А400С з кроком 200мм. Вигляд плоского каркасу КР-1 в торцях зображений на графічних кресленнях МКР.

3.4. Розрахунок панелі-оболонки КЗС за деформаціями

Величину прогину w_{0l} панелі в середині прольоту з урахуванням тривалої дії навантаження і попереднього напруження визначимо за допомогою розрахунку за деформаціями законструйованої плити-оболонки у програмному комплексі «Ліра-САПР» [16, 18].

Знаючи рівномірно-розподілене навантаження на плиту-оболонку (визначене у табл. 3.1.) побудуємо ізополя напружень від повздовжнього зусилля N_x , що виникає у плиті (рис. 3.7).



ізополя напружень від зусилля N_x

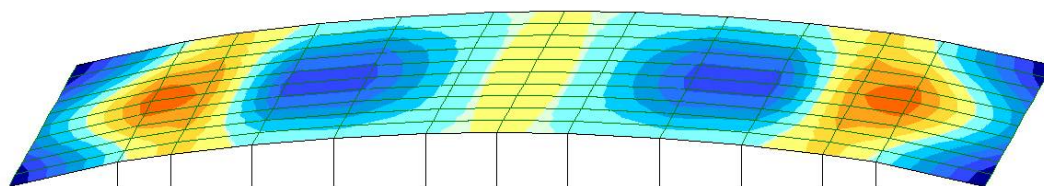
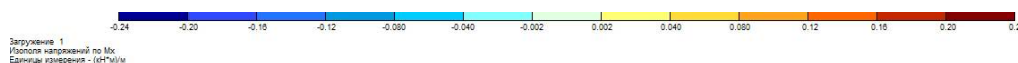


Рис. 3.7. Розрахунок напружень від повздовжнього зусилля N_x , що виникає у залізобетонній плиті-оболонці КЗС



епюра напружень від M_x

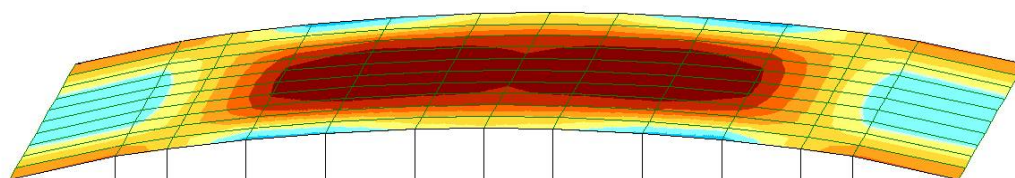


Рис. 3.8. Розрахунок напружень від згинального моменту M_x , що виникає у плиті-оболонці КЗС

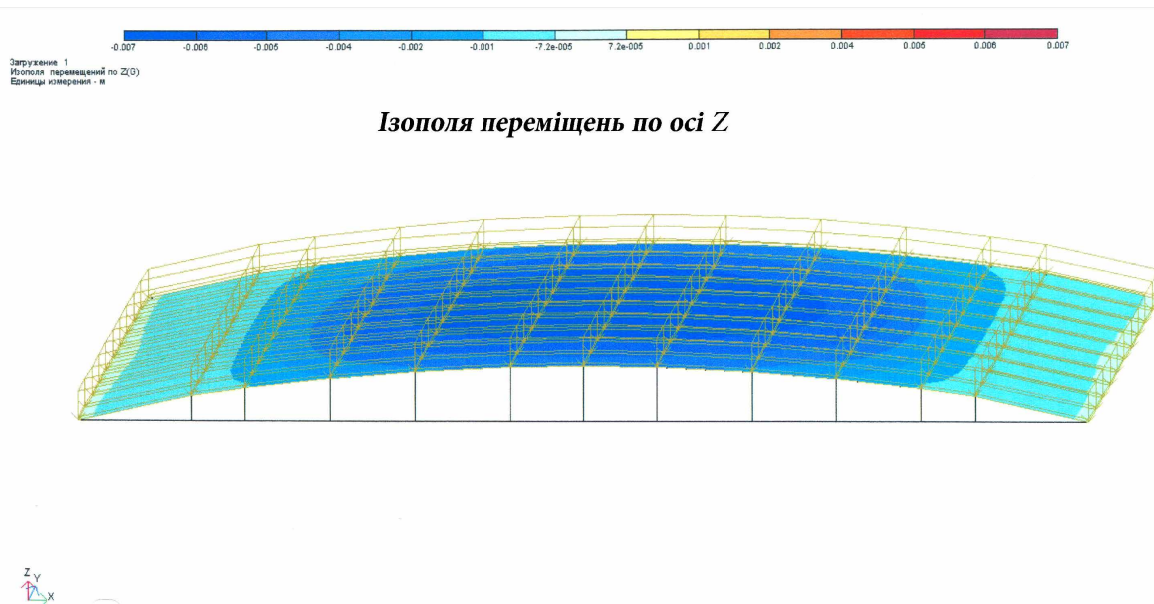


Рис. 3.9. Розрахунок плити-оболонки КЗС за деформаціями

Отже, згідно проведеного розрахунку у програмі «Ліра САПР» прогин w_{ol} панелі в середині прольоту з урахуванням тривалої дії навантаження і попереднього напруження буде рівний:

$$w_{ol} = 0,007\text{ м} = 7,0\text{ мм}$$

За результатами розрахунку залізобетонної плити-оболонки за першою та другою групами граничних станів встановлено (рис. 3.7 – рис. 3.9), що її конструктивне рішення повністю забезпечує несучу здатність при сприйнятті зусиль стиску і згинальних моментів, які виникають у просторовій системі «склепіння — діафрагми» за найнесприятливіших поєднань розрахункових навантажень.

Розрахунок діафрагм на дію поперечних сил дозволив визначити зони найбільших напружень, для сприйняття яких у приопорних ділянках передбачено встановлення додаткової поперечної арматури.

Параметри та площа робочої поверхні опорних анкерів підібрані так, щоб гарантувати надійне сприйняття згинального моменту в опорних зонах конструкції, а робоче армування тіла плити-оболонки виконано в повній відповідності до конструктивних вимог, наведених на схемі.

Проведений у ПК «Ліра-САПР» [16, 18] автоматизований розрахунок оболонки підтвердив її жорсткість, оскільки максимальний розрахунковий прогин у середині прогону становить 7,0 мм, що не перевищує гранично допустимих нормативних значень і повністю задовольняє вимогам за деформативністю.

Графічні матеріали та робочі креслення плити-оболонки, виконані на основі отриманих розрахункових даних, представлені у конструктивно-розрахунковому розділі проєкту.

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Ділянка розміщення спортивного комплексу розташована у північно – західній частині м. Черкаси.

Проектом передбачається будівництво спортивного корпусу середньої школи. Тип фундаментів – фундаменти мілкого закладання.

Інженерно-геологічні розвідування виконувались для комплексного вивчення інженерно-геологічної будови ділянки запроектованого будівництва, у тому числі: геологічних умов, складу, стану і властивостей ґрунтів, геологічних процесів і явищ, а також отримання необхідних даних для обґрунтування вибору типу фундаментів і раціонального використання геологічного середовища.

З цією метою був виконаний комплекс польових і лабораторних робіт.

Склад, об'єми і методика виконання інженерно-геологічних розвідувань визначені виходячи з категорії складності природних умов.

Ділянка розвідувань вільна від забудови і на період виконання робіт не є зайнятою.

У геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розміщена в межах водороздільної частини Черкаського плато.

Рельєф ділянки слабо хвилястий, абсолютні відмітки поверхні змінюються від 209,5 до 211,0 м.

За результатами виконаних робіт товща ґрунтів основи фундаментів являється неоднорідною і розчленована на чотири інженерно-геологічних елементи.

ІГЕ - 1 – ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4м.

ІГЕ - 2 – зв'язний ґрунт, товщиною 6,3 – 7,1м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	E , МПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа		
								100	200	300
2,69	1,54	6,8	31,7	16,9	---	23	21	0,003	0,018	0,023

Вираховуємо число пластичності: $I_p = W_L - W_P = 32,0 - 17,0 = 15 \%$.

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – **суглинок** ($7 \leq I_p = 15 \leq 17$).

Вираховуємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{6,9 - 17,8}{32,0 - 17,0} = -0,73.$$

Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається **твердим** ($I_L = -0,73 < 0$).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,57}(1 + 0,069) - 1 = 0,82.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,069}{0,82 \cdot 1,00} = 0,225.$$

Оскільки найменше відносне просідання $\varepsilon_{sl} = 0,018 > 0,01$, то ґрунт відноситься до **просідаючих**.

Остаточна назва ґрунту: **суглинок твердий просідаючий**.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту (питому вагу $\gamma = \rho \cdot g$ ($g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння), кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c) для розрахунків за першою та другою групами граничних станів.

Розрахункове значення характеристики ґрунту визначаємо за формулою:

$$Y = \frac{Y_n}{\gamma_g},$$

де Y_n – нормативне значення характеристики;

γ_g – коефіцієнт надійності.

При визначенні розрахункових значень характеристик для розрахунків за деформаціями (друга група граничних станів) $\gamma_g = 1,0$.

Для розрахунків за несучою здатністю (перша група граничних станів) $\gamma_g = 1,5$ – для питомого зчеплення, $\gamma_g = 1,15$ – для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів і $\gamma_g = 1,1$ – для кута внутрішнього тертя пісків, $\gamma_g = 1,05$ – для питомої ваги ґрунту.

Отже,

$$\begin{aligned} \gamma_I &= \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,57 \cdot 10}{1,05} = 14,95 \text{ кН/м}^3; & \gamma_{II} &= \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,57 \cdot 10}{1,0} = 15,7 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= \arctg \frac{\tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\tg 23}{1,15} = 20^\circ 26'; & \varphi_{II} &= \arctg \frac{\tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\tg 23}{1,0} = 23^\circ; \\ c_I &= \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{20,0}{1,5} = 13,33 \text{ кПа}; & c_{II} &= \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{20,0}{1,0} = 20,0 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

ПГЕ - 3 – незв'язний ґрунт, товщиною 0,7–0,8 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	E , мПа	φ , град.	c , кПа
---	---	---	8,0	12,1	37,0	25,0	10,0	8,0	---	2,67	1,81	21,2	10	26	2

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 57% частинок крупніших 0,01мм (8,0+12,0+37,0=57%<75%). Згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **пісок пилюватий**.

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,66}{1,80}(1 + 0,211) - 1 = 0,79.$$

Згідно з табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок пилюватий** буде **середньої щільності** ($0,6 \leq e = 0,79 \leq 0,80$).

Вираховуємо *коефіцієнт водонасичення* S_r :

$$S_r = \frac{2,66 \cdot 0,211}{0,79 \cdot 1,00} = 0,71.$$

Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок є середнього ступеня водонасичення** ($0,6 < S_r = 0,71 < 0,8$).

Остаточна назва ґрунту: **пісок пилюватий, середньої щільності, середнього ступеня насичення водою.**

Визначаємо *розрахункові характеристики* ґрунту для розрахунків за І-ю і ІІ-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,80 \cdot 10}{1,05} = 17,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,8 \cdot 10}{1,0} = 18,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\lg 26}{1,1} = 23,9^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\lg 26}{1,0} = 26^\circ;$$

$$c_I = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{2,0}{1,0} = 2,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ – 4 - зв'язний ґрунт, товщиною 2,1 – 2,2м.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені у табл. 4.3.

Таблиця 4.3.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , $г/см^3$	ρ , $г/см^3$	W , %	W_L , %	W_P , %	E , $мПа$	φ , $град.$	c , $кПа$	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , $кПа$		
								100	200	300
2.71	1.92	30.0	41.0	24.0	11	17	15	---	---	---

Вираховуємо *число пластичності*: $I_p = W_L - W_P = 41,0 - 24,0 = 17 \%$.

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – **суглинок**

$$(7 \leq I_p = 17 \leq 17).$$

Вираховуємо *показник текучості*:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{30,0 - 41,0}{41,0 - 24,0} = -0,65.$$

Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається **твердим** ($I_L = -0,65 < 0$).

Вираховуємо *коефіцієнт пористості* e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,71}{1,92} (1 + 0,30) - 1 = 0,83.$$

Вираховуємо *коефіцієнт водонасичення* S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,71 \cdot 0,30}{0,83 \cdot 1,00} = 0,98.$$

Остаточна назва ґрунту: **суглинок твердий**.

