

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

## ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

**Магістр**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **Проект офісного центру в м. Хмельницькому**  
**з дослідженням залізобетонного перекриття**

Виконав: студент (ка) 6 курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) \_\_\_\_\_

**192 Будівництво та цивільна інженерія**

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

**Гаврон І.Я.**

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

**Крамар Г.М.**

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

**Данильченко С.М.**

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

**Лупійчук С.І.**

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет \_\_\_\_\_ інженерії машин, споруд та технологій  
Кафедра \_\_\_\_\_ будівельної механіки  
Освітній ступінь \_\_\_\_\_ магістр  
Напрямок підготовки \_\_\_\_\_  
(шифр і назва)  
Спеціальність \_\_\_\_\_ 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри Будівельної механіки  
Ковальчук Я.О.

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 201\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ**  
**НА ДИПЛОМНИЙ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Гаврон Інна Ярославівна  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) \_\_\_\_\_ Проект офісного центру в м. Хмельницькому з  
дослідженням залізобетонного перекриття

Керівник проекту (роботи) \_\_\_\_\_ к.т.н., доц. Крамар Галина Михайлівна  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «29» серпня 2019 року №4/7-739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 13.12.2019

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Завдання на проектування

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)  
Вступ, Архітектурно-будівельний розділ, Розрахунково- конструктивний розділ, Технологія та  
організація будівельного виробництва, Наукова частина, Спеціальна частина, Організаційно-  
економічна частина, Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях, Екологія, Висновки,  
Бібліографія

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
Генплан, Фасади, Розрізи, Плани поверхів, Конструктивні схеми, Схеми армування, Детальні  
вузли, календарний план, Технологічні карти

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	<b>Крамар Г.М.</b>		
Розрахунково- конструктив.	<b>Крамар Г.М.</b>		
Техн. і орган. буд. виробництва	<b>Крамар Г.М.</b>		
Наукова частина	<b>Крамар Г.М.</b>		
Спеціальна частина	<b>Крамар Г.М.</b>		
Організаційно- економічна	<b>Мельник Л.М.</b>		
Охорона праці	<b>Каспрук В.Б.</b>		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	<b>Стручок В.С.</b>		
Екологія	<b>Лясота О.М.</b>		

7. Дата видачі завдання

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
<b>1</b>	Архітектурно-будівельний розділ	<b>12.09.19</b>	
	Креслення до розділу	<b>25.09.19</b>	
	Розрахунково-конструктивний розділ	<b>05.10.19</b>	
	Креслення до розділу	<b>16.10.19</b>	
	Технологія та організація будівельного виробництва	<b>20.10.19</b>	
	Креслення до розділу	<b>25.10.19</b>	
	Наукова частина	<b>04.11.19</b>	
	Спеціальна частина	<b>09.11.19</b>	
	Організаційно-економічна частина	<b>16.11.19</b>	
	Безпека в надзвичайних ситуаціях	<b>25.11.19</b>	
	Екологія	<b>01.12.19</b>	
	Охорона праці	<b>05.12.19</b>	

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

Гаврон Інна Ярославівна \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) \_\_\_\_\_  
(підпис)

Крамар Галина Михайлівна \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельний розділ .....	7
1.1.Кліматичні дані.....	7
1.2.Вертикальне планування і благоустрій.....	8
1.3.Об'ємно-планувальне рішення. ....	8
1.4. Конструктивне рішення.....	9
Опалення. ....	10
Водопровід.....	10
Каналізація.....	10
Зовнішні інженерні мережі. ....	10
Водопостачання.....	10
Каналізація.....	11
Експлікація приміщень.....	11
Перший поверх .....	11
Другий поверх .....	12
Третій поверх.....	14
Загальні площі по зонуванню .....	15
Загальні площі по поверхах .....	15
Оздоблення. ....	15
2.Розрахунково-конструктивний розділ .....	17
2.1 Розрахунок і конструювання плити перекриття .....	17
2.1.1 Вихідні дані: .....	17
2.1.2 Розрахунок за міцністю. ....	19
2.1.3 Визначення геометричних характеристик.....	20
2.1.4 Розрахунок міцності перетинів, похилих до повздовжньої осі панелі.....	24
2.1.5 Розрахунок плити за розкриттям тріщин.....	27

2.1.6 Розрахунок за довготривалим розкриттям тріщин .....	28
2.1.7 Розрахунок за короткочасним розкриттям тріщин.....	29
2.1.8 Перевірка за розкриттям тріщин, похилих до повздовжньої вісі. .....	29
2.1.9 Перевірка плити на монтажні навантаження. ....	30
2.2.1 Характеристика конструктивного рішення фундаментів будинку.	31
2.2.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва.....	33
2.2.3 Визначення навантажень на фундамент .....	33
2.2.4 Розрахунково-фізичні характеристики ґрунтів.....	37
2.2.5 Визначення типу ґрунтових умов по просіданню .....	39
2.2.6 Розрахунок фундаментів із забивних призматичних паль.....	40
2.2.7 Просідання стрічкового пальового фундаменту.....	43
3. Технологія і організація будівельного виробництва .....	44
3.1 Вибір варіантів методів виконання робіт .....	44
3.2 Визначення трудомісткості .....	44
3.2.1 Визначення обсягів загальнобудівельних робіт .....	44
3.2.2 Визначення термінів будівництва .....	45
Розрахунок тривалості будівництва .....	45
3.2.3 Визначення трудомісткості робіт .....	45
Потреби в кадрах.....	45
Техніко-економічні показники .....	46
3.2.4 Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості, підрахунок транспортних засобів і вибір схеми їх руху.....	46
3.2.5 Техніка безпеки при роботі із механізмами .....	47
3.3 Методи виконання основних робіт .....	49
3.3.1 Короткий опис виконання основних технологічних процесів ...	49
Земляні роботи.....	49

Влаштування фундаменту .....	49
Зведення стін з цегли .....	49
Влаштування перекриття та покриття .....	50
Влаштування підлоги.....	51
Опоряджувальні роботи .....	51
Благоустрій території.....	51
3.3.2 Характеристика умов і особливостей виконання робіт .....	52
Проект виконання робіт.....	52
Підготовка об'єкта .....	52
Роботи, що слід виконувати до початку основних видів робіт .....	53
Методи та послідовність виконання основних робіт .....	53
3.4 Складання технологічної карти .....	55
3.4.1 Сфера застосування.....	55
3.4.2 Організація та технологія будівельного процесу .....	56
Методи і послідовність виробництва робіт .....	58
3.4.3 Техніко-економічні показники .....	60
3.4.4 Матеріально-технічні ресурси .....	61
3.5 Календарний план будівництва .....	62
3.5.1 Обґрунтування прийнятого графіку виконання робіт .....	62
3.6 Будгенплан .....	62
Обґрунтування розміщення на будівельному майданчику монтажних кранів і шляхів їх руху.....	64
Тимчасові склади та їх площі .....	65
Тимчасові будинки і споруди .....	65
Тимчасові внутрішні шляхи та їх сполучення .....	66
Визначаємо конструкцію доріг.....	66
4.Науковий розділ .....	68

Проектування молотітних залізобетонних конструкцій з врахуванням швів бетонування .....	68
ВСТУП .....	68
Огляд літератури .....	68
Методика випробування.....	70
Результати дослідження .....	74
Висновки .....	78
5.2 Розрахунок приведеної вартості варіантів за укрупненими показниками.....	82
6. Організаційно-економічна частина .....	84
Вихідні дані.....	84
7.1 Охорона праці.....	96
Нормативна і законодавча база з охорони праці .....	96
Небезпечні та шкідливі виробничі фактори під час будівництва об'єкту .....	96
Основні нормативні вимоги безпеки при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів .....	99
7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	101
Запроектовані заходи та технічні рішення для ліквідації і зменшення впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів .....	101
Вентиляція та протидимний захист.....	103
8. Екологія.....	106
8.1 Екологічні проблеми будівельної галузі.....	106
8.2. Забруднення довкілля при зведенні будівлі і заходи по його зменшенню.....	107
Бібліографія: .....	110

## 1. Архітектурно-будівельний розділ

### 1.1. Кліматичні дані.

Будівництво офісного центру проводиться в м. Хмельницький. Проект розроблений для будівництва в 3 кліматичній зоні на ділянці з дією сейсмічних навантажень рівних 6 бальній зоні.

Будівля належить до 1-го класу, вогнестійкістю – 1-го ступеня, довговічністю – 1-го ступені.

Рівень ґрунтових вод на ділянці - 3,000 мм. Ґрунтові води не агресивні.

Геологічний розріз складається:

Насипний ґрунт;

Глина з одиночними включеннями вапняку;

Глина.

Під подошву фундаментів за основу береться чиста глина.

Район будівництва – м. Хмельницький:

середня температура за рік 11,6<sup>0</sup>С;

абсолютно мінімальна температура – -28<sup>0</sup>С;

максимальна температура – 32<sup>0</sup>С;

розрахункова температура внутрішнього повітря в приміщенні 18<sup>0</sup>С;

середня температура повітря за період 1,6<sup>0</sup>С;

тривалість опалювального періоду – 156 діб.

По вазі снігового покриву м. Хмельницький відноситься до 2-го району  $S_0=0,645 \text{ кН/м}^2$ .

По швидкісному напору вітру до 3-го вітрового району. Тиск вітру  $W_0=0,485 \text{ кН/м}^2$ .

Глибина промерзання ґрунту 85см. Середня швидкість вітру для побудови рози вітрів і орієнтації об'єкту:



Таблиця 1.1.

	Пн	ПнС	С	ПдС	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	1,3	1,9	1,4	1,2	1,2	3	2,3	2,8
Липень	2,1	1,6	1,4	1,6	1,9	2,1	2,4	1,9

### **1.2.Вертикальне планування і благоустрій.**

Вертикальне планування ділянки під забудову розроблена на основі плану і генплану, з врахуванням підбору, особливостей натурального рельєфу.

При складанні вертикального планування використані існуючі відмітки вулиць та сусідніх будівель. Підсіпка ділянки пов'язана з тим, що існуюча ділянка і прилягаюча до нього територія існуючих споруд трохи понижена відносно вулиці. Відвід атмосферних вод з поверхні ділянки проектованого будинку культури здійснюється натуральним нахилом по лотках проїздів в водоприймачі.

На всій території і на центральній площадці виконується повний благоустрій.

Виконується комбіноване мощення із бетонних плиток і кам'яної бруківки неправильної форми.

Підсіпка по всій території виконується декількома терасами з сторони головної площадки і закінчується огорожою висотою до 30 см. Огородження облицьовуються природним натуральним каменем. Проїзди та паркінг для автомобілів працівників виконуються із асфальтобетону.

Передбачаються роботи по ландшафтному плануванні бульдозерами та скреперами.

Вільна від мощення територія озеленюється кущами та квітами.

### **1.3.Об'ємно-планувальне рішення.**

Конфігурація плану – в основі лежить прямокутник з деякими виступаючими частинами. Розміри в плані 52,1×46,0м. Головний вхід розташований в стороні будівлі, що виходить на підїздну дорогу.

Зі південної сторони передбачається два в'їзди в внутрішній двір до паркінгу та проїзд навколо будівлі.

Загальний ритм членування фасадів створюють колони, між якими розміщені вікна і вітражі.

Гладкі поверхні оштукатурених стін вносять елементи спокою, а виступаючі елементи карнизів, віконних прольотів надають будинкові строгість і величність.

Внутрішнє планування забезпечує проведення складної і різноманітної роботи офісних приміщень.

#### ***1.4. Конструктивне рішення.***

Офісний центр на 900 робочихмісць в плані прямокутний П-подібний. Віддаль між крайніми осями А-Р і 4-9 54,0×46, м на відмітці -0,300м. Найбільша відмітка висоти +11,58м.

Фундаменти – пальві-окремостоячі під кожену колону та з монолітним розтверком під несучими монолітними залізобетонними стінами.

Зовнішні стіни – виконуються з монолітного залізобетону утеплені пінополіуретановою піною з середини, високо ефективні енергозберігаючі чотири-камерні склопакети на 8-ми камерних металопластикових рамах.

Внутрішні стіни – піно-газоблоків товщиною 300 мм.

Перегородки – гіпсобетонні  $\delta=80$ мм, орг-скляні товщиною 20мм

Перекриття – монолітне залізобетонне балочного типу різної конфігурації.

Сходи – монолітні залізобетонні.

Сходові площадки – монолітні залізобетонні.

Покрівля – плоска з внутрішнім водостоком.

Утеплювач – пінобетон  $\gamma_0=650$ кг/м<sup>2</sup>, гідроізоляція – шари руберойду на бітумній мастиці.

Віконні блоки – прийняті по ГОСТ 11214-65\* і частина індивідуальних.

Дверні блоки – внутрішні по ГОСТ6629-78, зовнішні по серії 1.135-1.

### ***Опалення.***

Опалення приміщень здійснюється системою повітряного опалення з принципом рекупарації теплової енергії. Схема системи опалення – горизонтальна підвісна з примусовою подачею теплого повітря.

### ***Водопровід.***

Офісний центр обладнується розподільними системами питного водопроводу та протипожежного водопостачання. Від водопроводу і мережі будинку виконуються із пластикових труб.

Магістральні мережі водопроводу ізолюються від конденсації спеціальними накладками, які фіксуються пластиковими затяжками.

Стояки і підводка до санітарних приладів прокладається закрито в штробах.

Гаряче водопостачання запроектоване для туалетів та кафетерію з допомогою стаціонарних електричних водонагрівачів.

### ***Каналізація.***

Відвід стічних вод від всіх санпристроїв здійснюється внутрішньою системою каналізації через випуск у міську систему каналізації.

Каналізаційні стояки і труби прокладаються закрито в спеціальних каналах стояках, витяжні частини каналізаційних стояків виконуються з пластикових гнучких труб.

Каналізаційні мережі монтуються з пластикових каналізаційних діаметром 100 - 150мм.

### ***Зовнішні інженерні мережі.***

#### ***Водопостачання.***

Зовнішні водопроводу мережі виконуються з пластикових труб  $\varnothing 80$ мм

На місці підключення до загального водогону встановлюються бетонні колодязі з запірною арматурою і встановленням пожежного гідранта.

Вводи в будинок здійснюються із сталевих труб.

На поворотах мережі встановлюються підпірні залізобетонні кронштейни по серії 4.901-7.

Полив газонів здійснюється від автоматичних поливних систем, встановлених в спеціальних колодязях, в години мінімального водовикористання.

### ***Каналізація.***

Підключення колодязів господарських та туалетних стоків з будинку, передбачається самопливом в міську каналізацію трубами діаметром 250мм.

Водовідвід дощових та снігових вод з будинку здійснюється в дворову дощову каналізацію з подальшим дренажем їх по території ділянки як орошування.

Внутрішні мережі каналізації монтуються з пластикових труб діаметром 100-150 мм

Проектований дощовий колектор виконується із бетонних труб діаметром 1200 мм

Основу під труби прийнято пісчано-гравійну подушку.

### ***Експлікація приміщень.***

#### ***Перший поверх***

101	Сходова клітка	19 m <sup>2</sup>
102	Конференцзал	33 m <sup>2</sup>
103	Офіс	66 m <sup>2</sup>
104	Офіс	83 m <sup>2</sup>
105	Офіс	66 m <sup>2</sup>
106	Офіс	84 m <sup>2</sup>
107	Чоловічий	14 m <sup>2</sup>
108	Жіночий	17 m <sup>2</sup>
109	Зона відпочинку	36 m <sup>2</sup>
110	Службове приміщення	4 m <sup>2</sup>
112	Електрощитова	6 m <sup>2</sup>

- 113 Коридор 132 m<sup>2</sup>  
114 Сходова клітка 19 m<sup>2</sup>  
115 Офіс 128 m<sup>2</sup>  
116 Конференцзал 32 m<sup>2</sup>  
117 Офіс 49 m<sup>2</sup>  
118 Електрощитова 17 m<sup>2</sup>  
119 Комора 10 m<sup>2</sup>  
120 Зона відпочинку 40 m<sup>2</sup>  
121 Кафе 145 m<sup>2</sup>  
122 Кухня 22 m<sup>2</sup>  
123 Конференцзал 41 m<sup>2</sup>  
124 Сухе сховище 9 m<sup>2</sup>  
125 Електрощитова 6 m<sup>2</sup>  
126 Адміністрація 17 m<sup>2</sup>  
127 Офіс 16 m<sup>2</sup>  
128 Офіс 8 m<sup>2</sup>  
129 Туалет 5 m<sup>2</sup>  
130 Сходова клітка 19 m<sup>2</sup>  
131 Коридор 338 m<sup>2</sup>  
132 Вхід 38 m<sup>2</sup>  
133 Коридор 58 m<sup>2</sup>

***Другий поверх***

- 200" Коридор" 132 m<sup>2</sup>"  
201" Сходова клітка" "20 m<sup>2</sup>"  
202" Офіс""33 m<sup>2</sup>"  
203" Серверна" "33 m<sup>2</sup>"

204" Офіс""33 m<sup>2</sup>"  
205" Офіс""49 m<sup>2</sup>"  
206" Зона відпочинку" "33 m<sup>2</sup>"  
207" Копіювальна кімната" "33 m<sup>2</sup>"  
208" Офіс""49 m<sup>2</sup>"  
209" Кафе" "67 m<sup>2</sup>"  
210" Чоловічий" "14 m<sup>2</sup>"  
211" Жіночий" "14 m<sup>2</sup>"  
212" Зона відпочинку" "36 m<sup>2</sup>"  
213" Комора" "4 m<sup>2</sup>"  
214" Електрощитова" "6 m<sup>2</sup>"  
216" Коридор" "293 m<sup>2</sup>"  
217" Сходова клітка" "19 m<sup>2</sup>"  
218" Офіс""104 m<sup>2</sup>"  
219" Бібліотека" "104 m<sup>2</sup>"  
220" Електрощитова" "15 m<sup>2</sup>"  
220А" Службове приміщення" "6 m<sup>2</sup>"  
221" Офіс""36 m<sup>2</sup>"  
222" Серверна" "62 m<sup>2</sup>"  
223" Зона відпочинку" "135 m<sup>2</sup>"  
224" Кафе" "36 m<sup>2</sup>"  
225" Жіночий" "6 m<sup>2</sup>"  
226" Чоловічий" "6 m<sup>2</sup>"  
227" Електрощитова" "5 m<sup>2</sup>"  
228" Плоттерна" "17 m<sup>2</sup>"  
229" Адміністрація" "39 m<sup>2</sup>"

- 230" Офіс""16 m<sup>2</sup>"
- 231" Офіс""24 m<sup>2</sup>"
- 232" Туалет" "5 m<sup>2</sup>"
- 233" Сходова клітка" "19 m<sup>2</sup>"
- 234" Коридор" "114 m<sup>2</sup>".

***Третій поверх***

- 301" Сходова клітка" "20 m<sup>2</sup>"
- 302" Офіс""67 m<sup>2</sup>"
- 303" Офіс""66 m<sup>2</sup>"
- 304" Офіс""66 m<sup>2</sup>"
- 305" Офіс""66 m<sup>2</sup>"
- 306" Офіс""67 m<sup>2</sup>"
- 307" Чоловічий" "14 m<sup>2</sup>"
- 308" Жіночий" "14 m<sup>2</sup>"
- 309" Зона відпочинку" "36 m<sup>2</sup>"
- 310" Службове приміщення" "6 m<sup>2</sup>"
- 311" Електрощитова" "6 m<sup>2</sup>"
- 312" Сходова клітка" "19 m<sup>2</sup>"
- 313" Офіс""88 m<sup>2</sup>"
- 314" Офіс""65 m<sup>2</sup>"
- 315" Офіс""55 m<sup>2</sup>"
- 316" Службове приміщення" "6 m<sup>2</sup>"
- 317" Електрощитова" "15 m<sup>2</sup>"
- 318" Лоббі" "333 m<sup>2</sup>"
- 319" Медійна" "41 m<sup>2</sup>"
- 320" Медійна" "64 m<sup>2</sup>"

321"	Відкритий офіс"	"130 m <sup>2</sup> "
322"	Адміністрація"	"52 m <sup>2</sup> "
322С"	Сухе сховище"	"2 m <sup>2</sup> "
323"	Електрощитова"	"5 m <sup>2</sup> "
324"	Менторна"	"40 m <sup>2</sup> "
325"	Конференцзал"	"23 m <sup>2</sup> "
326"	Туалет"	"6 m <sup>2</sup> "
327"	Сходова клітка"	"19 m <sup>2</sup> "
328"	Коридор"	"58 m <sup>2</sup> "
329"	Коридор"	"132 m <sup>2</sup> "
330"	Механічний цех"	"40 m <sup>2</sup> ".

#### ***Загальні площі по зонуванню***

Адміністративна	446 m <sup>2</sup>
Зона обслуговування	681 m <sup>2</sup>
Коридори та проходи	1871 m <sup>2</sup>
Офісні приміщення	2042 m <sup>2</sup>
Grand total: 26	5040 m <sup>2</sup>

#### ***Загальні площі по поверхах***

01 - Поверх"	"1659 m <sup>2</sup>
02 - Поверх"	"1659 m <sup>2</sup>
03 - Поверх"	"1659 m <sup>2</sup>

#### ***Оздоблення.***

Для оздоблення фасадів використовуються білі та кольорові пластикові панелі на металевому каркасі.

