

**ДВНЗ «КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»**

**Факультет:** Будівельний факультет  
**Кафедра:** Промислового, цивільного та міського будівництва  
**Спеціальність:** Будівництво та цивільна інженерія – 192

**ЗАТВЕРДЖУЮ:**

Зав. кафедрою \_\_\_\_\_ Валовой О.І. \_\_\_\_\_

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 201 \_\_\_\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ**  
**НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА**

Остренко Дмитро Олександрович  
\_\_\_\_\_  
(прізвище, ім'я, по батькові)

**1. Тема проекту (роботи) \_\_\_\_\_ «Проектування будівництва готелю з дослідженням нових матеріалів» \_\_\_\_\_**

затверджена наказом по інституту від “ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_\_ р. № \_\_\_\_\_

2. Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2023 р. \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до проекту (роботи): У якості об'єкту вибраний готель який у вигляді триповерхової будівлі, прямокутної форми в плані з розмірами по крайнім вісям 33,0х15,0 м. Висота приміщень 3,3 м.

Конструктивна схема будівлі – несучий монолітний залізобетонний каркас, з несучими поперечними рамами, і поздовжніми самонесучими балками – розпірками, з жорстким горизонтальним диском міжповерхових перекриттів із збірних залізобетонних круглопустотних плит. Плити перекриття – збірні залізобетонні

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: сходниковий марш, плита перекриття. Основи та фундаменти – розрахунок та конструювання. Технологічна та організаційна частина: розробка технологічних карт на влаштування котловану на монтаж плит перекриття та покриття на оздоблювальні роботи, розрахунки будівельного генерального плану, розробка сітьового графіку будівництва. Економічна частина – розробка кошторисної документації. Охорона праці. Безпека життєдіяльності. Екологія. Науковий розділ

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)  
Архітектурно-будівельна частина – 3 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).  
Конструктивно-розрахункова частина – 2 арк. сходиноквий мари, плита перекриття).  
Технологія та організація будівництва – 5 арк. (технологічні карти на влаштування котловану на монтаж плит перекриття та покриття на оздоблювальні роботи, сітьовий графік будівництва, будівельний генеральний план. Науковий розід 1 арк

6 Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

Керівник \_\_\_\_\_  
(підпис)

**Завдання прийняв**  
**до виконання** \_\_\_\_\_  
(підпис)

### **КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектура</i>		
2	<i>Конструкції</i>		
3	<i>Основи та фундаменти</i>		
4	<i>Технологія будівництва</i>		
5	<i>Організація будівництва</i>		
6	<i>Економіка</i>		
7	<i>Охорона праці і безпека життєдіяльності</i>		
8	<i>Екологія</i>		
9	<i>Наука</i>		

Студент-дипломник \_\_\_\_\_  
(підпис)

**Керівник** \_\_\_\_\_ **проекту**  
(підпис)

## **1 Архітектурно-будівельний розділ**

### **1.1 Коротка характеристика району і майданчика будівництва.**

Майданчик, під розміщення офісної будівлі, вільний від забудови, розташований за адресою: місто Кривий Ріг, Дзержинській район.

Рельєф земляної ділянки, з яскраво вираженим ухилом в північно-західному напрямі. Абсолютні відмітки поверхні землі коливаються від 97,70 м до 99,70 м.

Клімат району помірно-континентальний. Літо жарке, сухе, з суховіями, зима з частою відлигою.

Середньорічна температура повітря рівна 6,5°C, середня температура найтеплішого місяця - липня +29° С, найхолоднішого - січня - мінус 5,1° С.

В середньому за рік переважають вітри північного і північно-західного напрямку, середня річна швидкість вітру рівна 5,0 м/с. Глибина промерзання суглинних і глинистих ґрунтів - 0,9 м.

Кількість опадів за рік – 483 мм.

### **1.2 Опис генерального плану.**

На земляній ділянці, що відводиться, передбачається розташувати:

- офісна будівля;
- куточок відпочинку;
- майданчик для сміттєвих контейнерів.

Офісна будівля - триповерхова будівля прямокутної форми, окремо стояча, з розмірами в плані 15,00х33,00м. У офісній будівлі передбачається розмістити: офісні приміщення; топкову; побутові приміщення; гардероб вуличного одягу; санвузли для персоналу і відвідувачів; душові.

Намет для відпочинку – окремо стоячий, прямокутної форми з розмірами в плані 5,00х6,00 м.

До проєктованого об'єкту передбачається влаштування автомобільного під'їзду, з боку автодороги який закінчується майданчиком для розвороту.

Майданчик для сміттєзбиральних контейнерів прямокутної форми з розмірами в плані 2,0х4,0 м віддалений від офісної будівлі на відстань 20,0 м. До майданчика для сміттєзбиральних контейнерів забезпечений вільний під'їзд сміттєвозів.

Передбачено під'їзні шляхи до будівлі, підходи для робітників, територія максимально озеленена для забезпечення нормального мікроклімату.

У зеленій зоні загальною площею 782,0 м<sup>2</sup> передбачається влаштування газону звичайного і посадка декоративних дерев. Клумби висаджують з багатолітніх квітів, 16 штук на 1 м<sup>2</sup> з підсипкою землі 0,20 м. На газонах висаджують багатолітню траву з розрахунку на 1м<sup>2</sup> - 0,02 кг насіння з підсипкою землі 0,15 м.

До запроектованих пожежних гідрантів передбачається влаштування під'їзду з майданчиком розвороту.

Таблиця 2.1- Основні показники по генеральному плану

№ п/п	Найменування	Одиниці вимірювання	Кількість
1.	Площа відведеної земельної ділянки	га	0,22
2.	Площа забудови, у тому числі:	м <sup>2</sup>	623,00
	- під будівлю;	м <sup>2</sup>	578,00
	- під альтанку;	м <sup>2</sup>	44,64
3.	Площа покриття, у тому числі:	м <sup>2</sup>	800,00
	- під'їзд, майданчик з цементобетонна;	м <sup>2</sup>	200,00
	- тротуар з фігурних плит мощення ФЕМ;	м <sup>2</sup>	150,00
	- тротуар з асфальтобетону;	м <sup>2</sup>	300,00
	у тому числі: площа відмостки	м <sup>2</sup>	185,00
	- площадка з щебеневого покриття	м <sup>2</sup>	150,00
4.	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	782,00
5.	Коефіцієнт забудови	%	28
Благоустрій прилеглої території			
6.	Під'їзд з цементобетона	м <sup>2</sup>	100,00
7.	Під'їзд з щебеневого покриття	м <sup>2</sup>	220,00

**Техніко-економічні показники:**

Загальна площа	1573,1 м <sup>2</sup>
Корисна площа	1463,8 м <sup>2</sup>
Розрахункова площа	1134,0 м <sup>2</sup>
Площа приміщень	1476,16 м <sup>2</sup>
Будівельний об'єм	5773,1 м <sup>2</sup>
Площа забудови	1086,8 м <sup>2</sup>
Поверховість будівлі	3пов.

Таблиця 2.2 – Відомість тротуарів, доріжок та майданчиків

№ п/п	Найменування	Тип	Площа покриття, м <sup>2</sup>
1.	Під'їзд, майданчик з бортовим каменем БР 300.30.15, L=54,00м, БР 100.30.15, L=35,00м	1	300,00
2.	Тротуар з ФЕМ з бортовим каменем БР 100.20.5, L=67,00м	2	150,00
3.	Тротуар з покриттям з асфальтобетонна з бортовим	3	115,00

	каменем БР 100.20.5, L=112,00м		
4.	Під'їзд, майданчик з щебеневого покриття	4	370,00

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

Офісна будівля запроектовано згідно СНіП 2.09.04-87 “Адміністративні та побутові будівлі ” та ДБН В.2.2-9-99 “Громадські будівлі та споруди ”.

Офісна будівля запроектовано у вигляді триповерхової будівлі, прямокутної форми в плані з розмірами по крайнім вісям 33,0x15,0 м. Будівля без підвалу, опалювальна.

Висота приміщень першого поверху від підлоги до стелі 3,3 м.

Висота приміщень другого поверху від підлоги до стелі 3,3 м, в коридорі від підлоги до низу підвісної стелі 2,2 м.

Висота приміщень третього поверху від підлоги до стелі 2,7 м, в коридорі від підлоги до низу підвісної стелі 2,2 м.

На першому поверсі розміщуються побутові приміщення для чоловіків (чоловічий санвузол, вмивальня, душева, комора чистого спецодягу, чоловічий гардероб спецодягу на 159 чол., чоловічий гардероб домашнього одягу на 159 чол., комора брудного спецодягу), вестибюль, нарядна, електрощитова.

На другому поверсі розміщуються побутові приміщення для жінок (жіночий санвузол, вмивальня, душева, жіночий гардероб спецодягу на 168 чол., жіночий гардероб домашнього одягу на 168 чол.), кімната прийому їжі і кабінети адміністрації.

На третьому поверсі запроектовані кабінети адміністрації і санвузли. Для повідомлення між поверхами і для евакуації з будівлі людей запроектовано дві сходові клітини. Сходи двох маршеві зі збірних залізобетонних елементів, висота сходів 33,0 м.

Підлоги запроектовані в побутових і технічних приміщеннях і коридорах з керамічної плитки, в кабінетах з лінолеуму.

Оздоблення приміщень виконано згідно норм, що діють, виходячи з призначення приміщень.

Зовнішні стіни згідно ДБН В.2.6-31:2006 “Теплова ізоляція будівель” утеплюють мінплітой з бальзатової вати “ROCWOOL”. Зовнішня обробка виконується профлістом фірми “ТПК”.

Крівля скатна з профліста по металевих прогонах.

### **2.4 Конструктивне рішення будівлі та її елементів.**

Конструктивне рішення будівлі та її елементів виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 “ Навантаження і впливи ” та СНіП 2.03.11-85 “Бетонні та залізобетонні конструкції ”.

Конструктивна схема будівлі – несучий монолітний залізобетонний каркас, з несучими поперечними рамами, і повздовжніми самонесучими балками – розпірками, з жорстким горизонтальним диском міжповерхових перекриттів із збірних залізобетонних круглопустотних плит.

Фундаменти прийняті монолітними залізобетонними окремо стоячими, стовпчастого типу. Вузли сполучення фундаментів з колонами каркаса – жорсткі, монолітні.

Під фундаменти передбачена подушка з щебеню міцних кристалічних порід з ущільненням, завтовшки – 300 мм. Основою якої служить ґрунти шару ПЕ-4.

Ґрунти ПЕ4 володіють просадочними властивостями. Початковий тиск якого  $P_{sl}=1,5\text{кг/см}^2$ .

У проєкті прийнята середня напруга під подошвою фундаментів  $R_{sp}=1,4\text{кг/см}^2$ .

У зв'язку з агресивністю ґрунтових вод і ґрунтів, фундаменти виконані з бетону марки W4 водонепроникності на шлакопортландцементі, з подальшою обмазкою поверхонь, дотичних з ґрунтом зворотної засипки, гарячим бітумом за два рази.

Під зовнішні огорожуючі стіни і внутрішні цегельні перегородки передбачені монолітні залізобетонні фундаментні балки, що встановлюються між монолітними окремо стоячими фундаментами.

Монолітний залізобетонний несучий каркас, вище відм. 0,000 представляє собою поперечні трьохпролітні, трьохповерхові несучі рами, з колонами, перетином 400x400 мм, і горизонтальними балками перетином 400x450 жорстко пов'язаними з поетажними монолітними залізобетонними балками - розпірками перетином 400x330 в рівні верху плит перекриття.

Плити перекриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити по серії 1.141-1-вип. 60, 63 завдовжки 6,0 м і 3,0 м.

Зовнішні самонесучі стіни – пінобетонні блоки завтовшки - 400 мм. Кладку виконують по ДСТУ Б В.2.7-45-96 на складному розчині марки 50. Об'ємна вага пінобетонних блоків  $\rho = 600\text{кг/м}^3$ .

Внутрішні перегородки – гіпсокартонні, і частково цегельні з цеглини марки КРПв-1/100/1600/35 ДСТУ Б.В.2.7-61-97, завтовшки - 120мм армуються двома стрижнями 6 А-І через чотири ряди кладки по висоті.

Перемички – збірні залізобетонні по серії 1.038.1-1.

Міжповерхові сходи - двох маршеві зі збірних залізобетонних елементів, висота сходів 33,0 м.

Дах горищний по металевих кроквяних конструкціях із зовнішнім організованим водостоком.

Утеплювач – мінераловатна плита “STROPROC”, щільністю  $\rho = 161\text{кг/м}^3$  з базальтової вати “ROCKWOOL”, завтовшки – 180 мм.

Покрівля запроектована згідно ДБН В.2.6-14-97 “ Покриття будівель та споруд ” .

Покрівля складається з – профлиста ТП60-0,7 фірми “ТПК-Профіль”, покрівельної плівки “ЮТАДАХ 115”, та металевих конструкцій.

Сталеві конструкції покриття складаються з кроквяних балок, прогонів та системи горизонтальних зв'язків в торцях будівлі. Кроквяні балки запроектовані з прокатних двотаврів. Прогони з прокатних швелерів, укладених в верхньому рівні кроквяних балок. Приблизний термін експлуатації конструкцій у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006 прийнятий 60 років.

Двері зовнішні – металеві протиударні по ДСТУ Б В.2.6-11-97.

Внутрішні двері – дерев'яні по ГОСТ 6629-88, протипожежні - НВО “Практика”.

Вікна – металопластикові. Засклені двокамерними склопакетами з опором теплопередачі не нижче  $0,56\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ .

Проектом використані будівельні матеріали, конструкції сертифіковані в Україні.

Матеріали і конструкції застосовані залежно від розрахункової температури, здатністю несучих конструкцій, фізико - механічним властивостей ґрунтів та функціонального призначення будівлі.

Таблиця 4.1- Специфікація елементів зовнішніх та внутрішніх дверей

Поз	Позначення	Найменування	Кільк	Маса од.кг.	Прим
1		Двері металеві протиударні			
		Д1 24-13 ДСТУ Б.В.2.6-11-97	2		
2		Двері металеві протиударні			
		Д1 21-10 ДСТУ Б.В.2.6-11-97	2		
3	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-13	4		
4	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-7	4		
5	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-10	5		
		Протипожежні двері			
6	НПО”Практика”	ДГМ 10.21	1		
7	НПО”Практика”	ДГМ 10.21(лів.)	5		

Продовження таблиці 4.1

Поз	Позначення	Найменування	Кільк	Маса од.кг.	Прим
8	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-12	2		
9	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-10	9		
10	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-10(лів.)	3		
11	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-7	8		
12	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-7(прав.)	4		
13	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-7(лів.)	2		
14	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-10	6		
15	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-10(лів.)	10		
16	ГОСТ 6629-88	Двері ДГ21-12	2		

		Противопожежні двері			
17	НПО"Практика"	ДГМ 10.21	1		
18	НПО"Практика"	ДГМ 10.21(лів.)	1		

Таблиця 4.2- Специфікація елементів перекриття

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од.кг.	Прим.
		Плити перекриття			
П1	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 8AmVT	47	1700	
П2		ПК 60.12 - 8AmVT	49	2100	
П3	1.141-1 вып.60	ПК 30.12 - 8 Т	34	1080	
П4		ПК 30.10 - 8 Т	18	880	
П5	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 4AmVT	19	1700	
П6		ПК 60.12 - 4AmVT	25	2100	
П7	1.141-1 вып.60	ПК 30.12 - 4 Т	21	1080	
П8		ПК 30.10 - 4 Т	12	880	
П9	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 6AmVT	3	1700	
П10		ПК 60.12 - 6AmVT	1	2100	
П11	1.141-1 вып.60	ПК 30.10 - 6 Т	1	880	
УМ-1		Монолітна ділянка УМ-1	4		
УМ-2		УМ-2	2		
УМ-3		УМ-3	3		
УМ-4		УМ-4	6		
УМ-5		УМ-5	7		
УМ-6		УМ-6	6		
УМ-7		УМ-7	2		
МС-3	2.240-1.6-44	З'єднувальний виріб МС-3			
МН-1		12-А-ІІІ(А400)ГОСТ 5781-82	226		
		L=800	28		

Таблиця 4.3- Специфікація елементів монолітних ділянок

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од.кг.	Прим.
УМ-1		Монолітна ділянка УМ-1	4		
1		10-А-ІІІ(А400) L=1480	27		0,92 кг
2		8-А-І(А240) L=5970	3		2,36 кг
		Бетон класу В15	0,67		м <sup>3</sup>
УМ-2		Монолітна ділянка УМ-2	2		
2		8-А-І(А240) L=5970	2		2,36 кг
3		10-А-І(А240) L=1080	28		0,67 кг
4		10-А-ІІІ(А240) L=700	28		0,43 кг



		Бетон класу В15	0,48	м <sup>3</sup>
УМ-3		Монолітна ділянка УМ-3	3	
5		10-А-I(A240) L=1280	12	0,79 кг
6		8-А-I(A240) L=2970	3	1,17 кг
7		10-А-III(A240) L=900	12	0,43 кг
		Бетон класу В15	0,4	м <sup>3</sup>
УМ-4		Монолітна ділянка УМ-4	6	
2		8-А-I(A240) L=5970	3	2,36 кг
5		10-А-I(A240) L=1280	27	0,79 кг
7		10-А-III(A240) L=900	27	0,43 кг
		Бетон класу В15	0,8	м <sup>3</sup>
УМ-5		Монолітна ділянка УМ-5	7	
КП-1		Каркас просторовий КП-1	1	
		Бетон класу В15	0,3	м <sup>3</sup>
УМ-6		Монолітна ділянка УМ-6	6	
КП-1		Каркас просторовий КП-1	1	
		Бетон класу В15	0,15	м <sup>3</sup>

## **2.5 Сантехнічне рішення.**

### **2.5.1 Загальні данні**

Сантехнічне рішення адміністративно - побутового корпусу запроектовано згідно СНіП 3.05.01-85 “Внутрішні санітарно-технічні системи”, ДБН В.2.6-31:2006 “Теплова ізоляція будівель”, та ДБН В.2.2-11-2002 “Підприємства побутового обслуговування”.