Визначаємо *розрахункові характеристики ґрунту* (питому вагу $\gamma = \rho \cdot g$ ($g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння), кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c) для розрахунків за першою і другою групами граничних станів. Розрахункове значення характеристики ґрунту визначаємо за формулою

$$Y = \frac{Y_n}{\gamma_g},$$

де Y_n – нормативне значення характеристики; γ_g – коефіцієнт надійності.

При визначенні розрахункових значень характеристик для розрахунків за деформаціями (друга група граничних станів) $\gamma_g = 1,0$.

Для розрахунків за несучою здатністю (перша група граничних станів) $\gamma_g = 1,5$ – для питомого зчеплення, $\gamma_g = 1,15$ – для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів і $\gamma_g = 1,1$ – для кута внутрішнього тертя пісків, $\gamma_g = 1,05$ – для питомої ваги ґрунту.

Отже,

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,92 \cdot 10}{1,05} = 18,29 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,92 \cdot 10}{1,0} = 19,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 17}{1,15} = 14^\circ 8';$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 17}{1,0} = 17^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15,0}{1,5} = 10 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15,0}{1,0} = 15,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ – 5 – зв'язний ґрунт, товщиною 4,4 – 5,0м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені у табл.4.4.

Таблиця 4.4.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , $\frac{г}{см^3}$	ρ , $\frac{г}{см^3}$	W , %	W_L , %	W_P , %	E , $мПа$	φ , $град.$	c , $кПа$	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , $кПа$		
								100	200	300
2,75	1,97	27,6	44,1	21,1	18	19	50	---	---	---

Вираховуємо *число пластичності*:

$$I_p = W_L - W_P = 41,0 - 30,0 = 11\%.$$

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – **суглинок** ($7 \leq I_p = 11 \leq 17$).

Вираховуємо *показник текучості*:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{27,5 - 44,0}{44,0 - 21,0} = -0,72.$$

Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається **твердим** ($I_L = -0,72 < 0$).

Вираховуємо *коефіцієнт пористості* e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,75}{1,96} (1 + 0,275) - 1 = 0,79.$$

Вираховуємо *коефіцієнт водонасичення* S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,75 \cdot 0,275}{0,79 \cdot 1,00} = 0,95.$$

Остаточна назва ґрунту: **суглинок твердий**.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту (питому вагу $\gamma = \rho \cdot g$ ($g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння), кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c) для розрахунків за першою та другою групами граничних станів.

При визначенні розрахункових значень характеристик для розрахунків за деформаціями (II група граничних станів) $\gamma_g = 1,0$.

Для розрахунків за несучою здатністю (перша група граничних станів):

$\gamma_g = 1,5$ – для питомого зчеплення,

$\gamma_g = 1,15$ – для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів і $\gamma_g = 1,1$ – для кута внутрішнього тертя пісків, $\gamma_g = 1,05$ – для питомої ваги ґрунту.

Отже,

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,96 \cdot 10}{1,05} = 18,67 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,96 \cdot 10}{1,0} = 19,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 19}{1,15} = 14^\circ 5'; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 19}{1,0} = 19^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{50,0}{1,5} = 33,3 \text{ кПа}; \quad c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{50,0}{1,0} = 50,0 \text{ кПа}.$$

Отримані дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносимо у табл. 4.5. і викреслюємо план будівельного майданчика та інженерно-геологічний розріз (рис. 4.1).

4.3. Визначення навантажень на фундаменти

Навантаження на фундаменти визначають згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [1].

Таблиця 4.5

Визначення навантажень на основи фундаментів

№ п/п	Вид навантаження	N_{II} кН	γ_f	N_I кН
	Фундаменти по осі Ж. Вантажна площа $B_B = 285,1 \text{ м}^2$ Довжина стіни 30,2м. Постійні навантаження			
1	Вага покриття			
	Три шари рубероїду $\delta=0,006$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $3 \times 0,006 \times 6$	0,108	1,3	0,141
	Цементно піщана стяжка $\delta=0,02$; $\gamma_f=22 \text{ кН/м}^3$; $0,02 \times 22$	0,44	1,3	0,572
	Фіброліт $\delta=0,03$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $0,03 \times 6$	0,18	1,3	0,234
	Пароізоляція один шар рубероїду на бітумній мастиці $\delta=0,006$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $1 \times 0,006 \times 6$	0,036	1,3	0,047
	Плита-оболонка КЗС $1 \text{ м}^2 = 3,5 \text{ кН}$	3,5	1,1	3,85
	Σ	4,27		4,85
	$\times B_B$	1217,38		1382,74
2	Вага парпету			
	$\delta=0,25$; $\gamma_f=18 \text{ кН/м}^3$; $18 \times 0,6 \times 0,25 \times 30,2$	81,54	1,1	86,69
3	Вага монолітного поясу			
	$25 \times 0,5 \times 0,9 \times 30,2$	339,75	1,1	373,73
4	Вага стіни спортзалу			
	$(18,0 \times 0,51 \times (8,8 \times 30,2 - 3,6 \times 5,2 \times 5))$	1580,43	1,1	1738,48
	Вага цоколю			
3	$\delta=0,5$; $\gamma_f=24 \text{ кН/м}^3$; $24 \times 0,9 \times 0,5 \times 30,2$	326,16	1,1	358,78
	Всього на всю стіну Σ	3545,26		3943,41
		117,40		130,58
	Всього на 1м.п Σ			
	Тимчасові навантаження			
4	Снігове			
	За II групою граничних станів; $S_p=(0,4S_o-\underline{S})C=(0,4 \times 1,32-0,16) \times 1=0,368$; $C=\mu \times C_e \times C_{alt}=1 \times 1 \times 1=1$; $0,368 \times 285,1 \times 0,95=99,68$	99,68		--
	За I групою граничних станів; $S_m=\gamma_{fm} \times S_o \times C=1,14 \times 1,32 \times 1,0=1,505$; $C=\mu \times C_e \times C_{alt}=1 \times 1 \times 1=1$; $1,505 \times 285,1 \times 0,9=386,17$	--		386,17
		3,30		12,79
	Всього на 1м.п Σ			
5	Всього на 1м.п. фундаменту по осі «Ж»	120,7		143,37

Продовження табл. 4.5

№ n/n	Вид навантаження	N_{II} кН	γ_f	N_I кН
	Фундаменти по осі Е. Вантажна площа $B_B = 310,2 \text{ м}^2$. Довжина стіни 30,2м. Постійні навантаження			
7	Вага покриття			
	Три шари рубероїду $\delta=0,006$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $3 \times 0,006 \times 6$	0,108	1,3	0,141
	Цементно піщана стяжка $\delta=0,02$; $\gamma_f=22 \text{ кН/м}^3$; $0,02 \times 22$	0,44	1,3	0,572
	Фіброліт $\delta=0,03$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $0,03 \times 6$	0,18	1,3	0,234
	Пароізоляція один шар рубероїду на бітумній мастиці $\delta=0,006$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $1 \times 0,006 \times 6$	0,036	1,3	0,047
	Плита-оболонка КЗС $1 \text{ м}^2 = 3,5 \text{ кН}$	3,5	1,1	3,85
	Плита покриття пустотна $25,08 \times 0,22 \times 25/310,2$	0,44	1,1	0,49
	Σ	4,71		6,34
	$\times B_B$	1461,04		1966,70
8	Вага парапету			
	$\delta=0,25$; $\gamma_f=18 \text{ кН/м}^3$; $18 \times 0,6 \times 0,25 \times 30,2$	81,54	1,1	86,69
9	Вага монолітного поясу			
	$25 \times 0,5 \times 0,9 \times 30,2$	339,75	1,1	373,73
10	Вага вн. стіни спортзалу			
	$(18,0 \times 0,51 \times (8,8 \times 30,2 - 2 \times 2,7 \times 2,7))$	2305,83	1,1	2536,42
11	Вага перегородок			
	$\delta=0,12$; $\gamma_f=18 \text{ кН/м}^3$; $18(4,5+3,0) \times 4 \times 1,9 \times 0,12$	123,12	1,1	135,43
12	Вага міжповерхових перекриттів $A_n=17,5$			
	Паркет $\delta=0,018$; $\gamma_f=6 \text{ кН/м}^3$; $0,018 \times 6$	0,108	1,1	0,119
	Клей $\delta=0,003$; $\gamma_f=10 \text{ кН/м}^3$; $0,003 \times 10$	0,03	1,3	0,039
	Цементно піщана стяжка $\delta=0,02$; $\gamma_f=22 \text{ кН/м}^3$; $0,02 \times 22$	0,44	1,3	0,572
	Плита перекриття пустотна $(6,55 \times 2 + 4,5) \times 25,0/30,2$	137,5	1,1	151,25
	Σ	138,08		152,23
	$\times A_n$	2416,37		2664,03
	Всього на всю стіну Σ	6727,23		7763,00
	Всього на 1м.п Σ	222,77		257,05
	Тимчасові навантаження			
4	Снігове			
	За II групою граничних станів; $S_p=(0,4S_o-\underline{S})C=(0,4 \times 1,32-0,16) \times 1=0,368$;	108,44		--

	$C=\mu \times C_e \times C_{alt}=1 \times 1 \times 1=1;$ $0,368 \times 310,2 \times 0,95=108,44$			
	За I групою граничних станів; $S_m=\gamma_{fm} \times S_o \times C=1,14 \times 1,32 \times 1,0=1,505;$ $C=\mu \times C_e \times C_{alt}=1 \times 1 \times 1=1; 1,505 \times 310,2 \times 0,9=420,17$	--		420,17
	Всього на 1м.п Σ	3,59		13,93
5	Всього на 1м.п. фундаменту по осі «Ж»	226,36		270,98

4.4. Обґрунтування обраного варіанту фундаментів

Найчастіше застосовують збірні стрічкові фундаменти під стіни. Вони складаються із стрічки, яка збирається із залізобетонних плит та стін, що складаються із бетонних блоків [24].

Зокрема, стрічкові фундаменти застосовують, коли ґрунт під будівлею має малу несучу здатність, і необхідно розподілити вагу будівлі на велику площу. Стрічковий фундамент поверхневого заглиблення найбільш дешевий, проте поступається в надійності фундаментів глибокого закладення.

Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням [13]:

- призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проектуються, навантажень і впливів на фундаменти;
- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва ;
- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів.

У випадку проектування фундаментів мілкового закладення доцільно опирати його на ПЕ-2 [13]. На майданчику до глибини 7,1м залягають просідаючі ґрунти першого типу за просіданням. При спорудженні фундаментів мілкового закладення, шар просідаючого ґрунту під подошвою

фундаменту необхідно ущільнити важкими трамбівками. У запропонованому випадку доцільно застосовувати цей варіант, тому що споруда невисока, лише 2 поверхи і навантаження на фундамент незначні.

4.5. Проектування фундаментів мілкового закладення

Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту.

Місто Черкаси відноситься до регіону де нормативна глибина промерзання для глин та суглинків становить 0,8м.

Розрахункову глибину промерзання знайдемо за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot d_0 / 23 = 0,8 \cdot 1,1 \cdot 23 / 23 = 0,88(\text{м}),$$

де k_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на глибину промерзання фундаментів зовнішніх стін.

($k_h=1,1$ – приймаємо як для неопалювальних будівель, враховуючи можливість будівництва в сезон “осінь-весна”;

d_0 – величина, що дорівнює для суглинків і глин $d_0 = 0,23$.

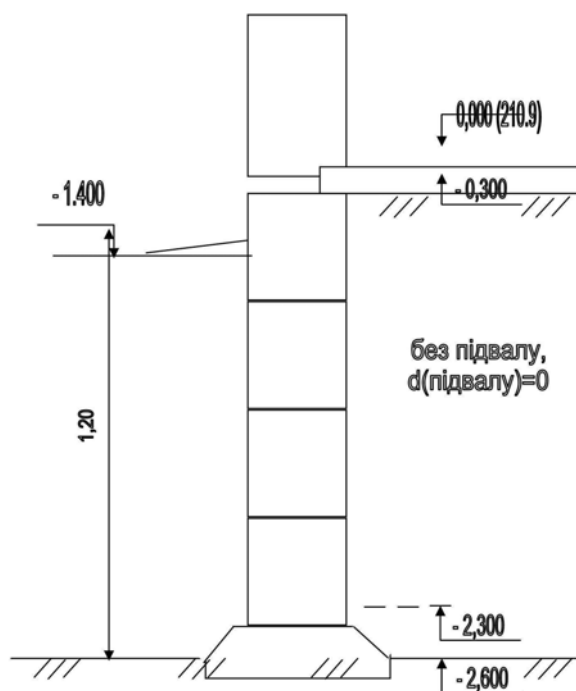


Рис. 4.3. Розрахункова схема
до визначення глибини закладення фундаменту

Величину d_f будемо враховувати при визначенні глибини закладення фундаменту.