Внутрішні стіни і перегородки приміщень тинькуються вапняно-пісчаною сумішшю з наступним високоміцним покриттям колірною, клеєвою та водоемульсійною фарбою.



Санвузли облицьовуються сірою та різнокольоровою, в тему розробленого дизайну, керамічною та бетонною плиткою.

В інших господарських та технічних приміщеннях оздоблення стін роблять полімерним напиленням, а саме полімочовиною.

Мощення перед головним входом виконується бетонними полірованими плитами розміром 400×400мм. Вхід з дворика вимощений пластиковими планками які виконані у вигляді дерев'яних дощок.

## 2. Розрахунково-конструктивний розділ

### 2.1 Розрахунок і конструювання плити перекриття

#### 2.1.1 Вихідні дані:

Панель виготовлена по поточно-агрегатній технології з електротермічним натягом арматури на опори і тепловологостній обробці.

Корисне тимчасове навантаження  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

Бетон класу В 30; коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{B2} = 0,9$

$$\gamma_{b2} = 0,9; R_b = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ МПа}$$

$$R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}; E_b = 29000 \text{ МПа}$$

Для розрахунку  $E_b$  зменшуємо на 20%, тоді  $E_b = 23200 \text{ МПа}$

Повздожня арматура зі сталі класу А–500С з характеристиками:

$$R_s = 510 \text{ МПа}$$

$$R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$$

$$E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Поперечна арматура і зварні сітки з сталі класу А – 240С :

- при діаметрі 5 мм:  $R_s = 360 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$   $E_s = 170000 \text{ МПа}$

Міцність бетону приймаємо

$$R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$$

Навантаження

Згідно завдання необхідно розрахувати і сконструювати збірну з/б панель перекриття прольотом  $\ell_1 = 7,2$  тимчасове навантаження на перекриття  $\rho^{\text{II}} = 1500 \text{ Н/м}$ .

Розраховуємо плиту довжиною 7,2 м, шириною 1,2 м, висотою 22 см

Таблиця 2.1.- збір навантажень

Вид навантаження	Хар. Н/м <sup>2</sup>	К-т $\gamma_f$	Гран. Н/м <sup>2</sup>
<b>Постійне:</b>			
- паркетна підлога t=0.02м, $\rho = 800\text{кг/м}^3$	160	1.1	176
- шлакобетоншар t=0.065м, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$	1040	1.2	1249
- звукоізопінобетон t=0.06м $\rho = 500\text{кг/м}^3$	300	1.2	360
- з/б панель перекр. t=0.22м $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	2750	1.1	3025
Всього : $q^{\text{П}} =$	4250	–	4810
<b>Тимчасове:</b>			
- короткочасне	900	1.2	1080
- довготривале	600	1.2	720
Всього:	1500		1800
<b>Повне навантаження :</b>			
- постійне і довготривале	4850	–	5530
- короткочасне	900	–	1080
Всього :	5750		6610

Розрахунок навантаження на 1 м<sup>2</sup> плити .

короткочасне нормативне  $0,6 \times 1,2 = 0,72 \text{ кН/м}^2$

короткочасне розрахункове  $0,72 \times 1,2 = 0,864 \text{ кН/м}^2$

постійне і довготривале нормативне  $4,850 \times 1,2 = 5,82 \text{ кН/м}^2$

постійне і довготривале розрахункове  $5,530 \times 1,2 = 6,636 \text{ кН/м}^2$

нормативне повне:  $0,72 + 5,82 = 6,54 \text{ кН/м}^2$

розрахункове повне:  $0,864 + 6,636 = 7,5 \text{ кН/м}^2$

### 2.1.2 Розрахунок за міцністю.

Розрахункові прольоти визначаються в відповідності зі схемою

$b_{sup} = 0.12\text{м}$  і зазорів  $a = 0.015\text{м}$  равен:

$$l_0 = l - b - 2a - b_{sup} = 7,05\text{м}.$$

Згинальний момент від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,5 \cdot 7,05^2}{8} = 46,6 \text{ кНм} \quad (2.1)$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{7,5 \cdot 7,05}{2} = 26,4 \text{ кН} \quad (2.2)$$

Згинальний момент від нормативного навантаження :

$$\text{- повного: } M = \frac{6,54 \times 7,05^2}{8} = 40,6 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.3)$$

$$\text{- постійного довготривалого : } M_l = \frac{5,82 \cdot 7,05^2}{8} = 36,16 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.4)$$

$$\text{- короткочасного: } M_{cd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,72 \cdot 7,05^2}{8} = 4,5 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.5)$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження і постійного довготривалого навантаження:

$$Q = 6,54 \cdot 7,02 \cdot 0,5 = 23 \text{ кН} ; \quad (2.6)$$

$$Q = 5,82 \cdot 7,02 \cdot 0,5 = 20,4 \text{ кН}; \quad (2.7)$$

Переріз приводимо до таврового висотою  $h = 22 \text{ см}$ , при  $D = 15,6\text{см}$ :

$$h_f' = 0,5 (h - 0,5D \sqrt{3}) = 0,5(22 - 0,5 \cdot 15,9 \sqrt{3}) = 4,1 \text{ см} \quad (2.10)$$

$$b_f' = 117 \text{ см} \quad b = b_f' - \frac{\pi d}{2\sqrt{3}} n_{пуст} = 117 - (3,14 \cdot 15,9 / 2 \sqrt{3}) 6 = 32,15 \text{ см} \quad (2.11)$$

Початкове попереднє напруження арматури яке передається на піддон:

$$0,3R_{s,ser} = 177\text{МПа} < \sigma_{sp} = 0,75R_{s,ser} = 0,75 \cdot 590 < R_{s,ser} - p = 590 - 80 = 510\text{Мпа} \text{ де } p = 30 + \frac{360}{7,2} = 80 \text{ МПа} \quad (2.12)$$

Приймаємо  $a = 2,5 \text{ см}$ .  $\rightarrow h_o = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см}$ .

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 15,3 = 0,728 \quad (2.13)$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{443}{510} - 1200 = 103 \text{ МПа} \quad (2.14)$$

$$\sigma_s^R = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 510 + 400 - 443 - 103 = 364 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s^R}{\sigma_s^M} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{364}{510} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,353 \quad (2.15)$$

$$A_R = 0,353(1 - 0,353) = 0,228$$

Так як  $M = 46,6 \text{ кНм} < R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) = 15,3 \cdot 117 \cdot 4,1 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 4,1) \cdot 100 = 128,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$  (2.16)

- нейтральна вісь проходить в межах полки і перетин як прямокутний шириною  $b = b_f = 117 \text{ см}$ .

По формулі визначаємо:  $A_0 = \frac{M}{R_b h_0^2 b} = \frac{4660000}{15,3 \cdot 117 \cdot 19,5^2 \cdot 100} = 0,068 < A_R = 0,228$  (2.17)

Звідси,  $\xi = 0,067$  і  $\nu = 0,965$ .

Знаходимо площу перетину арматури:  $A_s = \frac{4660000}{1,2 \cdot 510 \cdot 0,965 \cdot 19,5 \cdot 100} = 4,05 \text{ см}^2$  (2.18)

За сортаментом приймаємо 4Ø12 А-500 С з  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

### 2.1.3 Визначення геометричних характеристик.

Відношення модулів пружності  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{23200} = 8,19$  (2.19)

Площа приведенного перетину і статичний момент відносно нижньої грані:

$$A_{red} = A + \alpha A_s = 177 \cdot 22 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 8,19 \cdot 4,52 = 1420 \text{ см}^2 \quad (2.20)$$

$$S_{red} = S + \alpha A_s = 177 \cdot 22 \cdot 10,2 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 10,2 + 8,19 \cdot 8,04 \cdot 2,5 = 14276 \text{ см}^2$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перетину :

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{14276}{1420} = 10,05 \text{ см} \quad (2.22)$$

Відстань від точки прикладання зусилля в напруженій арматурі до центру ваги приведенного перетину  $e_{op} = y_{red} - a = 10,02 - 2,5 = 7,5 \text{ см}$ .

Момент інерції приведенного перетину без врахування власного моменту інерції арматури:

$$I_{red} = I + \alpha A_s = \frac{177 \cdot 22^3}{12} - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{64} + 8,19 \cdot 4,52 \cdot 7,5^2 = 105826 \text{ см}^4$$

Момент опору відносно:

$$\text{- нижньої грані: } W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{1105826}{10,05} = 10530 \text{ см}^3 \quad (2.24)$$

$$\text{- верхньої грані: } W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_{red})} = \frac{105826}{22 - 10,05} = 8856 \text{ см}^3 \quad (2.25)$$

Для визначення пружно пластичного моменту опору і подальших розрахунків, перетин багатопустотної плити приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу.

$$\text{Площа одного отвору: } A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times 15,9^2}{4} = 200 \text{ см}^2. \quad (2.26)$$

$$\text{Момент інерції відносно центру ваги: } I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \times 15,9^4}{64} = 3136 \text{ см}^4. \quad (2.27)$$

$$I = bh^3 / 12 \quad (2.28)$$

$$h_1 = \sqrt{12 \cdot I / A} = \sqrt{12 \cdot 3136 / 200} = 13,9 \text{ см} \quad (2.29)$$

- ширина звісу полиці еквівалентного перетину  $b_0 v = A / h_1 = 200 / 13,9 \cdot 2 = 7,2 \text{ см}$ ;

- ширина ребра  $b = b_f - 2b_0 v = 117 - 2 \cdot 7,2 = 102,6 \text{ см}$ .

Висота верхньої і нижньої полиць:  $h_f = h'_f = 3 + \frac{15.9 - 13.9}{2} = 4 \text{ см.}$   
 (2.30)

$\gamma = 1.5$ , тоді пружно пластичний момент опору відносно:

- нижньої грані:  $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10530 = 15795 \text{ см}^3$   
 (2.31)

- верхньої грані:  $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 8856 = 13284 \text{ см}^3$ .  
 (2.32)

Втрати попереднього напруження.

Втрати до закінчення обтиску від реакції напруг  $\sigma_1 = 0.03 \cdot 443 = 13.3 \text{ МПа}$ ,

Від температурного перепаду, втрати дорівнюють нулю, так як при пропарюванні переміщення упорів піддона і плити відбувається одночасно; втрати від деформації анкерів і піддону повинні бути враховані при визначенні довжини заготовки арматури виходячи з умов забезпечення початкового попереднього

напруження.

Тому  $\sigma_3 = 0$  і  $\sigma_5 = 0$ .

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням цих втрат при  $\gamma_{sp} = 1$ :

$p = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = 1(443 - 13,3) \cdot 4,52 \cdot 100 = 194224,4 \text{ Н} = 194 \text{ кН}$   
 (2.33)

Для визначення втрат від повзучості визначаємо напруження обтиску:

$\sigma_{Bp} = \frac{p}{A_{red}} + \frac{p \cdot e_{op}}{I_{red}} = \frac{194224,4}{1420} + \frac{194224,4 \cdot 7,5}{105826} \cdot 10,05 = 275,1 \text{ Н/см}^2 = =$   
 2,75 МПа (2.34)

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75$  тоді  $R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0,75} = \frac{2,75}{0,75} = 3,66 < 0,5 B30 = 15 \text{ МПа}$  приймаємо

$R_{bp} = 15 \text{ МПа}$

При  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,75}{15} = 0,18 < \alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 15 = 0,63$   
(2.35)

Втрати від швидкодіючої повзучості

$$\sigma_B = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,18 = 6,12 \text{ МПа.} \quad (2.36)$$

Всього перші втрати, які відбуваються до закінчення обтиску бетону,  
 $\sigma_{b1} = 13,3 + 6,12 = 19,42 \text{ МПа.}$  (2.37)

Напруження в арматурі з врахуванням перших втрат

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{b1} = 443 - 19,42 = 423,6 \text{ МПа.} \quad (2.38)$$

Зусилля обтиску з врахуванням перших втрат при

$$\gamma_{s6} = R_1 = 1(\sigma_{sp} - \sigma_1)A_s = 1 \cdot 423,6 - 13,3 \cdot 4,52 \cdot 100 = 191467,2 \text{ Н} = 191 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\sigma_{Bp} = \frac{191467}{1420} + \frac{191467 \cdot 7,5}{105826} \cdot 7,5 = 145,2 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 1,45 \text{ МПа} < 0,95R_{bp} = 0,95 \cdot 15 = 14,25 \quad (2.39)$$

Втрати, які відбуваються після закінчення обтиску від усадки  $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$ , від повзучості

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 1,45/15 = 0,096 \rightarrow \sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,095 = 12,26 \text{ МПа} \quad (2.40)$$

Всього, другі втрати:  $\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 12,26 = 47,26 \text{ МПа.}$  (2.41)

Повні втрати напружень:  $\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 19,42 + 47,26 = 66,7 \text{ МПа.}$   
(2.42)

Тоді, напруження в арматурі з врахуванням всіх втрат:



$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 443 - 66,7 = 376,3 \quad (2.43)$$

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат при  $\gamma_{sb} = 1$ :

$$p_2 = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1)A_s = 1(443 - 66,7) \cdot 4,52 \cdot 100 = 170094 \text{ Н} = 170 \text{ кН} \quad (2.44)$$

Коефіцієнт точності напружень  $\gamma_{s6} \neq 1$ .

При електротермічному напруженні :

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{\Pi p}} \right) = 0,5 \frac{80}{443} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{9}} \right) = 0,12 \text{ и}$$

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,12 = 1,12 \quad \text{або} \quad \gamma_{sp} = 1 - 0,12 = 0,88.$$

#### ***2.1.4 Розрахунок міцності перетинів, похилих до повздожньої осі панелі.***

Допустимо, що при опорних ділянках плити, довжиною по 1.6 м,

з кожного боку ставимо по 2 каркаса ( $\Pi = 4$ ) з поперечною арматурою діаметром 6 мм, влаштовуємо з кроком  $S = 150$  мм.

$$\text{Тоді, } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{23200} = 7,33 \quad \mu_\omega = \frac{A_{s\omega}}{b_s} = \frac{4 \cdot 0,126}{32 \cdot 10} = 0,001 \quad (2.45, 2.46)$$

$$\varphi_\omega = 1 + 5\alpha\mu_\omega = 1 + 5 \cdot 7,33 \cdot 0,001 = 1,04 \quad \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83$$

Так як умова виконується, то прийняті розміри перетину достатні.

$$Q \leq 0,3\varphi_\omega\varphi_b R_b b h_0; 45200 \text{ Н} \leq 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,83 \cdot 17 \cdot 32 \cdot 19,5 \cdot 100 = 274704 \text{ Н}.$$

Для перевірки умови  $Q \leq \varphi_{b3} R_{br} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n)$ .

$$\text{Визначаємо коефіцієнт: } \varphi_n = 0,1 \cdot \frac{p}{R_{br} \cdot b h_0} = 0,1 \cdot \frac{194224,4}{1,08 \cdot 48 \cdot 19,5 \cdot 100} = 0,28 < 0,5 \quad (2.48)$$

$Q = 45200 \text{ Н} < 0,6 \cdot 1,08 \cdot 32 \cdot 19,5 \cdot (1 + 0,5 + 0,28) \cdot 100 = 71446 \text{ Н}$ - так як умова виконується, розрахунок поперечної арматури не потрібен.

Тому поперечну арматуру приймаємо з конструктивних умов з кроком  $S < 15$  см. Призначаємо поперечні стержні діаметром 6 мм класу А –240С через 15 см біля опор на ділянках довжиною  $\frac{1}{4}$  прольоту. В середній  $\frac{1}{2}$  частині плити для зв'язку повздовжніх стержнів каркасу з конструктивних міркувань ставимо поперечні стержні через 0.5 м.

Розрахунок прогинів.

Момент в середині прольоту

- від повного нормативного навантаження –  $M = 40,6$  кНм;

- від короткочасного навантаження –  $M_{cd} = 4,5$  кНм.

- від постійного і довготривалого нормативного  $M_{ld} = 36,2$  кНм

Визначаємо прогин плити наближеним методом, використовуючи значення  $\lambda_{lim}$ .

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{bh_0} = \frac{(117 - 32) \cdot 4,1}{32 \cdot 19,5} = 0,558 \quad (2.49)$$

$$\mu_a = \frac{A_s E_s}{bh_0 E_b} = \frac{4,52 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{32 \cdot 19,5 \cdot 23200} = 0,059 \quad (2.50)$$

$$\lambda_{lim} = 25 \text{ при } \mu_a = 0.05 \text{ А –500С.}$$

Загальна оцінка деформативності плити  $l/h_0 + 18 h_0/l = \lambda_{lim}$ , так як

$l/h_0 = 720/19,5 = 36,92 > 10$ , другий член лівої частини – нерівності не враховуємо  $l/h_0 < \lambda_{lim}$ :  $l/h_0 = 37 > \lambda_{lim} = 25$

Умова не виконується, виконуємо розрахунок прогинів.

Прогин в середині прольоту плити від постійних і довготривалих навантажень:

$$f_{max} = \frac{S \cdot l^2}{rc} = \frac{5}{48} \cdot 7,2^2 \cdot \frac{1}{rc}, \text{ де } 1/rc - \text{кривизна в середині прольоту плити.}$$

$$\frac{1}{rc} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \cdot \frac{M_{ld} - k_1 b h^2 R_{bt,ser}}{k_1 \cdot ld} = \frac{1}{1,9 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 4,52 \cdot 19,5^2} \cdot \frac{3620000 - 0,11 \cdot 32 \cdot 22^2 \cdot 1,8(100)}{0,48} =$$

$$17,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \quad (2.51)$$

Тут коефіцієнти  $k_1 ld = 0.48$  і  $k_2 ld = 0.11$  в залежності від  $\mu_0 = 0.05$  і

$\gamma' = 0.442 \approx 0.6$  для двотаврових перетинів.

Визначаємо прогин  $f$

$$f_{max} = \left(\frac{5}{48}\right) \cdot 720^2 \cdot 17,6 \cdot 10^{-5} = 9,53 \text{ см, що більше } f_{lim} = 3 \text{ см.} \quad (2.52)$$

Потрібно збільшити площу поперечного перетину арматури або підвищити марку бетону.

Збільшуємо площу поперечного перетину в два рази, тоді по сортаменту приймаємо 4 діаметри 20 А-500С ( $A_s=12,56 \text{ см}^2$ )

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

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{bh_0} = \frac{(117 - 32) \cdot 4,1}{32 \cdot 19,5} = 0,558 \quad (2.53)$$

$$\mu_a = \frac{A_s E_s}{bh_0 E_b} = \frac{12,56 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{32 \cdot 19,5 \cdot 23200} = 0,165 \quad (2.54)$$

По табл.  $\lambda_{lim} = 16$  при  $\mu_a = 0.11$  і арматуру класу А –500С.

Загальна оцінка деформативності плити  $l/h_0 + 18 h_0/l = \lambda_{lim}$ ,

т.як.  $l/h_0 = 720/19,5 = 37 > 10$ , другий член лівої частини – нерівності не враховуємо і оцінюємо з умови  $l/h_0 < \lambda_{lim}$ :  $l/h_0 = 37 > \lambda_{lim} = 16$

Умова не виконується, виконуємо розрахунок прогинів.

Прогин в середині прольоту плити від постійних і довготривалих навантажень

$$f_{max} = \frac{5 \cdot l^2}{rc} = \frac{5}{48} \cdot 7,2^2 \cdot \frac{1}{rc}, \text{ де } 1/rc - \text{ кривизна в середині прольоту плити.}$$

$$\frac{1}{rc} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \cdot \frac{M_{ld} - k_1 b h^2 R_{bt,ser}}{k_1 \cdot ld} = \frac{1}{1,9 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 12,56 \cdot 19,5^2} \cdot \frac{3620000 - 0,2 \cdot 32 \cdot 22^2 \cdot 1,8(100)}{0,46} = 4,97 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \quad (2.55)$$

$k_1 ld = 0.46$  и  $k_2 ld = 0.2$   $\mu_0 = 0.11$  и  $\gamma' = 0.442 \approx 0.6$

Визначаємо прогин:

$$f_{max} = \left(\frac{5}{48}\right) \cdot 720^2 \cdot 4,97 \cdot 10^{-5} = 2,98 \text{ см,}$$

$$f_{lim} = 3 \text{ см. - умова виконується.}$$

### **2.1.5 Розрахунок плити за розкриттям тріщин.**

Плита перекриття відноситься до третьої категорії по тріщиностійкості як елемент, який експлуатується в закритому приміщенні і армується стержнями з сталі класу А–500С. Гранично допустима ширина розкриття тріщин

$$a_{crc1} = 0.4 \text{ мм і } a_{crc2} = 0.3 \text{ мм.}$$

Повинна виконуватись умова:

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

де:  $a_{crc1} - a_{crc2}$  – приріст ширини розкриття тріщини в результаті короткочасного збільшення навантаження від постійного і додаткового навантаження до повного;  $a_{crc3}$  – ширина розкриття тріщин від довготривалих постійних і довготривалих навантажень.