У розділі проекту викладені основні технічні рішення по опалюванню, вентиляції, водопроводу і каналізації приміщень адміністративно - побутового корпусу на 327 місць залізничного цеху № 1 станції «Східна» ВАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг».

Згідно з кліматологічними даними СНіП 2.01.01-82 розрахункові температури прийняті наступні:

- зовнішнього повітря в зимовий період - мінус 23°С;
- зовнішнього повітря в літній період +26,5°С;
- середня температура опалювального періоду мінус 0,6°С.

Тривалість опалювального періоду 175 днів.

### **2.5.2 Опалювання і вентиляція**

Опалювання і вентиляція приміщень адміністративно-побутового корпусу запроектовано згідно СНіП 2.04.07-86 “Теплові мережі”, та СНіП 2.04.05-91 “Опалювання, вентиляція та кондиціонування”.

Опалювання приміщень адміністративно-побутового корпусу на 327 місць передбачене водяне від зовнішніх теплових мереж. Система опалювання прийнята однотрубна з нижньою розводкою. Для обліку витрати тепла у вузлі управління встановлений тепло лічильник. Теплоносієм служить гаряча вода з параметрами 105-70°С.

Температура внутрішнього повітря в приміщеннях АБК прийнята:

- для службових приміщень +18°C;
- для вбиралень, вмивальних +23 °C;
- для душових +25°C;
- для перед душових +22°C;
- для санвузлів, коридорів, комор спецодягу +16°C;
- для приміщень венткамер +5°C;
- для приміщень сушки, спецодягу +33°C.:

Витрати тепла на опалювання прийняті за розрахунком тепловтрат через огороджувальні конструкції.

В якості нагрівальних приладів прийняті чавунні радіатори М-140А.

Для регулювання температури повітря в приміщеннях проектом передбачене встановлення на опалювальних приладах автоматичних терморегуляторів «Danfoss».

Трубопроводи системи опалювання і теплопостачання виконані із сталевих труб електрозварювальних і водогазопровідних.

Згідно до вимог ДБН В.2.6-31:2006 “Теплова ізоляція будівель ” проектом передбачена теплова ізоляція трубопроводів теплопостачання калориферів і трубноі разводки, що підводять, в каналах.

Вентиляція в приміщеннях АБК передбачена загально обмінна, припливно витяжна з механічною спонудою і природна.

Основними недоліками є надлишкові волого виділення в приміщеннях вбиралень, душових, сушки спецодягу, комор брудного спецодягу. Для компенсації повітря, що видаляється системами загально обмінної витяжної вентиляції проектом передбачена механічна припливна вентиляція з очищенням і підігрівом зовнішнього повітря в зимовий період часу.

Для літнього періоду часу в адміністративних приміщеннях АБК, облаштованих комп'ютерами запроєктовані системи кондиціонування повітря з установкою спліт-систем настінного типу фірми ONLINE. Об'єми повітря, що подається в обслуговуванні приміщення, визначені по кратностям повітрообмінів.

### **2.5.3 Водопровід і каналізація**

Водопровід і каналізацію адміністративно-побутового корпусу запроєктовано згідно СНіП 2.04.02-84 “Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди ” , СНіП 2.04.03-85 “Каналізація. Зовнішні мережі та споруди ” , та СНіП 2.04.01-85 “Внутрішній водопровід і каналізація будівель ” .

Водопровід в приміщеннях АБК передбачений для забезпечення господарсько-питних, виробничих і протипожежних потреб шляхом установки поливальних, водорозбірних і пожежних кранів. Підведення води до зовнішніх поливальних кранів виконане для зовнішньої поливки території і зелених насаджень. Для господарських питних потреб підвод води передбачений до санітарно-побутових приладів санвузлів, умивальників, душових установок.

Для протипожежних потреб - до пожежних кранів діаметром 50 мм. У пожежних шафах відповідно до вимог СНіП 2.04.01-85 п.6.14 додатково до

пожежних кранів проектом передбачена установка два порошкових вогнегасників ОП-9.

Для обліку витрати води у водомірному вузлі встановлений лічильник холодної води типа ВСКМ-16/40 з обвідною лінією. На обвідній лінії передбачена засувка з електроприводом діаметром 50 мм, типа ЗОЧ906бр, опломбована в закритому положенні.

Подача гарячої води до душових установок і умивальників здійснюється від теплообмінника ФА14-Т-11 фірми «Теплополіс» м. Харків.

Для перетворення температури пари з 385°C до 155°C і понижень тиску з 25 кгс/см<sup>2</sup> до 6 кгс/см<sup>2</sup> передбачена редуційно-охолоджувальна установка (РОУ) «Торговий дім Промток» м. Запоріжжя.

Трубопроводи систем холодної і гарячої води для господарських питних потреб прийняті з труб фузлотерм Faser-Stabi. Для протипожежних потреб - з труб сталевих водогазопровідних.

Каналізація запроектована хозфекальная з відведенням стоків від санітарно-технічних приладів санвузлів, душових установок, умивальників в зовнішні мережі хозфекальної каналізації. Трубопроводи хозфекальної каналізації і внутрішніх водостоків передбачені з поліпропіленових труб M-PLAST.

## **2.6 Пожежна безпека.**

Пожежна безпека запроектована згідно до вимог ДБН В.1.1-7-2000 “Пожежна безпека об’єктів будівництва”. Адміністративно-побутового корпусу відноситься до II ступеню по вогнестійкості.

Для забезпечення вибухової, вибуховопожежної і пожежної безпеці проєктованих виробництв передбачені наступні заходи:

- у відповідності з прийнятими категоріями приміщень передбачено вживання будівельних матеріалів з метою досягнення необхідної міри вогнестійкості.

Матеріали повинні мати сертифікати: гігієнічний, пожежний і відповідати вимогам матеріалів що випускаються в Україні.

Конструкції повинні мати матеріали по вогневому випробуванню.

Дані документи пред’являються при здачі об’єкту в експлуатацію.

- будівля оснащена необхідною кількістю виходів;
- передбачена молніезащита будівлі відповідно до вимог «Інструкції по проєктуванню молніезащити будівель і споруджень» РД 34.21.1.122-87;
- передбачується дистанційна передача сигналу про пожежу на пульт пожежної охорони;
- у приміщеннях будівлі АБК передбачений внутрішній протипожежний водопровід;
- установка пожежних кранів в комплекті з рукавами і стволами відповідно до вимог СНіП 2.04.01-85;
- установка в пожежних шафах додатково до пожежних кранів ручних порошкових вогнегасників;
- на випадок виникнення пожежі передбачена можливість безпечної евакуації людей, що знаходяться в будівлях, через евакуаційні виходи;

- передбачена установка пожежних щитів з комплектами первинних засобів пожежогасінні і на поверхах переносних вогнегасників.

## 2.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувючих конструкцій.

Адміністративна будівля розташована в м. Кривому Розі, Дніпропетровської області. Згідно з додатком В, ДБН В.2.6-31:2006, в другій кліматичній зоні. Режим приміщень нормальний (додаток Г.1 ДБН В.2.6-31:2006).

### 2.7.1 Розрахунок багат шарової стіни будівлі.

Згідно п.2.1 ДБН В.2.6-31:2006 для термічно однорідних конструкцій;

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min},$$

де:  $R_{\Sigma}$  - опір теплопередачі термічно однорідної огорожувальної конструкції,  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

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

Згідно таблиці 1 п.1 ДБН В.2.6-31:2006:

$$R_{q \min} = 2,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Згідно пункту І.1 (додаток І ДБН В.2.6-31:2006):

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_B + \sum R_i + 1/\alpha_H = 1/\alpha_B + \sum \delta/\lambda + 1/\alpha_H$$

де:  $\alpha_A, \alpha_i$  - коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь конструкцій, що захищають, згідно з додатком Е,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;

$R_i$  - термічний опір окремих шарів  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

$\delta$  - товщина шаруючи, м ;

$\lambda$  - теплопровідність матеріалу згідно з додатком Л до ДБН В.2.631:2006,  $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ .

Склад стіни

1. Штукатурка цементно-піщаним розчином

$$\delta = 0,02 \text{ м}; \quad \lambda = 0,81 \text{ (таблиця Л. 1, п.83);}$$

2. Кладка з пінобетонних блоків  $\gamma = 600 \text{ кг}/\text{м}^3$  на цементно-піщаному розчині

$$\delta = 0,4 \text{ м}; \quad \lambda = 0,35 \text{ (дані фірми виготівника);}$$

3. Утеплювач з плит «FASROCK» щільністю  $145 \text{ кг}/\text{м}^3$  з базальтової вати «ROCKWOOL»

$$\delta = 0,06 \text{ м}; \quad \lambda = 0,039 \text{ (дані фірми виготівника);}$$

$$R_{\Sigma} = 1/8,7 + 0,02/0,81 + 0,4/0,35 + 0,06/0,039 + 1/23 = 2,864 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

Умова  $R_{\Sigma} \geq R_{q \min}$  виконана.

### 2.7.2 Розрахунок покриття

Згідно п.2.1 ДБН В.2.6-31:2006 для термічно однорідних конструкцій;

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min},$$

де:  $R_{\Sigma}$  - опір теплопередачі термічно однорідної огорожувальної конструкції,  $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ ;

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

Згідно таблиці 1 п.2а ДБН В.2.6-31:2006  $R_{q\text{min}}=4,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$  для перекриття неопалювальних горищ і  $R_{q\text{min}}=3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$  для перекриття над проїздами.

Згідно пункту І.1 (додаток І ДБН В.2.6-31:2006):

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_B + \sum R_i + 1/\alpha_H = 1/\alpha_B + \sum \delta/\lambda + 1/\alpha_H$$

де:  $\alpha_A, \alpha_i, R_i, \delta, \lambda$  - див. розрахунок стіни.

Склад покриття:

1. Стяжка з цементно-піщаного розчину

$$\delta = 0,04 \text{ м}; \quad \lambda = 0,81 \text{ (таблиця Л. 1, п.83);}$$

2. Слой руберойду РП300 досуха

$$\delta = 0,004 \text{ м}; \quad \lambda = 0,17 \text{ (таблиця Л. 1, п.100);}$$

3. Утеплювач «STROPROCK» щільністю  $161 \text{ кг}/\text{м}^3$  з базальтової вати «ROCKWOOL»

$$\delta = 0,18 \text{ м}; \quad \lambda = 0,041 \text{ (дані фірми виготівника);}$$

4. Вирівнююча стяжка з цементно-піщаного розчину

$$\delta = 0,01 \text{ м}; \quad \lambda = 0,81 \text{ (таблиця Л. 1, п.83);}$$

2. Залізобетонна плита покриття

$$\delta = 0,22 \text{ м}; \quad \lambda = 2,04 \text{ (таблиця Л. 1, п.81);}$$

$$R_{\Sigma} = 1/8,7 + 0,04/0,81 + 0,004/0,17 + 0,18/0,041 + 0,01/0,81 + 0,22/2,04 + 1/23 = 4,742 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

Умова  $R_{\Sigma} \geq R_{q\text{min}}$  виконана.

### 3 Розрахунково-конструктивний розділ

#### 3.1 Розрахунок попередньо-напруженої багатопустотної панелі перекриття.

##### 3.1.1 Данні для проектування:

Панель виготовлена за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натягом арматури на упори і тепловою обробкою. Проліт плити 6,0 м, корисне навантаження на перекриття  $2000 \text{ Н/м}^2$ , у тому числі тривале  $600 \text{ Н/м}^2$ . Коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1,2$ , за ступенем відповідальності будівля відноситься до класу II. Бетон важкий В30,  $R_B = 17 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$ ,  $E_B = 29000 \text{ МПа}$ ,  $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_{B2} = 0,9$ . Поздовжня робоча арматура класу А-V,  $R_{sn} = 785 \text{ МПа}$ ,  $R_s = 680 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 545 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 190000 \text{ МПа}$ . Зварні сітки зі сталі класу Вр-I,  $R_s = 360 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 170000 \text{ МПа}$ . Передаточна міцність бетону:

$$R_{bp} = 0,5 \cdot B = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ МПа};$$

Попереднє напруження арматури прийемо:

$$G_{sp} = 0,6 R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо збіг умови:

$$G_{sp} + \Delta G_{sp} \leq R_{sn}; \quad G_{sp} - \Delta G_{sp} \geq 0,3 R_{sn};$$

при електротермічному способі на тяжіння:

$$\Delta G_{sp} = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6,0 = 90 \text{ МПа};$$

$$G_{sp} + \Delta G_{sp} = 471 + 90 = 561 < R_{sn} = 785 \text{ МПа};$$

$$G_{sp} - \Delta G_{sp} = 471 - 90 = 381 > 0,3 R_{sn} = 235,5 \text{ МПа};$$

Тобто умова виконується.

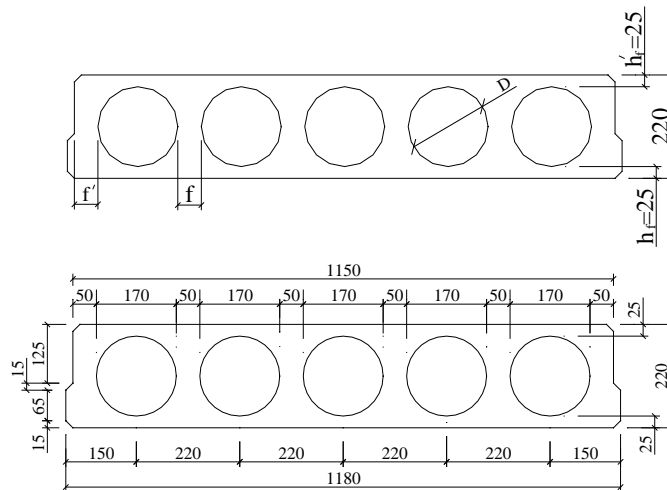


Рисунок 1 Поперечний переріз плити

Підрахунок навантаження на  $1\text{ м}^2$  зводимо до таблиця 1.