За умовну позначку 0,000 приймемо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній позначці 210,7.

4.6. Проектування основ, ущільнених ґрунтонабивними (ґрунтовими) палями

Ліквідація просідаючих властивостей ґрунтів основи спорткомплексу ґрунтонабивними палями базується на механічному ущільненні ґрунту навколо свердловини, які не бурять, а пробивають спеціальною штангою з важким наконечником. Після пробиття свердловини вона засипається місцевим ґрунтом оптимальної вологості і ущільнюється шарами за допомогою спеціального пристрою на верстаті ударно-канатного буріння.

Ущільнення ґрунтів може виконуватись також за допомогою вибухів подовжених зарядів вибухових речовин.

Спосіб доцільно застосовувати при товщині просідаючого ґрунту від 10 до 25 м, вологості близької до оптимальної ($W_{opt}=W_p$) і при ступеню вологості $S<0.75$.

У проекті виконання ущільнення ґрунтонабивними палями повинні вказуватись:

- розміри ущільненого майданчика з прив'язкою їх до плану фундаменту;
- план розташування палей і їх діаметр;
- глибина ущільнення, потрібна щільність ґрунту;
- спосіб виконання свердловини і ущільнення ґрунту;
- вид і кількість ґрунту необхідна для заповнення свердловини;
- спосіб доущільнення або глибина зрізу буферного шару.

Через те, що при ущільненні масиву ґрунту ґрунтонабивними палями верхня частина його, яку названо „буферним шаром”, розпушується, цей шар зрізують або доущільнюють. Товщина буферного шару $h_1=k_b d$, де d – діаметр

свердловини (грунтонабивних паль) $d=0.5$, при пробивці їх верстатами ударно-канатного буріння і $d=0.4$ при виконанні їх вибухами.

K_b дорівнює для супісків – 4, суглинків – 5, глин – 6.

Позначку котлована назначають з врахуванням часткової зрізки буферного шару і часткового доущільнення важкими трамбівками на глибину не менше ніж на 1,5 м.

Розміри котлована в плані повинні перевищувати на 3 м з кожної сторони розміри ущільненої площі, а розміри ущільненої площі перевищувати розміри підосви фундаменту:

– в ґрунтових умовах I типу за просіданням на $0,2G$ але не менше $0,8m$ (G -ширина фундаменту);

– в ґрунтових умовах II типу за просіданням на $0,2$ величини просідаючої товщі.

При цьому ширина ущільненого майданчика повинна бути в ґрунтових умовах I типу не менше $0,2$ глибини ущільнення, а в ґрунтових умовах II типу – не менше $0,5$ величини просідаючої товщі.

Ущільнення ґрунтовими палями

Ґрунтові палі розташовують в шаховому порядку. Відстань l між центрами ґрунтових паль з діаметром d визначається за формулою:

$$l = 0.95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} ;$$

де ρ_d – щільність сухого ґрунту після ущільнення; для ґрунтових умов I типу за просіданням $\rho_{ds}=1,65 \text{ г/см}^3$; для ґрунтів другого типу в межах верхнього шару до глибини $H_s/2$ $\rho_{ds}=1,65 \text{ г/см}^3$, а нижче $\rho_{ds}=1,70 \text{ г/см}^3$.

Визначаємо основні параметри ущільнення ґрунтовими палями основи спорткомплексу для середньої школи у м. Черкаси, якщо ширина підосви фундаменту $G=1,2$ м, глибина закладення фундаменту $d=2,6$ м. Будинок будується на ділянці, на якій супісок твердий просідаючий. Ґрунтові умови I типу за просіданням (див. табл. 4.6).

Таблиця 4.6

№ шару	Тип ґрунту	Товщина шару, м	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	W %	$\rho_d = \rho / (1 + W)$ г/см ³
1	Суглинок твердий просідаючий	7,1	2,67	1,57	6,9	0,20

1. Визначаємо відстань l між центрами ґрунтових паль діаметром $d=0,5$ м, які ущільнюються супісок до щільності сухого ґрунту $\rho_{ds}=1.65$ г/см³

$$l_1 = 0.95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} = 0.95 \cdot 0.5 \sqrt{\frac{1.65}{1.65 - 0.20}} = 0.51 \text{ м.}$$

Приймаємо відстань l між центрами ґрунтових паль $l=0,5$ м.

Відстань між рядами розташованими в шаховому порядку паль $l' = l \cdot \sqrt{3/4} = 0.5 \cdot 0.866 = 0.43$ м.

2. Визначаємо ширину смуги ущільнення b' по периметру фундаменту.

Загальна ширина смуги ущільнення

$$b_s = G + 2b' = 1.2 + 2 \cdot 1.42 = 4.04 \text{ м.}$$

Вона накладається на смуги ущільнення інших фундаментів, тому в розглянутих ґрунтових умовах передбачаємо суцільне ущільнення під усім будинком.

Якщо зовнішній контур фундаменту має розміри $35,2 \times 30,4$ м, то розміри ущільненої площі дорівнюють:

$$b_s = 16.4 + 2b = 35.2 + 2 \cdot 1.42 = 38,04 \text{ м.}$$

(що більше від $0,5H_s=3.95$ м); $l_s = 30.4 + 2b = 30.4 + 2 \cdot 1.42 = 33.24$ м.

3. Визначаємо кількість рядів ґрунтових паль n_p , кількість паль в ряду – n_n і сумарну кількість паль n :

$$n_p = \frac{b_s}{l'} + 1 = \frac{38.36}{0.43} + 1 = 90.2 = 91 \text{ ряд,}$$

$$n_n = \frac{l_s}{l} + 1 = \frac{33.56}{0.5} + 1 = 68.12 = 69 \text{ паль,}$$

$$n = n_p \times n_n = 91 \times 69 = 6279 \text{ паль.}$$

4. Визначаємо масу ґрунту m оптимальної вологості для заповнення пробитих свердловин – для заповнення 1 м свердловини (палі)

$$m = k_g A \rho_{ds} (1 + W_{onm}) = 1,1 \times 0,196 \times 1,75 (1 + 0,18) = 0,445 m, \text{ де}$$

k_g – коефіцієнт обумовлений збільшенням діаметра ґрунтової палі при ущільненні засипаного матеріалу. Для суглинків – 1,1.

A – площа поперечного перерізу свердловини при $d_n = 0,5$ м дорівнює:

$$A = \frac{\pi d_n^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,5^2}{4} = 0,196 m^2;$$

ρ_{ds} – щільність сухого ґрунту, ущільненого в свердловині, приймається $\rho_{ds} = 1,75 \text{ г/см}^3$;

W_{onm} – оптимальна вологість засипаного ґрунту $W_{onm} = 0,18$.

Для заповнення однієї ґрунтової палі довжиною $h'_s = H_s - 1 = 8,0 - 1 = 7,0 \text{ м}$, потрібен ґрунт масою

$$m = m_1 \cdot h'_s = 0,445 \times 7,0 = 3,12 m^3.$$

Для ущільнення основи будівлі спорткомплексу:

$$M = m \cdot n = 3,12 \cdot 6279 = 19568 m^3.$$

5. Визначаємо відстань між осями крайніх рядів ґрунтових паль та крайніх паль в рядах, прив'язуємо ґрунтові палі до осей будівлі спорткомплексу:

– відстань між осями крайніх рядів ґрунтових паль дорівнює:

$$(n_p - 1) \cdot l' = (91 - 1) \cdot 0,43 = 38,7 m;$$

– відстань між осями крайніх ґрунтових паль в ряді

$$(n_{паль} - 1) \cdot l = (69 - 1) \cdot 0,5 = 34,0 m;$$

– відстань від літерної осі будинку (осі A і I) до крайнього ряду ґрунтових паль дорівнює $\frac{38,7 - 35,2}{2} = 1,75 m$;

– відстань від крайніх цифрових осей (осі I і 10) до крайніх паль в ряді дорівнює $\frac{34,0 - 30,4}{2} = 1,8 m$. Отже, наведене ущільнення основи фундаменту спорткомплексу є обов'язковим.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1. Опис виконання основних технологічних процесів

На протязі підготовчого періоду, що становить 7 робочих днів на майданчику виконуються такі роботи у відповідності до [29]:

- ділянка звільняється від існуючих насаджень (тобто викорчуюють всі заважаючі кущі і дерева;
- розбивається геодезична сітка з влаштуванням тимчасових та постійних реперів;
- завозяться на майданчик і встановлюються тимчасові будівлі;
- проводяться необхідні комунікації.

Після закінчення всіх цих робіт настає черга монтажу.

5.2. Земляні роботи

Земляні роботи починаються з зрізання рослинного ґрунту з поверхні котловану під споруду товщиною шару $h_p=40$ см по всій площі будівельного майданчика. Виконує цю роботу бульдозер потужністю 96 кВт (130 к.с) з переміщенням ґрунту на 20 м, група ґрунтів 1.

Ґрунт згортають у тимчасові кавальєри.

Для зменшення втрат ґрунту відвал бульдозера обладнаний боковими відкрилками. Зрізання ґрунту проводять клиновидною зрізкою, траншейним методом виконання робіт. Бульдозер багаторазово проходить по одному і тому ж сліду виробляючи траншею до 0,6 м стінки якої попереджують розсипання ґрунту. Між траншеями залишаються перемички шириною 0,4 – 0,5 м, потім їх зрізують тим же методом.

Розробка ґрунту являється ведучим процесом і виконується ескаватором зі зворотньою лопатою ЕО–3322А. Ґрунт розробляє ескаватором в котловані.

Ущільнення ґрунту виконується після зворотньої засипки і підсипки ґрунту під підлогу електротрамбівками.

5.3. Влаштування фундаменту

Під стіни з цегли влаштовують стрічкові фундамент из бетонних блоків та залізобетонних подушок.

До початку влаштування фундаментів зачищають та сплановують днище котловану, а потім влаштовується піщана підготовка. Після виконання підготовчих робіт починають монтаж плит та блоків.

Фундаментні плити вкладають на ущільнену піщану підсипку товщиною 10 см. Блоки викладають по верху фундаментних плит на цементно – піщаному розчині. Кладка фундаментних блоків виконується з перев'язкою як вздовж стіни (не менше 240 мм), так і в місцях примикання повздовжніх та поперечних стін (не менше 300 мм).

Необхідна перев'язка блоків забезпечується з допомогою примінення монолітних ділянок.

5.4. Зведення стін з звичайної глиняної цегли

Стіни мурують з звичайної глиняної цегли стандартного типорозміру: 250×125×65 мм.

Ззовні стін влаштовується утеплювач з мінераловатних плит товщиною 10мм. Одночасно з кладкою стін бригада монтажників влаштовує риштування на наступному місці влаштування кладки, а такелажники краном МКА–16 подають піддони з цеглою до місця кладки.

Після зведення стін першого поверху муляри і всі допомагаючі їм робочі переходять на зведення стін другого поверху. Контроль якості кладки провести в процесі зведення стін бригадиру та майстру.

5.5. Влаштування перекриття та покриття

Після зведення стін першого поверху монтують плити перекриття над першим поверхом . До місця вкладання плити подаються краном КБ–503. Після чого провести анкеровку плит,загнути монтажні петлі та замонолітити шви.

Потім мулярам звести стіни, після чого провести монтаж плит покриття в тій же послідовності.

Роботи по монтажу плит перекриття і покриття вести поточним методом.

5.6. Влаштування підлоги

Підлоги у проєкті передбачені трьох типів: паркетна (у всіх кімнатах окрім технічних) та мозаїчно – бетонна (в коридорах та технічних кімнатах) та дерев'яна у спортзалі.

Роботи починати з влаштуванням бетонних підготовок, а потім стяжок.

Підлоги влаштовують дві бригади: перша – паркетники, друга – бетонники.