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_c \eta \frac{G_s}{E_s} \cdot 20(3.5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{a} \cdot \delta_a$$

$\delta = 1$  – як для елементів що вигинаються;

$\eta = 1$  – для стержневої арматури періодичного профілю;

$$d = 2 \text{ см}$$

$$E_s = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа – А – 500С}$$

$$\delta_a = 1, \text{ т.к. } a_\alpha = 3 \text{ см} < 0.2 \cdot h = 0.2 \cdot 22 = 4.4 \text{ см;}$$

$\varphi_c = 1$  – при коротко часових навантаженнях;

$\varphi_c = 2 - 15\mu$  – при постійних і довготривалих навантаженнях;

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{12,56}{32 \cdot 19,5} = 0,02 < \mu = 0,02. \quad \mu = 0,005.$$

$$\varphi_c = 2 - 15 \cdot 0,02 = 1,7 \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s z_1} = \frac{M}{W_s} \quad (2.56)$$

Визначаємо  $z_1$ :

$$z_1 = h_0 \cdot \left[ 1 - \frac{\varphi'_f \cdot h'_f / h_0 + \xi^2}{2 \cdot (\varphi'_f + \xi)} \right], \text{ де: } \varphi'_f = 0,55; \quad h'_f / h_0 = 4,1 / 22 = 0,186; \quad h_0 = 19,5 \text{ см} \quad (2.57)$$

$$\text{Знаходимо } \xi: \quad \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu_a}} \quad (2.58)$$

$$\lambda = \varphi'_f (1 - h'_f / (2h_0)) = 0,55(1 - 4,1 / (2 \cdot 19,5)) = 0,492. \quad (2.59)$$

Значення  $\delta$  від дії нормативного навантаження:

$$\delta = \frac{M_N}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{4060000}{22 \cdot (100) \cdot (117 \cdot 19,5^2)} = 0,044 \quad \mu_a = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{12,56 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{32 \cdot 19,5 \cdot 23200} = 0,11 \quad (2.60)$$

Визначаємо  $\xi$  при короткочасному впливі усього навантаження:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,044 + 0,492)}{10 \cdot 0,11}} = 0,299 > \frac{h'_f}{h_0} = 0,186. \quad (2.61)$$

$$z_1 = 19,5 \cdot \left[ 1 - \frac{0,55 \cdot 0,186 + 0,229^2}{2 \cdot (0,55 + 0,229)} \right] = 17,56 \text{ см.} \quad (2.62)$$

Пружно - пластичний момент опору залізобетонного таврового перетину після утворення тріщин :  $W_s = A_s \cdot z_1 = 12,56 \cdot 17,56 = 220,6 \text{ см}^3. \quad (2.63)$

### **2.1.6 Розрахунок за довготривалим розкриттям тріщин .**

Напруження в розтягнутій арматурі при дії постійних і довготривалих навантажень:  $M_{ld} = 42,3 \text{ кНм.}$

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}}{W_s} = \frac{32,6 \cdot 10^5}{220,6} = 16409 \text{ Н/см}^2 = 164 \text{ МПа,} \quad (2.64)$$

де  $W_s = 220,6 \text{ см}^3$  прийнято без перерахунку величини  $e_1$ , так як значення  $\xi$  при підстановці в формулу параметром  $\delta_{ld} = 0.04$  (замість  $\delta = 0.044$ ) значно не змінюється.

Ширина розкриття тріщин від дії постійних і довготривалих навантажень при  $\varphi_c = 1.3$ :

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot \frac{164}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,013) \cdot \sqrt[3]{20} \cdot 1 = 0,134 \text{ мм} < a_{crc, \max} = 0,3 \text{ мм} \quad (2.65)$$

Умова виконується.

### **2.1.7 Розрахунок за короткочасним розкриттям тріщин.**

$$M^n = 40,6 \text{ кНм}$$

$$M_{ld} = 36,2 \text{ кНм}$$

$\Delta a_{crc}$  - визначаємо за формулою.

Напруження в розтягнутій арматурі при сумісній дії усіх нормативних навантажень:

$$\sigma_s = \frac{M^n}{W^s} = \frac{40,6 \cdot 10^5}{220,6} = 18404 \text{ Н/см}^2 = 184 \text{ МПа} \quad (2.66)$$

Приріст напружень від короткочасного збільшення навантаження від довготривалого до його повної величини :

$$\Delta \sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 184 - 164 = 20 \text{ МПа.} \quad (2.67)$$

Відповідно приріст ширини розкриття тріщини при  $\varphi_c = 1$

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{20}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,013) \cdot \sqrt[3]{20} \cdot 1 = 0,0126 \text{ мм.} \quad (2.68)$$

Ширина розкриття тріщин при сумісній дії усіх навантажень:

$$a_{crc} = 0.134 + 0.0126 = 0.146 \text{ мм} < a_{crc, \max} = 0.4 \text{ мм}, \text{ умова виконується.}$$

### **2.1.8 Перевірка за розкриттям тріщин, похилих до повздовжньої вісі.**

Ширину тріщин, похилих до повздовжньої вісі елемента і армованих поперечною арматурою:

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0.6\sigma_{sw}dW\eta}{E_s \frac{dW}{h_0} + 0.15E_b(1 + 20\mu_w)} \quad (2.69)$$

де  $\varphi_c = 1$   $\eta = 1.4$

$d_w = 6$  А – 240 С

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,32 \cdot 10^4} = 8,19 \quad (2.70)$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_s} = \frac{0,85}{29 \cdot 10} = 0,0029, \quad (2.71)$$

( $A_{sw}$  - площа перетину поперечних стержнів ; в трьох каркасах 3Ø6 А – 240С  
 $A_{sw} = 3 \cdot 0,283 = 0,85 \text{ см}^2$ ) напруження в поперечних стержнях (хомутах):

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw}h_0} S < R_{s,cer}, \quad (2.72)$$

$$\text{де } Q_{b1} = \frac{0,8 \cdot \varphi \cdot b_4 \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,8(100) \cdot 32 \cdot 19,5^2}{39} = 61 \cdot 10^3 \text{ Н}, \quad (2.73)$$

тут  $\varphi_n = 0$ ;  $c = \eta h_0 = 2 \cdot 19,5 = 39$  см.

$$\sigma_{sw} = \frac{26400 - 61000}{0,85 \cdot 19,5} < 0 \quad (2.74)$$

$Q^{\text{II}} = 38450$  Н – поперечна сила від дії повного нормативного навантаження при  $\varphi_f = 1$ ;  $Q^{\text{I}} = 20400$  Н те ж від дії постійного і довготривалого навантаження. Так як  $\sigma_{sw}$  за розрахунком величина від'ємна тому розкриття тріщин не буде.

### **2.1.9 Перевірка плити на монтажні навантаження.**

Плита має чотири монтажні плити зі сталі класу

А–240 С розміщенні на відстані 70 см від краю плити.

З врахуванням коефіцієнта динамічності  $k_d = 1,4$ , розрахункове навантаження від власної ваги панелі :

$$q = k \cdot d \cdot \gamma \cdot f \cdot q_b = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 2750 \cdot 1,17 = 4955 \quad \text{Н/м.} \quad (2.75)$$

Від'ємний згинальний момент консольної частини плити:

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{4955 \cdot 0,7^2}{2} = 1214 \text{ Нм} \quad (2.76)$$

Цей момент сприймається повздовжньою монтажною арматурою каркасів.

$z_1 = 0,9h_0$ ,  $A_s = \frac{M}{z \cdot R_s} = \frac{121400}{0,9 \cdot 19 \cdot 280(100)} = 0,25 \text{ см}^2$ , що значно менша прийнятої конструктивної арматури  $3\emptyset 10 \text{ А-240 С}$ ,

$$A_s = 2,36 \text{ см}^2.$$

При підніманні плити вага її може передаватися на дві петлі. Тоді зусилля на одну петлю буде складати:  $N = \frac{ql}{2} = \frac{4955 \cdot 7,2}{2} = 17838 \text{ Н.}$

(2.77)

Площа перетину арматури петлі:  $A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{17838}{190000} = 0,1 \text{ см}^2.$

(2.78)

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

### **2.2.1 Характеристика конструктивного рішення фундаментів будинку**

Проектований будинок - 3-ти поверховий каркасний будинок з ускладненою пластичною формою плану поверхів

Висота поверху – 4,5 м.

Перекриття запроектовані з збірних залізобетонних панелей з круглими порожнинами.

Зовнішні стіни товщиною 35см - із газоблоків.

Граничні деформації основи, що рекомендують додатком 4 до ДБН В.2.1-10-2009 рівні:

$S_{\max u} = 15$  – максимальне просідання;

$S/l = 0,002$  - відносна різниця просідання.

Ґрунтові води виявлені на глибині 10м.



Ґрунтові води володіють сульфатною агресивністю (сильно-агресивні).

Ґрунти - сильноагресивні по відношенню до залізобетону, азбестоцементу та металу, як основа під пальові фундаменти використовується глина темно-бура

Фундаменти – пальові марки С12-30 - зі збірних залізобетонних забивних призматичних паль - стійок перерізом 30 х 30 см довжиною 12 м з монолітним залізобетонним ростверком, площа поперечного перерізу палі 0,09 м<sup>2</sup>, периметр поперечного перерізу палі 1,2 м.

Сполучення ростверку зі палями - жорстке - з закладенням в ростверк випусків арматури на довжину 50 см.

Збірні залізобетонні палі - стійки забиваються в заздалегідь пробурені свердловини діаметром 25 см і опираються на шар глин твердої консистенції зі ступенем вологості  $G = 0,87$ . Несуча здатність палі - 50 т. Свердловини пробурюються до шару глин твердої консистенції.



Рисунок 2.1 Фундаменти із забивних призматичних паль

Нижній кінець палі занурюється в несучий шар не менш ніж 1 м і до сполучення палі із ростверком залишається не менше 0,5 м.

Збірні залізобетонні палі і монолітні залізобетонні ростверки виготовити з бетону підвищеної щільності на сульфатостійкому портландцементі.

Під ростверки виконати подушки з щебеню, втрамбованного в ґрунт, з проливанням бітумом. Товщина подушки - 5 см.

Всі поверхні ростверків, що контактують з ґрунтом, покрити гарячим бітумом за 2 рази.

### **2.2.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва**

Площадка будівництва розташована в м. Хмельницький, нормативна глибина промерзання ґрунту 0,8 м.

Ґрунти відносяться до 1-го типу по просіданню. Несучим шаром є глина темно-бура  $E=24,5$  МПа. Результати розрахунку класифікаційних і додаткових показників властивостей, зводимо в таблицю.

### **2.2.3 Визначення навантажень на фундамент**

Для розрахунку навантаження на збірний залізобетонний забивний призматичний пальовий фундамент нам потрібно визначити:

Тимчасова навантаження в залежності від різних погодних умов: вітру, снігу, рясного дощу.

$$A_3 = \frac{L}{2} \cdot 1\text{ м} = 3,6 \text{ м}^2 \quad (3.1)$$

$$A_B = L \cdot 1\text{ м} = 7,2 \text{ м}^2 \quad (3.2)$$

Визначаємо постійні навантаження:

а) вага покриття

$$Q_{\text{покр.кр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{кр}} = 1,6 \cdot 3,6 = 5,76 \text{ кН} \quad (3.3)$$

$$Q_{\text{покр.ср}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{ср}} = 1,6 \cdot 7,2 = 10,4 \text{ кН} \quad (3.4)$$

б) вага перекриття

$$Q_{\text{пер.кр}} = 3,168 \cdot 3,6 \cdot 10 = 114,05 \text{ кН} \quad (3.5)$$

$$Q_{\text{пер.кр}} = 3,168 \cdot 7,2 \cdot 10 = 202,75 \text{ кН} \quad (3.6)$$

в) вага зовнішньої стіни при 40% засклення

$$Q_{\text{ст.кр}} = q_{\text{ст.кр}} \cdot L \cdot H \cdot 0,6 = 0,6 \cdot 18 \cdot 30,5 \cdot 1,0 \cdot 0,51 \cdot 1 = 280 \text{ кН} \quad (3.7)$$

г) вага внутрішньої стіни

$$Q_{\text{ст.кр}} = q_{\text{ст.кр}} \cdot L = 0,64 \cdot 30,5 \cdot 18 = 351,6 \text{ кН} \quad (3.8)$$

Визначаємо тимчасові навантаження:

а) вага перегородок

$$Q_{\text{пер.кр}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{кр}} \cdot h = 0,75 \cdot 3,6 \cdot 9 = 24,3 \text{ кН} \quad (3.9)$$

$$Q_{\text{пер.кр}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{ср}} \cdot h = 0,75 \cdot 7,2 \cdot 9,0 = 43,2 \text{ кН} \quad (3.10)$$

б) снігове навантаження

$$Q_{\text{сн.кр}} = S \cdot A_{\text{кр}} \cdot \psi_2 = 0,7 \cdot 3,6 \cdot 0,9 = 1,62 \text{ кН} \quad (3.11)$$

$$Q_{\text{сн.ср}} = S \cdot A_{\text{ср}} \cdot \psi_2 = 0,7 \cdot 7,2 \cdot 0,9 = 2,88 \text{ кН} \quad (3.12)$$

Де  $S$  - повне нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття;

$$S = S_0 \cdot \mu = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ кН/м}^2 \quad (3.13)$$

$S_0$  – нормативне значення ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$\psi_2$  - коефіцієнт сполучення навантажень;

$$\mu = 1$$

в) вітрове навантаження

- викреслюємо розрахункову схему

$$h_1 = 5\text{м} + d = 5 + 3,4 = 8,4 \text{ м} \quad (3.14)$$

$$h_2 = 15\text{м} + d = 15 + 3,4 = 18,4 \text{ м} \quad (3.15)$$

$$h_3 = 20\text{м} + (H - 20)/(2 + d) = 20 + (30,5 - 20)/(2 + 3,4) = 21,94\text{ м} \quad (3.16)$$

- підраховуємо статичні складові вітрового навантаження

$$Q_{1\text{в.кр}} = W_M \cdot A_{1\text{в.кр}} = 0,21 \cdot 10 = 2,1\text{ кН} \quad (3.17)$$

$$Q_{2\text{в.кр}} = W_M \cdot A_{2\text{в.кр}} = 0,21 \cdot 10 = 2,1\text{ кН} \quad (3.18)$$

$$Q_{3\text{в.кр}} = W_M \cdot A_{3\text{в.кр}} = 0,21 \cdot 10,5 = 2,21\text{ кН} \quad (3.19)$$

де  $W_M$  – значення середньої складової вітрового навантаження

$$W_M = W_0 \cdot k \cdot c = 0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,8 = 0,21\text{ кН/м}^2, \quad (3.20)$$

$k$  - коефіцієнт враховуючий застосування вітрового тиску від типу місцевості. Тип місцевості - міський район забудови висотою більше 25м, до  $= 0,69$ ;

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт прийнятий відповідно до вказівок (ДБН В.1.2-2:2006)  $c = 0,8$ ;

$A_{1\text{в.кр}}, A_{2\text{в.кр}}, A_{3\text{в.кр}}$  – вертикальні вантажні площі:

$$A_{1\text{в.кр}} = A_{2\text{в.кр}} = L \cdot 10 = 1 \cdot 10 = 10\text{ м}^2 \quad (3.21)$$

$$A_{3\text{в.кр}} = L \cdot (H - 20) = 1 \cdot 10,5 = 10,5\text{ м}^2 \quad (3.22)$$

- визначаємо момент від кожної складової вітрового навантаження

$$M_{1\text{в.кр}} = Q_{1\text{в.кр}} \cdot h_1 = 2,1 \cdot 8,4 = 17,64\text{ кНм} \quad (3.23)$$

$$M_{2\text{в.кр}} = Q_{2\text{в.кр}} \cdot h_2 = 2,1 \cdot 18,4 = 38,64\text{ кНм} \quad (3.24)$$

$$M_{3\text{в.кр}} = Q_{3\text{в.кр}} \cdot h_3 = 2,21 \cdot 21,94 = 48,49\text{ кНм} \quad (3.25)$$

- визначаємо сумарний момент від вітрового навантаження

$$\sum M = M_{1\text{в.кр}} + M_{2\text{в.кр}} + M_{3\text{в.кр}} = 17,64 + 38,64 + 48,49 = 104,77\text{ кНм} \quad (3.26)$$

- визначимо горизонтальну силу від вітрового навантаження діючої на фундамент

$$N_{\text{в.кр}} = N_{\text{в.порівн}} = M_{\text{в}} / (H + d) = 104,77/33,49 = 3,09\text{кН} \quad (3.27)$$

г) тимчасове корисне навантаження на перекриття

$$Q_{\text{вр.пров.к}} = p \cdot A_{\text{кр}} \cdot n \cdot \psi_{\text{н}}, \quad (3.28)$$

де  $p$  – нормативна рівномірно розподілене навантаження на перекриття,  $p = 2 \text{ кН/м}^2$

$n$  – число перекриттів;  $n = 7$ ;

$\psi_{\text{н}}$  – коефіцієнт сполучення;

$$\psi_{\text{н}} = 0,4 + (\psi_{\text{на1}} - 0,4) / \sqrt{n} = 0,4 + (0,75 - 0,4) / \sqrt{7} = 0,52 \quad (3.29)$$

$$Q_{\text{вр.пров.кр}} = 2 \cdot 3,6 \cdot 7 \cdot 0,52 = 33,7 \text{ кН} \quad (3.30)$$

$$Q_{\text{вр.пров.порівн}} = 2 \cdot 6,4 \cdot 7 \cdot 0,52 = 59,9 \text{ кН} \quad (3.31)$$

Складаємо зведену таблицю навантажень для розрахункових перерізів фундаментів.

Таблиця 2.1

Зведена таблиця навантажень на фундаменти під зовнішню і внутрішню стіну

№ п/п	Вид навантаження	Од. вим.	Величина навантажень	
			крайня	середня
	а) Постійна			
1	Вага покриття	кН	5,76	10,4
2	Вага перекриття	кН	114,05	202,75
3	Вага зовнішньої стіни	кН	280	-
4	Вага внутрішньої стіни	кН	-	351,6
	Разом постійна		399,81	564,35

	б) Тимчасові			
5	Вага перегородок	кН	24,3	43,2
6	Вага снігу	кН	1,62	2,88
7	Вага корисного навантаження	кН	33,7	59,9
	Разом тимчасова		59,62	1 447,2
	Усього (П + Вр)		459,43	3 670,3
	в) Моменти			
8	Момент від вітрового навантаження	кН м	104,77	7 104,7
	г) Горизонтальна			
9	Горизонтальне навантаження від віт	кН	3,09	3,09

#### **2.2.4 Розрахунково-фізичні характеристики ґрунтів**

##### 1. Густина сухого ґрунту

$$\rho_d = \rho / (1 + \omega) \quad (3.32)$$

$$\rho_{d2} = 1,71 / (1 + 0,14) = 1,52 / \text{см}^3 \quad (3.33)$$

$$\rho_{d3} = 1,78 / (1 + 0,32) = 1,352 / \text{см}^3 \quad (3.34)$$

$$\rho_{d4} = 2,08 / (1 + 0,23) = 1,692 / \text{см}^3 \quad (3.35)$$

##### 2. Коефіцієнт пористості

$$e = (\rho_s / \rho_d) - 1 \quad (3.36)$$

$$e_2 = 2,69 / 1,5 - 1 = 0,79 \quad (3.37)$$

$$e_3 = 2,65/1,35 - 1 = 0,96 \quad (3.38)$$

$$e_4 = 2,74/1,69 - 1 = 0,62 \quad (3.39)$$

### 3. Пористість

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s \quad (3.40)$$

$$n_2 = 1 - 1,5 / 2,69 = 0,44 \quad (3.41)$$

$$n_3 = 1 - 1,35 / 2,65 = 0,49 \quad (3.42)$$

$$n_4 = 1 - 1,69 / 2,74 = 0,38 \quad (3.43)$$

### 4. Ступінь вологості

$$S_r = \frac{\omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (3.44)$$

$$S_{r2} = 0,14 \cdot 2,69 / 0,79 \cdot 1 = 0,47 \quad (3.45)$$

$$S_{r3} = 0,32 \cdot 2,65 / 0,96 \cdot 1 = 0,88 \quad (3.46)$$

$$S_{r4} = 0,23 \cdot 2,74 / 0,62 \cdot 1 = 1 \quad (3.47)$$

### 5. Число пластичності для глинистих ґрунтів.

$$I_p = \omega_L - \omega_p : \quad (3.48)$$

$$I_{p2} = 0,29 - 0,16 = 0,13 \quad (3.49)$$

$$I_{p3} = 0,25 - 0,19 = 0,06 \quad (3.50)$$

$$I_{p4} = 0,49 - 0,26 = 0,23 \quad (3.51)$$

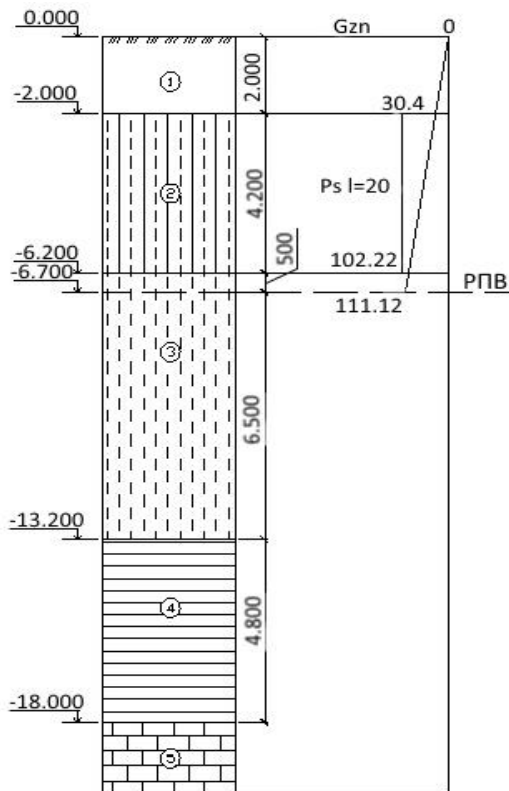


Рисунок 3.2 Геологічний розріз

### 6. Показник текучості для глинистих ґрунтів

$$I_{Li} = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} \quad (3.52)$$

$$I_{L2} = \frac{0,14 - 0,16}{0,13} < 0 \quad (3.53)$$

$$I_3 = (0,32 - 0,19) / 0,06 = 2,16 > 0 \quad (3.54)$$

$$I_4 = (0,23 - 0,26) / 0,23 < 0 \quad (3.55)$$

### 2.2.5 Визначення типу ґрунтових умов по просіданню

Напруження від власної ваги ґрунту

$$G_{zg1} = 15,2 \times 2 = 30,4 \text{ кПа} \quad (3.56)$$

$$G_{zg2} = 30,4 + 17,1 \times 4,2 = 102,22 \text{ кПа} \quad (3.57)$$

$$G_{zg3} = 102,22 + 17,8 \times 0,5 = 111,12 \text{ кПа} \quad (3.58)$$

Згідно розрахунку, ґрунт відноситься до I типу по просіданню.