Таблиця 1 - Розподілене навантаження на  $1\text{ м}^2$  перекриття

Вид навантаження	Характерне значення, Па	Коефіц.надійності по навантаженню	Розрах. граничне значення, Мпа
<b>Постійне:</b>			
- власна вага багато-пустотної плити	2100	1,1	2310
- те ж шару цементного розчину $\delta=20\text{ мм}$ ( $\rho = 2200\text{ кг/м}^3$ )	440	1,3	570
- те ж керамічних плиток $\delta=13\text{ мм}$ ( $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$ )	240	1,1	264
Разом	2780		3144
<b>Змінне</b>			
В тому числі:	2000	1,2	2400
квазіпостійне	700	1,2	840
короткочасне	1300	1,2	1560
<b>Повне навантаження</b>			
В тому числі:	4780		5544
квазіпостійне і постійне	2868		3326
короткочасне	1912		2218

### 3.1.2 Визначення навантажень та зусиль.

Навантаження на  $1\text{ м}$  довжини плити при ширині  $1,2\text{ м}$  з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням  $\gamma_n = 0,95$  :

- Постійна характеристична  $q_1^n = (2200 + 680) \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 3283,2\text{ Н/м}$ ;  
 Постійна розрахункова гранична  $q_1 = (2420 + 834) \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4110,3\text{ Н/м}$ ;  
 Тимчасова тривала нормативна  $p_{1d}^n = 700 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 798\text{ Н/м}$ ;  
 Змінна квазіпостійна розрахункова  $p_{1d} = 840 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 957,6\text{ Н/м}$ ;  
 Короткочасна характеристична  $p_{cr}^n = 1300 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 1482\text{ Н/м}$ ;  
 Короткочасна розрахункова  $p_{cd} = 1560 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 1778,4\text{ Н/м}$ .  
 Розрахунковий згинальний момент :
- від дії повного навантаження:  
 $M = q \ell^2 / 8 = 6846,3 \cdot 5,6^2 / 8 = 26837,5\text{ Н}\cdot\text{м} = 26,8\text{ кН}\cdot\text{м}$ ;
  - від характеристичного повного навантаження ( $\gamma_f = 1$ ):  
 $M^n = q^n \ell^2 / 8 = 5563,2 \cdot 5,6^2 / 8 = 21807,7\text{ Н}\cdot\text{м} = 21,8\text{ кН}\cdot\text{м}$ ;
  - від постійного та квазіпостійного навантаження ( $\gamma_f = 1$ ):

$$M_{ld} = q_{ld}^n R^2 l_0^2 / 8 = 4081,2 \cdot 5,6^2 / 8 = 15998,3 \text{ Н}\cdot\text{м} = 15,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- від короткочасного навантаження ( $\gamma_f = 1$ ):

$$M_{cd} = p_{cd}^n l_0^2 / 8 = 1482 \cdot 5,6^2 / 8 = 5809,4 \text{ Н}\cdot\text{м} = 5,81 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Поперечна сила на опорі від дії повного розрахункового навантаження:

$$Q = q l_0 / 2 = 6846,3 \cdot 5,6 / 2 = 19169,6 \text{ Н};$$

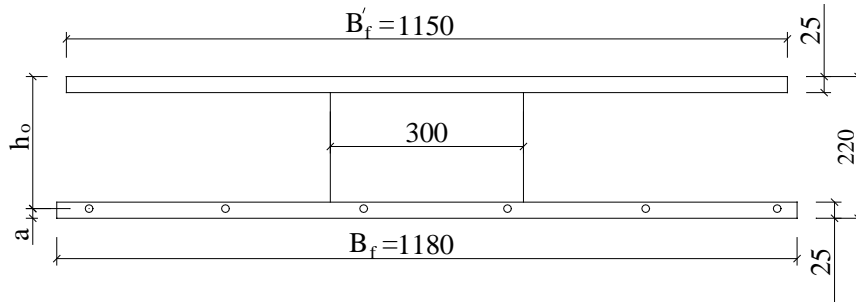


Рисунок 2 Розрахунковий перетин

### 3.1.3 Розрахунок міцності по перерізу, нормальному до поздовжньої осі.

Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до таврового, висотою  $h=22$  см, шириною полиці  $b'_f=115$  см, приведеною шириною ребер

$b=30,0$  см і товщиною стиснутої полиці  $h'_f=3,3$  см. Розрахункова висота перерізу  $h_0=h-a=22-3=19$  см.

Розташування нейтральної вісі в полиці:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 26,8 \cdot 10^5 < 17(100) \cdot 0,9 \cdot 115 \cdot 3,3 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,3) = 100,7 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

тоді нейтральна вісь проходить в межах полиці перерізу розраховуємо як прямокутник шириною  $b=b'_f=115$  см.

Визначаємо за формулою:

$$A_o = M / b'_f h^2_0 R_b \gamma_{b2} = 2683750 / 115 \cdot 19^2 \cdot 17 \cdot 0,9(100) = 0,042; \\ \xi = 0,05 \text{ та } \eta = 0,975$$

Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,73;$$

Гранична висота стисненої зони:

$$\xi_R = \omega / (1 + \sigma_{s1} / 500(1 - \omega / 1,1)) = 0,73 / (1 + 780 / 500 \cdot (1 - 0,73 / 1,1)) = 0,48;$$

Коефіцієнт умов роботи арматури збільшеної міцності знаходимо за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta; \\ \gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,05 / 0,48 - 1) = 1,27 > 1,15;$$

приймаємо  $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ .

Необхідна площа перерізу арматури за формулою:

$$A_s = M / \eta h_0 R_s \gamma_{s6} = 2683750 / 1,15 \cdot 0,975 \cdot 19 \cdot 680 \cdot 100 = 3,02 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø 10 А-V ( $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ ).

### 3.1.4 Розрахунок міцності похилих перерізів.



Перевіряємо умову необхідності встановлення поперечної арматури для багатопустотної панелі,  $Q = 19,17$  кН.

Перевіряємо умову міцності по похилій смузі між похилими тріщинами,

при  $\varphi_{\omega 1} = 1$

$$Q = 19,17 \leq 0,3\varphi_{\omega 1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0$$

де  $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b\gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,85$ ;

$$Q = 19169,6 < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 17 \cdot 0,9(100) \cdot 30,0 \cdot 19 = 222386 \text{ Н,}$$

Умова виконується, розміри поперечного перерізу панелі досить.

Розраховуємо проекцію  $c$  похилого перерізу:

$$\varphi_f = 4 \cdot \frac{0,75(3h'_f) \cdot h'_f}{bh_0} = 4 \cdot \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3,3^2}{30,0 \cdot 19} = 0,17 < 0,5;$$

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,36 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 30,0 \cdot 19^2 (100) = 31,81 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

В розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , отже:

$$c = B_b / (0,5Q) = 31,81 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 19169,6) = 331 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ мм}.$$

Приймаємо  $c = 38 \text{ см}$ , тоді

$$Q_b = B_b / c = 31,81 \cdot 10^5 / 38 = 83,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 83,7 \text{ кН} > Q = 19,17.$$

Отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна. Поперечну арматуру передбачуємо з конструктивних міркувань, розміщуємо з кроком  $s \leq h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$ , а також  $s \leq 15 \text{ см}$ .

Призначаємо поперечні стержні  $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$  через 15 см. біля опор на ділянках довжиною  $1/4$  прольоту. В середній частині панелі для зв'язку поздовжніх стержнів каркасу виходячи з конструктивних міркувань встановлюємо поперечні стержні через 20 см.

Аби забезпечити міцність полицок панелі на місцеві навантаження, в межах пустот в верхній та нижній зонах перерізу передбачені сітки С-1, та

С-2 марки  $\frac{(3\hat{A}\delta - I - 200)}{(3\hat{A}\delta - I - 200)}$ .

### 3.1.5 Розрахунок панелі по другій групі граничних станів.

Визначення геометричних характеристик.

Відношення модулів пружності:

$$\alpha = E_s / E_b = 190000 / 29000 = 6,54, \quad \alpha A_{sp} = 6,54 \cdot 3,14 = 20,54 \text{ см}^2$$

Площа приведенного перерізу і статичний момент відносно нижньої грані:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s = 115 \cdot (3,3 + 2,5) + (22 - 1,44) \cdot 30,0 + 20,54 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 2 = 1361,7 \text{ см}^2,$$

де  $A$  — площа перерізу бетону не враховуючи площі перерізу каналів і пазів;  
 $S_{red} = S + \alpha S_{s0,1} + \alpha S'_{s0,1} + \alpha S_{s0,2} + \alpha S'_{s0,2} = 115 \cdot 3,3 \cdot 20,5 + 115 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 20,54 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 20 = 8374,9 \text{ см}^3$ .

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{8374,9}{1361,7} = 6,15 \text{ см.}$$

$$h-y_0=22-6,15=15,85 \text{ см.}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно до центра ваги

$$I_{red}=I+\alpha A_{sp}y_1^2+\alpha A'_{sp}y_1'^2+\alpha A_{sp}y_2^2+\alpha A'_{sp}y_2'^2$$

$$I_{red}=\frac{115 \cdot 3,3^3}{12}+115 \cdot 3,3 \cdot 12,5^2+\frac{115 \cdot 2,5^3}{12}+115 \cdot 2,5 \cdot 6,75^2+\frac{30,0 \cdot 16,2^3}{12}+30 \cdot 16,2 \cdot 3^2+20,54+3,15^2+5,87 \cdot 1,29 \cdot 4,15+5,87 \cdot 1,29 \cdot 13,85=88233,06$$

Момент опору відносно нижньої грані:

$$W_{red}=I_{red}/y_0=88233,06/6,15=14346,84 \text{ см}^3;$$

верхньої грані

$$W'_{red}=I_{red}/(h_0-y_0)=88233,06/(22-6,15)=5566,75 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони відносно до центра ваги приведенного перерізу:

$$r = \varphi_n (W_{red} / A_{red}) = 0,85 \left( \frac{14346,84}{1361,7} \right) = 10,54 \tilde{n}$$

Теж, найменш віддаленої від розтягнутої зони

$$r_{inf} = 0,85 \left( \frac{5566,75}{1361,7} \right) = 4,08 \tilde{n}$$

Втрати попереднього напруження арматури

Втрати до кінця обтиску:

- від реакції напружень:

$$\sigma_1=0,03\sigma_{sp}=0,03 \cdot 471=15,7 \text{ МПа};$$

- від температурного перепаду втрати дорівнюють нулю, так як при пропарюванні, переміщення упорів піддону і плити відбувається одночасно;

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

$$P=A_s(\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2)=3,14 \cdot (471-15,7-0) \cdot 100=142964,2 \text{ Н}=143 \text{ кН.}$$

Для визначення втрат від швидконапливаючої повзучості визначаємо напруження обтиску:

$$\sigma_{bp}=P_1/A_{red}+P_1 \cdot e_{op}y_0/I_{red}=142964/1361,7+142964 \cdot 3,15 \cdot 6,15/88233,06=136,38 \text{ Н/см}^2=1,36 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp}=1,36/15=1,81$$

напруження обтиску в бетоні на рівні центра тяжіння напруженої арматури від зусилля обтиску  $P_1$ :

$$\sigma_{bp}=P_1/A_{red}+P_1 \cdot e_{op}^2/I_{red}=142964/1361,7+142964 \cdot 3,15^2/88233,06=121,06 \text{ Н/см}^2=1,21 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp}=1,21/15=0,08 < \alpha=0,25+0,025 R_{br}=0,62$$

Вимога задовольняється.

Втрати від швидконапливаючої повзучості:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,08 = 2,74 \text{ МПа.}$$

Разом перші втрати, які відбуваються до закінчення обтиску бетону:

$$\sigma_{\text{tos1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 15,7 + 0 + 2,74 = 18,44 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_1=A_s(\sigma_{sp}-\sigma_{\text{tos1}})A_s=3,14(471-18,44) \cdot 100=142103 \text{ Н}=142 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\sigma_{bp}=142103/1361,7+142103 \cdot 3,15^2/88233,06=120,33 \text{ Н/см}^2=1,20 \text{ МПа};$$

Втрати, які відбуваються після закінчення обтиску:

- від усадки  $\sigma_8=35$  МПа;

- від повзучості, якщо  $\sigma_{bp}/R_{bp}=1, 20/15=0,08<0,75$  і  $k=0,85$

$$\sigma_9=150 k \cdot \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp}/R_{bp}=0,85 \cdot 150 \cdot 0,08=10,2 \text{ МПа};$$

Разом другі втрати  $\sigma_{\text{los}2}=\sigma_8+\sigma_9=35+10,2=45,2$  МПа.

Повні втрати напружень  $\sigma_{\text{los}}=\sigma_{\text{los}1}+\sigma_{\text{los}2}=18,44+45,2=63,64$  МПа  $< 100$  МПа.

В подальшому в розрахунках сумарні втрати треба приймати  $\sigma_{\text{los}}=100$  МПа.

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_2=A_s(\sigma_{sp}-\sigma_{\text{los}})=3,14 \cdot (471-100) \cdot 100=116494 \text{ Н}=116 \text{ кН}.$$

### 3.1.6 Розрахунок за створенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі панелі.

Згідно до тріщиностійкості розглядаємої конструкції пред'являються вимоги 3-ої категорії.

Момент тріщиностворення визначаємо за формулою:

$$M_{\text{crc}}=R_{\text{bt,ser}} W_{pl}+P_{02}(e_{op}+r)$$

де

$$W_{pl}=\gamma W_{\text{red}}=1,5 \cdot 14346,84=21547,26 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги приведенного розрізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони:

$$r=\varphi_n(W_{\text{red}}/A_{\text{red}})=0,85(14346,84/1361,7)=10,54 \text{ см}$$

де

$$\varphi_n=1,6-(\sigma_b/R_{b,ser})=1,6-0,75=0,85$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням усіх втрат: при  $\gamma_{sp}=0,86$

$$P_{02}=\gamma_{sp}(\sigma_{sp}-\sigma_{\text{los}}) \cdot A_s=0,86 \cdot (471-100) \cdot 3,14 \cdot 100=100184,8 \text{ Н}=100,18 \text{ кН}.$$

Значення  $M_{\text{crc}}$  :

$$M_{\text{crc}}=1,8(100) \cdot 21547,26+0,86 \cdot 100184,8 \cdot (3,15+10,54)=45,7 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}=45,7 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{crc}}=45,7 \text{ кНм} > M_n=21,8 \text{ кНм}.$$

В перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента, тріщини не створюються.

Тому розрахунок за розкриття тріщини не потребується.

Перевіряємо, утворюються чи ні початкові тріщини у верхній зоні панелі при її обтиску при коефіцієнті натягіння  $\gamma_{sp}=1,14$

Згинаючий момент від власної ваги панелі:

$$M_n=720 \cdot 5,4^2/8=2822,4 \text{ Н} \cdot \text{м}=2,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункова умова:

$$\begin{aligned} \gamma_{sp} P_1(e_{op}-r_{inf})-M_n &\leq R_{\text{btr}} W'_{pl} \\ 1,14 \cdot 142964,2(3,15-4,08)-2,82 \cdot 10^5 &= -4,335 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}; \\ 1,15 \cdot 8350,1(100) &= 9,60 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}; \end{aligned}$$

Так як  $-4,335 \cdot 10^5 < 9,60 \cdot 10^5$  то розрахункова умова виконується, початкові тріщини не створюються.