Влаштувавши паркетну підлогу на першому поверсі бригада паркетників переходить на другий поверх, а на їхнє місце приходять бетонники і влаштовуєть мозаїчну підлогу. Потім повторюють шлях першої бригади.

Підлогу баскетбольної площадки влаштовують шість теслярів. Спочатку вони стелять лаги, а потім по лагах влаштовують підлогу з антисептованих брусів.

Паралельно до цих робіт вставляють віконні та дверні блоки. Одночасно бригади електриків і сантехніків закінчують свою роботу.

5.7. Вибір монтажних механізмів для ведення робіт

Вибір монтажних кранів здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність Q_m , що складається

$$Q_m = Q_k + Q_{np} + Q_{об},$$

де Q_m - вантажопід'ємність крана, т;

Q_k - маса конструкції, т ($Q_k=9,98m$);

Q_{np} - маса монтажних пристроїв, т., ($Q_k=1,08m$) [4];

$Q_{об}$ - маса елементів оббудови, т.

Маса монтажних пристроїв, що закріплені на конструкції до її підйому $Q_{об}=0,089\text{т}$.

Отже, необхідна вантажопід'ємність Q_m , рівна:

$$Q_m = 9,98 + 1,08 + 0,089 = 11,15\text{т}.$$

– висота підйому гака H_m (рис. 5.1.);

$$H_m = H_o + H_{ел} + H_3 + H_{пр}$$

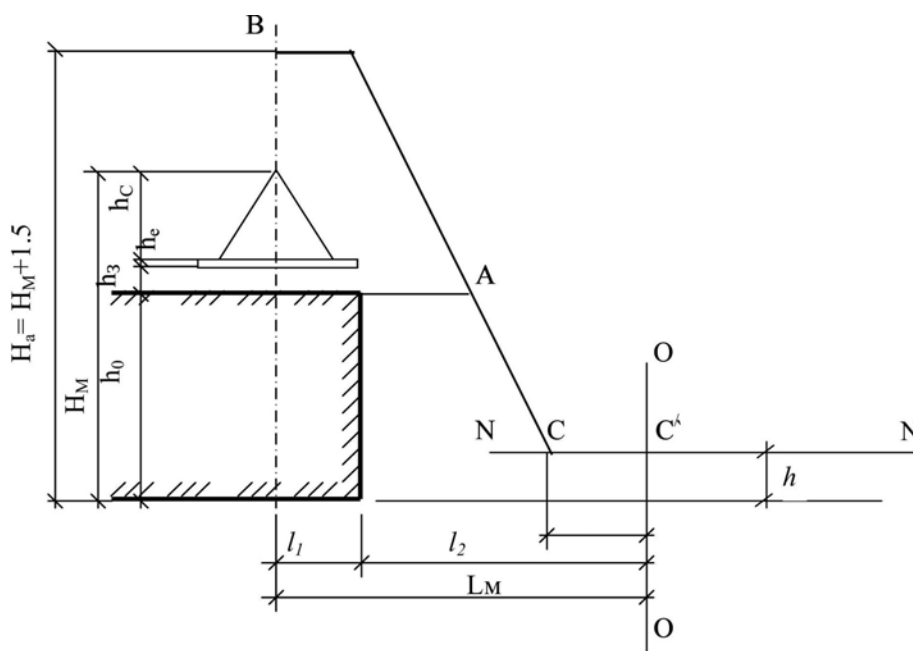


Рис. 5.1. Схема для визначення параметрів стрілового крана (з гуськом)

де H_m – відстань від рівня стоянки крана до низу крюка при максимально стягнутому поліспасті, м;

H_o – перевищення опори елемента, що монтується над рівнем монтажного крана, м ($H_o=10,19\text{м}$);

$H_{ел}$ – висота елемента в монтажному положенні, м ($H_{ел}=1,0\text{м}$);

H_3 – запас за висотою за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу, або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5-0,8 м) – $H_3=0,5\text{м}$;

$H_{пр}$ – висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, що монтується до крюка, м: $H_{пр}=3,4$ (див.рис.4.2.).

Траверса із стропами (Промстальконструкція, № 50627Т-9) - 3.40м.

Отже, $H_{np} = 3,4\text{м.}$

- монтажний виліт гака крана $L_2 = 10\text{м.}$ (рис. 4.1);

Отже, висота підйому гака H_m (рис. 4.2.);

$$H_m = 10,19 + 0,5 + 1,0 + 3,4 = 15,09\text{м.}$$

Визначення довжини стріли крана (з гуськом) КС-8162:

Найбільш поширеним є графічний метод. При цьому методі виліт гака визначається за такою послідовністю: від точки В відкладають розмір гуська і вісь стріли проводять від кінця гуська через точку А.

Далі необхідно в масштабі накреслити контур споруди, що монтується, вісь розташування елементів, що монтуються і вісь стріли крана, що повинна пройти через дві точки:

А - що знаходиться на відстані 1.5 м від крайньої точки конструкції, що монтується і В - що знаходиться на висоті $H_m + 1,5\text{ м}$, де 1,5 м – висота від гака крана до осі оголовка стріли.

Вище рівня розташування крана на висоті h проводять лінію N-N, що проходить через шарнір стріли (п'яту стріли).

Всі розрахунки за допомогою графічного метода показані на рис.4.2.

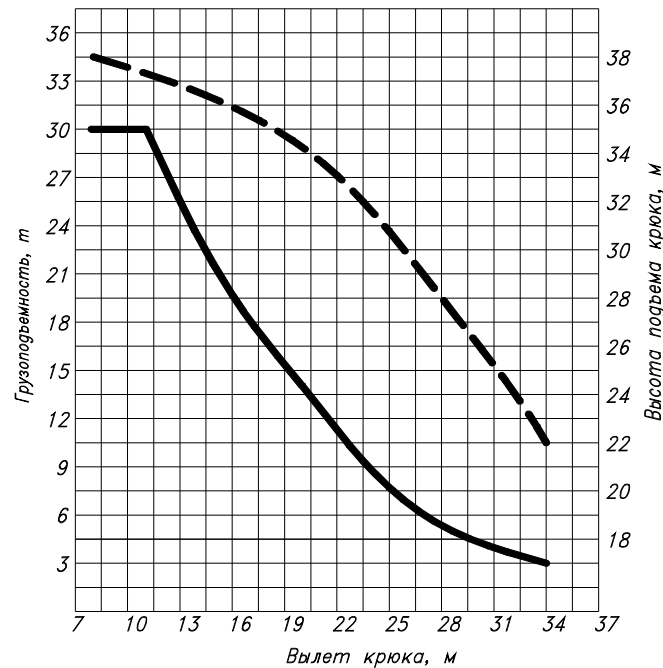


Рис.5.2. Розрахункова схема підбору крана КС-8162 та визначення його параметрів

На основі визначених параметрів Q_m , H_m , L_e , L_c необхідно виконати підбір монтажного крану для плит КЗС. Всі дані зводимо в табл.5.2.

Таблицю 5.2

**Таблиця монтажних характеристик і вибору
монтажного крану**

№ п/п	Назва конструктив- них елементів	Монтажні характеристики				Найменування механізмів з необхідними найбільш близькими монтажними характеристиками	Вибраний комплект
		Q_m	H_m	L_e	L_c		
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	КЗС плити	11,15	15,09	10	20	КС-8162	КрАЗ-25К

На рис.4.2. наведені вантажні характеристики гусеничного стрілового крана КС-8162 з довжиною стріли з гуськом 40 м.

Технічні характеристики вибраного крану КС-8162 зводимо в табл. 5.3.

Таблиця 5.3.

Технічні характеристики вибраного крану

№ п/п	Вид крану	Вантажопід'єм- ність, т	Висота підйому, м	Виліт гака, м	Довжина стріли, м
1	2	3	4	5	6
1.	КС-8162	3-30	до 34	10	8-34

5.8. Технологічна карта на виконання робіт по монтажі плит покриття

Область застосування

Карта призначена для організації праці робочих зайнятих на монтажі плит покриття спортивного корпусу загальноосвітньої школи у м. Черкаси.

До складу робіт, розглянутих картою, входять:

- монтаж плит покриття;
- електрозварювання монтажних стиків;
- замонолічування швів між плитами покриття.

Прив'язка типової технологічної карти до конкретних об'єктів і умов будівництва полягає в уточненні об'ємів робіт, засобів механізації, необхідності в трудових і матеріально – технічних ресурсах, а також графічної схеми організації будівельного процесу згідно з фактичним розміром споруди.

Монтаж плит покриття КЗС проводиться краном КС-8162.

Організація і технологія будівельного процесу

До початку монтажу плит покриття повинні бути виконані організаційно підготовчі заходи згідно ДБН А.3.1–5:2016 [29], а також всі роботи згідно з бюджетним планом, розробленим у проєкті виконання робіт для кожного конкретного об'єкту.

Крім цього, повинні бути виконані наступні роботи:

- монтаж, вивірка і кінцеве закріплення всіх нижче лежачих несучих конструкцій з оформленням акту про прийняття виконаних монтажних робіт згідно з [23];

- доставка в зону монтажу необхідних монтажних пристосувань, інвентарю та обладнання; робочі ІТР повинні бути ознайомлені з проєктом виконання робіт, технологією і організацією робіт, навчені безпечним методам праці.

Доставлені на об'єкт плити покриття розвантажуються на майданчики складування в зону дії монтажного крану. Запас конструкцій повинен складати повну необхідність в них на захватку обладнану інвентарним огороженням.

Плити покриття, які надходять на монтажну площадку, повинні відповідати проєкту (робочим кресленням), діючим ДСТУ, ДБН, технічним умовам на залізобетонні вироби.

Кожна партія плит покриття повинна бути обладнана паспортом, який видається замовнику підприємства при відпусканні цих плит. Відпускання і прийняття плит покриття без паспортів **заборонено**.

Монтаж плит покриття ведеться гусеничним краном КС-8162. Стропову і підйом плит покриття виконують за допомогою балочної траверси вантажопід'ємністю *100кН*.

До початку монтажу очистити закладні деталі плит відпилу та іржі. Монтаж плит покриття КЗС проводять з опиранням на передбачений влаштований монолітний пояс. Круглопустотні плити покриття над двоповерховою частиною будівлі на кожному кроці прольоту вкладають від одного краю до другого: перша по ходу монтажу – з підмосток і люльок, наступні – з сусідніх раніше встановлених плит.

Стики плит покриття з закладними деталями монолітного поясу здійснюють зваркою закладних деталей. При цьому один з чотирьох кутів плити (котра примикає до зони раніше укладених плит) залишають незавареним, за виключенням першої плити, в кожному прольоті, яка приварюється в чотирьох кутах.

Для надання жорсткості плитам покриття шви після їх монтажу замонолічують цементним розчином. Кожна наступна плита КЗС над баскетбольною площадкою вкладається після приварювання попередньої до закладних деталей монолітного поясу

Зароблення швів проводиться після прийняття зварних швів та антикорозійного захисту металевих деталей з оформленням акту на закриті види робіт. Розчин для замонолічування подається краном в баддях з дозуванням видачі і підготовлені ємкості.

Напрямок і порядок монтажу плит покриття і руху монтажного крану, а також місця його стоянок показані на листі до розділу технології зведення будівлі спорткорпусу. Роботи по монтажу плит покриття і електрозварки стиків виконуються бригадою монтажників конструкцій із 4-ох чоловік, в склад якого входять:

- монтажник конструкцій 4 розряду – 1 чол. (M_I);
- монтажник конструкцій 3 розряду – 2 чол. (M_{II} , M_{III});
- монтажник конструкцій 2 розряду – 1 чол. (M_{IV}).

Монтажник 4 розряду (M_I), який входить в склад бригади, повинен мати другу суміжну професію електрозварювальника ручної електродугової зварки 5 розряду.

Роботи по замоноличуванню швів бетоном проводить ланка, яка складається з двох чоловік:

- монтажник конструкцій 4 розряду – 1 чол. (M_5);
- монтажник конструкцій 3 розряду – 1 чол. (M_6).

Графік виконання робіт проводиться на листі 12. Калькуляція трудових затрат приводиться у таблиці «Методи та послідовність виконання робіт».

Монтажник конструкцій M_4 підготовлює плиту до підйому: оглядає, очищає від пилу, збиває напливу бетону з закладних деталей, знімає підкладки.