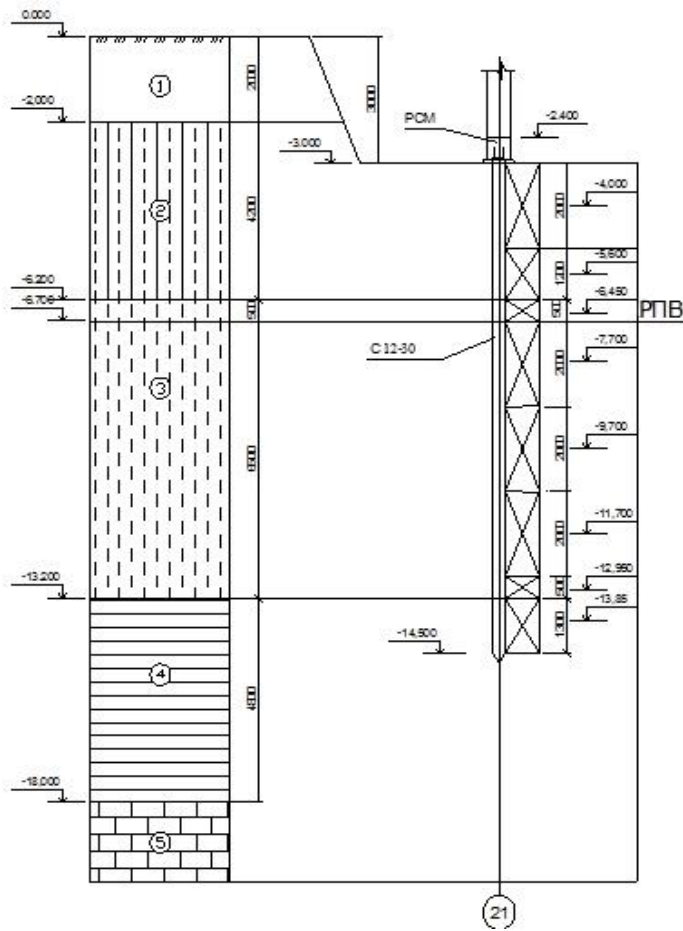


Рисунок 3.3 Геологічний розріз призматичної палі

$u$  – периметр поперечного перерізу палі  $u = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м}$ ;

$f_i$  – розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту підстави на бічний поверхні палі;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту,  $\leq 2 \text{ м}$ .

4м  $f_1 = 53 \text{ кПа}$  - 9,7м  $f_5 = 64,58 \text{ кПа}$

5,6м  $f_2 = 57,2 \text{ кПа}$  - 11,7м  $f_6 = 67,35 \text{ кПа}$

6,45м  $f_3 = 59,2 \text{ кПа}$  - 12,95м  $f_7 = 68,62 \text{ кПа}$

7,7м  $f_4 = 60,2 \text{ кПа}$  - 13,85м  $f_8 = 70,1 \text{ кПа}$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7500 \cdot 0,09 + 1,2(53 \cdot 2 + 57,2 \cdot 1,2 + 59,2 \cdot 0,5 + 60,2 \cdot 2,0 + 64,58 \cdot 2,0 + 67,35 \cdot 2 + 68,62 \cdot 0,5 + 70,1 \cdot 1,3)) = 1531,73 \text{ кН}$$

(3.62)

Розрахункове навантаження на палю:

$$N_{ce} = \frac{Fd}{\gamma_K}, de \quad (3.63)$$

$\gamma_K$  – коеф. надійності по навантаженню = 1,4

$$N_{ce} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1531,73}{1,4} = 1094 \text{кН} \quad (3.64)$$

ПФ-1:

$$N=1.2 \times 450 = 552 \text{кН} \quad N=552 \text{кН} \quad (3.65)$$

$$M=1,2 \times 105 = 126 \text{кН} \quad M=126 \text{кН} \quad (3.66)$$

$$Q=1.2 \times 3,1 = 3,72 \quad Q=3.2 \text{кН} \quad (3.67)$$

ПФ-2:

$$N=1.2 \times 671 = 805.2 \text{кН} \quad N=805.2 \text{кН} \quad (3.68)$$

$$M=1,2 \times 105 = 126 \text{кН} \quad M=126 \text{кН} \quad (3.69)$$

$$Q=1.2 \times 3,1 = 3,72 \text{кН} \quad Q=3.2 \text{кН} \quad (3.70)$$

Відстань між палями у пальному фундаменті:

$$a_{ce} = \frac{N_{ce}}{1,1 \times N_n} \quad (3.71)$$

Крайній фундамент

$$a_{ce} = \frac{1094}{1.1 \times 552} = 1,8 \text{м} \quad (3.72)$$

Середній фундамент

$$a_{ce} = \frac{1094}{1.1 \times 805,2} = 1,24 \text{м} \quad (3.73)$$

Приймаємо оптимальну відстань між палями  $a = 1,5 \text{м}$ .

Палі розміщуються в плані з умовою, що відстань між висячими палями повинне бути не менше  $3d$ .

### **2.2.7 Просідання стрічкового пальового фундаменту**

Середній:

$$S = \frac{n(1-v^2)}{\pi E} \delta^0 = \frac{8052(1-0.35^2)}{3.14 \cdot 24500} 1.1 = 0.1 \text{ м} = 10 \text{ см} < 15 \text{ см} \quad (3.74)$$

Крайній:

$$S = \frac{n(1-v^2)}{\pi E} \delta^0 = \frac{5520(1-0.35^2)}{3.14 \cdot 24500} 1.1 = 0.07 \text{ м} = 7 \text{ см} < 15 \text{ см} \quad (3.75)$$

Просідання стрічкового пальового фундаменту допустиме.

### **3. Технологія і організація будівельного виробництва**

#### ***3.1 Вибір варіантів методів виконання робіт***

Проект організації будівництва складений у відповідності з «інструкцією по розробці проектів організації будівництва і проектів виконання робіт» ДБН АЗ.1-5-96 на основі прийнятих планувальних і конструктивних рішень.

При складанні проектів організації будівництва використані такі матеріали:

Кошторисна документація;

Будівельна частина проекту;

БНіП 11-4-80 «Техніка безпеки в будівництві»;

РН-73 «Розрахункові нормативи для складання проектів організації будівництва»;

БНіП 1.04-03-85 «Норми тривалості будівництва».

#### ***3.2 Визначення трудомісткості***

##### ***3.2.1 Визначення обсягів загальнобудівельних робіт***

Виконання будівельно-монтажних робіт пропонується виконувати в чотири етапи:

Підготовчі роботи;

Роботи нульового циклу;

Будівництво надземної частини будівлі;

Упорядкування території.

Роботи по будівництву тимчасової електролінії 0,4 кв виконані до початку будівництва з метою забезпечення електроенергією існуючих і нових будівель.

Для копання траншей використовувався екскаватор ЕО-2621 з ємністю ковша 0,25м<sup>3</sup> і котлованів екскаватором ЕО-3311 з ємністю ковша 0,5 м<sup>3</sup>. Земляні роботи виконані у відповідності з БНіП 3.02.01-87. Грунт ,для зворотної засипки пазух фундаментів , залишається на місці, надлишковий відвозиться автосамоскидами в процесі земляних робіт у відведене для цього місце. Роботи по підземній частині будівлі можуть розпочинатись після закінчення всіх підготовчих робіт, завою конструкцій і матеріалів. Поверхня будівельного

майданчика має нахил, який забезпечує стік атмосферної води. Відведення атмосферної води з майданчика передбачений відкритим способом. Майданчики для зберігання цегли, збірних з/б елементів і будівельних деталей сплановані з влаштуванням стоків поверхневих вод, ущільнені катками і покриті шаром піску та шлаку товщиною 10см. Матеріали, напівфабрикати, інструменти на будівельному майданчику зберігаються в закритому складі ( піднавісі). Розташування об'єктів будівельного господарства виконане згідно вимог Правил пожежної безпеки.

### ***3.2.2 Визначення термінів будівництва***

#### ***Розрахунок тривалості будівництва***

Згідно БНіП І.04.03-85 «Норми тривалості будівництва підприємств, будівель і споруд», змін до БНіП І.04.03-85- видання 1987 року «Посібника по визначенню тривалості будівництва підприємств, будівель і споруд до БНіП І.04.03-85» видання 1988 року, «Розрахунок показників для визначення тривалості реконструкції і технічного переоснащення діючих підприємств частин І і ІІ видання 1989 року, змін №4 до БНіП І.04.03-85 видання 1990 року тривалість будівництва при:

Загальній площі – 6813,42 м<sup>2</sup>. Сторінка 481 пункт 6 тривалість будівництва становить 15 місяців. Тривалість будівництва запроєктованого об'єкта :

$$12: 8000 \times 6813 \times 1,5 = 12,27$$

Тривалість будівництва – 12 місяців.

### ***3.2.3 Визначення трудомісткості робіт***

#### ***Потреби в кадрах***

Середня чисельність працівників зайнятих на будівельно-монтажних роботах визначена на основі кошторисної вартості і виробітку на одного працюючого, яка складає 10,256 грн.

Кількість працюючих прийнято 50 чоловік в тому числі адміністративно-управлінського персоналу 2 чоловік при тривалості будівництва 12 місяців і вартості будівельно-монтажних робіт 18117,166 тис.грн. Загально-будівельні роботи виконуються робітниками з доставкою їх до місця роботи автобусами. Спеціальні монтажні роботи «Електромонтажні», «Сантехнічні», та

інші виконуються робітниками спеціальних МПМК, відрядженими на будівництво.

***Техніко-економічні показники***

Повна корисна вартість	18663,516 тис. грн
в т.ч. будівельно-монтажні роботи	18117,166 тис. грн.
Тривалість будівництва	12 місяців
в т.ч. підготовчий період	1 місяць
Середня кількість працюючих на будівельно-монтажних і підсобно-допоміжних роботах	38 чол.
В т.ч. адміністративно-управлянського персоналу	2 чол.

Трудомісткість – 4725 люд/днів;

Площа ділянки – 0,2353 га;

Площа забудови – 863,56 м<sup>2</sup>;

Загальна площа – 6733,19 м<sup>2</sup>;

Будівельний об'єм – 23606,35 м<sup>3</sup>.

***3.2.4 Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості, підрахунок транспортних засобів і вибір схеми їх руху***

Потреба в основних машинах і механізмах об'єктів будівництва визначена.

У відповідності з об'єктами будівельно-монтажних робіт, розмірами будівель/вагою конструкцій потрібні такі машини і механізми:

*Табл. 4.1 Потреба в основних машинах і механізмах*

№ п/п	Назва машин і механізмів	Марка машин і механізмів	Потреба,шт.
1	Кран баштовий	КБ-403А	1
2	Кран автомобільний	МКА-16	1
3	Екскаватори	ЕО3311	1
4	Бульдозери	Д606	1
5	Компресори	ПКС-3	1
6	Підйомники	С-447	1
7	Зварювальні агрегати	АСД-300	1
8	Вузол бетонний		1
9	Бортові автомобілі г/п 5,5т	ЗЛ-150	1
10	Автомобільні причепа в/п	ГКБ-817	1

### ***3.2.5 Техніка безпеки при роботі із механізмами***

Організація - власник транспортних засобів та механізмів зобов'язана забезпечити їх своєчасне технічне обслуговування і ремонт у відповідності з інструкцією заводу-виробника. Забороняється перевозити люде й в кузовах самоскидів, на причепах, напівпричепах, цистернах, а також в кузовах бортових автомашин спеціально не обладнаних для перевезення людей. При перевезенні людей повинні бути призначені робітники, відповідальні за забезпечення безпеки, і старші груп. При розвантаженні самоскидів їх потрібно встановлювати не ближче 1 м від брівки природного відкосу. Самоскиди повинні бути забезпечені упорами для підтримування кузова. Рух самоскидів з піднятим кузовом забороняється. Подача автомобіля заднім ходом в зоні де ведуться які-небудь роботи повинна виконуватись шофером тільки по команді особи яка приймає участь в цих роботах. Керівники управлінь, які проводять роботи із застосуванням машин, зобов'язані призначити інженерно-технічного робітника, відповідального за безпечне виконання цмх робіт із числа осіб, які пройшли перевірку знань правил та інструкцій по безпечному виконанню робіт із застосуванням даних машин.

При виконанні робіт з застосуванням машин в охоронних зонах повітряних ліній електропередач необхідно виконати вимоги ГОСТ 12.1.013-78. При застосуванні ручних машин потрібно дотримуватись правил безпечної експлуатації передбачених ГОСТ 12.1.013-78 і ГОСТ 12.2.010-75, а також інструкцій заводів-виробників. При виконанні будівельно – монтажних робіт



необхідно керуватись вимогами ДБН А.3.2-2-2009 “ Охорона праці і промислова безпека в будівництві

”. Всі вантажепідйомні механізми повинні бути випробувані і оформлені актом випробовування. На всіх небезпечних ділянках майданчика повинні бути вивішені плакати і попереджувальні написи. Монтаж конструкцій повинен виконуватись робітниками з необхідною кваліфікацією і які пройшли відповідний інструктаж по техніці безпеки і пожежної безпеки. До висотних робіт допускаються спеціально підготовлені робітники не нижче третього розряду і стажем роботи не менше року. Перед підніманням вантажу краном потрібно впевнитись в надійності строповки. Стropовку вантажів може здійснювати лише строповщик, який має на це допуск. Забороняється знаходитись в зоні дії крана постороннім людям. Робітники монтажники повинні бути забезпечені спецодягом, касками та ремнями безпеки, які кріпляться до конструкцій при роботі на висоті. При монтажі монтажники повинні знаходитись на спеціальних пересувних площадках обладнаних поручнями, які виключають можливість падіння з висоти. Конструкції які переміщуються повинні бути підняті вище виступаючих конструкцій на 0,5 – 1,0 м. Особи, що відповідають за експлуатацію

вантажепідйомних машин та механізмів обстежують траверси не рідше як через 6 місяців, захвати через місяць, стропи через кожні 10 днів.

### ***3.3 Методи виконання основних робіт***

#### ***3.3.1 Короткий опис виконання основних технологічних процесів***

##### ***Земляні роботи***

Земляні роботи починаються з зрізання рослинного шару ґрунту товщиною 30см по всій площі будівельного майданчика. Виконує цю роботу бульдозер Д606 в дві зміни ґрунт згортають в тимчасові кавальєри.

Для зменшення втрат ґрунту відвал бульдозера обладнаний боковими відкрilками. 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 ЕО3311 зі зворотньою лопатою. Ґрунт розробляє ескаватором в котловані.

Ущільнення ґрунту виконується після зворотньої засипки і підсіпки ґрунту під підлогу трамбівками І-157.

##### ***Влаштування фундаменту***

Фундаменти – стрічкові із збірних бетонних блоків, фундаментних плит, та частково із монолітного бетону. До початку влаштування фундаментів зачищають та сплановують днище котловану, а потім влаштовується піщана підготовка. Блоки викладають по верху ростверка 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 менш 300 мм). Необхідна перев'язка блоків забезпечується з допомогою примінення монолітних ділянок.

##### ***Зведення стін з цегли***

Кладка стін виконується після виконання всіх робіт по влаштуванню фундаментів. Подача матеріалів (піддони з цеглою, бадді з розчином) до робочого

місця муляра виконується краном КБ-403А. При виконанні робіт по цегляній кладці будівля розбивається на захватки, а захватки на ділянки в залежності від кількості ланок. Цегляна кладка поверху, по висоті, розбивається на яруси заввишки не більше 1,2 м. Перший ярус виконується безпосередньо з настилу перекриття. Наступні ярусу викладаються з риштування або з металевих безболтових лісів ГОСТ 27321-87. При кладці стін і перегородок на висоту 0,7 м від робочого настилу і відстані від його рівня за споруджуваною стіною до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м робочі зобов'язані застосовувати запобіжні пояси. Монтаж збірних конструкцій ведеться паралельно з цегляною кладкою. Збірні з/б перемички і панелі перекриття кладуть по ходу кладки. Також під час кладки проводиться облицювання різними облицювальними матеріалами з кріпленням їх в кладці за допомогою дроту, скоб, анкерів.

Процес цегляної кладки складається з наступних операцій:

- установка порядовок;
- установка і перестановка причалки;
- подача цегли і розкладка його по стіні;
- установка маяків;
- перелопачування, подача, розстеляння і розрівнювання розчину на стіні;
- укладання цегли в конструкцію (в верстові ряди, в забудку);
- перевірка правильності кладки;

### ***Влаштування перекриття та покриття***

Після зведення стін підвалу монтують плити підвального перекриття. До місця вкладання плити подаються краном КБ-403А (L стріли=25 м) у відповідності з БНіП III-16-80. Після того провести анкерівку плит, загнути монтажні петлі та замонолітити шви. Потім мулярам звести стіни, після чого провести монтаж плит перекриття в тій же послідовності. Роботи по монтажу плит перекриття і покриття вести поточним методом. Монолітні ділянки перекриття і покриття вести в такій послідовності:

- влаштувати опалубку;

- вкласти арматурні сітки;
- бетонування;
- ущільненити бетону суміш;
- догляд за бетоном;
- зняти опалубку.

Покрівельні роботи повинні виконуватись у відповідності з проектом і вимогами БНіП 3.03.01.87 БНіП III-04.01.01. Матеріал на поверхи і покрівлю подавати підйомником С-447.

### ***Влаштування підлоги***

Підлоги в проекті передбачені трьох типів: паркетна, керамічна та мозаїчно – бетонна (в коридорах та технічних кімнатах). Роботи починати з влаштуванням бетонних підготовок, а потім стяжок. Підлоги влаштовують дві бригади: перша – паркетники, друга – бетонники.

### ***Опоряджувальні роботи***

Виконання опоряджувальних робіт дозволяється тільки після здачі будівлі під опоряджування по акту. При штукатурних роботах по можливості використовувати штукатурні агрегати. Для нанесення малов'язких, водовапняних фарбувальних складів використовувати електрофарбопульти. Внутрішні опоряджувальні роботи в зимових умовах повинні виконуватись в опалювальних приміщеннях, ддостваля цього до початку зимового періоду повинна бути змонтована постійна або тимчасова система опалення.

### ***Благоустрій території***

Демонтувавши з майданчика всі риштування і відправивши техніку починають роботу по благоустрою території. На оголені місця повертають рослинний шар, влаштовують газони. Асфальтують по майданчику сітку доріжок і ротанд, бетонують сходи. Садять дерева та інші види насаджень. Всі роботи виконують у відповідності до генплану.