### 3.1.7 Розрахунок прогину панелі перекриття.

Визначаємо значення кривизни та прогинів:

- від дії короткочасного навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\varphi_{b2} M_c d}{B} = \frac{1 \cdot 625600}{21,75 \cdot 10^{10}} = 0,289 \cdot 10^{-5} \tilde{n}\dot{i}^{-1}$$

$$f_1 = Sl^2 \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} 560^2 \cdot 0,289 \cdot 10^{-5} = 0,0944 \tilde{n}\dot{i}$$

- від постійного і довготривалого навантаження визначається за формулами:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\varphi_{b2} M_{ld}}{B} = \frac{2 \cdot 15551,4}{21,75 \cdot 10^{10}} = 1,43 \cdot 10^{-5} \tilde{n}\dot{i}^{-1}$$

$$f_2 = Sl^2 \frac{1}{r_2} = \frac{5}{48} 560^2 \cdot 1,43 \cdot 10^{-5} = 0,46 \tilde{n}\dot{i}$$

Кривизна від короткочасного вигину і зусилля  $P_2$  з урахуванням усіх втрат

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_2 e_{op}}{B} = \frac{100184,8 \cdot 3,15}{21,75 \cdot 10^{10}} = 0,0145 \cdot 10^{-5} \tilde{n}\dot{i}^{-1}$$

вигиб панелі в середині прольоту

$$f_3 = \frac{1}{8} l^2 \left( \frac{1}{r^3} \right) = \frac{560^2}{8} 0,0145 \cdot 10^{-5} = 0,0057 \tilde{n}\dot{i}$$

кривизна, обумовлена вигином за рахунок усадки та повзучості бетону від обтиску:

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_o} = \frac{23,52 \cdot 10^{-5} - 18,5 \cdot 10^{-5}}{19} = 0,264 \cdot 10^{-5} \tilde{n}\dot{i}^{-1}$$

$$\varepsilon_b = \frac{G_b}{E_s} = \frac{(G_6 + G_8 + G_9)}{1,9 \cdot 10^5} = \frac{(2,74 + 35 + 10,2)}{1,9 \cdot 10^5} = 25,23 \cdot 10^{-5}$$

вигиб плити в середині прольоту внаслідок усадки та повзучості бетону на обтиск:

$$f_3 = \frac{1}{8} l^2 \left( \frac{1}{r^3} \right) = \frac{560^2}{8} 0,0145 \cdot 10^{-5} = 0,0057 \tilde{n}\dot{i}$$

Повний прогин:

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0,0944 + 0,46 - 0,0057 - 0,103 = 0,45 < f_{lim} = 3 \text{ см,}$$

тобто не перевищує допустиму величину.

### 3.1.8 Перевірка міцності панелі на зусилля, які створюються в стадії виготовлення, транспортування і монтажу.

Монтажні петлі розміщені на відстані 0,6 м від торця плити, в цих же місцях повинні вкладатися прокладки при перевезенні панелі і при її складуванні.

Від'ємний згинальний момент в перерізі у петель від власної ваги:

$$M_A = q_c l^2 / 2 = -0,5 \cdot 4685,7 \cdot 0,6^2 = -843,43 \text{ Нм.}$$

$$q_c = k_d G_c / l = 1,6 \cdot 16400 / 5,6 = 4685,7 \text{ Н/м}$$

$$G_c = \rho [b_f (h'_f + h_f) + b_p h_p] l = 2500 [1,18(0,033 + 0,025) + 0,30 \cdot 0,162] \cdot 5,6 = 1640 \text{ кг- маса плити.}$$

Зусилля обтиску панелі  $N'_n$  вводять як зовнішнє поцентрове прикладене навантаження :

$$N'_n = (\gamma_{sp} \sigma_{01} - 330) A_{sp} = (1,1 \cdot 455 - 330) \cdot 3,14 = 535,37 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 53,5 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності перерізу панелі як позацентрово стиснутого елемента. Розрахунковий опір бетону в стадії роботи панелі, що розглядаємо приймаємо при досягненні бетоном 50% проектної міцності.

$$R_0 = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ МПа}$$

$$R_b = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2 \text{ МПа}$$

Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,2 = 0,77$$

Граничне значення  $\xi_R$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{360}{400} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,605$$

Випадковий ексцентриситет визначають з умов:

$$e_a = 1/600l = 560/600 = 0,93 \text{ см}; \quad e_a = 1/30h = 22/30 = 0,733 \text{ см, приймаємо } e_a = 1 \text{ см.}$$

Тоді ексцентриситет рівнодіючої стискаючих зусиль буде:

$$e = h_0 - a'_a + e_a + M_A / N'_n = 20 - 1,5 + 1 + 84343 / 53537 = 1,575 \text{ см}$$

$$A_o = \frac{N'_n e}{b(h'_o)^2 R_b} = \frac{53537 \cdot 1,575}{30,0 \cdot 20,5^2 \cdot 10,2(100)} = 0,01$$

$$\xi = 0,01; \quad \eta = 0,995;$$

$$A'_s = \frac{\xi R_b b h_{01} - N'_n}{R_s} = \frac{0,01 \cdot 10,2(100) \cdot 30,0 \cdot 20,5 - 53537}{360(100)} = 0,312 \tilde{n} \tilde{i}^2$$

Приймаємо конструктивно.

Фактично у верхній зоні панелі розміщена прокольна арматура в сітці С-2 7Ø3 Вр-I,  $A_s = 0,49 \text{ см}^2$  і в каркасах К-I 4Ø5 Вр-I,  $A_s = 0,79 \text{ см}^2$ , всього  $A_s = 0,49 + 0,79 = 1,28 \text{ см}^2 > A'_s = 0,312 \text{ см}^2$ ; міцність розрізу забезпечена.

Перевірка перерізу на виникнення тріщин. Зусилля в напруженій арматурі:

$$N_{01} = \gamma_{sp} \sigma_{01} A_{sp} = 1,14 \cdot 455(100) \cdot 3,14 = 162872$$

Згинальний момент в перерізі від власної ваги без врахування  $k_d = 1,6$

$$M_A = -843,43/1,6 = -527,14 \text{ Н}\cdot\text{м} = -0,53 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Геометричні характеристики розрізу відносно верхній грані:

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 88233,06 / 15,7 = 5619,9 \text{ см}^2$$

$$r_{inf} = 0,8W'_{red} / A_{red} = 0,8 \cdot 5566,75 / 1361,7 = 3,27 \text{ см}$$

Пружно пластичний момент опору по розтягнутій зоні:

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 5602 = 8403 \text{ см}^3$$

Перевіряємо умову:

$$M_A \leq M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} - M_{rp}$$

де

$$R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,8(100)8350 = 1503022,5 \text{ Н}\cdot\text{см} = 15,03 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{rp} = N_{01} (e_{op} - r_{inf}) = 162872(3,15 - 3,75) = -97723,2 \text{ Н}\cdot\text{см} = -0,977 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{crc} = 15,03 + 0,977 = 16,00 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_A = 0,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Умова виконується, тріщин в перерізі при дії монтажних та транспортних навантажень не буде.

### 3.2 Розрахунок збірного залізобетонного маршу.

#### 3.2.1 Данні для проектування:

Сходи мають ребресну конструкцію з фризовими ступенями та накладними проступнями. Бетон важкий В25,  $R_B=14,5$  МПа,  $R_{Bt}=1,05$  МПа,  $E_B=27000$  МПа,  $R_{b,ser}=14,5$  МПа,  $R_{bt,ser}=1,6$  МПа,  $\gamma_{B2}=0,9$ . Армування поздовжніх ребер сходів: робоча армування класу А-II,  $R_s=280$  МПа,  $R_{s,ser}=300$  МПа,  $E_s=200000$  МПа. Поперечна армування — сталь класу А-I,  $R_s=210$  МПа,  $R_{sw}=170$  МПа при  $\varnothing 6-8$ ,  $R_{s,ser}=240$  МПа,  $E_s=210000$  МПа. Зварні сітки зі сталі класу Вр-I,  $R_s=375$  МПа,  $R_{sw}=270$  МПа при  $\varnothing 3$ ,  $R_s=365$  МПа,  $R_{sw}=265$  МПа при  $\varnothing 4$ ,  $R_s=360$  МПа,  $R_{sw}=260$  МПа при  $\varnothing 5$ ,  $E_s=170000$  МПа. Даній конструкції ставляться вимоги 3-ої категорії тріщиностійкості.

#### 3.2.2 Визначення навантажень та зусиль.

Власна вага маршу для цивільного будівництва  $q_n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ .

Тимчасове нормативне навантаження  $p_i = 2 \hat{e} \hat{l} / \hat{i}^2$ .

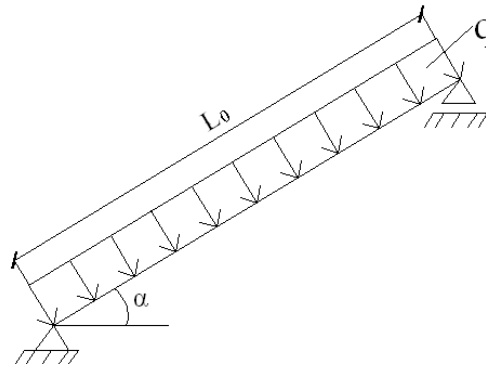


Рисунок 1 Розрахункова схема сходового маршу

Ухил сходів  $\cos \alpha = 0,867$

Навантаження на 1 м довжини маршу:

Розрахункове повне

$$q = (q_i \cdot \gamma_n + p_i \cdot \gamma_n) \cdot a = (3,6 \cdot 1,1 + 2 \cdot 1,2) \cdot 1,2 = 7,63 \text{ кН/м}$$

Нормативне повне

$$q^i = (q_i + p_i) \cdot a = (3,6 + 2) \cdot 1,2 = 6,72 \text{ кН/м}$$

Нормативне постійне

$$q_{\text{пост}}^i = q_i \cdot a = 3,6 \cdot 1,2 = 4,32 \text{ кН/м}$$

Розрахункове короткочасне

$$p_{\text{ед}}^{\delta} = p^{\delta} \cdot a = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q l_0^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,63 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 11,98 \text{ кНм}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{q l_0}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,63 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 14,52 \text{ кН}$$

Згинальний момент та поперечна сила від повного нормативного навантаження.

$$M^i = \frac{q^i l_0^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{6,72 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 10,55 \text{ кНм}$$

$$Q^i = \frac{q^i l_0}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{6,72 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 12,79 \text{ кН}$$

Згинальний момент та поперечна сила від постійного нормативного навантаження.

$$M_{\text{äë}}^i = \frac{q_{\text{äë}}^i l_0^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{4,32 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 6,78 \text{ кНм}$$

$$Q_{\text{äë}}^i = \frac{q_{\text{äë}}^i l_0}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{4,32 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 8,22 \text{ кН}$$

### 3.2.3 Попереднє призначення розмірів перерізу маршу.

Призначаємо товщину плити (по перерізу між ступенями)  $h'_f = 30 \text{ мм}$ , висоту ребер (косоурів)  $h = 170 \text{ мм}$  та товщину ребер  $b_r = 80 \text{ мм}$ . Дійсний переріз маршу замінюємо на розрахункове таврове з полицею в стиснутій зоні  $b = 2b_r = 160 \text{ мм}$ ; ширину полки при відсутності поперечних ребер приймаємо не більше  $b'_f = \frac{2l_0}{6} + b = \frac{2 \cdot 330}{6} + 16 = 126 \text{ мм}$  або  $b_n = 12h_n + b = 52 \text{ см}$ .

За розрахункове приймаємо менше значення  $b_n = 52 \text{ см}$ . Фактичний та розрахунковий поперечний перерізи наведені на рис. 2 та 3 відповідно.

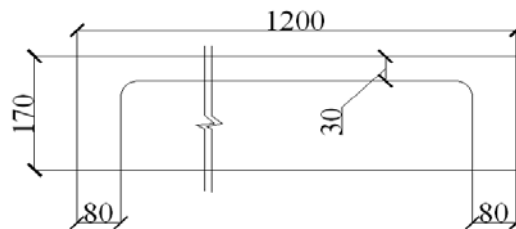


Рисунок 2 Фактичний поперечний переріз

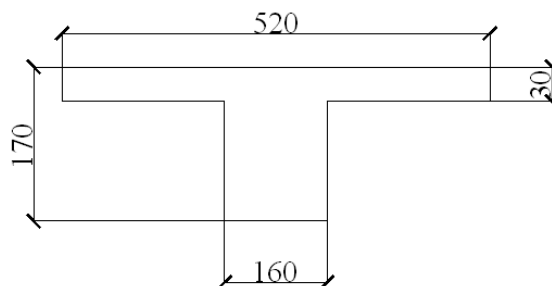


Рисунок 3 Приведений поперечний переріз

### 3.2.4 Підбір перерізу повздовжньої арматури.

Визначаємо випадок розрахунку для таврового перерізу перевіряючи умову:

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_n \cdot h_n (h_0 - 0,5h_n)$$

$$h_0 = 170 - 30 = 140 \text{ мм} = 14 \text{ см}$$

$$1198000 \leq 14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 3(14 - 0,5 \cdot 3) = 2544750$$

Умова виконується.

Розрахунок арматури виконуємо по формулам для прямокутного перерізу шириною 52 см.

Визначаємо:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_n \cdot h_0^2} = \frac{1198000}{14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 14^2} = 0,079$$

по таблиці визначаємо:  $\zeta = 0,0784$ ;  $\eta = 0,9568$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{1198000}{280 \cdot 100 \cdot 0,0784 \cdot 14} = 2,93 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 Ø14 А –ІІ  $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ . В кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасу.

### 3.2.5 Розрахунок нахилоного перерізу на поперечну силу.

Поперечна сила на опорі  $Q_{\max} = 14,52 \cdot 0,95 = 13,8 \text{ кН}$ . Знаходимо проекцію розрахункового нахилоного перерізу на подовжню вісь:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h^2_0$$

де

$$\varphi_n = 0; \quad \varphi_n = 2 \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{2 \cdot 8 \cdot 14,0} = 0,175 < 0,5; \quad (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,175 = 1,175 < 1,5;$$

$$B_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9(100)16 \cdot 14^2 = 7,5 \cdot 10^5$$

в розрахунковому нахилоному перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , а так як по формулі

$Q_b = B_b/2$ , то  $c = B_b/0,5Q = 7,5 \cdot 10^5/0,5 \cdot 13800 = 108,7 \text{ см}$ , що більше  $2h_0=28 \text{ см}$ .

Тоді  $Q_b = B_b/\tilde{n} = 7,5 \cdot 10^5/28 = 26,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 26,8 \text{ кН}$ , що більше  $Q_{\max} = 13,8 \text{ кН}$ , тобто поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

В  $1/4$  прольоту визначаємо з конструктивних вимог поперечні стержні Ø6 А-І з кроком 80 мм (не більше  $\frac{h}{2} = \frac{170}{2} = 85 \text{ мм}$ )  $A_s = 0,283 \text{ см}^2$ ,  $R_{sw} = 17 \text{ кН}$ ; для двох каркасів  $n=2$ ,  $A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2$ ;  $\mu_w = 0,566/16 \cdot 8 = 0,0044$ ;  $\alpha = E_s/E_b = 2,1 \cdot 10^5/2,7 \cdot 10^4 = 7,75$ . В середній частині ребер поперечну арматуру встановлюємо конструктивно з кроком 200 мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузї між похилими тріщинами :

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

де

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

$$13800 \leq 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14 \cdot 100 = 93000 \text{ Н}$$

Умова виконується. Міцність маршу по похилому перерізу забезпечена.



Плиту армуємо сіткою зі стержнями Ø4 Вр-II з кроком 200 мм. Плита монолітно зв'язана зі ступенями, які армуються за конструктивними вимогами, і її несуча здатність з урахуванням роботи сходів забезпечена.

Робоча арматура сходів визначається з урахуванням довжини сходів. В даному випадку при  $l_{st} = 1200$  мм приймаємо Ø6 Вр-II. Хомути виконуємо з арматури Ø4 Вр-II з кроком 200 мм.

### 3.2.6 Розрахунок за другою групою граничних станів.

Визначимо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Відношення модулів пружності

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{0,27 \cdot 10^5} = 7,4$$

Приведена площа перерізу

$$F_n = F + n \cdot F_a = (120 \cdot 3 + 14 \cdot 16) + 3,08 \cdot 7,4 = 606,8 \text{ см}^2$$

Статичний момент відносно нижньої грані

$$S_n = S + n \cdot S_a = 120 \cdot 3(17 - 1,5) + 14 \cdot 16 \cdot 7,4 + 7,4 \cdot 3,08 \cdot 3 = 7305,97 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу

$$y_n = \frac{S_n}{F_n} = 7305,97 / 606,8 = 12 \text{ см}$$

Приведений момент інерції перерізу (без врахування власного моменту інерції арматури)

$$I_n = I_n + n \cdot I_a = \frac{120 \cdot 3^3}{12} + 120 \cdot 3 \cdot 3,5^2 + \frac{16 \cdot 14^3}{12} + 14 \cdot 16 \cdot 5 + 7,4 \cdot 3,08 \cdot 9^2 = 11304,8$$

см<sup>4</sup>

Момент опору перерізу (відносно нижньої грані)

$$W_0 = \frac{I_n}{y_n} = \frac{11304,8}{12} = 942,06 \text{ см}^2$$

Пружнопластичний момент опору при  $\gamma = 1,75$

$$W_m = \gamma W_0 = 942,06 \cdot 1,75 = 1648,6 \text{ см}^2$$

Розрахунок перерізу, нормального до поздовжньої осі за утворенням тріщин.

$$\text{Умова } M^n = 105500 \text{ кг} \cdot \text{см} > M_m = W_m \cdot R_{pl} = 1648,6 \cdot 16 = 26377,7 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

- не виконується, в ребрах будуть утворюватися тріщини, що для елементів 3-ої категорії тріщиностійкості допускається. Розрахунок по розкриттю тріщин виконуємо на короткочасне та тривале розкриття.