По сигналу монтажника конструкцій M_4 машиніст крану подає траверсу з пристосуванням для роз стропування з землі та опускає її над плитою. Монтажник конструкцій M_4 заводить гаки траверси в монтажні петлі плити. Після натягування гаків траверси монтажник конструкцій M_4 перевіряє правильність та надійність строповки і відходить на небезпечну відстань.

Машиніст крану подає плити до місця встановлення. Монтажники конструкцій M_2 та M_3 , знаходячись на протилежних стропях раніше змонтованої плити, приймають плиту яка подається краном на висоту не більше 30 см від верха монолітного поясу.

По команді монтажника конструкцій M_2 машиніст крану плавно опускає плиту до місця встановлення. Монтажники конструкцій M_2 та M_3 придержують плиту за торці та фіксують її положення. З допомогою монтажних ланів монтажники конструкції M_2 та M_3 встановлюють плиту по рискам, нанесеними на закладні деталі верха монолітного поясу.

Після вивірки правильності встановлення плити монтажних конструкцій M_1 приварює її до закладних деталей монолітного поясу. Тільки після цього по команді монтажника M_2 машиніст крану ослаблює натягнуті стропи, монтажники M_2 та M_3 звільняють гаки траверси і переходять до місця встановлення наступної плити.

При замоноличуванні швів між плитами покриття монтажник M_6 забезпечує подачу бетонної суміші на покриття, приймають її в ємність і

ручним візком підвозять до робочого місця, а монтажники M_6 , очистивши шов між плитами від будівельного сміття, проводить заливку швів.

Встановлення тимчасового інвентарного огороження проводять монтажники конструкцій M_3 та M_4 до підйому плит. Огороження навішуються на плити крайніх рядів з зовнішньої сторони прольоту.

Розбирання огорожень проводять після замонолічування швів. Монтажники M_3 та M_4 розбирають огороження, вкладають в пакети і по сигналу монтажника M_2 машиніст крану опускає пакети на землю.

Операційний контроль якості робіт по монтажу плит покриття виконується згідно з вимогами [42].

Контроль якості ведеться в процесі монтажу плит безперервним шляхом перевірки: (опорних) положення опорних ребер плит відносно монолітного поясу та розмірів площадок опирання; зварних швів з складанням акта на скриті роботи; замонолічування швів між плитами.

Допустимі відхилення при монтажі плит покриття правилами [42] приведені нижче:

- зміщення в плані плит покриття відносно їх проектного положення на опорних поверхнях (вздовж опорних сторін плити) – 13 мм;
- розбіжність відміток лицевих поверхонь двох суміжних плит перекриття в стику при довжині плит більше 4 м – 10 мм.

Перелік робочих процесів, які підлягають контролю, засоби і способи контролю, його періодичність і відповідальний за контроль.

Отже, граничні відхилення фактичного положення змонтованих плит покриття КЗС від проектного не повинні перевищувати величин.

Техніко – економічні показники

На весь обсяг робіт, передбачений технологічною картою, керуючись відповідними збірниками, складаємо відомість трудомісткості робіт на монтаж плит покриття КЗС.

Основою для складання графіка виконання робіт є обсяг робіт і калькуляція затрат праці.

Основою для складання графіка виконання робіт є обсяг робіт і калькуляція затрат праці.

Графік виконання робіт розміщуємо на аркуші креслення у графічній частині магістерської кваліфікаційної роботи. У процесі побудови графіка плануємо в часі часткові потоки дотримуючись таких умов:

- забезпечення технологічної послідовності часткових потоків;
- дотримання необхідних технологічної і організаційної перерв між початком суміжних часткових потоків та ін.

Усі підрахунки матеріально-технічних ресурсів виконуємо на весь обсяг робіт. Потребу в інструменті, інвентарі і пристосуваннях визначаємо на основі аналізу трудових процесів і операцій в даній технологічній карті, використовуючи типові технологічні карти і довідникову літературу і записуємо в табличній формі.

При прийманні змонтованих конструкцій пред'являють такі документи:

- паспорти на збірні конструкції, видані підприємством-виготовлювачем;
- сертифікати на матеріали, які застосовувалися при монтажі;
- сертифікати на електроди, які використовувались при зварюванні;
- робочі креслення конструкцій з нанесенням на них усіх відхилень від проекту, що допущені в процесі монтажу і узгоджені з проєктними організаціями; журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизація стиків;
- акти проміжного приймання змонтованих конструкцій;
- акти при зварюванні і замонолічуванні стиків;
- дані про результати інструментальної перевірки конструкцій;
- опис дипломів і посвідчень електрозварників, які працювали при монтажі конструкцій.

5.9. Календарне планування

Опис календарного планування

Важливе місце у плануванні проекту будівництва спортивного корпусу мають завдання календарного планування. Календарне планування — це

процес складання й коригування розкладу, в якому роботи, що виконуються при зведенні будівлі, взаємопов'язуються між собою в часі і з можливостями їх забезпечення різними видами матеріально-технічних та трудових ресурсів. При календарному плануванні обов'язково повинно враховуватися дотримання заданих обмежень (тривалість робіт, ліміти ресурсів) та оптимальний розподіл ресурсів.

Тривалість роботи — це головний параметр планування. Вона залежить від сумарної трудомісткості, що витрачається на виконання елементів роботи, і числа працюючих, які можуть її виконати. Звичайно, що тривалість роботи залежить від обсягу, який потрібно виконати та інтенсивності виконання роботи. Тривалість роботи можна визначити за формулою:

$$TP = TM : ЧП, \quad (5.1.)$$

де TP – тривалість роботи, дні;

TM – трудомісткість роботи, люд.-днів;

ЧП – чисельність працюючих, чол.

Отже, параметрами, що описують календарний план в нашому варіанті будівництва спорт корпусу є дати початку та закінчення кожної роботи, їх тривалість та необхідні ресурси.

При проектуванні календарного плану необхідно дотримуватися вимог викладених в ДБН А.3.1–5:2016 «Організація будівельного виробництва» [29], в яких вказано, що до основних робіт по будівництву об'єкта дозволяється приступати тільки після закінчення підготовчих робіт до яких відносяться:

- здача-приймка геодезичної розбивки;
- планування території будівельного майданчика;
- влаштування тимчасових доріг, водо-, енерго-, тепло-забезпечення та каналізації;
- влаштування складських приміщень та майданчиків;
- забезпечення будівельного майданчика освітленням та зв'язком.

Вихідними даними для проектування будівельного майданчика:

- креслення розрахунково-конструктивної та архітектурної частин;

- об'єм будівельно-монтажних робіт;
- будівельний об'єм будівлі;
- нормативна тривалість будівництва.

Техніко-економічні показники календарного плану

Нормативний термін будівництва складає 6,5 місяців, в тому числі 1,5 місяці на підготовчий період. Даний термін будівництва включає також виконання електромонтажних, санітарно-технічних робіт, та робіт по благоустрою площадки. Нормативна тривалість виконаних робіт визначається із кошторисної вартості робіт і денного виробітку.

Нормативний термін будівництва з урахуванням всіх видів робіт в днях складає

$$T_n = 6,5 \times 22 = 144 \text{ дні.}$$

Поєднання будівельних процесів в часі характеризується коефіцієнтом суміщення процесів:

$$K_c = E_t / T \quad (5.2)$$

де E_t – сума тривалості окремих процесів;

$$E_t = t_1 + t_2 + \dots + t_n - \text{тривалість будівництва, дні.}$$

З календарного плану $E_t = 206$ днів.

$$T = 129 \text{ днів. } K_c = 206 / 129 = 1,6.$$

Чим більше поєднання будівельних процесів, тим коефіцієнт K_c більше 1, що обумовлює зменшення терміну будівництва.

На скорочення термінів будівництва значно впливає також і коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = (t_1 \cdot a_1 + t_2 \cdot a_2 + \dots + t_n \cdot a_n) / T \quad (5.3)$$

де $a_1, a_2, \dots, a_n$ - кількість змін в добі при виконанні різних процесів.

$$K_{зм} = 309 / 129 = 2,4.$$

5.10.Будівельний генеральний план

Будгенплан складається після розробки технологічних карт, вибору методів виконання робіт, складання календарного плану.

При проєктуванні будгенплану спортивного корпусу необхідно дотримуватись таких вимог:

- тимчасові будинки та споруди слід розташовувати з врахуванням зручного використання їх і дотримання протипожежних норм, санітарно-гігієнічних норм та вимог техніки безпеки;
- об'єм та вартість тимчасових будинків і споруд повинні бути мінімальними. В першу чергу необхідно використовувати постійні мережі та дороги;
- відстань переміщення будівельних вантажів повинна бути мінімальною. Об'єктний будгенплан слід розробляти на період виконання робіт найбільш трудомістких та складних процесів зведення.

Крім того, в основу проєктування будгенплану покладені наступні принципи: раціональне використання будівельного майданчика, відповідність рішень будгенплану, технології зведення будівель і споруд, виконання обов'язків по ТБ і протипожежних правил, забезпечення культурно-побутового обслуговування робочих, мінімальні витрати на тимчасові споруди, тимчасові споруди і будівлі передбачити інвентарно-пересувними, існуючі на будмайданчику будівлі, які підлягають зносу, використовувати в якості тимчасових споруд.

Будівельний генплан розроблений на період зведення надземної частини об'єкту спорткомплексу, що будується.

Розрахунок площ складів

Розрахунок площ складів виконується з одночасним заповненням відомості розрахунку складів в такій послідовності:

- назва матеріалів та конструкцій, кількість матеріалів на розрахунковий період, тривалість розрахункового періоду.

Найбільші добові витрати матеріалів Q_d визначається за формулою:

$$Q_d = \frac{Q \cdot K_1 \cdot K_2}{T}, \quad (5.4)$$

де Q – кількість матеріалів, необхідних для реконструкції будинку;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності поступання матеріалів (приймаємо 1,1);

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів (приймаємо 1,3);

T – тривалість розрахункового періоду.

Прийнятий запас на складі в натуральних показниках визначається за формулою:

$$P = \frac{Q \cdot K_1 \cdot K_2}{T} \cdot t_H, \quad (5.5)$$

де t_H – прийнятий запас в днях.

Корисна площа складу (без проходів) визначається за формулою:

$$F = \frac{P}{n}, \quad (5.6)$$

де n – нормативна кількість матеріалів, конструкцій та деталей, які підлягають зберіганню на 1 м² площі складу.

Загальна площа складу з врахуванням проходів визначається за формулою:

$$S = \frac{F}{b}, \quad (5.7)$$

де b – коефіцієнт використання складу.

Отже, складається відомість в потребах матеріалів, куди записується об'єм робіт, витрати матеріалів на одиницю (за нормами витрат), витрати матеріалів на весь об'єм робіт.

Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових приміщень

Назва та кількість тимчасових приміщень залежить від кількості працюючих. Розрахункова кількість працюючих залежить від максимальної кількості працюючих у зміну. При цьому умовно приймається, що в найбільш завантажену зміну працюють 70% робітників та 8% ІТР, службовців та МОП. Кількість чоловіків та жінок приймають відповідно 60% і 40% від загальної кількості працюючих.

Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Вихідними даними для проектування водопостачання є:

- номенклатура та об'єм робіт;

- терміни виконання робіт;
- кількість робітників зайнятих на будівельному майданчику;
- дані про джерела водопостачання.

Розрахункові секундні витрати води визначаються за допомогою формул для кожного споживача окремо.

На виробництві цілі секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_b = \frac{V \cdot q_1 \cdot K_1}{n \cdot 3600} \quad (5.8)$$

де Q_b – максимальні секундні витрати води на виробничі цілі, л;

V – об'єм будівельних робіт, або кількість продукції, яка випускається у зміну на будівельному майданчику;

q_1 – норма витрат води на відповідний вимірювач;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води;

n – кількість годин у зміні.

На господарсько-питні потреби секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_r = \frac{R_{\text{прац}}}{3600} \left(\frac{q_3 \cdot k_3}{n} + q_4 \cdot k_4 \right) \quad (5.9)$$

де Q_r – максимальна секундні витрати води на господарсько-питні потреби на будівельному майданчику, л;

$R_{\text{прац}}$ – максимальна кількість працюючих на будівництві у зміні;

q_3 – норма витрат води на одного чоловіка, у зміну, л;

q_4 – норма витрат води на прийом одного душу, л;

K_3 – коефіцієнт нерівномірності споживання води на санітарно-побутові потреби;

K_4 – коефіцієнт, який враховує відношення робітників, які користуються душем до найбільшої чисельності робітників у зміну, приймається 0,3...0,4;

n – кількість годин у зміні.