### ***3.3.2 Характеристика умов і особливостей виконання робіт***

#### ***Проект виконання робіт***

Багатоквартирний житловий будинок з вбудованими приміщеннями громадського призначення в м. Хмельницький розроблений на основі завдання на проектування і діючих норм. Проект виконання робіт складений у відповідності з «Інструкцією по розробці проектів організації будівництва і проектів виконання робіт» ДБН А.3.1-5-96 на основі прийнятих планувальних і конструктивних рішень. Конструктивна характеристика будівлі. Будівля восьмиповерхова, з несучими цегляними стінами. Фундаменти - запроектовано стрічкові із збірних бетонних блоків і фундаментних плит. Стіни - цегляні. Переkritтя і покриття – із збірних залізобетонних кругло пустотних панелей. Покрівля – суміщена, із рулонних матеріалів.

#### ***Підготовка об'єкта***

До початку будівництва була проведена необхідна підготовка. У підготовчий період виконуються:

- відчуження земельної ділянки для будівельного майданчика;
- установка тимчасових будівель;
- установка тимчасової огорожі на період БМР;
- зняття цінного шару ґрунту;
- оснащення будівельного майданчика протипожежним інвентарем;
- забезпечення її освітлення і водопостачанням;

-створення геодезичної розбиваної основи відповідно до вимог ДБН В.1.3-2-2010 “Геодезичні роботи в будівництві”. Обслуговування будівництва повинне забезпечуватися з бази підрядчика, а також організацією тимчасового будівельного господарства виробничого, складського і адміністративно-побутового призначення, з урахуванням умов діючого підприємства з розвиненою системою адміністративного і технічного господарства. До складу тимчасового будівельного господарства входять: розміщення вагон-будиночків адміністративно-побутового призначення субпідрядника, пристрій майданчиків для стоянки будівельної техніки і автотранспорту, відкритих і закритих складів для зберігання устаткування, інструментів, будматеріалів.

### ***Роботи, що слід виконувати до початку основних видів робіт***

- зрізання родючого шару ґрунту;
- розробка ґрунту екскаватором;
- ручна доробка ґрунту;
- розвантаження і транспортування матеріалів і виробників від місця складування до місця установки;

### ***Методи та послідовність виконання основних робіт***

Виконання основних робіт передбачається організувати потоковими методами з комплексною механізацією всіх процесів, застосування нових високопродуктивних машин і механізмів відповідно до вимог нормативних документів, а також вимог, інструкцій і рекомендацій галузевих нормативно-технічних документів по виконанню робіт. Всі будівельно-монтажні роботи повинні виконуватись з дотриманням вимог ГОСТ, СНиП і норм техніки безпеки, пожежної безпеки і охорони праці в будівництві. Влаштування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій передбачається за допомогою інвентарної опалубки, що виготовляється на базі підрядника. Укладання і ущільнення суміші виконується відповідно до будівельних норм і правил на виробництво монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій, згідно ДСТУ Б Д.2.2-49:2012 «Бетонні і залізобетонні конструкції». Під час виконання технічного процесу укладання бетонної суміші при бетонуванні масивів окремих фундаментів, стрічкових фундаментів та елементів каркасних конструкцій, стін і перегородок, сходових маршів передбачено приймання і укладання бетонної суміші баддями, які подаються краном. Розробка ґрунту, а саме відривання котловану виконується одноковшевим гідравлічним універсальним екскаватором з ковшем місткістю 0,5 м<sup>3</sup> з комплектом обладнання для планування котлованів. Використовується екскаватор обладнаний прямою лопатою, що дозволяє розробляти ґрунт лобовим (тупиковим) забоєм. Лобовим забоєм зручно розробляти відносно вузьки виїмки. При даному виді забою екскаватор розташовується спереду, а транспортні засоби збоку. Для того щоб зменшити кут повороту стріли при вивантаженні ґрунту екскаватор рухається не по осі виїмки, а дещо зміщується до бічної сторони. Оскільки висота виїмки є не значною, то використовується метод вивантаження

грунту в транспортні засоби що знаходяться на рівні бровки виїмки. При цьому відстань від осі транспортного засобу до краю бровки становить більше 2,2 метри.

Для зміни рівня робочого місця в період поступового зведення монолітної конструкції зручно використовувати риштування, що виготовляється на базі підрядчика і монтується на будмайданчику. Складаються з дерев'яних стійок-брусів товщиною 12-14 см, які спираються на ґрунт.

Опалубка, як проектна форма служить для надання конструкції проектної форми, заданих розмірів і заданого положення в просторі. Після встановлення арматури заливають бетон, який набирає потрібну міцність її знімають (переставляють, пересувають). Важливим показником якості опалубки є її оборотність-здатність бути використаною багато разів. Опалуб очні роботи складають 24-40% трудових затрат. Для виготовлення опалубки використовують дошки з деревини хвойних порід водостійку фанеру і сталь листову. Для зменшення зчеплення бетону з опалубкою примінюють змазки (вапняного тіста і т.д.). Секція внутрішньої сторони опалубки складається з чотирьох сталевих рам обшивок дошками, середні стійки рам обладнані домкратами, а ригелі з'єднані шарнірно з стійками, нижні ригелі – розсувні вони спираються на ролики, що переміщується по рейках. Секція зовнішньої частини опалубки складається з П-подібних рам з закріпленими на ній щитами опалубки. Розпалубка відбувається за допомогою домкратів, що відсовують опалубку від стіни на 3-4 см. Встановлення горизонтально-ковзної опалубки проводиться за допомогою крана.

Наступним поетапним видом робіт є встановлення зварювання і скручування арматури. Зварювання проводять електродуговою зваркою. Для зварювання служать зварочні апарати змінного струму і агрегати постійного струму. Монтаж готових арматурних виробів. Підготовчі стержні і сітки збирають просторові каркаси зварюванням і зв'язуванням. Готові арматурні сітки вкладають на бетонну підготовку краном. Далі монтують арматурні каркаси і фіксують їх положення зварюванням. Далі виконуються роботи по бетонуванню безперервно з послідовним пересуванням опалубки.

Методи по догляду за бетоном в період набирання міцності, порядок і строки її продення, контроль за виконанням цих методів виконувались згідно ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Відкриті поверхні бетону необхідно захищати від

випарування вологи шляхом поливання водою або укриттям їх вологими матеріалами. Демонтаж бокових елементів опалубки необхідно виконувати після досягнення бетоном міцності, що забезпечує зберігання поверхні і країв кутів від пошкодження. Спершу знімають кріплення, які з'єднують суміжні опалубочні панелі; виконують їх відрив від забетонованої конструкції за допомогою домкрата і переставляють панель на площадку складування.

### ***3.4 Складання технологічної карти***

#### ***3.4.1 Сфера застосування***

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних плит перекриття. В склад робіт технологічної карти входять:

- монтаж плит перекриття;
- електрозварювання монтажних стиків;
- заробляння швів між плитами перекриття. Монтаж плит перекриття проводився баштовим краном марки КБ-403А.



Табл. 4.2 Технічні характеристики крана КБ-403А

Характеристики	Один. вимір.	Показники
Вантажопідйомність (макс)	т	8
Максимальна вантажопідйомність ( на кінці стріли)	т	4,5
Максимальний виліт ( балочної) стріли	м	30
Висота підйому (балочна стріла)	м	57,4
Робочий радіус	м	5,6-30
Швидкість переміщення крана	м/хв	18
Швидкість підйому гака	м/хв	40

#### Вантажні характеристики

Вантажопідйомність, т

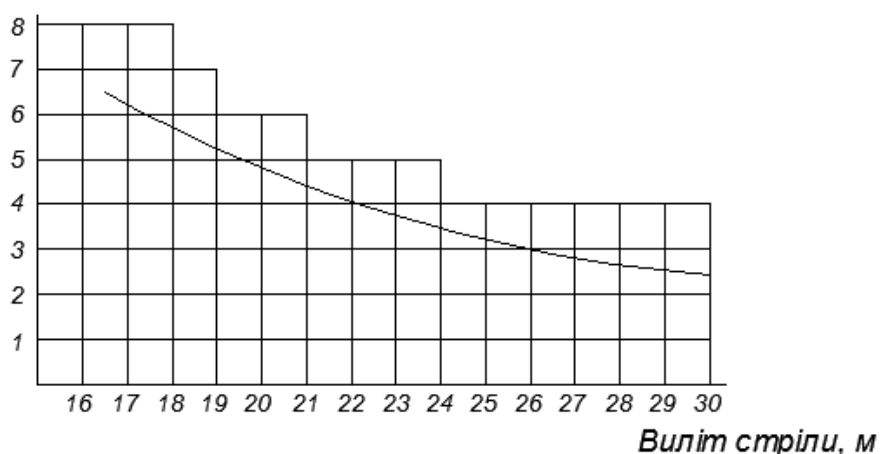


Рис. 4.1. Вантажні характеристики крана КБ-403А

#### 3.4.2 Організація та технологія будівельного процесу

До початку монтажу плит перекриття повинні бути виконані організаційно-підготовчі заходи у відповідності з [ДБН А.3.1-5-2009 “Організація будівельного виробництва”](#), а також всі роботи відповідно до будгєнплану, розробленому до проекту виробництва робіт для кожного конкретного об’єкта. Крім того повинно бути виконано остаточне закріплення всіх нижчих конструкцій з оформленням акту про приймання виконаних робіт у відповідності з ДБН А.3.1-5-2009.

Доставка в зону монтажу необхідних

монтажних пристосувань, інвентарю та обладнання, робітники і ІТП повинні бути ознайомлені з проектом виробництва робіт, технологією і організацією робіт, навчені безпечним методам праці. Плити перекриття доставляються в зону дії монтажного крана. Запас конструкцій повинен становити повну потребу в них на захватки. Плити перекриття, що надходять на будівельний майданчик, повинні відповідати проекту (робочим кресленням), діючим ДСТУ, технічних умов на залізобетонні вироби. Кожна партія плит перекриття повинна бути забезпечена паспортом, що видається споживачеві підприємством-виробником при їх відпуску.

Монтаж плит перекриття проводиться одним баштовим краном КБ-403А. Стропування і підйом плит перекриття проводиться за допомогою чотириохвіткового стропу. Монтаж плит перекриття починають з влаштуванням крайньої панелі, закріпивши її у проектне положення. Монтаж крайніх панелей проводиться з приставних металевих сходів по ГОСТ 26887-86. При монтажі конструкцій застосовують відтяжки прядив'яного канату для виключення розгойдування і обертання конструкцій, а також для наведення конструкцій. Після монтажу плит перекриття була виконана інструментальна перевірка змонтованих елементів з складанням виконавчих креслень конструкцій. Шви між панелями закриті бетонною сумішшю, панелі перекриттів укладені на розчинний шар. Змонтовані панелі з'єднують між собою, а також із зовнішніми стінами з'єднувальними елементами. Монолітні ділянки виконані з використання інвертної опалубки. Арматура на перекриття доставляється розсипом, з'єднання стержнів між собою виконується в'язальним дротом. Перед укладанням бетону повинні бути прийняті у відповідності з ГОСТ 3.01.01-85 і оформлено актами на приховані роботи. Бетонування монолітних перекриттів здійснюється вручну. Бетонна суміш подається краном в баддях БВН-1,0. Догляд за укладеним бетоном виконаний шляхом покриття бетону вологоємкісними матеріалами (тирсою, брезентом), які необхідно періодично зволожувати. Розпалублення монолітних ділянок дозволяється після набору бетоном 80% проектної міцності.

Роботи по монтажу плит перекриття і електрозварювання стиків виконуються ланкою монтажників кнструкцій:

- монтажник конструкцій 4 розр.-1 чол. (М1);
- монтажник конструкцій 3 розр.-2 чол. (М2 і М3);
- монтажник конструкцій 2 розр.-1 чол. (М4).

Монтажник конструкцій 4 розряду М1, входить в склад ланки, має суміжну професію елекрозварювальника ручного електродуговогозварювання 5 розряду. Роботи по замонолічування стиків бетоном виконують монтажники М4 і М3.

### ***Методи і послідовність виробництва робіт***

Монтажник М4 готує плиту до підйому: оглядає, очищає від брусу, збиває напливи бетону з закладних деталей. За сигналом монтажники М4 машиніст крана подає стропу і опускає її над плитою. Монтажник М4 заводить гаки стропа у монтажні петлі плити. Після натягнення стропа монтажник М4 перевіряє правильність і надійність стропування та відходить на безпечну відстань. Машиніст крана подає плиту до місця установки. Монтажники М2 і М3, знаходячись на протилежному риштуванні приймає та подає плиту на висоті не більше 30 см від місця установки. монтажники М2 і М3 притримують плиту через торці і фіксують її положення. За допомогою монтажних ломиків монтажники М2 і М3 встановлюють плиту по рискам, нанесеним на закладні деталі. Після вивірки правильності встановлення плити монтажник М1 приварює її до закладних деталей, тільки після цього по команді М2 машиніст крана послаблює натягнення стропа і переходить до місця установки наступної плити перекриття. При замонолічуванні швів між плитами перекриття монтажник М4 забезпечує подачу бетонної суміші на плиту, приймає її в ємкість, а монтажник М3, ретельно очистивши шов від будівельного сміття проводить заливання швів. Операційний контроль якості монтажу плит

перекриття у стику при довжині плити виконується у відповідності з ДБН А.3.1-5-2009. Допустимі відхилення при монтажі плит перекриттів:

- зміщення в плані плит щодо їх проектного положення в площинах – 13 мм;
- різниця відміток лицьових поверхонь суміжних плит перекриттів у стику при довжині плити понад 4 м – 10 мм.

### 3.4.3 Техніко-економічні показники

Табл. 4.3 Техніко-економічні показники

№ п/п	Показники	Од. Вим.	Кількість	Примітка
1	Трудомісткість на весь об'єм робіт	люд-дні	4275	
2	Витрати машинного часу:			
	На весь об'єм робіт	маш-зм.	214,92	
	Вартість на весь об'єм робіт	тис.грн	18663,516	

Табл. 4.4 Калькуляція трудових затрат

Згідно ДСТУ	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм робіт	Норма часу люд.-год.	Затрати праці люд.-дні.	Розцінка грн. -коп.	Вартість затрат на весь об'єм
§4-1-7 а8	Монтаж плит перекриття	шт.	790	0,88	9,57	0-49	387,10
§4-1-8 б8	Обслуговування крана при монтажі плит перекриття	шт.	790	0,22	2,4	0-15,4	118,5
§1-1-17 а2	Електродугове зварювання стиків	1м шва	43	0,2	1,07	0-14	6,02
§1-11 е3	Приймання цементного розчину	на 1т	2,1	0,24	0,06	0-10,5	0,22
§4-1-7 б8	Замонолічування швів	100м шва	2,2	6,4	1,76	3-78	8,32

### 3.4.4 Матеріально-технічні ресурси

Табл. 4.5 Відомість потреби в обладнанні, машинах, пристосуванні та інструмент

№ п/п	Найменування	Тип	Марка	Кількість	Технічна характеристика
1	Монтажний кран	баштовий	КБ-403А	2	Вантажопідйомність 8т, довжина стріли 30м, висота підвісу стріли 41м
2	Чотирихвітковий строп L=2м	балковий		2	Вантажопідйомальна сила 100кН
3	Бадья для розчину	-	БПВ-1,0	2	Місткість 0,8 м <sup>3</sup>
4	Лопата підірочна	ЛП	ГОСТ3620-76	4	Маса 2,2 кг
5	Скребок для очищення закладних деталей	-	ТУ 22-4629-80	4	-
6	Метр складаний металевий	-	-	4	-
7	Рулетка вимірвальна металева	РМ-20	ГОСТ7502-80*	4	Довжина 20 м
8	Пояс запобіжний	-	ГОСТ12.4.087-80	14	-
9	Каски будівельні	-	ГОСТ12.4.087-80	14	-
10	Молоток сталевий будівельний	-	ГОСТ11042-83	6	Маса 0,8 кг
11	Ломик монтажний	-	-	6	-
12	Нівелір	-	НВ1	1	-
13	Рейка нівелірна	-	-	1	-
14	Теодоліт	-	-	1	-

Табл. 4.6 Графік виробництва робіт

Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм робіт	Норма часу люд.-год.	Затрати праці люд.-дні.	Робочі дні			
					1	2	3	4
Монтаж плит перекриття	шт.	74	0,88	4				
Обслуговування крана при монтажі плит перекриття	шт.	74	0,22	4				
Електродугове зварювання стиків	1м шва	43	0,2	1				
Приймання цементного розчину	на 1т	2,1	0,24	1				
Замонолічування швів	100м шва	2,2	6,4	1				

Табл. 4.7 Операційний контроль

Операції, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
Прорабом	Майстром	Склад	Спосіб	Час	Контрол. служби
Підготовчі операції	—	Правильність складування	Візуально	До початку монтажу	—
		Відповідність відміток і розмірів майданчиків опирання раніше змонтованих конструкцій проектним	Нівелір, рівень, метр металевий	До початку монтажу	Геодезист
Монтаж плит перекриття	—	Правильність стропування. Інструментальна перевірка монтажного горизонту	Візуально, Нівелір	В процесі монтажу	Геодезист
Замонічування стиків	—	Якість замонічування і ведення журналу бетонування стиків	Візуально	Після замонічування	—
—	Підготовчі роботи	Наявність паспортів. Відповідність форми і геометричних розмірів панелей перекриття проектом. Якість поверхні. Наявність і правильність розташування закладних частин і монтажних петель, борозен, ніш тощо	Візуально, рулетка	До початку монтажу	—
—	Монтаж плит перекриття	Відповідність площі опирання плит і положення їх у плані вимогам проекту. Щільність примикання до опорних площин, величина зазорів між плитами. Правильність технології монтажу	Візуально	В процесі монтажу	—
—	Замонічування стиків	Чистота і зволоження з'єднаних поверхонь. Відповідність марки розчину або бетону до проектної	Візуально	В процесі замонічування стиків	Лабораторія

### **3.5 Календарний план будівництва**

#### **3.5.1 Обґрунтування прийнятого графіку виконання робіт**

Календарний план складений на 38 видів робіт, який включає всі необхідні роботи, послідовність та терміни виконання окремих робіт. Вихідними даними для розробки календарного плану є фізичні обсяги робіт, на підставі яких визначаються всі необхідні калькуляції, а також відомість витрат праці робітників і машиністів. Календарний графік є підставою для визначення потреби в робочій силі та постачання матеріальних ресурсів. Згідно календарного плану, об'єкт зводять протягом 258 днів. Це становить 12 місяців, що по нормам ДСТУ Б А.3.1-22:2013 є прийнятним, тобто зведення об'єкта вкладається в терміни визначені ДСТУ. У графічній частині календарного плану наведено графіки чисельності робітників на об'єкті, потреби в основних машинах і матеріалах. Максимальна кількість робітників у зміну - 74 людини.

#### **3.6 Будженплан**

Будженплан розроблений на період ведення будівельно-монтажних робіт надземної частини торгових рядів з адміністративними мансардними

приміщеннями в відповідності до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва» та «Правил влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів». Поверхня будівельного майданчика повинна мати ухил, який забезпечує стікання та відведення атмосферних вод. Монтаж конструкцій і подачу матеріалів вести за допомогою баштового крана КБ-403А з стрілою 25м. монтаж конструкцій вести методом «на себе». Всі роботи по монтажу конструкцій виконувати під безпосереднім керівництвом майстра (виконроба). При виконанні робіт дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», «Правил будови та безпечної експлуатації вантажопідйомних механізмів» затверджених Держоргтехнаглядом у 2002 році, ДНАОП 0.00-1.03-02. Територія будівельного майданчика до початку будівельно-монтажних робіт повинна бути з'єднана проїздом з існуючою вулицею та огорожена згідно ГОСТ 12.4.059-89. ССБТ. В побутових приміщеннях забезпечити наявність похідних аптечок для надання первинної медичної допомоги. Границю будівельного майданчика позначити добре видимими попереджувальними знаками безпеки і написами встановленої форми згідно ГОСТ 12.4.026-76\*, які було б видно і вдень і вночі. Для потреб пожежогасіння під час будівництва встановити щит з протипожежним інвентарем, бочки з водою, ящики з піском у відповідності з «Правилами пожежної безпеки в Україні» НАПБ А.01.001-2004. Всіх робітників забезпечити спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту згідно ГОСТ 12.4.011-87 (СТСЄВ 1086-78). Забезпечення буд майданчика телефонним зв'язком.



### *Обґрунтування розміщення на будівельному майданчику монтажних кранів і шляхів їх руху*

Всі монтажні механізми і шляхи їх руху нанесені на буд генплані та прив'язані до споруд, які зводяться і діючих споруд, що розміщені поблизу.