Визначаємо характеристики:

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = 3,08 / 14 \cdot 16 = 0,014$$

При короткочасній дії навантаження  $\nu = 0,45$

$$\gamma' = \frac{(b'_n - b) \cdot h'_n + \frac{n}{2\nu} F'_a}{bh_0} = \frac{(120 - 16)3 + \frac{7,4}{2 \cdot 0,45} 1,01}{16 \cdot 14} = 1,43$$

$$T = \gamma' \left( 1 - \frac{h'_n}{2h_0} \right) = 1,43 \left( 1 - \frac{3}{14 \cdot 16} \right) = 1,41$$

При тривалій дії навантаження  $v=0,15$

$$\gamma' = \frac{(120 - 16)3 + \frac{7,4}{2 \cdot 0,15} 1,01}{16 \cdot 14} = 1,5$$

$$T = 1,5 \left( 1 - \frac{3}{14 \cdot 16} \right) = 1,48$$

Формула, яка характеризує навантаження  $L = \frac{M^n}{R_{np} b h_0^2}$

При повному навантаженні  $L = \frac{10550}{16 \cdot 14^2 \cdot 14,5} = 0,23$

При тривалій дії навантаження  $L = \frac{6780}{16 \cdot 14^2 \cdot 14,5} = 0,15$

Відносна висота стиснутої зони

$$\varepsilon = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10 \mu m}}$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\varepsilon = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,23 + 1,41)}{10 \cdot 0,014 \cdot 7,4}} = 0,094$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\varepsilon = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,15 + 1,41)}{10 \cdot 0,014 \cdot 7,4}} = 0,118$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$\varepsilon = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,15 + 1,48)}{10 \cdot 0,014 \cdot 7,4}} = 0,094$$

Плецо внутрішньої пари сил

$$z_1 = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_n}{h_0} \gamma' + \varepsilon^2}{2(\gamma' + \varepsilon)} \right]$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$z_1 = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \cdot 1,43 + 0,094^2}{2(1,43 + 0,094)} \right] = 12,55 \text{ см}$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$z_1 = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \cdot 1,43 + 0,118^2}{2(1,43 + 0,118)} \right] = 12,55 \text{ см}$$

При тривалій дії постійного та тривалого навантаження

$$z_1 = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \cdot 1,5 + 0,094^2}{2(1,5 + 0,094)} \right] = 12,55 \text{ см}$$

Приріст напруження у розтягнутій арматурі  $\sigma_a = \frac{M^H}{F_a \cdot z_1}$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\sigma_a = \frac{105500}{3,08 \cdot 12,55} = 2729 \text{ кг/см}^2$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$\sigma_a = \frac{67800}{3,08 \cdot 12,55} = 1754 \text{ кг/см}^2$$

При тривалій дії постійного та тривалого навантаження

$$\sigma_a = \frac{67800}{3,08 \cdot 12,55} = 1754 \text{ кг/см}^2$$

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$a_m = \kappa c_o \eta \frac{\sigma_a}{E_a} (3,5 - 100 \bar{\mu})^{\frac{2}{3}} \sqrt{d}$$

При короткочасній дії навантаження коефіцієнт  $c_o = 1$ , при тривалій дії навантаження – 1,5. Коефіцієнти  $\eta = 1$ ;  $\kappa = 1$ .

Коефіцієнт армування:

$$\bar{\mu} = \frac{F_n + F_a}{bh_0 + (b_n - b)(h_n - a)} = \frac{3,08}{16 \cdot 14 + (120 - 16) \cdot (3 - 3,3)} = 0,016$$

Ширина розкриття тріщин:

При короткочасній дії всього навантаження

$$a_o = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16 \frac{2729}{2000000} (3,5 - 100 \cdot 0,016)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,104$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$a_o = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16 \frac{1754}{2000000} (3,5 - 100 \cdot 0,018)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,067$$

При тривалій дії постійного та тривалого навантаження

$$a_o = 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 16 \frac{1754}{2000000} (3,5 - 100 \cdot 0,016)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,101$$

Ширина короткочасного розкриття:

$$a_{m.kp} = a_{m1} - a_{m2} + a_{m3} = 0,104 - 0,067 + 0,101 = 0,138 \text{ мм} \leq [a_{m.kp}] = 0,4 \text{ мм.}$$

Ширина тривалого розкриття

$$a_{m.дл} = a_{m3} = 0,101 \text{ мм} < [a_{m.дл}] = 0,3 \text{ мм}$$

в обох випадках ширина розкриття тріщин не перевищує допустимого значення.

### 3.2.7 Розрахунок похилих перерізів на утворення тріщин.

#### Розрахунок розкриття похилих тріщин.

Умова  $Q \leq 0,6R_p b h_0$  виконується, так як  $Q'' = 1,279 \text{ т} > 0,6R_p b h_0 = 1,41 \text{ т}$ ;  
похилі тріщини не виникають.

#### Розрахунок деформацій

За формулою визначаємо коефіцієнти  $m = \frac{W_1 \cdot R_{pII}}{M''}$ ;

При дії всього навантаження  $m = \frac{1648,6 \cdot 16}{105500} = 0,25$

При дії постійного та тривалого навантаження  $m = \frac{1648,6 \cdot 16}{67800} = 0,389$

Визначаємо коефіцієнт  $\psi_a$  за формулою  $\psi_a = 1,25 - sm$ ;

При короткочасній дії всього навантаження ( $s=1,1$ )

$$\psi_a = 1,25 - 1,1 \cdot 0,25 = 0,975;$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження ( $s=1,1$ )

$$\psi_a = 1,25 - 1,1 \cdot 0,389 = 0,822$$

При тривалій дії постійного та тривалого навантаження ( $s=0,8$ )

$$\psi_a = 1,25 - 0,8 \cdot 0,389 = 0,939$$

Площа стиснутої зони бетону  $F = (\gamma' + \varepsilon) b h_0$

При короткочасній дії всього навантаження

$$F = (1,41 + 0,094) \cdot 14 \cdot 16 = 225,5 \text{ см}^2$$

при короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$F = (1,41 + 0,118) \cdot 14 \cdot 16 = 342,3 \text{ см}^2$$

при тривалій дії постійного та тривалого навантаження

$$F = (1,5 + 0,094) \cdot 14 \cdot 16 = 225,6 \text{ см}^2$$

Кривизна визначається за формулою:

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M}{h_0 z_1} \left( \frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_\sigma}{F_\sigma \nu E_\sigma} \right);$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{105500}{14 \cdot 12,55} \left( \frac{0,975}{2000000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{225,5 \cdot 0,45 \cdot 270000} \right) = 1140 \cdot 10^{-7} \text{ см}^{-1}$$

При короткочасній дії постійного та тривалого навантаження

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{105500}{14 \cdot 12,55} \left( \frac{0,822}{2000000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{342,3 \cdot 0,45 \cdot 270000} \right) = 931 \cdot 10^{-7} \text{ см}^{-1}$$

При тривалій дії постійного та тривалого навантаження

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{105500}{14 \cdot 12,55} \left( \frac{0,939}{2000000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{225,6 \cdot 0,45 \cdot 270000} \right) = 1507 \cdot 10^{-7} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна  $\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} = (1140 + 931 + 1507) \cdot 10^{-7} = 1716 \cdot 10^{-7} \text{ см}^{-1}$

Прогин  $f = \frac{1}{\rho} s l_0^2 = 1716 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{5}{48} \cdot 330^2 = 1,52 \text{ см}$ ;

відносний прогин  $\frac{f}{l_0} = \frac{1,52}{330} = 0,0046 < [f/l] = 0,005$ .

## 4 Основи та фундаменти

### 4.1 Вихідні дані для проектування окремого стовбчатого фундаменту

Район будівництва: м. Кривий Ріг.

Рівень підземних вод: 3,2 м.

Таблиця 1 – Зусилля що діють на колону

Найменування зусилля	Зусилля КН, КНМ			
	1 комб.	2 комб.	3 комб.	4 комб.
N	1988,0	1656,0	1348,0	1597,0
$M_x$	0,0	-11,0	-13,9	-14,1
$Q_x$	0,0	-3,6	-1,2	-1,4
$M_y$	4,0	-483,0	580,5	171,6
$Q_y$	0,4	5,8	122	0,0

Рисунок 1 - Інженерно геологічний переріз

Відповідно до даних інженерно-геологічних досліджень, майданчик характеризується наступними елементами:

ПЕ1 - Насипний шар представлений суглинками, перемішаними з чорноземом, піском, місцями з корінням трав'янистих рослин;

ПЕ2 - Ґрунтовий шар, твердий;

ПЕ3 - Суглинок сірувато-, темно-бурий до чорного, лісовидний, карбонатний нерівномірно гумусований, твердий (шар підґрунтя);

ПЕ4 - Суглинок жовто-бурий світлий, на початку шару сіруватий, лісовидний з нальотами марганцю, місцями неоднорідний по складу, з включеннями сірувато-бурого суглинку, із скупченнями мілкокристалічного гіпсу, карбонатний, середній;

ПЕ4 - вище за рівень ґрунтових вод;

ПЕ4I - нижче за рівень ґрунтових вод

ПЕ5I - Суглинок сірувато-бурий, лісовидний, нерівномірногумусований тріщинуватий, з включеннями жовто-бурого і світло-жовтого суглинків, місцями із скупченнями дрібнокристалічного гіпсу, карбонатний, легкий;

ПЕ6I - Суглинок світло-жовтий, місцями сіруватий, лісовидний, карбонатний, легкий, обводнений;

ПЕ7I - Суглинок жовто-бурий коричневий, лісовидний, слаботрещиноватий з нальотами марганцю, з великою кількістю дрібнокристалічного гіпсу карбонатний, середній, обводнений;

Фундаменти прийняті монолітними залізобетонними окремо стоячими, стовпчастого типу.

Вузли сполучення фундаментів з колонами каркаса - жорсткі, монолітні.

Під фундаменти передбачена подушка з щебеню міцних кристалічних порід з ущільненням, завтовшки - 300 мм. Основою якої служать ґрунти шару ПЕ-4.

Ґрунти ПЕ4 володіють посадочними властивостями. Початковий тиск просадки  $R_{s1} = 1,5 \text{ кг/см}^2$ . У проекті прийнята середня напруга під подошвою фундаментів  $R_{cp} = 1,4 \text{ кг/см}^2$ .

У зв'язку з агресивністю ґрунтових вод і ґрунтів, фундаменти виконані з бетону марки W по водонепроникності на шлакопортландцементі, з послідуною обмазкою поверхонь, дотичних з ґрунтом зворотної засипки, гарячим бітумом за два рази.

Додаткові характеристики ґрунту

Таблиця 2 – Фізико - механічні характеристики ґрунту

№ ІґЕ	Природна вологість $\omega$ , д.ед	Вологість водонасичення $\omega_0$ , д.ед	Вологість на границях		Число пластичності $I_p$ , д.ед	Показники текучості, $I_L$ д.ед	Щільність часток ґрунту, $\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	Щільність, $\rho$ г/см <sup>3</sup>	Щільність водонасиченого ґрунту, $\rho_0$ г/см <sup>3</sup>	Щільність в сухому стані, $\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	Пористість, $n$ д.ед	Коефіцієнт пористості, $e$ д.ед	Ступінь вологості $S_r$ , д.ед
			Текучості, $\omega_l$	Розкачування, $\omega_p$									
ІґЕ4	0,25	0,29	0,36	0,23	0,13	0,16	2,68	1,89	1,95	1,51	0,44	0,777	0,87
ІґЕ4І	0,28	0,29	0,36	0,23	0,13	0,38	2,68	1,93	1,95	1,51	0,44	0,777	0,97
ІґЕ5І	0,29	0,33	0,32	0,21	0,11	0,73	2,65	1,83	1,89	1,42	0,46	0,866	0,89
ІґЕ6І	0,31	0,34	0,30	0,20	0,10	1,10	2,65	1,82	1,86	1,39	0,48	0,906	0,91
ІґЕ7І	0,26	0,28	0,37	0,22	0,15	0,27	2,68	1,93	1,96	1,53	0,43	0,752	0,93

## 4.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту повинна бути (п. 3.126 [13]):

- нижче рівня промерзання ґрунтів. Для м. Кривий Ріг глибина промерзання ґрунта  $h_{np} = 0,9\text{ м}$ ;
- вище рівня ґрунтових вод  $h_{ад} = 3,2\text{ м}$
- повинен спиратися на ґрунт, який придатен бути основою.
- з конструктивних міркувань. Глибина повинна дорівнювати  $H_{\phi} + 0,15\text{ м}$ . висота повинна бути  $H_{\phi}$  кратною 300 мм;

## 4.3 Визначення розмірів фундаменту за розрахунковим опором ґрунту

Для розрахунків приймаємо комбінацію зусиль №3 (нормативні):

$$M = 580,5\text{ кН}\cdot\text{м}; N = 1348,0; Q = 122\text{ кН}$$

1) Площа підшви фундаменту:

$$A_0 = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} d} = \frac{1348}{140 - 20 \cdot 2,6} = 15,32\text{ м}^2$$

З конструктивних міркувань враховуючи слабкий нижній ґрунт приймаємо  $A = 7,2 \cdot 2,7 = 19,44\text{ м}^2$ .

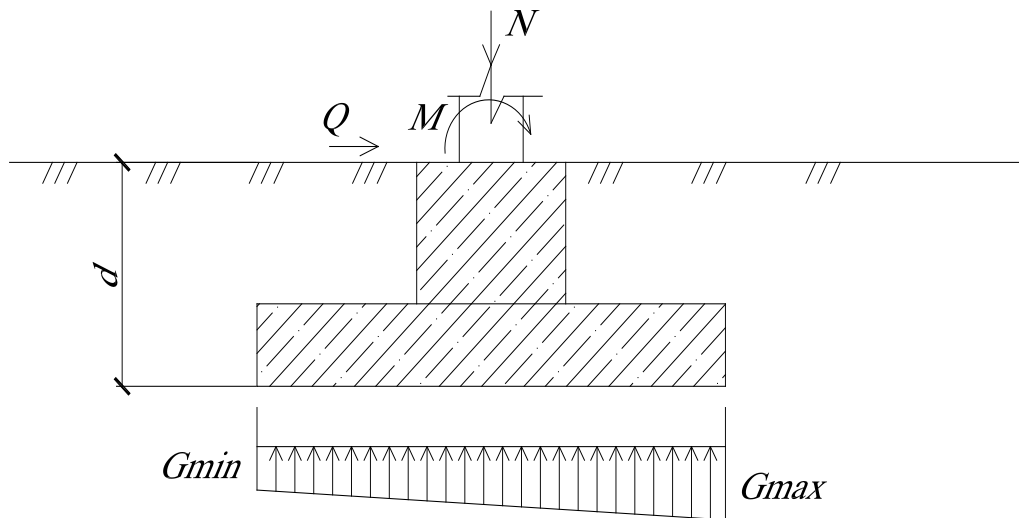


Рисунок 3 - До визначення фактичного тиску

Визначаємо фактичний тиск під підшоною:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N + G}{A} \pm \frac{M + Qd}{W}$$

$$\text{де } G = dlb\gamma_{cp} = 2,6 \cdot 7,2 \cdot 2,7 \cdot 20 = 1011\text{ кН}; W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 7,2^2}{6} = 23,33\text{ м}^3;$$



$$P_{\min}^{\max} = \frac{1348,0 + 1011}{19,44} \pm \frac{580,5 + 122 \cdot 2,6}{23,33} = (121,35 \pm 38,48)$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\text{а) } P_{\min}^{\max} = 159,83 \text{ т} < 1,2 \cdot 140 = 168 \text{ т}$$

$$\text{б) } P_{\bar{n}\bar{d}} = 121,35 \text{ т} < 140 \text{ т}$$

$$\text{в) } P_{\text{msn}} = 82,87 \text{ т} > 0$$

Таким чином розміри фундаменту визначено вірно.