Для гасіння пожежі на будмайданчику секундні втрати води беруться за нормами в залежності від площі будмайданчика, для площі до 30 га – $Q_c = 10$

л/с. На будівельні та транспортні машини і обладнання підсобних виробництв секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_M = \frac{M \cdot q_2 \cdot K_3}{n \cdot 3600}, \quad (5.10)$$

де Q_M – максимальні секундні витрати води на будівельні та транспортні машини;

M – кількість машин відповідного типу;

q_2 – норма витрати води на відповідний вимірювач;

K_3 – коефіцієнт нерівномірності споживання води для будівельних машин;

n – кількість годин у зміні.

Потреби у воді на будівельному майданчику зводимо для розрахунків у таблицю 5.4.

Таблиця 5.4

Потреби у водопостачанні на будмайданчику				
Споживачі води	Об'єми робіт у змін		Витрати води л/с	
	Од.вим.	К-ть	Норма	Витрати
Виробничі потреби				
Штукатурка стін	м ²	19,77	7	0,038
Облицювання стін	м ²	67,77	0,5	0,009
Малярні роботи	м ²	14,00	0,5	0,004
Опорядження фасаду	м ²	45,79	0,5	0,006
Всього	м ²			0,057
Господарсько-питні потреби				
Питні витрати працюючих	люд.	44	20	0,24
Користування душем	люд.	44	30	0,37
Всього				0,61
Протипожежні витрати				
Площа	м ²	1422,31		10
Всього				10
Разом				10,667

Розрахункові секундні витрати води приймаються за найбільшою величиною:

$$Q_{poz1} = Q_B + Q_M + Q_\Gamma \quad (5.11)$$

$$Q_{d\dot{r}1} = 0,057 + 0,61 + 10 = 10,667 \text{ л/с};$$

$$Q_{poz2} = Q_n + \frac{1}{2} \cdot (Q_B + Q_M + Q_\Gamma) \quad (5.12)$$

$$Q_{poz2} = 10 + \frac{1}{2} \cdot (0,057 + 0,61 + 10) = 15,334 \text{ л/с}.$$

Розрахунок діаметра труб водопровідної мережі виконується в періоди її найбільш напруженої роботи, тобто вона повинна забезпечувати споживачів води в часи максимального водозабору та на термін гасіння пожежі.

Розрахунок діаметра труби виконується за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{poz} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} \quad (5.13)$$

де Q_{poz} – максимальні розрахункові витрати води, л/с;

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 15,334 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 98,91 \approx 100 \text{ мм}.$$

Отже діаметр труби для тимчасового водопостачання будівельного майданчика приймаємо 100мм.

Розрахунок тимчасового електропостачання будівельного майданчика

Необхідна кількість електроенергії визначається за потужністю силових пристроїв, зовнішнього та внутрішнього освітлення та потреб виробництва.

Для розрахунку встановлюємо період максимальних потреб електроенергії, а потім витрати електроенергії за окремими споживачами, котрі розташовані на будівельному майданчику.

Розрахунок проводимо у табличній формі (табл. 5.5).

Знаючи необхідну потужність силових пристроїв, потреби електроенергії на технологічні цілі, зовнішнє освітлення можна визначити сумарну потужність в кВт за формулою:

$$P = 1,1 \cdot \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos f} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos f} + \sum P_{OB} \cdot K_3 + \sum P_{O3} \cdot K_4 \right) \quad (5.14)$$

де l, l – коефіцієнт котрий враховує втрати потужності в мережі;

P_c – потужність будівельних машин та пристроїв;

P_{OB} – потужність необхідна для внутрішнього освітлення, κBt , котра приймається за розрахунками;

$P_{OЗ}$ – потужність необхідна для зовнішнього освітлення, κBt , котра приймається за розрахунками;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту;

$\cos f$ – коефіцієнт потужності, котрий залежить від числа споживачів силової електроенергії та завантажень, приймаємо 0,75.

Основним джерелом енергії, яку використовують на будівництві є електротрансформатор. Для живлення механізмів і технологічних потреб використовується електроенергія, джерелом якої є високовольтна лінія.

При рішенні питання електрозабезпечення будівельного майданчика потрібно визначити необхідну потужність трансформатора, вибрати джерело електроенергії, установити принципіальну схему електропостачання споживачів і основних будівель на будгенплані.

Розрахунок витрат електроенергії на будмайданчику зводимо в табл. 5.5.

Таблиця 5.5

Розрахунок витрат електроенергії на будмайданчику

Найменування споживача	Один. вим.	Об'єм, к-ть	Норма	Загальні витрати
Силова електроенергія				
Підвісна люлька	шт	1	30	30
Електрозварювальний апарат	шт	2	15	30
Електрокалорифер	шт	3	15,6	46,8
Внутрішнє освітлення				
Контора	м ²	30,0	0,015	0,45
Душові та туалети	м ²	26,3	0,003	0,079
Закриті склади	м ²	61,07	0,0015	0,091
Зовнішнє освітлення				
Територія майданчика	100м ²	47,8	0,015	0,45
Відкриті складські майданчики	100м ²	0,65	0,05	0,033
Основні дороги та проїзди	км	0,28	5	1,4
Другорядні дороги та проїзди	км	0,2	2,5	0,5
Аварійне освітлення	км	0,48	3,5	1,68

Знаючи необхідну потужність силових пристроїв, потреби електроенергії на технологічні цілі, зовнішнє освітлення можна визначити сумарну потужність у κBm за формулою:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos \varphi} + \sum P_{O.B} \cdot K_3 + \sum P_{O.R.} \cdot K_4 \right) =$$

$$= 1,1 \cdot \left(\frac{30 \cdot 0,5 + 15 \cdot 0,5 + 15,6 \cdot 0,7}{0,75} + \frac{0,015 \cdot 0,8 + 0,003 \cdot 0,8 + 0,0015 \cdot 0,35}{0,75} + 0,015 + 0,05 + 5 + 2,5 + 3,5 \right) = 48,86 \kappa Bm$$

За отриманою потужності із урахуванням [8, 29] підбираємо тип трансформаторної підстанції ТМ 50/6 потужністю 50кВт.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ НА БУДІВЕЛЬНОМУ МАЙДАНЧИКУ

6.1. Заходи з пожежної безпеки

На будівельному майданчику здійснюються заходи із додержання вимог пожежної безпеки відповідно до Закону України "Про пожежну безпеку" та інших відповідних нормативних документів: ДБН В.25–56:2014 [26], ДБН В.1.1–7:2016 [28] та ін.

До всіх будівель і споруд будівельного майданчика, в тому числі об'єктів прилеглої забудови, майданчиків складування матеріалів тощо має бути вільний доступ, а протипожежні розриви між ними повинні відповідати вимогам будівельних норм. Для умов ущільненої забудови, що стосується безпосереднього будівництва спорткомплексу впритул до існуючого закладу освіти допускаються окремі відхилення від цих вимог за погодженням з органами державного пожежного нагляду.

Дозвіл на роботи у пожежонебезпечних та вибухонебезпечних зонах оформляється нарядом-допуском, у якому передбачається укомплектованість засобами пожежогасіння і засобами контролю та оперативного оповіщення про загрозову ситуацію.

Під час виконання робіт у стислих умовах, у закритих або територіально-відособлених приміщеннях, на висоті, під землею передбачаються заходи щодо евакуації людей у разі виникнення будь-яких аварійних ситуацій.

Протипожежне водопостачання – це комплекс інженерно-технічних систем, що виконують важливу роль в забезпеченні пожежної безпеки. Під протипожежним треба розуміти таке водопостачання, при якому вода подається протягом цілої доби і в кількості, необхідній для гасіння пожежі зовні та всередині споруди.

Протипожежне водопостачання здійснюється в основному від водопроводів [26].

Водопровід буває господарсько-протипожежний, виробничо-протипожежний і просто протипожежний (якщо об'єднання його з іншими водопроводами економічно недоцільне)/

Виробничо-протипожежні водопроводи влаштовують на об'єктах, де необхідно забезпечити водою виробничі і господарсько-питні потреби. Протипожежні потреби окладаються з розрахункових витрат води на зовнішнє пожежогасіння через гідранти і внутрішнє пожежогасіння з пожежних кранів.

Витрата води на зовнішнє гасіння пожеж залежить від вогнестійкості приміщень та їх окремих конструктивних елементів, ступеня пожежної небезпеки виробництва і обсягу приміщень та споруд.

Межі вогнестійкості та розповсюдження вогню для будівельних конструкцій наведені у ДБН [28].

При складанні генеральних планів підприємств [2] з точки зору пожежної безпеки важливо забезпечувати відповідні відстані від меж підприємств до інших підприємств і споруд [26].

Протипожежні відстані між спорудами мають виключати загорання сусідньої споруди (об'єкту) протягом часу, який необхідний для приведення у дію засобів пожежогасіння.

Відстані між будівлями і спорудами залежать від ступеня вогнестійкості будівель і споруд, а також пожежної небезпеки виробництв, які в них розташовані.

Евакуаційні шляхи. Сходи та сходові клітки, призначені для евакуації людей і проведення пожежно-рятувальних робіт, та зовнішні пожежні драбини, призначені для проведення пожежно-рятувальних робіт.

Пожежна безпека на будівельному майданчику [26, 28]. Водопровідна мережа на території будівельного майданчика обладнується пожежними гідрантами, від яких забирається вода для зовнішнього гасіння пожеж. Зовнішня водопровідна мережа на території буд майданчика будується, як правило, за кільцевою системою, яка дозволяв під час аварії на одній стороні магістралі подавати воду з іншої сторони.

Пожежні гідранти на території будмайданчика розташовують вздовж доріг і проїздів на відстані не більш як 100 м один від одного, не ближче 5 м від стін виробничого приміщення і поблизу перехрестя доріг. При встановленні гідрантів поза проїжджою частиною їх розташовують не далі як на 2 м від її краю. На стіні будівлі, де розміщений гідрант, роблять знак, який освітлюють в нічний час. Протипожежний трубопровід повинен забезпечувати тиск не менш як 4 ат. і не більш як 10 ат. при витраті води не менше 5 л/с.

Пожежна безпека при експлуатації споруди спорткомплексу

Для надійної експлуатації інженерних споруд, вони повинні бути забезпечені системою пожежної безпеки шляхом створення системи заходів пожежної профілактики і системи активного пожежного захисту.

Споруди, приміщення, повинні бути забезпечені первинними засобами пожегасіння [26]: вогнегасниками, ящиками з піском, бочками з водою, покривалами з негорючого теплоізоляційного полотна, пожежними відрами, лопатами, пожежним інструментом (гаками, ломачами, сокирами тощо), які використовуються для локалізації і ліквідації пожеж у їх початковій стадії розвитку. Пожежний інвентар мусить бути пофарбований у червоний та білий кольори, а пожежний інструмент - у чорний.

У допоміжних приміщеннях пожежні крани розташовують в доступних і видимих місцях (на вході, в сходових клітках).

Пожежний кран повинен бути укомплектований пожежним рукавом однакового з ним діаметра та стволом, а також важелем для полегшення відкривання вентиля [26].

Пожежний рукав необхідно утримувати сухим, складеним у "гармошку" або подвійну складку, приєднаним до крана та ствола і не рідше одного разу на шість місяців розгортати та згортати наново, змінюючи подовжню складинку.

Використання пожежних рукавів для господарських та інших потреб, не пов'язаних з пожежогашінням, забороняється.

Також, використовується пожежна сигналізація на об'єкті для виявлення і подачі сигналу про пожежу та виклику пожежних команд. Основними елементами пожежної сигналізації вважають:

- повідомлювачі (сигнал тривоги про пожежу), які встановлюються всередині споруди або поза нею;
- приймальні апарати або установки, контрольно-приймальні пульти для приймання і фіксації сигналів від повідомлювачів, а також контролю справності повідомлювачів та ліній зв'язку;
- повітряні або кабельні лінії, які з'єднують повідомлювачів з пожежною службою.

Отже, забезпечення пожежної безпеки – невід'ємна частина державної діяльності щодо охорони життя здоров'я людини, національного багатства та навколишнього середовища.