Прив'язку механізмів виконують в такому порядку:

1. Визначають розрахункові параметри і підбирають монтажний механізм;
2. Виконують поперечну повздожню прив'язку монтажного механізму або підкранової колії;
3. Розраховують і попередньо наносять зони дії крану;
4. Визначають умови роботи і застосовують, при необхідності, обмеження в зоні дії крану;

Поперечна прив'язка, тобто відстань від осі підкранової колії до стіни будинку, який зводиться визначається згідно формули:

$$B = R_{\text{пов}} + L_{\text{безп}},$$

де  $B$  – мінімальна відстань від осі підкранової колії до зовнішньої грані споруди, м;

$R_{\text{пов}}$  – радіус поворотної платформи крану (або другої виступаючої частини крану), приймають згідно технічної характеристики крану, м;

$L_{\text{безп}}$  – безпечна відстань, мінімально допустима відстань від виступаючої частини крану до габариту будинку, штабелю і т. п., приймають 0,7 м на висоті до

2 м, і 0,4 м на висоті більше 2 м.

$$B = 1,2 + 2,5 = 3,7 \text{ м.}$$

Якщо влаштувати підкранову колію довжиною 40 м, то кран в цьому випадку має експлуатуватися в горизонтально-нерухомому стані. Під таку колію передбачена жорстка основа – фундаментні плити, а кран експлуатується в

горизонтально-рухомому стані. Підкранова колія обов'язково огорожується. При виконанні будівельних робіт в теплих умовах в роботу крана доводиться часто включати обмеження ( руху крану, повороту), які показують на генплані. Суміщені роботи декількох механізмів в одній зоні заборонені. На будгенплані наноситься місця приймання товарного бетону і розчину, розміщення нічних прожекторів.

### ***Тимчасові склади та їх площі***

При організації складського господарства на об'єкті необхідно намагатися досягти мінімальних витрат на їх влаштування. В зв'язку з тим, що монтажні роботи виконуються, в більшості випадків «з коліс», то складські площі необхідно передбачити тільки для добірних елементів. Склади закритого типу проектування інвертними. Запас матеріалів на приоб'єктному складі приймають з таким розрахунком, щоб забезпечити безперервну і безперебійну роботу на об'єкті, але без надлишків, які приводять до збільшення обігових коштів.

### ***Тимчасові будинки і споруди***

При розробці об'єктного будгенплану необхідно передбачити на об'єкті: контору виконробів, моментальні та інструментальні склади, гардеробні з умивальниками, приміщення для обігрівання робітників, туалети, прохідні, сторожеві приміщення. Назва і кількість тимчасових будинків залежить від кількості працюючих.

### ***Тимчасові внутрішні шляхи та їх сполучення***

Головним джерелом зменшення тимчасового дорожнього будівництва є максимальне використання постійних доріг. Проектування будівельних автомобільних доріг в складі об'єктивного будженплану виконують в такому порядку:

- Розробляємо схему руху транспорту і розміщення доріг в плані;
- Визначає параметри доріг;
- Встановлюємо небезпечні зони і визначаємо додаткові умови їх експлуатації;

### ***Визначаємо конструкцію доріг.***

Ширину під'їзної частини тимчасових доріг приймають: кільцевій схемі руху і русі транспорту в одному напрямку – однополосні дороги з шириною проїзної частини 3,5 м; в інших випадках – двополосні – з шириною проїзної частини – 6 м; при використанні машин вантажопідйомністю більше 25 т – 8 м.

Радіуси заокруглень доріг приймають виходячи із маневрових якостей машин. Мінімальний радіус заокруглення приймають 12 м.

На участках доріг при русі транспорту по колу в одному напрямку через 100 м влаштовують площадки шириною 6 м і довжиною 12-18 м, в зоні вивантаження матеріалів. При проектуванні траси доріг необхідно дотримуватись мінімальних відстаней між дорогою і спорудами:

- складськими площадками 0,5-1,0 м;
- підкрановими шляхами 6,5-12,5 м;
- віссю залізничної дороги 3,75 м;
- віссю залізниці вузької колії 3,00 м;

огорожею площадки 1,5 м.

Небезпечною зоною доріг рахується та їх частина, яка попадає в небезпечну зону роботи механізмів. На будгенплані ці участки виділяють подвійним штрихуванням і показують під'їзди так як наскрізний проїзд по них заборонений. Додаткові умови при проектуванні доріг установлюють для забезпечення безпеки руху. При інтенсивному руху до 3-х машин на годину в одному напрямку і наявності добрих ґрунтів і середньорічних гідрометеорологічних умов допускається влаштування профільованих автомобільних доріг. В решті випадків тимчасові будівельні дороги із щебня або із збірних з/б дорожніх плит багаторазового використання. Залізобетонні плити, як правило, використовується для влаштування шляхів руху тяжких монтажних кранів. Закінчується проектування тимчасових будівельних доріг нанесенням на будівельний генеральний план. На них повинні бути показані відповідними знаками і написами в'їзди (виїзди) транспорту, напрямок руху, місця розвертання, розїзди, стоянки при розвантаженні, прив'язочні розміри а також місця установки дорожніх знаків, які забезпечують безпеку руху.

## 4.Науковий розділ

### Проектування монолітних залізобетонних конструкцій з врахуванням швів бетонування

#### *ВСТУП*

В даний час широко поширене будівництво монолітних будівель. Використання монолітних залізобетонних конструкцій дозволяє побудувати будинок практично будь-якої конфігурації і висотності (рис. 1). Каркас будівлі часто виконують з монолітних залізобетонних конструкцій, що складаються, як правило, зі стін, колон і перекриттів.



*Рис. 1. Монолітні каркасні будівлі*

При цьому виконати відразу всі монолітні конструкції неможливо, тому будівництво ведуть в певній послідовності. Зазвичай починають з фундаменту, далі йдуть вертикальні конструкції підвалу (стіни, колони, пілони), потім - перекриття підвалу, стіни наступного поверху і т.д. В результаті з'являється необхідність в пристрої горизонтальних і вертикальних швів. При цьому, якщо пристрій горизонтальних робочих швів [1] часто передбачається проектом, то вертикальні робочі шви виникають незаплановано, безпосередньо в процесі виконання монолітних робіт перекриттів.

#### *Огляд літератури*

Поверхня робочих швів, які влаштовуються при укладанні бетонної суміші з перервами, повинна бути перпендикулярна осі бетонованих колон і балок, поверхні плит і стін. Відновлення бетонування допускається проводити після досягнення бетоном міцності не менше 2,0 МПа. Робочі шви за погодженням з проектною організацією допускається влаштовувати при бетонуванні:

- колон і пілонів - на позначці верху фундаменту, низу порогів, балок і підкранових консолей, верху підкранових балок, низу капітелей колон;
- балок великих розмірів, монолітно сполучених з плитами - на 20-30 мм нижче позначки нижньої поверхні плити, а при наявності в плиті капітелей - на позначці низу капітелей плити;
- плоских плит - в будь-якому місці паралельно меншій стороні плити;
- ребристих покриттів - в напрямку, паралельному другорядним балкам;
- окремих балок - в межах середньої третини прольоту балок, в напрямку, паралельному головним балкам (прогонів) в межах двох середніх чвертей прольоту прогонів і плит;
- складних інженерних споруд і конструкцій – в місцях вказаних в проекті.

На практиці проектні організації рекомендують влаштовувати робочі шви в 1/3-1/4 частині прольоту, що не протирічить ДСТУ Б В.2.6-205:2015. Конструкція робочого шва (рис. 2) повинна бути відображена в проекті виконання робіт.

Багато науковців [2-11] розглядають технологію влаштування шва бетонування. У своїх роботах вони роблять акцент на те, що шов повинен бути очищений від бруду і сміття, промитий водою і просушений струменем повітря. Також виконуються лабораторні дослідження різних типів конструкцій, та визначають місця стиків які потрібно передбачити на стадії проектування, де будуть виконані робочі шви бетонування. При цьому згідно з ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» в монолітних конструкціях повинна бути забезпечена міцність конструкції з урахуванням робочих швів бетонування. Для мінімізації впливу робочих швів бетонування на несучу здатність конструкції, розглядається можливість виконання робочих швів на стадії проектування.



*Рис. 2. Конструкція робочого шва: 1 - металева сітка; 2 - захисний шар бетону; 3 - верхня арматура; 4 - нижня арматура; 5 - каркас, на який кріпиться металева сітка*

### **Методика випробування**

Розглянемо вертикальні робочі шви бетонування в монолітних залізобетонних плитах перекриття на одному з житлових будинків, який будується, поверховістю – 12 поверхів. Місця розташування робочих швів вибиралися виходячи з планованого середньодобового обсягу бетону або із заводської довжини арматурних стержнів, що дорівнює 7,80 м. У процесі будівництва виконані контрольні геодезичні зйомки в місцях влаштування робочих швів. Зйомки виконувалися електронним нівеліром Sokkia SDL-30. Також проводилися розрахунки залізобетонних конструкцій методом скінченних елементів (МСЕ) [13-15].

Зауважимо, що представлення НДС внутрішніми зусиллями передбачає побудову лінійної епюри розподілу нормальних напружень  $\sigma$  по товщині конструкції.

Використання внутрішніх зусиль в СІЗ тілі для подання НДС в залізобетонних конструкціях обумовлено необхідністю забезпечити сумісність результатів чисельних розрахунків з напівемпіричними інженерними методиками, представленими в нормативних документах. Точність такого підходу обмежена двома основними умовами:

- велике відношення довжини конструкції до характерного розміру поперечного перерізу, що дозволяє розглядати конструкцію як плиту або балку, а не як об'ємне тіло довільної конфігурації;

- напружений стан близький до граничного, так як в іншому випадку значення НДС на поєднане зусилля в бетоні і арматурі не буде точним.

Перспективною альтернативою йому є об'ємне композиційне моделювання залізобетону з відтворенням бетону та арматури як самостійних матеріалів з урахуванням їх реальних фізико-механічних властивостей і взаємного розташування в просторі. Головна перевага такого підходу полягає в його універсальності, тобто в можливості розрахунку залізобетонної конструкції довільної конфігурації з будь-якою схемою армування в умовах будь-якого НДС.

В даний час розширюється застосування універсальних КЕ армування, які дозволяють гнучко позиціонувати арматуру всередині об'ємного КЕ бетону. Це розширює можливості по розробці ефективних сіткових апроксимацій залізобетонних конструкцій.

Топологія звичайної елементної моделі вибирається відповідно до завдань розрахунку і прийнятої розрахункової схемою. Розглянемо основні підходи в рамках об'ємного композиційного моделювання залізобетону.

1. Арматура і бетон відтворюються спільно (одним СЕ, або декількома геометрично збігаються СЕ, коли один СЕ відтворює бетон, а решта - арматуру в ньому):

а) армування рівномірно розподіляється за обсягом СЕ. Схема армування відтворюється шляхом поєднання об'ємних СЕ з різними відсотками армування за умови точного призначення розмірів СЕ. Зміна схеми армування вимагає переробки сітки СЕ;

б) армування довільно позиціонується в об'ємному СЕ. Зміна схеми армування не вимагає переробки сітки СЕ.

2. Арматура і бетон відтворюються окремо об'ємними СЕ, тобто всередині обсягу бетону розташовані порожнини, які заповнені арматурою. Зміна схеми армування вимагає переробки сітки СЕ:

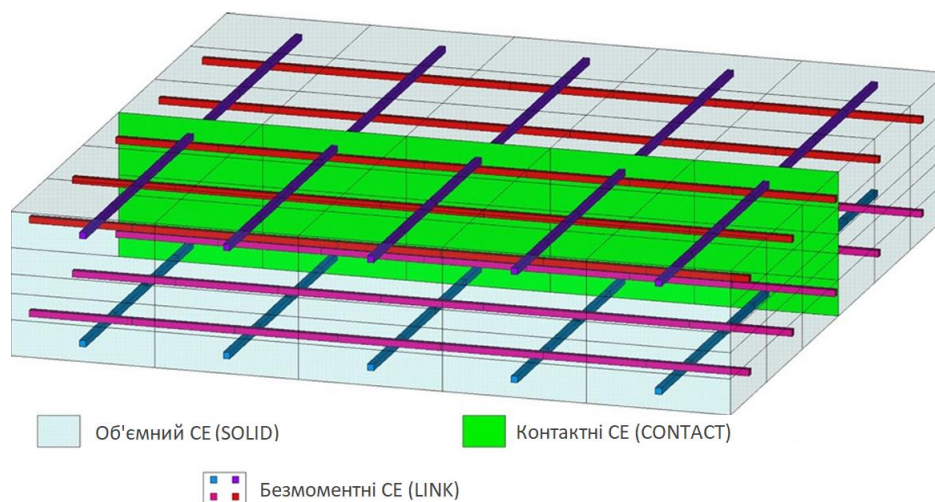


а) арматура моделюється спрощено, до прямокутної форми поперечного перерізу, що відтворюється одним об'ємним СЕ;

б) арматура моделюється детально, до вигляду періодичного профілю арматури і відтворення контакту «бетон - сталь» з можливістю проковзування арматури.

3. Арматура та бетон відтворюються окремо, причому бетон відтворюється об'ємними СЕ, а арматура - стрижневими безмоментного (LINK), згинаного (BEAM), оболонковими (SHELL) СЕ. Зміна армування не вимагає повної переробки сітки СЕ, так як апроксимація армування і бетону не залежать одне від одного. Сполучення арматури з бетоном виконується за допомогою призначення зв'язків ступенів свободи по переміщенням вузлів СЕ бетону і СЕ арматури.

З точки зору практичних інженерних розрахунків найкращими є варіанти 1б і 3, які дозволяють змінювати схему армування без переробки сітки СЕ, що дає можливість з достатньою ефективністю виконувати розрахунки оптимізаційної спрямованості.



**Рис. 4** Принципова схема скінченно-елементної апроксимації монолітної залізобетонної плити перекриття з робочим швом бетонування

Принципова схема відповідної скінченно-елементної апроксимації плити перекриття представлена на рис. 4.

Практичною складністю при впровадженні об'ємного композиційного моделювання залізобетону служить обмеженість вихідних даних за фізико-механічними характеристиками бетону для нелінійного моделювання, закріплених в нормативно-технічній літературі.

Наявні дані в нормативних документах дані орієнтовані на застосування класичної теорії залізобетону з розрахунку плит і балок в поєднанні з інженерними підходами до врахування нелінійності, що полягають в зниженні ефективного модуля деформації залізобетону згідно з діаграмами стану бетону і відповідно з коефіцієнтом повзучості бетону. При використанні сучасних розрахункових програм це дозволяє в скінченно-елементних моделях в пластинчастих і балкових СЕ відкорегувати жорсткість індивідуально в кожному СЕ з побудовою відповідних ізополів або епюр жорсткості [23, 24]. При цьому з точки зору МСЕ остаточна розрахункова схема продовжує залишатися лінійною з уточненими для кожного СЕ ефективними модулями деформації залізобетону.

Об'ємне композиційне моделювання залізобетону засноване на застосуванні універсальної нелінійної моделі матеріалу, яка передбачає побудову поверхні плинності (в загальному випадку також і поверхні навантаження з урахуванням зміцнення матеріалу) в полі головних напружень, що показує стан матеріалу при будь-якому поєднанні компонентів тензора напружень і деформацій. Для цього необхідні додаткові дані, відсутні в нормативних документах, наприклад, міцність бетону при плоскому напруженому стані.

Практичні реалізації моделей бетону в універсальних програмно-обчислювальних комплексах числового моделювання, як правило, передбачають можливість врахування мінімального обсягу вихідних даних, приймаючи інші дані автоматично за замовчуванням. З огляду на те, що об'ємне композиційне моделювання залізобетону застосовується, як правило, до нестандартних умов роботи конструкцій, вихідні дані, що приймаються автоматично, вимагають контролю на предмет відповідності фактично розглядається НДС. Також при використанні зарубіжних програм і методик вимагають обліку відмінності в порядку призначення нормативної міцності бетону в різних країнах, взаємопов'язаної з стандартизованою методикою випробування зразків різних форм і розмірів.

### **Результати дослідження**

В результаті виконання геодезичних зйомок поверху були отримані значення прогинів плити перекриття в місцях розташування з'єднувальних швів. Величини і місця прогинів близькі за значенням відносно прольотів. Тому для більш докладного аналізу був прийнятий один проліт.

В ході ручного розрахунку, а також після моделювання в ПК ANSYS, на трьох етапах зведення відповідно до сучасною практикою виконання масових розрахунків із застосуванням інженерних методів обліку нелінійності.

1. На початковій стадії влаштування плити перекриття, схема статичної роботи плити - спирання по двох сторонах.

2. На другій стадії, бетонування плити до проектних розмірів, при цьому характерна схема статичної роботи плити - спирання по чотирьох сторонах.

3. Навантаження плити корисної нормативним навантаженням після набору міцності та зняття опалубки.

Табл. 1. Порівняння результатів замірів деформацій на плиті під час заливки з змодельованими значеннями

Назва стадії	Міцність бетону відносно до проектної, у %	Вертикальне переміщення контрольної точки, мм				
		1	2	3	4	5
<b>Фактичні деформації плити на будмайданчику</b>		<b>15,6</b>	<b>21,6</b>	<b>22,2</b>	<b>20,1</b>	<b>12,2</b>
<b>Загальні змодельовані деформації при утворенні з'єднувального шва</b>		<b>12,9</b>	<b>19,7</b>	<b>22,3</b>	<b>17,9</b>	<b>9,1</b>
Початкова стадія бетонування плити	65	8,59	14,55	4,71	0,74	0,24
Побетонування плити до запроєктованих розмірів	75	0,21	2,02	0,60	1,15	0,30

Навантаження на плиту після зняття опалубки	95	2,9	9,7	2,3	7,9	,1
---	----	-----	-----	-----	-----	----

Для першого і другого етапу приймалися знижені значення міцності бетону і модуля деформації, тим самим враховувалося вказівку СП 70.13330.2012 про мінімальну міцності бетону при розпалубці ненавантажених плит. На кожному етапі розрахунку визначався понижуючий коефіцієнт до модуля деформації бетону, що враховує властивості бетону під навантаженням, а також наявність тріщин в готовій конструкції і фактичне армування.

В ході розрахунків аналізувалися деформації в контрольних точках зони робочого шва. Результати розрахунку представлені в табл. 1.

Проаналізувавши результати, наведені в табл. 1, можна відзначити наступне:

1. Фактичні прогини перевищують розрахункові прогини, отримані без урахування поетапності зведення. При цьому в точці максимального прогину фактичні прогини перевищують розрахункові в 4 рази.

2. Фактичні прогини перевищують розрахункові прогини, отримані з урахуванням поетапності зведення. При цьому в точці максимального прогину фактичні деформації перевищують розрахункові в 1,3 рази.

3. Розрахункові прогини, отримані з урахуванням поетапності зведення, значно ближче до фактичних прогину.

З вищесказаного випливає припустити, що на практиці відміну розрахункового прогину залізобетонної конструкції від фактичного обумовлено неточним відповідністю розрахункової схеми (математичної моделі) реальної залізобетонної конструкції, умов її зведення і експлуатації.

Важливо підкреслити, що прогин горизонтальних залізобетонних конструкцій є тільки одним з параметрів ПДВ, який найкращим чином піддається виміру. Прогин, тобто різницю вертикальних переміщень конструкції в прольоті і на опорах, взаємопов'язаний з іншими параметрами ПДВ, такими як: напруги в бетоні і в арматурі, відносні деформації бетону і арматури, ширина розкриття тріщин. Таким чином, якщо фактичний прогин залізобетонної конструкції не

відповідає розрахунковим прогнозом, то і інші параметри ПДВ також будуть відрізнятися від розрахункового прогнозу, хоча це звичайно не фіксується в ході будівництва, так як натурні вимірювання відповідних параметрів ПДВ не виробляються.

Будь-розрахунок оперує математичною моделлю, яка є ідеалізованим відображенням реальної будівельної конструкції. На практиці часто застосовуються математичні моделі з обмеженим урахуванням нелінійності або повністю лінійні математичні моделі. У лінійної моделі працює принцип суперпозиції (незалежності дії сил), що є виключно важливим практичним перевагою лінійних моделей. Це дозволяє комбінувати результати проведених статичних розрахунків на різні навантаження, генеруючи результати для поєднань цих навантажень без рішення рівняння МСЕ (3) для кожного нового поєднання.

У лінійної моделі деформації прямо пропорційні навантаженням, міцність матеріалу нескінченна, переміщення, деформації та напруги не обмежені. Лінійні моделі не відтворюють межі роботи конструкції, тобто дозволяють отримати в розрахунку ПДВ, якого не може бути в дійсності (оцінка працездатності конструкції проводиться аналітично по інженерним критеріям, таким як розрахункові опору матеріалів, допустимі прогини конструкції, адекватність необхідного армування).

Вищевикладені факти переконливо показують, що найбільш значні відмінності прогнозного і фактичного ПДВ накопичуються на стадії зняття опалубки до введення конструкції в експлуатацію. Таким чином, значний вплив на подальше ПДВ при експлуатації конструкції надають умови зведення конструкції з введенням недосконалостей у вигляді робочих швів бетонування, а також умови навантаження конструкції до набору проектної міцності власною вагою і тимчасовими навантаженнями технологічного характеру при частковому знятті опалубки з перерозподілом навантаження на стійки переопірання, і далі за умови повного зняття опалубки.

У розрахунковому відношенні ці процеси є поетапність зведення і навантаження конструкції, скоординовану з набором міцності бетону. Це характеризує генетичну нелінійність роботи плити перекриття.

Робочий шов бетонування є недосконалість конструкції, яка може бути показана як здатність стиснутої зони бетону до обмеженого збільшенню деформацій на початковому етапі навантаження, що можна інтерпретувати як закриття деякої тріщини до початку сприйняття бетоном стиснення. Таким чином, у міру зростання навантаження відбувається зміна схеми роботи, що характеризує конструктивну нелінійність роботи плити перекриття.