#### 4.4 Перевірка міцності підстиляючого шару.

Так як нижче 4-го шару суглинків розташований менш міцний ґрунт-суглинок сірувато-бурий, лісовидний, необхідно перевірити міцність підстиляючого шару.

Природний тиск у ґрунті на рівні підшви фундаменту від ваги вище розміщених ґрунтів:

$$G_{zq,o} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 = 16 \cdot 1,1 + 16,8 \cdot 0,2 + 17,6 \cdot 0,2 + 18,53 \cdot 1,7 = 55,98 \text{ кПа}$$

Додатковий тиск на рівні підшви фундаменту:

$$D_0 = D - G_{zq,o} = 121,35 - 55,98 = 65,37 \text{ т}$$

$$\text{При } \xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,5}{2,7} = 1,11, \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{7,2}{2,7} = 2,67$$

Коефіцієнт  $\alpha = 0,739$

Додатковий тиск на покрівлю підстиляючого шару:

$$G_{z\bar{d}} = \alpha \cdot D_0 = 0,739 \cdot 65,37 = 48,31 \text{ т}$$

Тиск на покрівлю підстиляючого шару від власної ваги ґрунту:

$$G_{zq} = G_{zq,o} + \gamma_4 z = 55,98 + 18,53 \cdot 1,5 = 83,775 \text{ т}$$

Повний тиск на покрівлю підстиляючого шару:

$$G_{z\bar{d}} + G_{zq} = 48,31 + 83,775 = 132,08 \text{ т}$$

Площа підшви умовного фундаменту:

$$A_z = N + G / G_{z\bar{d}} = \frac{1348 + 1011}{48,31} = 48,83 \text{ м}^2$$

Тоді ширина умовного фундаменту:

$$b_z = \sqrt{48,83 + 2,25^2} - 2,25 = 5,09 \text{ м}$$

Знайдемо розрахунковий опір підстиляючого шару підставивши значення міцнісних характеристик відповідно ПГЕ

$$\varphi_{II} = \varphi_5 = 22, \quad \tilde{n}_{II} = \tilde{n}_5 = 12 \text{ т}$$

$$\tilde{l} \gamma = 0,61;$$

$$\tilde{l} q = 3,44;$$

$$\tilde{l} \tilde{n} = 6,04;$$

$$\gamma_{II} = \gamma_5 = 18,93, \quad \gamma_{\tilde{n}1} = 1,1, \quad \gamma_{\tilde{n}2} = 1,0$$

Середнє значення питомої ваги ґрунтів, розміщених вище підстилаючого шару:

$$\frac{\gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4}{h_3 + h_4} = \frac{17,6 \cdot 0,2 + 18,53 \cdot 1,7}{0,2 + 1,7} = 18,43 \text{ кН/м}^3$$

Глибина закладання умовного фундаменту

$$d_z = d + z = 2,6 + 1,5 = 4,1 \text{ м}$$

Для прийнятих умов розрахунковий опір ґрунту підстилаючого шару

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,61 \cdot 4,1 \cdot 18,93 + 3,44 \cdot 4,1 \cdot 18,43 + 6,04 \cdot 12) = 367,5 \text{ кПа}$$

$$G_{zp} + G_{zq} = 132,08 < R_z = 367,5 \text{ кПа}$$

Умова виконується, отже прийняті розміри фундаменту залишимо без змін.

#### 4.5 Побудова епюр природного та додаткових тисків та визначення осідання основ.

Додатковий тиск на рівні підшови фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zg0}$$

$\sigma_{zg0}$  - природній тиск на рівні підшови фундаменту

$$P_0 = 121,35 - 55,98 = 65,37 \text{ кПа}$$

1) Розбиваємо товщу нижче підшови фундаменту на окремі шари товщиною  $h = 0,4b$

$$h = 0,4b = 0,4 \cdot 2,7 = 1,08 \text{ м}$$

3) Визначаємо коефіцієнти розсіювання додаткових напруг по глибині –  $\alpha$  залежно від глибини  $z$  і співвідношення  $l/b$  за табл. 1 додатка 2 СНіП 2.02.01.-83

$z$  – глибина від підшови фундаменту  $\zeta = 2z/b$

$$\zeta = 2 \cdot 0 / 2,7 = 0;$$

$$\zeta = 2 \cdot 0,6 / 2,7 = 0,44;$$

$$\zeta = 2 \cdot 1,5 / 2,7 = 1,11;$$

$$\zeta = 2 \cdot 2,5 / 2,7 = 1,85;$$

$$\zeta = 2 \cdot 3,58 / 2,7 = 2,65;$$

$$\zeta = 2 \cdot 4,6 / 2,7 = 3,4;$$

Визначаємо коефіцієнт  $\alpha$  при  $\eta = l/b = 2,67$  використовують інтерполяцію.

Зрештою, отримаємо такі результати:

$$\alpha = 1; \alpha = 0,986; \alpha = 0,555; \alpha = 0,844; \alpha = 0,498; \alpha = 0,161; \alpha = 0,375; \alpha = 0,325;$$

Визначаємо нижню межу товщі, що стискується на рівні цієї межі тиск додатковий у 5 разів менший, ніж природний:  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zp0}$

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_{0i}}$$

$\beta = 0,62$  – коефіцієнт який враховує бічне розширення ґрунту.

$\sigma_{zpi}$  - середнє значення додаткового тиску в  $i$ -ому елементарному шарі.

$h_i$  - товщина  $i$ -ого шару ґрунту.

$E_{0i}$  - модуль деформації і-ого шару

$\rho_{\max} = 8\text{см}$  (додаток 4 СНіП 2.02.01.-83) –  $0,96\text{см} < 8\text{см}$

Осідання =  $8\text{см}$

Осідання основ не перевищує допустимого значення.

Таблиця 3 - Розрахунок осідання основи фундаменту під колону

№	h,м	z,м	$\zeta=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ ,кПа	$\sigma_{zp}$ ,кПа	$\sigma_{zpcp}$ ,кПа	E, кПа	S,м
Суглинок до РГВ(шар4)									
1	0	0	0	1	55,98	65,37		11690	
2	0,6	0,6	0,44	0,986	67,09	64,45	64,91	11690	0,002
Суглинок після РГВ(шар5)									
3	0,9	1,5	1,11	0,844	84,13	54,4	59,43	12610	0,0026
Суглинок (шар 6)									
4	1,0	2,5	1,85	0,498	102,08	21,7	40,75	9890	0,0025
Суглинок (шар7)									
5	1,08	3,58	2,65	0,375	121,36	10,135	37,24	10040	0,0025
6	1,02	4,6	3,4	0,325	139,57	3,3			

$\Sigma S_i = 0,96\text{см}$

## 4.6 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

1) Розрахунок ведемо у сліdkуючій послідовності:

Визначаємо згинаючий момент в  $i$ -ому перерізі плитної частини.

а) у напрямку більшого розміру підосви,  $l$ ,

$$M_{Xi} = \frac{c_i^2 \cdot l}{6} \cdot (2\sigma_{\max} + \sigma_i),$$

б) у напрямку меншого розміру підосви,  $b$

$$M_{Yi} = \frac{c_i^2 \cdot b}{6} \cdot (2\sigma_{\max} + \sigma_i),$$

$c_i$  - відстань від краю фундаменту до розрахункового перерізу, м

$\sigma_{\max}$  - максимальний крайовий тиск на ґрунт, кПа

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{k_i \cdot \sum M}{W},$$

2) Розраховуємо коефіцієнт  $\alpha_m = \frac{M_i}{R_b b_i h_0^2}$ ,

$M_i$  - розрахунковий момент в перерізі:

$b_i$  - ширина стиснутої зони бетону у верхній частині перерізу, що розглядається.

$h_0$  - робоча висота перерізу.

3) в залежності від  $\alpha_m$  по табл. 20 [3] знаходимо величину  $\xi$

4) Площа перерізу арматури, м<sup>2</sup>:  $A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot h_{01}}$ ,

$R_s$  - розрахунковий опір арматури, кПа

Розраховуємо переріз арматури вздовж 1:

Переріз 1-1

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{1348}{19,44} + \frac{580,5 + 122 \cdot 2,6}{23,33} = 95,58 \text{ кПа}$$

$$\hat{E}i = 1 - \frac{2\tilde{N}_{1-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,6}{7,2} = 0,83,$$

$$\sigma_{1-1} = \frac{1348}{19,44} + \frac{0,83 \cdot 612,2}{23,33} = 91,12 \text{ кПа}$$

$$\hat{i}_{1-1} = \frac{0,6^2 \cdot 2,7}{6} \cdot (2 \cdot 95,58 + 91,12) = 45,73 \text{ кПа}$$

$$\alpha_m = \frac{M_i}{R_b b_i h_0^2} = \frac{45,73}{8500 \cdot 2,7 \cdot 0,25^2} = 0,033$$

$$\xi = 985 \cdot 10^{-3} = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot h_{01}} = \frac{45,73}{365000 \cdot 0,985 \cdot 0,25} = 0,54 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 5,4 \text{ см}^2.$$

### Переріз 2-2

$$\hat{E}_i = 1 - \frac{2\tilde{N}_{2-2}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,9}{7,2} = 0,75,$$

$$\sigma_{1-1} = \frac{1348}{19,44} + \frac{0,7 \cdot 612,2}{23,33} = 87,71 \text{ еґа}$$

$$\dot{l}_{2-2} = \frac{0,9^2 \cdot 2,7}{6} \cdot (2 \cdot 95,58 + 87,71) = 107,44 \text{ еґі}$$

$$\alpha_m = \frac{M_i}{R_b b_i h_0^2} = \frac{107,44}{8500 \cdot 1,8(0,25 + 0,3)^2} = 0,028$$

$$\xi = 985 \cdot 10^{-3} = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot h_{01}} = \frac{107,44}{365000 \cdot 0,985 \cdot (0,25 + 0,3)} = 0,54 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 5,4 \text{ см}^2.$$

### Переріз 3-3

$$\hat{E}_{3-3} = 1 - \frac{2\tilde{N}_{3-3}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 1,85}{7,2} = 0,486,$$

$$\sigma_{1-1} = \frac{1348}{19,44} + \frac{0,486 \cdot 612,2}{23,33} = 82,09 \text{ еґа}$$

$$\dot{l}_{3-3} = \frac{1,2^2 \cdot 2,7}{6} \cdot (2 \cdot 103,54 + 82,09) = 285,9 \text{ еґі}$$

$$\alpha_m = \frac{M_i}{R_b b_i h_0^2} = \frac{285,9}{8500 \cdot 1,2(0,25 + 0,3 + 0,3)^2} = 0,038$$

$$\xi = 980 \cdot 10^{-3} = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot h_{01}} = \frac{285,9}{365000 \cdot 0,98 \cdot (0,25 + 0,3 + 0,3)} = 0,94 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 9,4 \text{ см}^2$$

Для визначення діаметра та кількості арматури приймаємо в розрахунок площу перерізу арматури  $A_{s3-3} = 9,4 \text{ см}^2$ .

Приймаємо 5 стержнів арматури  $\emptyset 16$  А-III ( $A_s = 10,05 \text{ см}^2$ ) з відстанню між стержнями 150 і 200 мм.

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{10,05}{8100} = 0,0007 < 0,0008,$$

Приймаємо армування вздовж більшої сторони фундаменту конструктивно  $\emptyset 16$  А-III з кроком 200.

Вздовж меншої сторони  $b = 2,7\text{м}$

Переріз 1'-1'

$$\sigma_{1-1'} = \frac{1348}{19,44} = 69,34 \text{ еПа}$$

$$\dot{l}_{1-1'} = \frac{0,45^2 \cdot 7,2}{6} \cdot (2 \cdot 69,34 + 69,34) = 50,55 \text{ еПа}$$

$$\alpha_m = \frac{50,55}{8500 \cdot 7,2 \cdot 0,25^2} = 0,013$$

$$\xi = 995 \cdot 10^{-3} = 0,995$$

$$A_s = \frac{50,55}{365000 \cdot 0,995 \cdot 0,25} = 0,5 \text{ і}^2 = 5 \tilde{n} \text{ і}^2$$

Переріз 2'-2'

$$\dot{l}_{2-2} = \frac{0,75^2 \cdot 7,2}{6} \cdot (2 \cdot 69,34 + 69,34) = 140,4 \text{ еПа}$$

$$\alpha_m = \frac{140,4}{8500 \cdot 6,0 \cdot (0,25 + 0,3)^2} = 0,01$$

$$\xi = 995 \cdot 10^{-3} = 0,995$$

$$A_s = \frac{140,4}{365000 \cdot 0,995 \cdot (0,25 + 0,3)} = 0,7 \text{ і}^2 = 7 \tilde{n} \text{ і}^2$$

Переріз 3'-3'

$$\dot{l}_{3-3} = \frac{1,1^2 \cdot 7,2}{6} \cdot (2 \cdot 69,34 + 69,34) = 294,8 \text{ еПа}$$

$$\alpha_m = \frac{294,8}{8500 \cdot 4,2 \cdot (0,25 + 0,3 + 0,3)^2} = 0,011$$

$$\xi = 995 \cdot 10^{-3} = 0,995$$

$$A_s = \frac{294,8}{365000 \cdot 0,995 \cdot (0,25 + 0,3 + 0,3)} = 0,95 \text{ і}^2 = 9,5 \tilde{n} \text{ і}^2$$

Для визначення діаметра та кількості арматури приймаємо в розрахунок площу перерізу арматури  $A_{s3-3} = 9,5 \text{ см}^2$ .

Приймаємо 9 стержнів арматури  $\emptyset 12$  А-III ( $A_s = 10,18 \text{ см}^2$ ) з відстанню між стержнями 150 і 200 мм.

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{10,18}{21600} = 0,0005 < 0,0008,$$

Приймаємо армування вздовж меншої сторони фундаменту конструктивно  $\emptyset 12$  А-III з кроком 200.

Рисунок 5 – Геометричні розміри фундаменту

Таблиця 4 - Специфікація елементів

Позначення	Найменування	Кільк.	Примітки
	Фундамент ФМ-9	1	
	Збірні одиниці		
	Сітки арматурні		
	С-1	1	
	С-2	1	
	Деталі		
	Ø 12- А-III ГОСТ 5781-82		
	1 = 2680	36	
	Ø 16- А-III ГОСТ 5781-82		
	1 = 7180	16	
	Матеріали		
	Бетон класа В15	11,4	м <sup>3</sup>

## 5.1 Розрахунки до виконання технологічної карти на улаштування котловану.

### 5.1.1 Визначення розмірів дна котловану.

Ширину і довжину дна котловану визначаємо по формулі:

$$B = B_0 + b_1 + b_2 + 2mH + 2 \cdot 0,5, \text{ де}$$

$B$  - ширина (довжина) дна котловану, м;

$B_0$  - відстань між вісями зовнішніх стін, м;

$b_1$  і  $b_2$  - відстань від вісей до зовнішніх країв фундаменту, м;

$m$  - коефіцієнт закладання укосів;

$H$  - глибина котловану, м;

0,5 – відстань для робочих, м.