Згідно з діючим законодавством відповідальність за утримання підприємства у належному протипожежному стані покладається на керівника, який зобов'язаний [28]:

- розробляти комплексні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки, затверджувати інструкції, положення,
- здійснювати контроль за їх дотриманням; забезпечувати дотримання протипожежних вимог, норм, правил, стандартів, а також виконання вимог приписів і постанов органів пожежного нагляду;
- організовувати навчання працівників правилам пожежної безпеки;
- утримувати у справному стані засоби протипожежного захисту, пожежну техніку та інше.

6.2. Безпека праці при виконанні основних видів робіт

Проектування конструктивних елементів спортивного комплексу, розробка нових технологічних процесів, а також засобів колективного та індивідуального захисту працівників повинні здійснюватися з обов'язковим

урахуванням чинних вимог щодо охорони праці [29 та ін.]. Не допускається безпосереднє проведення будівельних робіт, реконструкції чи технічного переоснащення об'єктів спортивної та інженерної інфраструктури, а також впровадження нових технологій без попереднього проведення експертизи робочого проекту або робочої документації на їх відповідність нормативно-правовим актам з охорони праці.

Усі виробничі й допоміжні будівлі, споруди, будівельні машини, механізми, технологічне устаткування та транспортні засоби, що вводяться в дію після завершення будівництва, капітального ремонту чи реконструкції, мають повністю відповідати державним стандартам безпеки праці. Для початку виконання робіт та експлуатації об'єктів і машин підвищеної небезпеки роботодавець зобов'язаний в установленому порядку отримати відповідний дозвіл або зареєструвати декларацію. Чинний перелік таких робіт та обладнання підвищеної небезпеки регламентується відповідними нормативними актами Кабінету Міністрів України.

Під час зведення спортивного корпусу будівельний майданчик повинен бути чітко розміщений у межах земельної ділянки, відведеної під забудову [2].

У разі виникнення виробничої потреби в тимчасовому використанні додаткових територій за межами майданчика, таке відведення в обов'язковому порядку узгоджується з їх офіційними власниками або землекористувачами. Захисне огороження периметра будівельного майданчика повинно мати таку конструкцію, яка повністю гарантує безпеку пішоходів та транспортних засобів, що рухаються вулицями, проїздами і проходами громадського користування в безпосередній близькості до зони будівництва.

У разі розташування захисної огорожі на відстані менше десяти метрів від спортивного комплексу, що зводиться, над пішохідною доріжкою обов'язково передбачається суцільний захисний козирок. Ширина такого настилу має становити не менше ніж 1,25 метра, а для його влаштування використовуються дошки завтовшки від 40 міліметрів.

Протягом підготовчого періоду територію будівельного майданчика повністю звільняють від наявних будівель, тимчасових споруд та зелених насаджень, які перешкоджають виконанню запланованих робіт [2]. Одночасно виконуються першочергові заходи з вертикального планування території, що забезпечує своєчасне й ефективне відведення зливових та талих вод. Розміщення та побутове обслуговування будівельних бригад організовують шляхом першочергового задіяння наявних на майданчику капітальних споруд, а за їх відсутності або недостатності розгортають необхідну кількість мобільних пересувних побутових приміщень.

Усі зазначені підготовчі процеси в обов'язковому порядку погоджуються з органами санітарно-епідеміологічного та державного пожежного нагляду. Оскільки технологія будівництва передбачає проведення масштабних земляних робіт та розроблення ґрунтів, проектні рішення додатково узгоджуються з міським відділом підземних споруд, службами благоустрою місцевого виконавчого органу, інспекцією енергонагляду, водопровідно-каналізаційними господарствами, організаціями зв'язку та іншими профільними комунальними службами. Безпосереднє зведення конструкцій основного об'єкта дозволяється розпочинати виключно після повного завершення й приймання всього комплексу підготовчих робіт.

З метою недопущення перебування сторонніх осіб на будівельному майданчику всі виявлені небезпечні зони підлягають обов'язковому ізолюванню. Спеціальні захисні огорожі виконують роль технічних бар'єрів, які унеможливають випадковий чи ненавмисний доступ людей у простори з підвищеним рівнем виробничої небезпеки.

До загального комплексу інженерно-технічних заходів [17] із підготовки будівельного майданчика належать огородження території з одночасним захистом наявних будівель, споруд та елементів благоустрою від можливих пошкоджень під час монтажу, а також організація безпечного проходу людей за допомогою захисних настилів і козирків усталеної конструкції на ділянках, визначених проектом організації будівництва та проектом виконання робіт.

Також підготовчий етап передбачає реалізацію проектних рішень із закріплення основ та фундаментів сусідніх об'єктів для запобігання їх деформаціям, розміщення адміністративно-побутових приміщень поза межами зон діючих небезпечних чинників, забезпечення безпеки людей у прилеглих будівлях, що потрапляють у зону дії вантажопідіймальних кранів, та планове перекладання або захист підземних та наземних комунікацій без порушення життєзабезпечення діючих об'єктів.

Додатково в межах підготовки здійснюється винесення транспортних шляхів і пішохідних маршрутів за межі небезпечних зон, встановлення або демонтаж дорожніх та тротуарних загороджень, планування рельєфу з влаштуванням ефективного водовідведення, а також підготовка спеціальних майданчиків для монтажу, технічного обслуговування та безпечної експлуатації будівельних кранів [29].

Параметри роботи вантажопідіймальних механізмів чітко регламентуються з урахуванням специфіки навколишньої забудови, віконні та дверні прорізи сусідніх споруд захищаються спеціальними запобіжними щитами, а за необхідності по периметру будівлі встановлюються захисні екрани з жорстким обмеженням кутів повороту та вильоту стріли крана. На завершення підготовчого періоду забезпечується безпечне суміщення кількох видів робіт в єдиному просторі, облаштовуються нормативні місця для збирання й тимчасового зберігання будівельного сміття та відходів, а також монтується система штучного освітлення всього майданчика для роботи в темний час доби з обов'язковим обмеженням спрямованості світлового потоку на вікна прилеглих житлових будинків.

Заходи щодо перенесення транспортних і пішохідних шляхів, а також монтаж чи демонтаж дорожніх огорожень на тротуарах і проїзній частині в обов'язковому порядку узгоджуються з уповноваженими підрозділами Національної поліції України відповідно до вимог Закону України «Про дорожній рух». Повне завершення підготовчого етапу на будівельному майданчику фіксується підписанням відповідного акта про виконання

підготовчих робіт і готовність об'єкта до початку будівництва. Розміщення будь-яких санітарно-побутових, виробничих або складських приміщень у межах небезпечної зони дії та переміщення вантажів кранами без реалізації спеціальних додаткових заходів безпеки категорично забороняється.

До основних видів будівельно-монтажних робіт під час зведення об'єкта належать роботи нульового циклу, цегляні, монтажні, штукатурні та склярські роботи [25]. Під час розроблення траншей і котлованів головною причиною виробничого травматизму є раптове обвалення ґрунтових мас на працівників. Таке явище зазвичай зумовлене відсутністю або недостатньою міцністю конструкцій кріплення вертикальних стін виїмок чи влаштуванням надто крутих, нестійких укосів. Особливу небезпеку становлять лесові ґрунти, які мають високу міцність у сухому стані, проте під впливом вологи миттєво втрачають зв'язок між частинками. У зимовий період ризик обвалення зростає під час розроблення замерзлих ґрунтів, оскільки з настанням відлиги вони відтають і втрачають стабільність.

За наявності в зоні проведення земляних робіт підземних комунікацій усі процеси здійснюються з підвищеною обережністю під безпосереднім наглядом виконроба або майстра. Якщо роботи виконуються поблизу кабелів під напругою, обов'язкова присутність представників електрогосподарства, а для розробки дозволяється застосовувати лише ті механізми та інструменти, які виключають пошкодження мереж. Безпосередньо біля діючих підземних комунікацій ґрунт розробляється виключно ручними землекопними лопатами без використання ломів, кирок, відбійних молотків чи інших ударних пристроїв. У разі виявлення будь-яких не позначених на кресленнях підземних мереж або споруд, роботи негайно зупиняють до ретельного огляду об'єктів та вирішення питання про подальші дії спільно з представниками зацікавлених організацій.

При появі в котлованах чи траншеях шкідливих газів працівників негайно виводять у безпечну зону, а роботи призупиняють до повного знешкодження небезпечного середовища. Якщо існує ймовірність подальшого надходження

газів, подальше розроблення дозволяється лише за умови постійного використання індикаторів газу та забезпечення персоналу протигазами або кисневими ізолюючими апаратами.

Перед початком таких робіт проводиться цільовий інструктаж щодо безпечного поводження у шкідливому середовищі, а куріння чи використання відкритого вогню суворо забороняється через загрозу вибуху. При виявленні вибухонебезпечних предметів або боєприпасів земляні роботи відновлюються лише після повної перевірки території та розмінування ділянки саперами.

Влаштування котлованів і траншей із вертикальними стінами без встановлення кріплень допускається виключно в ґрунтах із непорушеною структурою та природною вологістю за умови повної відсутності ґрунтових вод. При цьому гранична глибина виїмок без кріплень не повинна перевищувати 1 метра в піщаних і гравелистих ґрунтах, 1,25 метра в супісках та 1,5 метра в суглинках, глинах чи сухих лесових ґрунтах. За будь-яких інших умов розроблення здійснюється або з формуванням безпечних укосів, або з надійним закріпленням вертикальних стінок на всю їхню висоту.

Під час виконання земляних робіт у місцях інтенсивного руху людей навколо виїмок на відстані до 1 метра від брівки встановлюють міцні захисні огорожі заввишки не менше ніж 1,2 метра з попереджувальними написами, які в темну пору доби обов'язково освітлюються. Безпосередньо біля брівки на рівні землі монтуються бортові дошки, а відкриті котловани поблизу доріг та житлової забудови закриваються суцільним парканом. Для безпечного переходу через траншеї встановлюються пішохідні містки шириною щонайменше 0,8 метра для одностороннього руху або 1,5 метра для двостороннього руху, обладнані суцільними поручнями заввишки від 1,2 метра, бортовими дошками та захисними бар'єрами, причому вночі ці переходи мають бути штучно освітлені.

При веденні цегляної кладки основними небезпечними чинниками є падіння матеріалів чи інструментів з висоти, відсутність огорожень,

використання нестійких засобів підмоцнування, драбин, а також нехтування засобами індивідуального захисту.

Переміщення й подача цегли, блоків або плитки кранами має здійснюватися на піддонах або в контейнерах, які унеможливають випадіння матеріалів. При транспортуванні цегли пакетами застосовують спеціальні три- або чотиристоронні футляри з нахилом стінки під кутом близько 15 градусів. Будівельний розчин подається на робочі місця кранами у саморозвантажних бункерах, ящиках або спеціальних чотирипетлевих ємностях.

Зведення стін виконується з інвентарних риштувань або засобів підмоцнування, причому висота кожного ярусу розраховується так, щоб рівень кладки після переміщення риштувань був щонайменше на 0,7 метра вищим за робочий настил. Якщо виникає потреба виконувати кладку нижче цього рівня, муляри зобов'язані використовувати запобіжні пояси або сітчасті огороження. За товщини стіни понад 0,75 метра допускається ведення кладки безпосередньо зі стіни за умови надійного закріплення запобіжного пояса за страховий пристрій, тоді як за меншої товщини стояти на стіні під час роботи категорично заборонено. Також не допускається зведення стін наступного поверху без попереднього монтажу міжповерхового перекриття, сходових маршів та майданчиків. Без захисних козирків дозволяється зводити стіни висотою до 7 метрів.

При більшій висоті по периметру будівлі встановлюються захисні козирки шириною не менше ніж 1,5 метра з ухилом до стіни під кутом 110 градусів та зазором до конструкції не більше ніж 50 міліметрів. Перший ряд таких козирків із суцільним настилом монтується на висоті до 6 метрів від землі та зберігається до кінця мурування, а другий ряд, виконаний суцільним або із сітки з чарунками до 50x50 міліметрів, встановлюється вище на 6-7 метрів і послідовно переставляється по ходу зведення стін.