Деформація конструкції призводить до зміни відстаней між вузлами прикладання навантажень і опорних закріплень, до зміни характерних прольотів, довжин і ексцентриситетом. Це характеризує геометричну нелінійність. Стосовно до плит перекриття цивільних будівель вплив геометричної нелінійності слід очікувати від впливу інших конструкцій в рамках розрахунку несучої системи будівлі в цілому.

Нелінійна взаємозв'язок напруг і деформацій є фізичну нелінійність. Характер фізично нелінійної роботи матеріалів, з яких виготовляється залізобетон (бетон, сталева арматура, неметалічна арматура), розрізняється, що вимагає застосування різних математичних моделей матеріалів, що може бути враховано в рамках об'ємного композиційного моделювання залізобетону. Інженерним підходом є облік зниженого ефективного модуля пружності залізобетону, що застосовується в рамках класичного моделювання залізобетону пластинчастими і балковими КЕ.

Інженерні підходи до обліку нелінійності обмежено дозволяють враховувати спільно різні види нелінійності. Наприклад, конструктивна нелінійність може враховуватися за допомогою зниження ефективного модуля деформації залізобетону, тобто методами обліку фізичної нелінійності. При цьому потрібно було, що розподіл внутрішніх зусиль в елементах несучої системи будівлі залежить, в основному, не з величини, а від співвідношення жорсткостей цих елементів. Відповідно точність розрахунку залежить від репрезентативності прийнятих співвідношень жорсткостей в рамках розрахунку несучої системи будівлі в цілому.

## ***Висновки***

1. Влаштування вертикальних робочих швів бетонування в плитах перекриття, не передбачених спочатку в проектній документації, необхідно в силу комплексу організаційно-технічних причин, які пов'язані з обмеженнями можливості безперервної подачі бетону і тривалості робочих змін.

2. Місце розташування вертикальних робочих швів бетонування піддається прогнозуванню на основі базових організаційно-технічних показників будівництва (кількість робочих змін, кількість і продуктивність кранів і бетононасосів). Тому робочі шви бетонування можуть обґрунтовано призначатися при розробці проектної документації та враховуватися при проведенні розрахунків залізобетонних конструкцій.

3. Дані натурних спостережень показують, що робітники шви бетонування в плитах перекриття, влаштовані у відповідності з ДСТУ Б В.2.6-205:2015, послаблюють монолітність конструкції. Результати розрахунків, проведених без урахування робочих швів бетонування, неточно прогнозують фактичний НДС конструкції.

4. Вплив робочих швів бетонування піддається врахуванню при використанні поширених розрахункових програм, що реалізують МСЕ, при явному обліку поетапності зведення конструкції по захваткам, із застосуванням інженерних підходів до обліку нелінійності на основі введення понижуючих коефіцієнтів до ефективного модулю пружності залізобетону, розрахованих з урахуванням ступеня набору міцності і характерних проміжних схем роботи конструкції в будівельний період. Слід враховувати геометричну нелінійність, особливо при розрахунку в просторовій постановці повної моделі несучої системи будівлі.

5. Найбільші можливості з обліку всіляких проявів нелінійності надає об'ємне композиційне моделювання залізобетону, яке доцільно застосовувати для розрахунків конструкцій, які з тих чи інших причин виходять за межі застосування напівемпіричних інженерних методик, зокрема, для перевірочних розрахунків і розрахунків посилення конструкцій, які перейшли в непроєктного ПДВ внаслідок непроєктного розкриття робочих швів бетонування.

6. Доцільно поповнення нормативно-технічної документації вихідними даними для об'ємного композиційного моделювання залізобетону, зокрема, даними по міцності бетону на двовісне стиснення і ділатансії при стисненні і розтягуванні.

## 5. Спеціальна частина

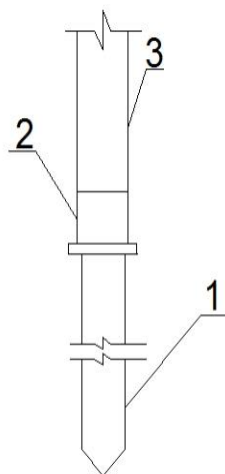
### 5.1 Описання прийнятих до розгляду варіантів

В даному варіанті необхідно порівняти пальові фундаменти для того, щоб з техніко економічних міркувань обрати кращий фундамент.

Головною метою використання пальових фундаментів, є влаштування фундаментів в місцях де верхній шар ґрунту не може витримати велику вагу. Пальові фундаменти повинні сприймати навантаження від споруди і передавати його на більш щільні шари ґрунту вістрям та боковою поверхнею.

Проведемо техніко-економічне порівняння двох пальових фундаментів, після чого виберемо економічно найбільш доцільний.

Порівняємо такі варіанти пальових фундаментів:



а) перший варіант: фундамент із забивних призматичних паль.

1. забивна призматична паля

2. ростверк

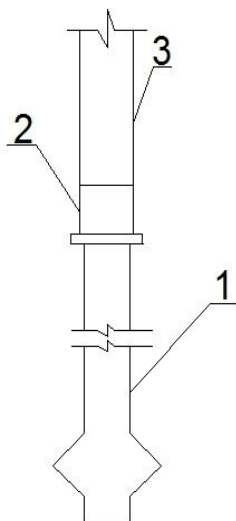
3. стрічковий фундамент

б) другий варіант: фундамент із буро набивних паль.

1. буро набивна паля

2. ростверк

3. стрічковий фундамент



Забивні призматичні суцільні залізобетонні палі квадратного перерізу в плані є найбільш поширеними. Такі палі рекомендується застосовувати при будь-яких стисливих ґрунтах, які підлягають прорізанню, за винятком насипів з включенням залишків кам'яних, бетонних і залізобетонних конструкцій або ґрунтів природного складу з твердими включеннями, які часто зустрічаються. Ці палі можуть сприймати вертикальні вдавлюючі і висмикуючі навантаження, горизонтальну силу й згинальний момент. Армують такі палі



поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура може бути попередньо напруженою.

Забиваються палі за допомогою ударного методу. Ударний метод занурення пальі заснований на забиванні пальі механічними молотами, пароповітряними одиночної і подвійної дії і дизель-молотами, які працюють з копрами або мобільними копровими (палебійними) установками, що забезпечують направлений рух палі і молота а також механізацію допоміжних операцій. Цим методом можна занурювати різні залізобетонні палі (суцільні, трубчасті, хрестоподібні), а також дерев'яні палі, дерев'яний і сталевий шпунти.

Процес забивання палі складається з наступних операцій:

переміщення (переїзду) палебійної установки до місця занурення чергової палі;

влаштування і вирівнювання, підтягання, підйому палі і установки її в плані в проектне положення;

забивання палі;

виміри занурення палі;

динамічного її випробування.

Буро набивні палі влаштовують на місці їх проектного положення шляхом укладання (набивання) в порожнині (свердловини), що утворюються в ґрунті, бетонної суміші або піску (ґрунту). Палі часто роблять з розширеною нижньою частиною - п'ятою. Розширення отримують шляхом розбурювання ґрунту спеціальними бурами, розпирання ґрунту посиленням трамбуванням бетонної суміші в нижній частині свердловини або шляхом підривання заряду вибухової речовини.

В залежності від способів створення в ґрунті порожнини і методів укладання та ущільнення матеріалу набивання палі підрозділяють на буро набивні, пневмо набивні, вібро трамбовані і часто трамбовані.

Характерною особливістю технології влаштування буро набивних пальі є попереднє буріння свердловин до заданої позначки і подальше формування стовбура палі.

В залежності від ґрунтових умов буро набивні палі влаштовують одним з наступних трьох способів:

без кріплення стінок свердловин (сухий спосіб);

із застосуванням глинистого розчину для запобігання обвалення стінок свердловин;

з кріпленням свердловин обсадними трубами.

Сухий спосіб застосовується в стійких ґрунтах, які можуть тримати стінки свердловини. Глинистий розчин для утримання стінок свердловин від обвалення застосовують при влаштуванні буро набивних паль в нестійких обводнених ґрунтах. Влаштування буро набивних паль з кріпленням стінок свердловин обсадними трубами можливе в будь-яких геологічних і гідрогеологічних умовах. Обсадні труби можна залишати в ґрунті або витягати з свердловин в процесі виготовлення паль (інвентарні труби). Секції обсадних труб, як правило, з'єднують стиками спеціальної конструкції або за допомогою зварювання. Занурюють обсадні труби в процесі буріння свердловини гідродомкратами, а також за допомогою забивання труби в ґрунт або вібро занурюванням. Бурять свердловини обертальним або ударним способом спеціальними установками.

Палі з розширеннями і без них з різного виду кріпленнями стінок свердловин влаштовують під будівлі і споруди будь-якого призначення (виробничі, громадські, житлові та ін.) при великих зосереджених вертикальних і горизонтальних навантаженнях на майданчиках із складними геологічними

умовами будівництва, у тому числі:

при різкій зміні відміток залягання щільних ґрунтів (несучий шар під нижніми кінцями паль) в межах будівельного майданчика;

при необхідності прорізання палями насипів з твердими включеннями (у вигляді залишків зруйнованих частин кам'яних, бетонних, залізобетонних конструкцій тощо) або прорізання ґрунтів природного складу (твердих глин), шарів де часто зустрічаються валуни і т. п., що не дозволяють виконувати забивку або вібро занурення паль;

в обмежених умовах міської забудови і т. п.;

поблизу існуючих будівель і споруд, в яких можуть виникнути неприпустимі деформації елементів несучих конструкцій або обладнання при забиванні або вібро занурення паль;

в зсувних районах.

На етапі будівельно-монтажних робіт основним достоїнством є суттєве скорочення термінів будівництва, що актуально як для інвестора, так і для підрядника.

Застосування технології буро набивних паль зменшує обсяг земляних робіт, скорочує кількість арматури, зменшує кількість паль, дає можливість працювати цілодобово у три зміни. Мобільність бурової техніки забезпечує високі темпи робіт: скорочується тривалість пальових робіт, і будівництво обходиться дешевше. Технологія виробництва буронабивних паль дозволяє споруджувати як окремо стоячі стовпи, так і стіни з паль. Область застосування таких фундаментів широка - це і мостобудування, і громадянське (висотне) будівництво, і будівництво тунелів, переходів, підземних просторів. Вони підходять для будівництва дерев'яних будинків і бань, а також для будинків каркасної і панельної конструкції.

## **5.2 Розрахунок приведеної вартості варіантів за укрупненими показниками**

Таблиця 5.1 Техніко-економічне порівняння фундаментів за вартістю

№ п.п	Найменування робіт	Од. вим.	Вартість за одиницю грн.	Кі-ть	Загальна вартість, грн.	Трудомісткість люд-дн
1	2	3	4	5	6	7
I варіант фундаментів						
А. Земляні роботи						
1	2	3	4	5	6	7
1.	Разробка ґрунтів глибиною до 3м	м <sup>3</sup>	10-50	1215	12757,5	0,28

2.	Зворотня засипка	м <sup>3</sup>	50	9-	43	2	5	2308,	0
Б. Влаштування фундаментів									
1.	Занурення палі	м <sup>3</sup>	492	-45	58	1	,1	77807	1
2.	Влаштування підготовки під ростверк	м <sup>3</sup>	25-	20	21,5	1	8	3061,	0
3.	Влаштування монолітних залізобетонних ростверків	м <sup>3</sup>	137	-00	74,4	3	,8	51292	0
Всього:							7	14722	2
II варіант фундаментів									
А. Земляні роботи									
1	2	3	4	5	6	7			
1.	Разробка ґрунтів глибиною до 3м	м <sup>3</sup>	10-	50	215	1	,5	12757	0
2.	Зворотня засипка	м <sup>3</sup>	9-	50	43	2	5	2308,	0
Б. Влаштування фундаментів									
1.	Занурення палі	м <sup>3</sup>	459	-90	45	3	5	15866	2
2.	Влаштування підготовки під ростверк	м <sup>3</sup>	25-	20	21,5	1	8	3061,	0
3.	Влаштування монолітних залізобетонних ростверків	м <sup>3</sup>	137	-00	74,4	3	,8	51292	0
Всього:							5	22808	3

Для остаточного вибору проектного рішення основ і фундаментів, були розглянуті і розроблені два варіанти влаштування фундаментів. З точки зору їх техніко-економічної доцільності були запроєктовані буро набивні палі марки С13-50. Техніко-економічне порівняння проектних варіантів приведені в укрупнених одиничних розцінках на земляні роботи, влаштування фундаментів. Техніко-економічне порівняння наведене в таблиці 5.1.

## 6. Організаційно-економічна частина

### *Вихідні дані*

Будівництво розташоване в м. Хмельницький.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);

Укрупнених показників кошторисних прямих витрат вартості 1 м<sup>3</sup> будівель, споруд, об'єктів, житлових будинків в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси, згідно усереднених даних Держбуду України станом на 2013 рік.

У зведеному кошторисному розрахунку після підсумку глав 1-12 визначаються: кошторисний прибуток, адміністративні витрати, кошти на покриття ризику, кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, податки і збори, зворотні суми.

Загальновиробничі витрати визначені відповідно до розрахунку 1-1.

Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 6 -2,25%

Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні БМР у зимовий період ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 8 -0,5%;

Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 14 табл.2;

Середньорічний прогностичний індекс інфляції в будівництві, К-1,0515 (розрахунок). Кошти на покриття витрат пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з урахуванням початку 2014р. і закінчення будівництва в 2014 році.

Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 13-6,20 грн.люд.год;

Адміністративні витрати 0,90 н. люд.год.

Ставка комунального податку - 10%;

Для виконання економічної частини диплому - визначення кошторисної вартості будівництва, виконуються розрахунки на загальнобудівельні роботи -

локальний кошторис К1, внутрішні санітарно-технічні роботи - локальний кошторис К2, внутрішні електромонтажні роботи - локальні кошторис К3, придбання і монтаж технологічного обладнання - локальний кошторис К4, об'єктний кошторис і зведений кошторисний розрахунок будівництва. Розрахунки виконуються за укрупненими нормативами і Правилами визначення вартості будівництва ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. До кошторису додається пояснювальна записка із зазначенням території будівництва, а також посилання на нормативну літературу і показники, що застосовуються в розрахунках вартості БМР та обладнання, кошторисних трудовитрат і заробітної плати, комунального податку на додану вартість.

Після закінчення всіх розрахунків в кошторисній документації для будівництва офісного центру в м. Хмельницький, можна зробити висновок що даний будинок є економічно доцільним. Усі розрахунки проведені у відповідності до ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва».

Всього за зведеним кошторисним розрахунком - 26070.14 тис. грн.

В тому числі:

- Вартість БМР - 18309.54 тис. грн.
- Вартість обладнання - 314.76 тис. грн.
- Податок на додану вартість - 4344.16 тис. грн.
- Кошторисні трудовитрати по об'єкту – 680.83 тис. люд-годин
- Кошторисна заробітна плата по об'єкту – 9176.93 тис. грн.

Середня заробітна плата (виходячи із середньомісячної норми робочого часу на 1 робітника в режимі повної зайнятості, встановленої Мінпраці України на 2019 рік і рівної при 40 годинному робочому тижні 166.83 люд-год, складає - 10547 грн.

## 7.1 Охорона праці

### *Нормативна і законодавча база з охорони праці*

Питання охорони праці і безпечного виробництва робіт враховувалися в розділах проектування і конструювання несучих конструкцій будівлі, а також в організаційно-технологічному розділі проекту. Усі рішення дипломного проекту ґрунтувалися на нормативній і законодавчій базі охорони праці :

Закон України "Про охорону праці" від 1992 р.

СНиП-III - 4-80 (видання 1989г.) "Техніка безпеки в будівництві".

"Перелік нормативних документів в області будівництва, які діють на території України", затверджені Мінбудархітектури України від 10.03.94 р. №45.

"Правила влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів".

Закон України "Про пожежну безпеку" від 1993р.

Закон України "Про забезпечення санітарного і епідеміологічного благополуччя населення" від 1994 р.

Закон України "Про загальнообов'язкове державне страхування від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань, що викликають втрату працездатності" від 2001 р.

СНиП 3.08-01-85 " Механізація строительного производства. Рельсовые пути башенных кранов ".

ГОСТ 12.1.004-75 при виробництві зварювальних і інших вогнебезпечних робіт.

ГОСТ 12.1.004-85 для зберігання шкідливих і небезпечних речовин.

### ***Небезпечні та шкідливі виробничі фактори під час будівництва об'єкту***

Характеристика небезпек, очікуваних під час будівництва об'єкту:

А. Земляні роботи:

Безпека праці при розробці котлованів і траншей має бути забезпечена шляхом:

влаштування відкосів згідно таблиці. 4 СНиП-III - 4-80;

влаштування водовідведення поверхневих дощових вод;

розміщенням ґрунту, що розробляється і залишається для зворотної засипки пазух котлованів після монтажу фундаментів, на безпечній відстані від підосви виїмки;

влаштування огорожень, покажчиків і світлової сигналізації в небезпечній зоні у виїмок;

організація нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок.

Додаткові заходи по збільшенню стійкості відкосів котлованів :

зменшення зовнішнього навантаження на бровку котловану, тобто нічого не можна складувати на бровках котловану;

влаштування поверхневого водовідведення.

При експлуатації екскаватора із зворотною лопатою і автосамоскидів, можливе обвалення відкосу котловану і падіння в котлован при мимовільному переміщенні екскаватора і його рухливих частин (ковша), зважаючи на несправний стан екскаватора або автосамоскида, недостатню кваліфікацію робітників, що управляють машинами. Для запобігання подібним чинникам потрібний постійний контроль з боку лінійних інженерно-технічних працівників на будівельному майданчику (виконроб, майстер, лінійний механік). Згідно таблиці 3 СНиП-III - 4-80 найменша допустима відстань до підосви котловану 2,0 м при глибині котловану до 2 м.

Загазованість повітря робочої зони може виникнути від роботи двигуна внутрішнього згорання екскаватора і автосамоскида. В повітрі може міститися до 300 міліграм/м<sup>3</sup> відпрацьованих газів бензину, дизельного палива, які можуть викликати отруєння. Шум, що виникає від роботи двигунів, може досягати 80 - 95 дБ, що у свою чергу впливає на пониження слуху.

Б. Монтаж будівельних конструкцій :

В процесі монтажу будівельних конструкцій розглядаються два найбільш небезпечних випадки: при підйомі і після установки на опорах, але до установки постійних зв'язків і закріплень. При виборі і обґрунтуванні монтажу окремих



конструкції необхідно зробити розрахункову перевірку конструкцій на умови, які можуть виникнути на різних стадіях монтажу. Таких як втрата здатності (загальну втрату стійкості, руйнування, якісну зміну конфігурації) і поява неприпустимих прогинів, осідань, тріщин.

При розрахунку конструкцій на монтажні умови слід враховувати:

постійні навантаження (власна вага);

тимчасові навантаження (вітрові, від монтажних пристосувань, механізмів, динамічних дій при переміщенні і ударах у момент підйому і опускання або стикування монтованих конструкцій).

По СНиП-III-4-80 виробництво монтажних робіт дозволяється при швидкості вітру не більше 15 м/с, а при монтажі конструкцій, що мають велику парусність (діафрагми жорсткості) - не більше 10 м/с.

Небезпечними чинниками є:

гравітація, яка характеризується можливістю падіння робітників з висоти (монтажних майданчиків, сходів, риштувань);

обрив вантажу (конструкції), що піднімається, в результаті виходу з робочого стану монтажного пристосування;

вітрова і грозова метеобстановка на майданчику. При вітрі 16 м/с і більше робота на висоті більше 5 м припиняється, оскільки при посиленому вітрі більше 5 м/с відбувається розгойдування вантажу, руйнування раніше змонтованих конструкцій, падіння робітників з висоти, перекидання монтажного крану з великою парусністю стріли;

прохід електричного струму через тіло людини.

прохід електричного струму через тіло людини.

В. Покрівельні роботи:

Небезпечними і шкідливими чинниками є:

гравітація (падіння з даху);

вітрова і грозова метеорологічна обстановка;

висока температура (до 1800С) гарячої бітумної мастики (опіки, можливість виникнення пожежі);

токсична загазованість (при роботі з розчинниками, мастиками, ґрунтовками).

Наслідками являються: опіки, отруєння, які впливають на склад крові людини, викликаючи порушення режиму харчування організму киснем і так далі.

### ***Основні нормативні вимоги безпеки при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів***

При проектуванні будівельних робіт в даному проекті використовуються нормативні документи. Основний з них – СНиП III-4-80 «Техника безопасности в строительстве», в якому встановлені нормативні вимоги безпеки для всіх робіт. Важливу роль відіграють міжгалузеві та галузеві акти. Документами, які регламентують вимоги виробничої санітарії та гігієни праці в будівництва є СН 245-71 «Санитарные нормы проектирования промышленных предприятий», СН 276-81 «Инструкция по проектированию бытовых зданий и помещений строительно-монтажных организаций». Норми на оптимальні і допустимі величини температури, відносної вологості і швидкості руху повітря приймаються у відповідності з ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування».