Визначаємо ширину котловану:

$$\hat{A} = 15 + 1,35 + 1,35 + 2 \cdot 0,5 \cdot 3 + 2 \cdot 0,5 = 21,69 \text{ м}$$

Визначаємо довжину котловану:

$$\hat{A} = 33 + 1,35 + 1,35 + 2 \cdot 0,5 \cdot 3 + 2 \cdot 0,5 = 39,7 \text{ м}$$

Обсяг котловану визначаємо за формулою:

$$V = \frac{H}{6} [(2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1]$$

$$V = \frac{3}{6} [(2 \cdot 18,7 + 21,7) \cdot 36,7 + (2 \cdot 21,7 + 18,7) \cdot 39,7] = 2387,76 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг зворотної засипки:

$V_{зв} = V_{кот} - V_{п.ч.}$ , де  $V_{п.ч.}$  - об'єм підземної частини будівлі.

$$V_{за} = 2284,9 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг в'їздної траншеї за формулою:

$$V_{в.т.} = \frac{h^2}{6} \left( 3b + 2mh \frac{m' - m}{m'} \right) (m' - m)$$

$$V_{в.т.} = \frac{3^2}{6} \left( 3 \cdot 3,5 + 2 \cdot 0,67 \cdot 3 \frac{15 - 0,67}{15} \right) (15 - 0,67) = 308,24 \text{ м}^3$$

Об'єм робіт при розробці котловану з урахуванням розробки в'їздної траншеї:

$$V + V_{в.т.} = 2387,76 + 308,24 = 2696 \text{ м}^3$$

### 5.1.2 Вихідні дані.

При влаштуванні котловану, глибиною 3м, з похилими стінками (укосами), приймаємо варіант комплексу механізмів. Призначаємо в якості ведучих машин два екскаватора з місткістю ковша 0,63-1 м<sup>3</sup>. Для розробки котловану приймають механізований спосіб проведення робіт з урахуванням комплексної механізації.

За таблицею 9 АНТІ[8], вибираємо екскаватори Є-4321 з зворотною лопатою. Технічні характеристики машини заносимо в таблицю 2.1.



Таблиця 2.1 - Технічні характеристики ведучої машини

Показник	Екскаватор Є-4321 (зі зворотною лопатою)
Місткість ковша, м <sup>3</sup>	0,63
Максимальна копання нижче рівня стоянки, м	5,5
Найбільша висота вивантаження, м	6,18
Найбільший радіус копання, м	10,16

Визначаємо комплекти механізмів для екскаватора Є-4321, обладнаного зворотною лопатою (таблиця 2.2).

Таблиця 2.2 - Технічні характеристики комплекту машини

Машини для розробки котловану	Машини для зачистки котловану	Машини та механізми для ущільнення	Машини для транспортування ґрунту
Екскаватор Є – 4321 з зворотною лопатою	Бульдозер Д-271	Напівпричепний коток ДУ-16В з тягачем МоАЗ-546П	Автосамоскид КРАЗ-2565 4шт.

### 5.1.3 Визначення техніко економічних показників проведення робіт по улаштуванню котловану.

Визначається тривалість розробки котловану екскаватором та ув'язується її з тривалістю праці комплектуючих машин. Для цього спочатку розраховуємо експлуатаційну та нормативну продуктивності екскаваторів.

Експлуатаційна продуктивність, м<sup>3</sup>/зм

$$P_e = \frac{3600cg K_e K_s}{t_u}$$

де 3600 – показник переводу часу в секунди;

g – місткість ковша екскаватора, м<sup>3</sup>

K<sub>e</sub> – коефіцієнт використання місткості ковша, що дорівнює

$$\hat{E}_a = \frac{\hat{E}_t}{\hat{E}_\delta}$$

де K<sub>n</sub> – коефіцієнт наповнення ковша (табл. 21 АНТІ[8]),

K<sub>p</sub> – коефіцієнт початкового розпушення ґрунту (табл. 32 АНТІ[8]),

K<sub>v</sub> – коефіцієнт використання часу зміни;

t<sub>ц</sub> – тривалість циклу роботи, (табл. 9 АНТІ[8]), с;

$$1) \dot{I}_a = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 0,63 \cdot 0,9 \cdot 0,71}{16 \cdot 1,21} = 617,9$$

Нормативна продуктивність, м<sup>3</sup>/зм

$$P_n = \frac{a_e c}{H_{н.в}}$$

де a<sub>e</sub> – одиниця об'єму;

$c$  – тривалість зміни, ч;

$N_{н.в}$  – норма витрат машинного часу по ЕНіР, маш.-ч.

$$\dot{t} = \frac{100 \cdot 8}{1,1} = 727,3$$

Так як нормативна продуктивність екскаватора більше, тому її беремо для розрахунку тривалості розробки ґрунту в котловані, а при розробці в'їзної траншеї 50% від неї, тобто

$$0,5 \cdot 727,3 = 363,7 \text{ м}^3/\text{зм}$$

Звідси нормативна тривалість роботи екскаватора, змін

$$T_n = \frac{V}{\Pi} + \sum T_i$$

де  $V$  – загальний обсяг земельних робіт;

$\Pi$  – продуктивність ведучої машини;

$\sum T_i$  – сумарна тривалість виконання різних видів підготовчих, допоміжних та інших робіт.

$$\dot{O}_i = \frac{2387,76}{727,3} + \frac{308,24}{363,7} = 4,55$$

Таблиця 2.3 - Технічні характеристики бульдозера.

Показник	Д - 271
Тип відвалу	Неповор.
Довжина відвалу, м	3,03
Висота відвалу, м	1,1
Потужність, кВт	59
Марка трактора	Т-100
Маса бульдозерного обладнання, т	1,58

Встановлюємо тривалість роботи бульдозера Д – 271 по плануванні ґрунту на відвалі, розташованому на відстані 5 км від котловану. При цьому приймаємо, що бульдозер розрівнює ґрунт шаром 0,2 м, це дозволяє робити ущільнення ґрунту котками.

$$\Pi_n = \frac{100 \cdot 8}{0,58} = 1379,3$$

Тривалість роботи кожного з бульдозерів, змін

$$\dot{O}_i = \frac{2696}{1379,3} = 1,95$$

До отриманої тривалості роботи бульдозера необхідно додати витрати часу на його перебезування з місця відвалу та назад, а також на розробку недобору, так як в комплекті машин приймається тільки один бульдозер, який виконує роботи як на відвалі так і в котловані.

Приймаємо середню відстань переміщення ґрунту при розробці недобору, рівну 30 м. Для цих умов нормативна продуктивність кожного з бульдозера, м<sup>3</sup>/зм

$$P_n = \frac{100 \cdot 8}{1,36} = 588$$

Тривалість роботи, змін

$$\dot{O}_i = \frac{570}{588} = 1,0$$

Приймаємо витрати часу, необхідні на перебазування бульдозера на відстань 5 км з середньою швидкістю 7 км/год (табл. 7 АНТІ[8]).

Загальні витрати часу на роботу бульдозера складуть:

$$1,95 + 0,5 + 0,3 = 3,15 \text{ змін}$$

Таблиця 2.4 - Технічні характеристики катків.

Показник	ДУ-16В
Тип катка	На пневмашинах
Ширина ущільнюючої смуги, м	2,6
Товщина ущільнюючого шару, м	0,35
Потужність двигуна, кВт	79
Маса катка, т	25

Розраховуємо тривалість роботи котка на відвалі. Приймаємо, що коток ущільнює ґрунт, розрівняний бульдозером, шаром 0,2 м, довжина гону – 100 м, кількість проходів по одному сліду – 8, нормативна продуктивність котка ДУ -16В, м<sup>3</sup>/зм

$$P_n = \frac{1000 \cdot 8}{1 + 0,17 \cdot 4} = 4761,9$$

Нормативна тривалість коткування ґрунту на відвалі складе, змін:

$$\dot{O}_i = \frac{2696}{0,2 \cdot 4761,9} = 2,83$$

Загальну продуктивність приймаємо рівною тривалості ведучої машини – 5 змін.

Знаходимо необхідну кількість автосамоскидів. Для цього визначаємо:

$$T_{ц} = t_n + \frac{2L}{v_{cp} / 60} + t_{p.m.} + t_m, \text{ де}$$

$v_{cp}$  - середня розрахункова швидкість руху до місця розвантаження і навпаки;

$L$  – переміщення ґрунта, км;

$t_{p.m.}$  - час розвантаження з маневруванням, хв.;

$t_m$  - час, затрачений на маневри при навантажуванні автосамоскида, хв.;

$t_n$  - тривалість навантажування автосамоскида, хв.;

$$t_n = M / (n_t \cdot k_t), \text{ де}$$

$M$  – число ковшів, навантажуваних в кузов машини;

$n_t$  - число циклів екскавації в хвилину;

$$n_t = \frac{60k_B}{t_u}; n_t = \frac{60 \cdot 0,71}{16} = 2,66;$$

$k_t$  - коефіцієнт, що залежить від організації роботи транспорту.

$$t_n = \frac{6}{2,66 \cdot 0,75} = 5,44;$$

$$\dot{Q}_o = 5,44 + \frac{2 \cdot 5}{30/60} + 1,9 + 2 = 21,34$$

Визначаємо кількість автосамоскидів:

$$N_{\text{од}} = \frac{21,34}{5,44} = 4,0 \text{ (приймаємо 4 автосамоскидів).}$$

Трудомісткість виконання одиниці об'єму ґрунту по улаштуванню котловану, розраховуємо за формулою:

$$g_e = \frac{\sum Q_{Mi} + \sum Q_{Pi}}{V}$$

де  $Q_{Mi}$  – витрати праці робітників, що зв'язані виконанням механізованого процесу, чол.-ч;

$Q_{Pi}$  – витрати праці робітників, що зв'язані виконанням немеханізованих процесів, чол.-ч;

$V$  – загальний обсяг земляних робіт, м<sup>3</sup>

$$g_a = \frac{8(4,55 \cdot 1 + 2,75 \cdot 1 + 2,38 \cdot 1)}{2696} = 0,03$$

Визначаємо показники вартості, для цього спочатку розраховуємо собівартість машино-години для кожної машини :

$$C_{\text{маш.-год.}} = \frac{E}{T_i} + \frac{\Gamma}{T_g} + C_e,$$

де  $E$  – одно часові витрати по доставці машини, її монтаж, переміщення під час роботи і т.п., грн.;

$T_i$  – тривалість роботи машини, год;

$\Gamma$  – річні амортизаційні відрахування, грн.;

$T_g$  – нормативне число використання машини за рік;

$C_e$  – експлуатаційні витрати за період роботи машини, грн.

Для екскаватора Є - 4321, обладнаного зворотною лопатою

$$\tilde{N}_{\text{іаф. -аіа.}} = \frac{17,75}{5 \cdot 8} + \frac{28780 \cdot 18,5}{100 \cdot 3275} + 0,76 + 0,05 + (0,82 \cdot 0,25) + 1,34 = 4,42 \text{ грн.};$$

для бульдозера Д - 271

$$\tilde{N}_{\text{іаф. -аіа.}} = \frac{30}{12 \cdot 8} + \frac{12650 \cdot 25}{100 \cdot 2580} + 1,4 + 0,03 + (1,96 \cdot 0,49) + 0,79 = 4,99 \text{ грн.};$$

для котка ДУ – 16В

$$\tilde{N}_{\text{іаф. -аіа.}} = \frac{23,7}{13 \cdot 8} + \frac{23200 \cdot 25,2}{100 \cdot 2700} + 0,15 + (1,9 \cdot 0,49) + 0,7 = 4,2 \text{ грн.};$$

для автосамоскида КРАЗ-2565

$$\tilde{N}_{\text{іаф. -аіа.}} = 1,9 + 0,23 \cdot 12,7 = 4,82 \text{ грн.};$$

$$L_u = 2 \cdot 5 \cdot \frac{60}{31,58} \cdot 0,71 = 13,5$$

Загальну собівартість механізованих робіт, з урахуванням накладних витрат та при умові відсутності ручних операцій, визначаємо за формулою:

$$C_o = 1,08(\sum C_{\text{маш.-год.}} \cdot T_i + C_{\text{дод}})$$

де  $C_{\text{дод}}$  – додаткові єдино часові витрати, які зв'язані з організацією механізованих робіт і які не враховуються собівартістю машино-годин по виконанню даного процесу, грн.;

$$1) \tilde{N}_i = 1,08(4,42 \cdot 5 + 4,99 \cdot 7 + 4,2 \cdot 13 + 4,8 \cdot 10 \cdot 4) \cdot 8 = 2838,9 \text{ грн.}$$

Питомі зведені витрати, припадаючи на одиницю об'єму ґрунту котловану встановлюємо за формулою

$$P_n = \frac{C_{oi} + E_n \cdot \sum \frac{M_i \cdot T_{oi}}{T_{zi}}}{V}$$

де  $C_{oi}$  – загальна собівартість розробки ґрунту, грн

$E_n$  – нормативний коефіцієнт економічної ефективності капітальних вкладень

$M_i$  – інвентарно-розрахункова вартість і-тої машини, яка приймає участь в механізованому процесі, грн.;

$T_{oi}$ ,  $T_{zi}$  – число годин роботи і-тої машини відповідно на об'єкті та за рік.

$$1) \dot{I}_i = \left[ 2838,9 + 0,15 \left( \frac{28780 \cdot 36,4}{3275} + \frac{12650 \cdot 94}{2580} + \frac{23200 \cdot 22,64}{2700} + \frac{19027 \cdot 9 \cdot 36,4}{3275} \right) \right] \cdot \frac{1}{2696} = 1,21 \text{ грн./м}^3$$

Всі розрахунки заносимо до таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Техніко-економічні показники двох варіантів комплектів механізмів по влаштуванню котловану

Показник	Одиниці вимірювання	Величина показників
Питомі приведені витрати	грн./м <sup>3</sup>	1,21
Трудомісткість	люд.-змін	0,03
Змінна експлуатаційна продуктивність	м <sup>3</sup>	5

#### 5.2.4 Граничні і раціональні параметри екскаватора.

Визначаємо граничні і раціональні параметри екскаватора, обладнаного зворотною лопатою, марки Є - 4321.

Довжина робочої пересувки екскаватора:

$$l_n \leq R_{\text{кв}}^{\text{max}} - R_{\text{ку}}^{\text{min}},$$

де  $R_{\text{кв}}^{\text{max}}$  - найбільший радіус копання на рівні дна виїмки, м;

$R_{\text{ку}}^{\text{min}}$  - найменший радіус копання на рівні дна виїмки, м;

$$R_{\text{кв}}^{\text{max}} = R_k - m \cdot h_k$$

$$R_{\text{кв}}^{\text{max}} = 10,16 - 0,75 \cdot 3 = 7,9 \text{ м};$$

$$R_{ku}^{\min} = \frac{K}{2} + m \cdot h_k + 0,5 ;$$

де  $K$  – довжина гусеничного ходу екскаватора, м;

$$R_{\hat{e}\hat{e}}^{\min} = \frac{3}{2} + 0,75 \cdot 2 + 0,5 = 3,3 \text{ м};$$

$$ln \leq 7,9 - 2,75 = 4,6 \text{ м}$$

Найбільша відстань від вісі екскаватора до нижньої кромки бокового забоя:

$$P_{m.n.} \leq \sqrt{(R_{кв}^{\max})^2 - ln^2} ;$$

$$P_{\hat{o}.i.} \leq \sqrt{7,9^2 - 4,6^2} \leq 6,42 \text{ м}$$

Найбільша ширина торцевої проходки (на рівні дна забоя):

$$B_{\hat{o}.i.} = 2P_{\hat{o}.i.} = 2 \cdot 6,42 = 12,85 \text{ м}$$

Найбільша відстань від вісі екскаватора до верхньої кромки бокового забоя:

$$P_{m.s.} = P_{m.n.} - m \cdot h_k ;$$

$$D_{\hat{o}.a.} = 6,42 - 0,75 \cdot 3 = 4,17 \text{ м}$$

Найбільша ширина торцевої проходки при русі екскаватора по прямій (по верху):

$$\hat{A}_{\hat{o}.a.} \leq \sqrt{R_k^2 - ln^2} \leq \sqrt{10,16^2 - 4,6^2} \leq 9,06 \text{ м}$$

Найбільша ширина кожної послідуєчої торцевої проходки:

$$B_{m.посл.} = B_{m.s.} + m \cdot h_k ;$$

$$\hat{A}_{\hat{o}.\hat{m}\hat{e}.} = 6,51 + 0,75 \cdot 3 = 8,76 \text{ м}.$$

Таблиця 2.6 - Калькуляція трудових і грошових затрат

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{Н_{\text{маш.}}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	Розці Н., грн.	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		Розбивка котлована	м <sup>2</sup>	861	-	-	16	9,36	Такелажнік 5р-2
2	§ Е2-1-11	Розробка котлована екскаватором ЭО-4121А (зворотня лопата з місткістю ковша 0,65 м <sup>3</sup> ) із завантаженням ґрунта в автосамоскиди	100 м <sup>3</sup>	23,84	$\frac{2,1}{2,1}$	31,02	$\frac{50,06}{50,06}$	739,52	Машиніст 6р-1
3	§ Е2-1-13	Розробка в'їзної траншеї екскаватором ЭО-4121А із завантаженням в автосамоскиди	100 м <sup>3</sup>	3,08	$\frac{1,9}{1,9}$	28,06	$\frac{5,85}{5,85}$	86,43	Машиніст 6р-1
4		Транспортування ґрунта автосамоскидом КАМАЗ-5511	100 м <sup>3</sup>	23,84	-	-	-	-	Водій 2 кл
5	§ Е2-1-13	Розробка недобору бульдозером ДЗ-53 з переміщенням ґрунта	100 м <sup>3</sup>	5,7	$\frac{1,76}{1,76}$	25,99	$\frac{10,03}{10,03}$	148,14	Машиніст 6р-1
6	§ Е2-1-28	Розрівнювання ґрунта на відвалі бульдозером ДЗ-53	100 м <sup>3</sup>	23,84	$\frac{0,84}{0,84}$	12,41	$\frac{20,02}{20,02}$	295,85	Машиніст 6р-1
7	§ Е2-1-29	Ущільнення ґрунту на відвалі катком ДУ-16В	1000 м <sup>2</sup>	23,37	$\frac{1,68}{1,68}$	24,81	$\frac{39,26}{39,26}$	579,81	Машиніст 6р-1

Всього:  $\frac{125,45}{125,45}$  1849,7

### 5.3 Монтаж плит перекриття та покриття.

#### 5.3.1 Загальні данні.

Плити перекриття та покриття монтуються баштовим краном КБ-100.3.