Травматизм під час монтажних робіт найчастіше пов'язаний із падінням конструкцій чи оснащення з висоти, несправністю механізмів та порушенням технологічної послідовності. До монтажу допускаються особи віком від 18

років, які пройшли медичний огляд, спеціальне навчання та отримали відповідне посвідчення. До самостійних верхолазних робіт на висоті понад 5 метрів безпосередньо з конструкцій допускаються працівники не молодше 18 років із кваліфікаційним розрядом не нижче 3-го та стажем верхолазних робіт від одного року, причому новачки протягом першого року працюють під постійним наглядом досвідчених наставників. Головним засобом захисту від падіння з висоти є запобіжний пояс. Учні професійно-технічних закладів віком від 17 років допускаються до верхолазних робіт виключно під час виробничої практики під безпосереднім керівництвом майстра-інструктора. Увесь персонал, що виконує верхолазні роботи, проходить повторний медичний огляд кожні 12 місяців і забезпечується справним спецодягом відповідно до встановлених норм.

Основними небезпеками при штукатурних роботах є падіння людей із риштувань чи люльок, падіння предметів з висоти, несправність розчинонасосів та агресивний вплив хімічних речовин на шкіру й очі [29]. До виконання та приготування розчинів із хімічними добавками допускаються лише атестовані особи віком від 18 років після медогляду. Зовнішнє штукатурення виконується з інвентарних або підвісних риштувань, а обробка відкосів за їх відсутності – з люльок або настилів на випущених зі стін пальцях. Внутрішні роботи проводяться з підмостків або пересувних столиків, встановлених на жорстку основу; нарощувати їх випадковими предметами чи спирати на радіатори опалення заборонено. Засоби підмоцнування висотою від 1,3 метра обладнуються захисними огороженнями, а для роботи на сходових маршах застосовуються столики з регульованою довжиною ніжок для забезпечення горизонтальності настилу, захищеного бортовою дошкою. При приготуванні кольорових розчинів заборонено використовувати шкідливі пігменти, такі як свинцевий сурик або мідянка.

При механізованому нанесенні розчинів до керування машинами допускаються лише дипломовані повнолітні оператори. Перед кожною зміною обов'язково перевіряється справність манометрів, шлангів та опломбованих

запобіжних клапанів. Під час роботи машин забороняється виконувати їхнє чищення, змащування, ремонт, перегинати шланги або затягувати сальники, а оператори сопла забезпечуються захисними окулярами та надійним світлозвуковим зв'язком із мотористом агрегату.

Під час склярських робіт небезпека виникає в процесі різання, перенесення та безпосереднього монтажу скла. Для захисту рук від порізів при різанні скла на пальці надягають спеціальні шкіряні або гумові напульсники. Обламування крайок товстого скла виконується виключно плоскогубцями з гумовими наконечниками, що запобігає розлітанням осколків. Усі процеси з розкрою та ламання скла виконуються на спеціальних столах або верстаках із обов'язковим використанням захисних окулярів.

Транспортування та перенесення скла має здійснюватися виключно у спеціалізованих ящиках або контейнерах. У середині тари листи встановлюються у вертикальному положенні впоперек контейнера, причому через кожні 20–40 листів обов'язково розміщуються захисні картонні прокладки завтовшки 2–3 міліметри. У разі неповного заповнення ємності встановлені листи фіксуються у вертикальному положенні за допомогою спеціальної перегородки. Вітринне скло та інші елементи великих розмірів переносять за допомогою спеціальних лямок, оснащених підкладками для запобігання їх стиранню чи пошкодженню гострими кромками, а для перевезення матеріалу майданчиком застосовують спеціальні візки.

Ручне перенесення скла сходовими маршами та приставними драбинами категорично забороняється. За необхідності підйому матеріалу на покрівлю або верхні яруси споруди цей процес організовують механізованим способом у спеціальній захисній тарі, а зону підйому вантажу по периметру огорожують або забезпечують її постійну охорону.

Безпосередньо під час виконання склярських робіт на висоті скло та супутні матеріали тримають у спеціальних ящиках, надійно встановлених на заздалегідь підготовлених підставках і майданчиках. Скління зенітних ліхтарів спортивного комплексу виконується з використанням драбин, інвентарних

металевих або спеціальних підвісних риштувань, обладнаних двома рядами робочого настилу. При цьому склярі зобов'язані використовувати запобіжні пояси з міцними страховочними канатами, один кінець яких надійно кріпиться до пояса, а інший – до стропильних прогонів або інших капітальних конструкцій будівлі.

Категорично забороняється спирати приставні драбини безпосередньо на встановлене засклення або великі вітринні шибки. Під час очищення, протирання чи скління зовнішніх рам працівники в обов'язковому порядку фіксуються запобіжними поясами до надійних елементів споруди. Якщо технологічний процес передбачає нанесення на засклені поверхні написів чи малюнків за допомогою піскоструминних апаратів або хімічних кислот, персонал забезпечується повним комплектом засобів індивідуального захисту для надійного ізолювання очей, органів дихання та шкіри рук.

ВИСНОВКИ

Магістерська кваліфікаційна присвячена проєктуванню спортивного корпусу середньої школи. Робота містить 89 сторінок машинописного тексту, складається із шести розділів та 12 додатків креслень.

В архітектурній частині наведена загальна характеристика майданчика забудови. Виконано проєктування генерального плану, наведені об'ємно-планувальні та конструктивні рішення.

У науково-дослідній частині виконаний теплотехнічний розрахунок огорожуючої конструкції стіни.

Розрахунково-конструктивний розділ присвячений розрахунку і конструюванню залізобетонної плити-оболонки КЗС, розмірами 3 на 18 м. Виконаний розрахунок наведеної конструкції за граничними станам и першої та другої групи.

Зроблений аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Отримані результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту, визначені навантаження на фундаменти. Обґрунтований обраний варіант фундаментів, запроєктовані фундаменти мілкового закладення, визначено проєктування основ, ущільнених ґрунтонабивними палями.

В організаційно-технологічній частині описане виконання основних технологічних процесів: земляних робіт, улаштування фундаменту, зведення стін з звичайної глиняної цегли, улаштування перекриття та покриття, улаштування підлоги, вибір монтажних механізмів для ведення робіт. Розроблена технологічна карта на виконання робіт по монтажу плит покриття. Виконане календарне планування та розроблений будгєнплан.

Наведені основні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки, безпеки праці при виконанні основних видів робіт

Список використаних джерел за магістерською кваліфікаційною роботою становить 50 джерел, з яких є 3 статті, що входять до наукометричної бази Scopus, навчальні закордонні посібники, підручники, монографії, ДБН, ДСТУ у будівельній галузі.

Список використаних джерел

1. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
2. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
3. Будинки і споруди. Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди : ДБН В.2.2-13-2003. – [Чинний з 2003-11-10]. – К. : Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2004. – 102 с. – (Державні будівельні норми).
4. Енергозбереження та енергоефективність : ДБН В.1.2-11:2021. – [Чинний з 2022-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. - 47 с. – (Державні будівельні норми України).
5. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.
6. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
7. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. – Харків : ХНУБА, 2007. – 170 с.
8. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
9. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
10. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

11. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
12. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.
13. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
14. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.
15. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
<https://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>
16. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.
17. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
18. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.
19. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – К. : Каравела, 2009. – 696 с.
20. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами

України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

21. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

22. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / А.М. Павліков, Д.В. Кочкар'єв ; [за ред. д.т.н., проф. Павлікова А.М.] ; ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2019. – 238 с.

23. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

24. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.

25. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва: конспект лекцій для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Якименко, Н. Г. Морковська, А. О. Жигло. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 215 с.

26. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

27. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

28. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

29. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

30. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph.* – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>
31. Мартинов В.Л. Оптимізація розподілу утеплювача по теплоізоляційній оболонці енергоефективних будівель / В.Л. Мартинов, Т.Л. Чирва // *Прикладна геометрія та інженерна графіка : міжвід. наук.-техніч. збірник.* – 2022. – Вип. 102. – С. 91–96.
32. Chyrva T. The influence of blasting on buildings and constrictions / T. Chyrva, V. Martynov, V. Koliakova, V. Chyrva // *Будівельні конструкції. Теорія і практика.* – 2022. – Вип. 10. – С.143-149. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.143-149>
33. Мартинов В.Л., Мартинюк О.Л. Оптимізація геометричних параметрів концентраторів сонячних колекторів. Прикладна геометрія, інженерна графіка та об'єкти інтелектуальної власності. 2024. Вип. XIII. С. 53–57. <https://doi.org/10.20535/ngikg2024.XIII.310097>
34. Martynov V., Ploskyi V., Sergeychuk O., Virchenko G., Usenko V. & Tereschuk M. (2022). Improving efficiency energy systems-photovoltaic modules and solar collectors in construction. 2022 IEEE 3rd KhPI Week on Advanced Technology (KhPIWeek), Kharkiv, Ukraine, 2022, pp. 1-4. <https://doi.org/10.1109/KhPIWeek57572.2022.9916463>
35. Krivenko, O., Pidgornyi, A., Zaprivoda, V., Martynov, V., Zaprivoda, A. (2023). Geometric Aspects of Modeling Real Conditions of Solar Irradiation of Energy Efficient Architectural Objects. In: Cheng, LY. (eds) ICGG 2022 - Proceedings of the 20th International Conference on Geometry and Graphics. ICGG 2022. Lecture Notes on Data Engineering and Communications Technologies, Vol. 146, pp. 288–297. https://doi.org/10.1007/978-3-031-13588-0_25
36. Sergeychuk, O.V., Martynov, V.L., Andropova, O.V., Koval, L.M. (2023). Determination of conditional atmosphere temperature for energy certification of

buildings. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*, 2023, Vol. 15(2), pp. 134–140.

37. Мартинов В.Л. Аналіз можливості підвищення енергоефективності будинків у малоповерховій житловій забудові підвищеної щільності / В.Л. Мартинов, Т.Л. Чирва, К. Гресь // XXII Міжнародна науково-практична конференція здобувачів вищої освіти і молодих учених «Політ. Сучасні проблеми науки», напрям «Архітектура, будівництво та дизайн» (НАУ, 05-07 квітня 2022р., м. Київ). – К. : НАУ, 2022. – С. 12–13.

38. Черній Я.Р. Визначення раціональних параметрів світлопрозорих конструкцій для центру розвитку особистості / Я.Р. Черній, В.Л. Мартинов // Архітектура та екологія : мат. XIII Міжнародної науково-практичної конференції (НАУ, 09-11 листопада 2022 р., м. Київ). – К. : НАУ, 2022. – С. 125–126.

39. Чичуліна К.В., Биба В.В., Міняйленко І.В., Скриль В.В. Потенціал енергоефективності України: перспективи співпраці з ЄС» для студентів спеціальності 076 «Підприємництво, торгівля та біржова діяльність», 101 «Екологія», 192 «Будівництво та цивільна інженерія» другого рівня вищої освіти : навч. посіб. – Полтава: НУ «Полтавська політехніка ім. Ю. Кондратюка», 2021. – 109 с.

40. Дзядикевич Ю.В., Брич В. Я., Джеджула В. В., Гевко Р. Б. та ін. Організаційно-економічний механізм енергозбереження: монографія. Тернопіль: 52 ТНЕУ, 2018. 154 с.

41. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

42. Настанова з організації виконання будівельних робіт : ДСТУ 9258:2023. – [Чинний від 2024-07-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ» 2024. – 88 с.

43. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.
44. Reinforced Concrete. Design, Performance and Applications. Edited by Sharon Robinson. New York, Nova Science Publisers, 2017, 182 p.
45. Wu Yufei. Analytical Approaches for Reinforced Concrete. Elsevier, Woodhead Publishing, 2022, 529 p.
46. Di Hu. Analysis and Design of Prestressed Concrete. Elsevier, Central South University Press, 2022, 436 p.
47. PCI Design Handbook. Precast and Prestressed Concrete. Seventh edition. Edited by Helmuth Wilden, P.E., FPCI. USA, Chicago, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010, 828 p.
48. Penelis George G. and Penelis Gregory G. Concrete Buildings in Seismic Regions CRC Press, 2014, 826 p.
49. Eurocode 2: Worked Examples. Edited by Jean-Pierre Jacobs. Brussels, European Concrete Platform ASBL, 2008, 114 p.
50. The fib Model Code for Concrete Structures 2010. Proofreading and editing by Paul Beverly, U. K, International Federation for Structural Concrete (fib), Wilhelm Ernst & Sohn, 2013, 402 p.

ДОДАТКИ