Монтаж конструкцій слід починати тільки після завершення всіх робіт по нульовому циклу. До початку монтажу повинні бути встановлені фундаменти будівлі і тимчасові опори для монтажу, всі земляні і підземні роботи, всі

тимчасові роботи, підведення електроенергії, води, освітлення, прокладання доріг, монтаж і випробування кранів, трубопроводів і виготовлення усіх пристосувань для монтажу. На території майданчика повинні бути виділені та огорожені небезпечні зони, позначені спеціальними знаками, видимими як вдень так і вночі. Проїзди, проходи повинні бути вільними від будматеріалів.

Нормативними актами дозволено використання виключно інвентарних пристосувань та пристроїв для монтажу, виготовлених по типовому проекті, а при необхідності виготовлення індивідуальних застосувань в проекті повинні бути розроблені їх робочі креслення з відповідними інженерними розрахунками.

В процесі монтажу неможлива заміна окремих частин риштувань. Риштування мають кріпитись до стін відповідно до проекту.

Виходячи з умов виконання монтажних робіт піднімання конструкцій не може здійснюватись за її опорні точки, тому що виникають зміни характеру внутрішніх зусиль порівняно з проектними. Монтаж кожної ділянки починається з просторово стійкої частини, а при неможливості використовуються тимчасові зв'язки.

До висотних робіт допускаються виключно повнолітні. Важливим фактором безпечного виконання монтажних робіт є правильна організація робочих місць, включаючи систему заходів по оснащенню їх необхідними технічними пристосуваннями, а також засобами індивідуального та колективного захисту.

В процесі експлуатації безпеку машин і механізмів підтримують такими заходами: використання машин та механізмів в суворій відповідності до вимог нормативних актів, які визначають їх техніку безпеки. Повинен дотримуватись порядок допуску до самостійної роботи, здійснюватись вчасний технічний нагляд. Всі види технічного обслуговування повинні проводитись в обов'язковому порядку, по затвердженому графіку і з визначеним об'ємом робіт.

Експлуатація і обслуговування діючих електроустановок здійснюється у відповідності правил безпечної експлуатації електроустановок споживачів, а також правил влаштування електроустановок.

## 7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

### *Запроектвані заходи та технічні рішення для ліквідації і зменшення впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів*

Для того щоб забезпечити відсутність сторонніх осіб на ділянці, її необхідно огородити парканом висотою 2м. Будівельна ділянка звільнюється від всіх дерев, що заважають будівництву, робиться її планування. Виконано 2 в'їзди на будівельну ділянку, а також внутрішні тимчасові дороги, що мають ширину проїзної частини при одnobічному русі - 3,5 м, при двосторонньому – 6м; вказана небезпечна зона руху людей.

Всі тимчасові будинки перебувають на відстані більше 2-3 м від тимчасових доріг. Вказані небезпечні зони дії крана, екскаватора спеціальними знаками. Передбачені приміщення для санітарно-побутових потреб робітників: душові, умивальники, туалети. Передбачена ізолюваність тимчасової зовнішньої проводки: нижня точка електропровода повинна перебувати над проїздом - 6м, над проходом - 3,5м.

Біля в'їзду на будівельну ділянку встановлюється схему руху транспортних засобів, а на узбіччі дороги й проїздів - дорожні знаки, які показують порядок руху транспортних засобів. Швидкість руху автотранспорту поблизу місця провадження робіт не повинна перевищувати 10 км/ч на прямих ділянках й 5 км/ч на поворотах.

Проїзди й проходи необхідно постійно очищати й не захаращувати, а в зимовий час посипати піском або шлаками. Ширина проходу до робочих місць повинна бути не менш 0,6м, висота проходу не менш 1,8м. Вхід у споруджуваний будинок необхідно захистити навісом не менш як 2м від стіни будинку.

Складування матеріалів і конструкцій організовується так, щоб не виникала небезпека при провадженні робіт. Питтєві установки розміщуються від робочих місць на відстані не більше 7,5м по горизонталі й 10м по вертикалі. Будівельна ділянка, робочі місця, проїзди, проходи до них у нічний час освітлюються. Освітлення повинне бути рівномірним.

Повинні бути впроваджені наступні заходи техніки безпеки на споруджуваному об'єкті:

всі монтажники, які виконують монтажні роботи, повинні бути проінструктовані й відзначені головним інженером або інженером по техніці безпеки в журналі;

монтажників забезпечують спецодягом установленого зразка, запобіжними поясами, касками й взуттям, що володіє зниженим ковзанням;

по території будівництва встановлюються попереджуючі знаки;

забороняється перебувати під стрілою монтажного крана, особливо під монтажним елементом;

звільнення встановлених у проектне положення елементів від строп допускається тільки після надійного й міцного їхнього закріплення;

елементи, що не володіють достатньою твердістю, на період підйому повинні бути підсилені;

забороняється переміщати елементи конструкцій після їхньої установки й зняття захватних пристосувань;

при монтажі із транспортних засобів водієві не дозволяється перебувати в кабіні;

елементи конструкцій, по яких передбачається переміщення монтажників у процесі монтажу, необхідно обладнати риштуванням, перехідними містками, сходами й спеціальними страховочними тросами, до яких можна прикріплювати карабін поясу верхолаза;

плити крайніх рядів покриття перед підйомом оснащують постійними або тимчасовими огороженнями;

при виконанні монтажних робіт на висоті навколо небезпечних зон унизу встановлюється попереджувальне огороження;

При мінусовій температурі зовнішнього повітря необхідно вживати заходів для боротьби зі зледенінням риштування, конструкцій, обладнають приміщення для обігріву, максимально наближаючи їх до місця провадження робіт. Робочі місця, розташовані на висоті, обладнують вітрозахисними щитками або легнями зі з'ємними укриттям із брезенту або синтетичних плівок.

### ***Вентиляція та протидимний захист***

Вентиляція та протидимний захист в даному проекті були спроектовані з дотриманням таких норм :

у приміщеннях, що опалюються, розрахункову температуру повітря в холодний період слід приймати +18°C;

у приміщеннях закритого типу в приміщеннях для зберігання автомобілів, ТО і ТР та в ізольованих рампах потрібно влаштовувати припливно-витяжну вентиляцію, розраховану на розведення забруднюючих речовин до гранично допустимих концентрацій, передбачених ГОСТ 12.1.005;

системи вентиляції (у тому числі протидимна) та повітряного опалення повинні влаштовуватися для кожного поверху окремо; прокладання повітропроводів через інший поверх не допускається. При прокладанні повітропроводів через суміжну секцію потрібно забезпечувати межу вогнестійкості стінок повітропроводів не менше

ніж EI 45;

фільтри, глушники в системах вентиляції, кондиціонування та повітряного опалення не повинні містити горючих матеріалів і рідин;

у приміщеннях закритого типу потрібно передбачати встановлення приладів для виміру концентрації CO і відповідних сигнальних приладів з контролю забруднюючих речовин, які встановлюються у приміщенні із цілодобовим чергуванням персоналу та автоматичне включення припливно-витяжної вентиляції від цих сигналізаторів;

на повітропроводах припливної та витяжної вентиляції у місцях перетинання ними протипожежних перешкод повинні встановлюватись вогнезатримуючі клапани з межею вогнестійкості не менше EI 60, які забезпечені автоматичним, дистанційним та місцевим керуванням;

транзитні повітропроводи за межами поверху, що обслуговується, або приміщення, відокремленого протипожежними перешкодами, потрібно передбачати щільними з межею вогнестійкості не менш EI 30;

видалення диму необхідно передбачати через витяжні шахти зі штучним спонуканням тяги.

Допускається передбачати природне димовидалення через шахти, вікна та ліхтарі, обладнані механізованим приводом для відкривання клапанів, фрамуг у верхній частині вікон на рівні 2,2 м і вище (від підлоги до низу фрамуг) та у ліхтарях. При цьому загальна площа прорізів, що відчиняються, обумовлена розрахунком, повинна бути не менш 0,2 % площі приміщення, а відстань від вікон до найбільш віддаленої точки приміщення не повинна перевищувати 18 м.

У сходові клітки та шахти ліфтів гаражів потрібно передбачати підпір повітря при пожежі або влаштування на всіх поверхах протипожежних тамбурів-шлюзів 1-го типу перед сходовими клітками, шахтами ліфтів з підпором повітря у разі пожежі:

при двох підземних поверхах і більше;

якщо сходові клітки та ліфти зв'язують підземну і наземну частини гаража;

якщо сходові клітки та ліфти зв'язують гараж з наземними поверхами будинку іншого призначення.

У разі пожежі повинно бути передбачене відключення загально обмінної вентиляції. Порядок (послідовність) включення систем протидимного захисту повинен передбачати випередження запуску витяжної вентиляції (раніше припливної). Керування системами протидимного захисту повинне здійснюватися автоматично - від пожежної сигналізації, дистанційно - з центрального пульта керування протипожежними системами, а також від кнопок або механічних пристроїв ручного пуску, які встановлюються при в'їзді на поверх гаража, на сходових площадках на поверхах (у шафах пожежних кранів).

Елементи систем протидимного захисту (вентилятори, шахти, повітропроводи, клапани, димоприймальні пристрої та ін.) потрібно передбачати у відповідності зі СНиП 2.04.05.

Витяжні вентиляційні шахти з приміщень підземних гаражів, які розміщуються під житловими та громадськими будинками, проїздами та майданчиками в середині квартальної забудови потрібно виводити на висоту не менше ніж 2 м вище над рівнем даху найвищої будівлі прилеглої забудови і

повинні виконуватись з негорючих матеріалів з межею вогнестійкості EI 45. Для таких гаражів об'єм припливного повітря потрібно передбачати на 20% менше об'єму повітря, що видається.



## 8. Екологія

### *8.1 Екологічні проблеми будівельної галузі*

Охорона навколишнього природного середовища, раціональне використання природних ресурсів, забезпечення екологічної безпеки для життєдіяльності людини – невід’ємна умова сталого економічного та соціального розвитку України.

З цією метою Україна здійснює на своїй території екологічну політику, спрямовану на збереження безпечного для існування живої і неживої природи навколишнього середовища, захисту життя та здоров’я населення від негативного впливу, зумовленого забрудненням навколишнього природного середовища, досягнення гармонійної взаємодії суспільства і природи, охорону, раціональне використання і відтворення природних ресурсів.

Відповідно до закону «Про охорону навколишнього середовища в Україні» основними заходами при розробці даного проекту повинні бути: охорона ґрунту, повітряного і водного басейну, утилізація відходів. У процесі проектування необхідний ретельний підхід і врахування прийнятих рішень. Екологічний підхід повинен характеризувати проектування, будівництво та експлуатацію будівлі.

Будівництво є яскравим прикладом антропогенної діяльності, що часто справляє серйозну негативну дію не тільки на окремі компоненти навколишнього середовища і їх збереження, але і на стійкість екосистем в цілому.

Сьогодні одним з головних завдань при будівництві стає облік і аналіз всіх антропогенних навантажень на навколишнє середовище і оцінка дій на нього для збереження і підтримки екологічної рівноваги. У місцях будівництва спостерігається високий рівень забруднення повітря, води, ґрунту, що в кінцевому підсумку призводить до зменшення біорізноманіття. Це відбувається на всіх стадіях: при проведенні проектно-пошукових робіт, при влаштуванні доріг і кар’єрів, безпосередньо при виконанні робіт на будівельному майданчику. Тому питання впливу об’єктів будівництва на довкілля є надзвичайно актуальним.

Всі види впливу будівництва на навколишнє середовище можна класифікувати за наступними екологічними ознаками: вилучення з

навколишнього середовища і привнесення в навколишнє середовище. Джерелами впливу на екосистеми при будівництві є: нові матеріальні об'єкти, що розміщуються на будівельному майданчику; елементи основної і допоміжної технологій, функціонування яких є причиною зміни ландшафтів і забруднення навколишнього середовища; об'єкти, життєвий цикл яких пов'язаний з будівництвом або експлуатацією в майбутньому. Всі перераховані дії впливають на стійкість екосистем і знижують якість навколишнього середовища або прямо, або побічно.

Основними джерелами забруднень при будівельних роботах є: буропідривні роботи, влаштування котлованів і траншей, вирубка лісу і чагарника, пошкодження ґрунтового шару і змив забруднень з будівельного майданчика, утворення звалищ будівельного сміття тощо.

Будівництво створює додаткове екологічне навантаження і спричиняє погіршення здоров'я людей. Вже побудовані будівлі також здійснюють негативний вплив на навколишнє середовище: змінюється рельєф ділянки, змінюється рослинний покрив, на зміну природним насадженням приходять штучні.

## ***8.2. Забруднення довкілля при зведенні будівлі і заходи по його зменшенню***

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли ґрунт знаходиться в немерзломому стані. Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і кореневих шийок деревно-чагарникової рослинності. Знятий родючий шар згортається у тимчасовий відвал з наступним використанням його для влаштування газонів та озеленення території.

Зони роботи будівельних машин і маршрути руху засобів транспорту повинні встановлюватися з урахуванням вимог по запобіганню пошкодженню насаджень.

Вода на будівельному майданчику використовується на виробничі, технологічні й санітарно-побутові потреби. Підключення мережі водопостачання прийнято до існуючих мереж місцевого водопроводу. На будівельному

майданчику до тимчасових мереж водопроводу підключені душова, для виробничих потреб, передбачені водозабірні стовпчики.

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика розраховується на задоволення максимальної потреби будівництва у воді на період БМР. Фекальні, поверхневі та стічні води підведені до існуючої міської каналізації. При зведенні будинку вода забруднюється твердими домішками, поверхнево активними речовинами (ПАР), нафтопродуктами, автомобільними маслами.

Забезпечено збір забруднених поверхневих стоків через грязевідстійник та бензомасловловлювач, фільтр з випуском в колектор дощової каналізації, герметизацію випусків систем господарсько-побутової та виробничої каналізації.

За весь період будівництва на будівельному майданчику утворюється велика кількість сміття, яке необхідно вчасно вивозити. Будівельне сміття не скидається через дверні і віконні отвори або з лісів, а спускається по закритих жолобах або в контейнерах безпосередньо в машину і регулярно вивозиться з майданчика або використовується для будівельних потреб. На будівельному майданчику влаштовується сміттєзбірник контейнерного типу.

Необхідно забезпечити заключення відповідних угод на утилізацію відходів виробництва спеціалізованими підприємствами (повна переробка за допомогою спеціальної дробильної техніки).

На будівельному майданчику застосовується будівельна техніка у кількості 4 шт. Необхідно уникнути загазованості повітря робочої зони (може виникнути від роботи двигуна внутрішнього згорання екскаватора і автосамоскида). В повітрі може міститися до 300 міліграм/м<sup>3</sup> відпрацьованих газів бензину, дизельного палива, які можуть викликати отруєння. На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Перехід будівельних машин на електропривід і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива дозволяє повністю влаштувати шкідливі викиди в атмосферу.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води, необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору

відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію. На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

Всі матеріали які передбачається використати на будівництві відповідають екологічним стандартам, а тому не становлять загрози для навколишнього середовища.

Заходи з охорони навколишнього середовища в основному забезпечують мінімальне порушення екологічної рівноваги при будівництві будівлі що проектується.

## Бібліографія:

1. *Roy B., Laskar A.I.* Cyclic performance of beamcolumn subassemblies with construction joint in column retrofitted with GFRP // *Structures*. 2018. Vol. 14. Pp. 290–300. DOI: 10.1016/j.istruc.2018.04.002

2. *Коянкин А.А., Белецкая В.И., Гужевская А.И.* Влияние шва бетонирования на работу конструкции // *Вестник МГСУ*. 2014. № 3. С. 76–81. DOI: 10.22227/1997-0935.2014.3.76-81

2. *Gerges N.N., Issa C.A., Fawaz S.* The effect of construction joints on the flexural bending capacity of singly reinforced beams // *Case Studies in Construction Materials*. 2016. Vol. 5. Pp. 112–123. DOI: 10.1016/j.cscm.2016.09.004

3. *Gergesa N.N., Issab C.A., Fawaz S.* Effect of construction joints on the splitting tensile strength of concrete // *Case Studies in Construction Materials*. 2015. Vol. 3. Pp. 83–91. DOI: 10.1016/j.cscm.2015.07.001

4. *Issa C.A., Gergesb N.N., Fawaz S.* The effect of concrete vertical construction joints on the modulus of rupture // *Case Studies in Construction Materials*. 2014.

Vol. 1. Pp. 25–32. DOI: 10.1016/j.cscm.2013.12.001

5. *Jang H.-O., Lee H.-S., Cho K., Kim J.* Experimental study on shear performance of plain construction joints integrated with ultra-high performance concrete (UHPC) // *Construction and Building Materials*. 2017. Vol. 152. Pp. 16–23. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.06.156

6. *Смоляго Г.А., Крючков А.А., Дронова А.В., Дрокин С.В.* Результаты экспериментальных исследований несущей способности, трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных и монолитных перекрытий // *Известия Юго-Западного государственного университета*. 2011. № 5–2 (38). С. 105а–109.

7. *Шпилевская Н.Л., Шведов А.П.* Особенности нормативного обеспечения для проектирования организации и производства работ по устройству рабочих швов бетонирования // *Архитектурностроительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации* : сб. ст. междунар. науч. конф., посвящ. 50-летию Полоцкого государственного университета, Новополоцк, 05–06 апреля 2018 г. Новополоцк, 2018. С. 311–315.

8.Шведов А.П., Шпилевская Н.Л. Разработка организационно-технологической документации на бетонирование массивных фундаментных плит // Вестник Полоцкого государственного университета. 2018. № 8. С. 49–55.

9.Zhou W., Choi P., Saraf S., Ryu S.W., Won M.C. Premature distresses at transverse construction joints (TCJs) in continuously reinforced concrete pavements // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 55. Pp. 212–219. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.01.042

10.Yang K.-H., Mun J.-H., Hwang Y.-H., Song J.K. Cyclic tests on slip resistance of squat heavyweight concrete shear walls with construction joints // Engineering Structures. 2017. Vol. 141. Pp. 596–606. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.03.054

11.Пикин Д.Ю., Кондрашкова В.А. Исследование различных подходов к определению относительных деформаций железобетонных конструкций // Молодежь и XXI век : мат. VI Междунар. мол. науч. конф., Курск, 25–26 февраля 2016. В 4-х т. / отв. ред. А.А. Горохов. Курск : Университетская книга, 2016. Т. 3. С. 289–293.

12.Манахов П.В., Федосеев О.Б. Об альтернативном методе вычисления накопленной пластической деформации в пластических задачах с использованием метода конечных элементов // Вестник Самарского университета. Естественная серия. 2008. № 3 (62). С. 262–271.

13.Pradhan K.K., Chakraverty S. Finite element method. Computational structural mechanics. Academic Press, 2019. Pp. 25–28. DOI: 10.1016/B978-0-12815492-2.00010

14.Антипов И.В., Балагуров А.В. Аналитическое решение задачи формирования матрицы жесткости элемента в методе конечных элементов // Труды РАНМИ. 2016. № 1 (16). С. 146–156.

Raveendra Babua R., Gurmail S. Benipala, Arbind K. Singhb. Constitutive modelling of concrete: an overview // Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). 2005. Vol. 6. No. 4. Pp. 211–246.

Willam K.J., Warnke E.D. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete // Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. 1975. Vol. 19. Pp. 1–30.

15. Пискунов А.А., Зиннуров Т.А., Бережной Д.В., Умаров Б.Ш., Вольтер А.Р. О результатах экспериментального и численного исследований напряженно-деформированного состояния бетонных конструкций, армированных предварительно напряженными полимеркомпозитными стержнями // Транспортные сооружения. 2018. № 2 (5). С. 1–18. DOI: 10.15862/02SATS218

16. Ширко А.В., Камлюк А.Н., Полевода И.И., Зайнудинова Н.В. Прочностной расчет железобетонных плит при пожаре с использованием программной среды ANSYS // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. 2014. № 1 (19). С. 48–58.

17. Радайкин О.В., Шарафутдинов Л.А. К оценке прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, усиленных сталефибробетонной «рубашкой», на основе компьютерного моделирования в ПК «ANSYS» // Известия КГАСУ. 2017. № 1 (39). С. 111–120.

18. Михуб А., Польской П.П., Маляян Д.Р., Блягоз А.М. Сопоставление опытной и теоретической прочности железобетонных балок, усиленных композитными материалами, с использованием разных методов расчета // Новые технологии. 2012. Вып. 4. С. 101–110.

19. Городецкий А.С., Барабаиш М.С. Учет нелинейной работы железобетона в ПК Лира-САПР. Метод «инженерная нелинейность» // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2016. Т. 12. № 2. С. 92–98.

20. Иванова Е.И., Котов А.А. Жесткость железобетонных балок в конечно-элементных расчетных моделях каркасных сооружений // Современное строительство и архитектура. 2019. № 1 (13). С. 19–25. DOI: 10.18454/mca.2019.13.4