Таблиця 3.1- Специфікація елементів перекриття

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк	Маса од.кг.	Прим
		Плити перекриття			
П1	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 8AmVT	47	1700	
П2		ПК 60.12 - 8AmVT	49	2100	
П3	1.141-1 вып.60	ПК 30.12 - 8 Т	34	1080	
П4		ПК 30.10 - 8 Т	18	880	
П5	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 4AmVT	19	1700	
П6		ПК 60.12 - 4AmVT	25	2100	
П7	1.141-1 вып.60	ПК 30.12 – 4 Т	21	1080	
П8		ПК 30.10 – 4 Т	12	880	
П9	1.141-1 вып.63	ПК 60.10 - 6AmVT	3	1700	
П10		ПК 60.12 - 6AmVT	1	2100	
П11	1.141-1 вып.60	ПК 30.10 - 6 Т	1	880	
УМ-1		Монолітна ділянка УМ-1	4		
УМ-2		УМ-2	2		
УМ-3		УМ-3	3		
УМ-4		УМ-4	6		
УМ-5		УМ-5	7		
УМ-6		УМ-6	6		
УМ-7		УМ-7	2		
МС-3	2.240-1.6-44	З'єднувальний виріб МС-3			
МН-1		12-А-III(А400)ГОСТ 5781-82	226		
		L=800	28		

Таблиця 3.2- Відомість обсягів робіт

№	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула	Обсяг робіт	Для збірних робіт	
					Маса т.	об'єм м <sup>3</sup>
1	Монтаж плит перекриття та покриття	шт.	-	230	2,1	770,4
2	Електрозварювання стиків плит	М/п	$0,65 \cdot 230 = 468$	149,5	-	-
3	Заробка стиків між	М/п	$(6 \cdot 1,2) \cdot 230 + 504/2$	1908	-	-



	плитами покриття						
--	------------------	--	--	--	--	--	--

Таблиця 3.3 - Калькуляція витрат на монтаж плит перекриття та покриття

№ п/п	Назва робіт	Обґрунтування по СНір, СНП	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.год / маш.год	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год / маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Монтаж плит перекриття та покриття	4-1-7	1ел	230	0,72 0,18	8,96	165,6 41,4	2060, 8	Монтажн 4р- 1,3р-2 2р-1
2	Електрозварювання монтажних стиків плит перекриття та покриття	22-1-6	10м шва	14,9 5	2,5	40,45	37,38	604,7	Електр . 5р-1
3	Заливка швів між плитами перекриття та покриття бетонним розчином	4-1-26	100м шва	19,0 8	4	53	76,32	1011, 2	Монтажн 4р-1 3р-1

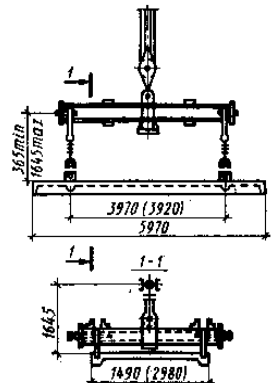
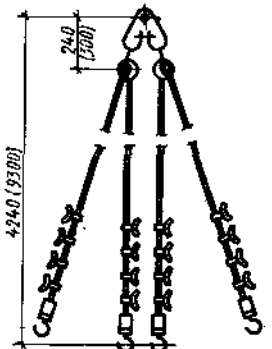
### 5.3.2 Вибір монтажних пристосувань

Монтажні пристосування поділяються на три групи:

- пристосування для підймання елементів;
- пристосування для тимчасового посилення; закріплення та вивірки елементів;
- допоміжні пристосування (риштування, майданчики, драбини, огорожі).

На основі даних ваги та габаритів збірних елементів вибираємо найбільш раціональні конструкції монтажних пристосувань, які заносимо в таблицю 3.4.

Таблиця 3.4 - Вибір монтажних пристосувань

№	Назва монт. елементів	Вага т.	Назва монт. пристосувань	характеристика			Ескіз
				Вантажність т.	Вага т.	Розрахункова висота, м.	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Плити перекриття	2,1	Траверса, (ПИ Промстальконструкция, №2006-78)	4	0,53	1,6	
2	Плити перекриття	2,1	Строп четырехветвевой, (ПИ Промстальконструкция, №21059М-28)	3	0,09	4,2	

### 5.3.3 Контроль якості монтажу конструкцій.

*Якість будівельних конструкцій слід перевіряти при прийманні їх на будівельний майданчик, при післяопераційному контролі і монтажі конструкцій, закріпленні їх в стиках.*

*При прийманні конструкцій необхідно перевірити наступне: зовнішній вигляд, геометричні розміри, наявність і правильність супровідних документів, правильність вантаження конструкцій на транспортні засоби. При виявленні бракованих конструкцій слід запросити представника постачальника і скласти акт на браковану продукцію. Результати післяопераційного контролю фіксують у виконавчій документації.*

На всі види ізоляції конструкцій, зварку заставних деталей і випусків, а також на захист металевих деталей від корозії, закладення і герметизацію стиків в процесі виконання відповідних робіт складається акт на приховані роботи.

#### **5.3.4 Вказівки по виробництву робіт.**

1. Для монтажу плит перекриття та покриття застосовувати крани КБ -100.3.

2. Монтаж збірних конструкцій виробляти тільки після інструментальної перевірки і відповідності проекту положення конструкцій в плані.

3. Строповку конструкцій виробляти інвентарними стропами: способи строповки у всіх випадках повинні виключати можливість росстроповки і падіння конструкцій.

#### **5.3.5 Заходи щодо техніки безпеки.**

1. Роботи по монтажу збірних конструкцій будівлі виробляти відповідно до проекту виробництва робіт.

2. При монтажі конструкцій захватні пристосування можна знімати тільки після їх остаточної установки і закріплення в проектному положенні.

3. Монтажні і суміжні з ними роботи (закладення стиків замоноличування швів) можна виконувати одночасно, тільки на різних захватках при дотриманні умов, що забезпечують безпеку їх виробництва.

4. В транспортних засобах, що знаходяться під вантаженням або вивантаженням конструкцій і матеріалів, двигуни повинні бути вимкнені.

## **5.4 Оздоблювальні роботи.**

### **5.4.1 Загальні данні.**

Оздоблювальні роботи є завершуючим етапом всіх будівельних робіт. До оздоблювальних робіт відносяться роботи по фарбуванню поверхонь приміщень, які захищають від передчасного зносу і збільшують термін служби будівель і споруд. Фарбування застосовують для поліпшення санітарно-гігієнічних умов приміщень, а також для декоративно-художнього оформлення приміщень.

Внутрішнє оздоблення адміністративно-побутового корпусу складається з фарбування стін та стелі водоемульсивною фарбою.

Водоемульсивна фарба виробляється на основі водних дисперсій поліакрілатов, полівінілацетата, сополімерів стиролу з бутадієном і ін. Вони нетоксичні, вибухо- і пожегобезпечні, оскільки не містять органічних розчинників. Вони легко наносяться і при висиханні не утворюють смуг від ворсу, пропускають повітря і водяні пари.

Всі водоемульсивні фарби легко наносяться на поверхню, у тому числі вологу, методом розпилення, наливання, а також валиком, кистю і висихають при звичайних температурах, утворюючи матові, пористі, паро- і повітропроникні плівки. Не мають неприємного запаху.

### **5.4.2 Технологія фарбування поверхонь.**

Малярні роботи складаються з декількох операцій, кількість і характер яких залежить від вигляду фарбування, вживаного складу фарбування і від матеріалу поверхні. Спочатку виконують операції по підготовці фарбуючих поверхонь, потім штукатурка, ґрунтування і фарбування. Послідовність виконання малярних робіт для різних умов виробництва вказується в ЕНіРі і в СНіПі 3.04.01-87.

Штукатурні роботи складаються з:

- обризга
- ґрунтовки
- затирки

Обризг і ґрунт називають штукатурним наметом. Обризг, затікаючи в пори і шорсткості оброблюваної поверхні, надійно зчіплюється з нею і утримує на собі тягар ґрунту і накривки. Для обризга зазвичай використовують цементний розчин з вмістом води до 50...60% маси терпкого. Товщина обризга при нанесенні як ручним, так і механізованим способом має бути не більше 5 мм.

Другий шар — це ґрунт, він, у свою чергу, може бути одно або багатошаровим і наноситься послідовно за 1 ...3 разу і залежності від загальної товщини штукатурки, але не більше 15... 18 мм. У ґрунті вміст води по відношенню до терпкого може складати до 30%. Товщина кожного шару 5...7 мм.

Затирка - третій шар штукатурки, вона вирівнює поверхню ґрунту і надає їй рівному і гладкому вигляду.

Для нанесення складів фарбування використовують різні кисті, валики, краскопульти, компресорні агрегати забарвлень з пістолетами-розпилювачами. Кисті застосовують при невеликих об'ємах робіт і для

фарбування в важкодоступних місць. Вища продуктивність праці і якість робіт досягаються при вживанні валиків з поролоновим або хутряним чохлам.

Малярні роботи виконуються по захваткам, захватки -поетажні.

Таблиця 4.1 - Калькуляція трудових і грошових затрат для першої захватки.

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{H_{\text{вас.}}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ $\frac{\text{маш.} - \text{год.}}$	Розцін. , грн.	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ $\frac{\text{маш.} - \text{год.}}$	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 поверх Стіни									
1	§ Е2-1-11	Штукатурка							
		Обризг	100 м <sup>2</sup>	6,05	4,0	51-0,8	24,2	309-0,3	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Грунт	100 м <sup>2</sup>	6,05	9,6	122-5,9	58,08	741-6,6	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Затирка	100 м <sup>2</sup>	6,05	16,0	199-0,4	96,8	1204-1,9	Штукат. 3р-1
2	§ Е2-1-13	Грунтовка	100 м <sup>2</sup>	15,72	1,9	22-6,9	29,87	356-7,3	Маляр 4р-1
3		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	15,72	4,9	68-8,5	77,04	1084-7,3	Маляр 4р-1
Стеля									
4	§ Е2-1-28	Грунтовка	100 м <sup>2</sup>	5,125	2,3	32-3,2	11,78	165-0,3	Маляр 4р-1
5		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	5,12	6,0	84-3,0	30,75	432-0,3	Маляр 4р-1
6	§ Е2-1-29	Подача розщину	1м <sup>3</sup>	24,2	$\frac{1,3}{0,67}$	15-1,6	$\frac{31,46}{16,21}$	361-8,7	Машин. 3р-1 Штукат.3 р-1

Таблиця 4.2 - Калькуляція трудових і грошових затрат для другої захватки.

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{H_{\text{маш.}}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	Розцін., грн.	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>II поверх Стіни</b>									
1	§ E2-1-11	Штукатурка							
		Обризг	100 м <sup>2</sup>	2,72	4,0	51-0,8	10,88	138-9,4	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Ґрунт	100 м <sup>2</sup>	2,72	9,6	122-5,9	26,112	333-4,5	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Затирка	100 м <sup>2</sup>	2,72	16,0	199-0,4	43,52	541-3,9	Штукат. 3р-1
2	§ E2-1-13	Ґрунтовка	100 м <sup>2</sup>	8,723	1,9	22-6,9	16,57	197-9,2	Маляр 4р-1
3		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	8,723	4,9	68-8,5	42,74	600-5,8	Маляр 4р-1
<b>Стеля</b>									
4	§ E2-1-28	Ґрунтовка	100 м <sup>2</sup>	4,581	2,3	32-3,2	10,54	148-0,5	Маляр 4р-1
5		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	4,581	6,0	84-3,0	27,48	386-1,8	Маляр 4р-1
6	§ E2-1-29	Подача розщину	1м <sup>3</sup>	10,88	$\frac{1,3}{0,67}$	15-1,6	$\frac{14,14}{7,29}$	164-9,4	Машин. 3р-1 Штукат. 3р-1

Таблиця 4.3 - Калькуляція трудових і грошових затрат для третьої захватки.

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{H_{\text{маш.}}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	Розцін., грн.	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ маш. - год.	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>III поверх Стіни</b>									
1	§ E2-1-	Штукатурка							

	11	Обризг	100 м <sup>2</sup>	2,72	4,0	51-0,8	10,88	138-9,4	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Грунт	100 м <sup>2</sup>	2,72	9,6	122-5,9	26,112	333-4,5	Штукат. 4р-2 3р-2 2р-1
		Затирка	100 м <sup>2</sup>	2,72	16,0	199-0,4	43,52	541-3,9	Штукат. 3р-1
2	§ E2-1-13	Грунтовка	100 м <sup>2</sup>	12,29	1,9	22-6,9	23,36	278-9,7	Маляр 4р-1
3		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	12,29	4,9	68-8,5	60,25	846-5,1	Маляр 4р-1
Стеля									
4	§ E2-1-28	Грунтовка	100 м <sup>2</sup>	3,30	2,3	32-3,2	7,59	106-6,6	Маляр 4р-1
5		Фарбування	100 м <sup>2</sup>	3,30	6,0	84-3,0	19,8	278-2,0	Маляр 4р-1
6	§ E2-1-29	Подача розщину	1м <sup>3</sup>	10,88	$\frac{1,3}{0,67}$	15-1,6	$\frac{14,14}{7,29}$	164-9,4	Машин. 3р-1 Штукат. 3р-1

### 5.4.3 Техніка безпеки при виробництві малярних робіт.

При виробництві малярних робіт на тих, що працюють діють наступні шкідливі чинники: виділення пилу при змішуванні сухих матеріалів з оліфою і при шліфовці поверхонь наждачним папером або пемзою, розпиляло фарби, докілья при механізованому нанесенням, її на поверхні, виділення шкідливості речовин і газів при висиханні, і нарешті, виділення шкідливої пари при видаленні старої фарби.

Малярні роботи виконувати усередині приміщення, починаючи з висоти 1,1 м від перекриття або рівня землі, слід виконати лише з міцно встановлених подмостей. Малярні роботи усередині приміщень із застосуванням шкідливий складів, що діють, виконують при відкритих вікнах не допускаючи при цьому протягів, або за наявності вентиляції, що забезпечує не менше чим два кратний обмін повітря в перебігу 1 ч.

У приміщеннях свіжофарбованих масляними фарбами або нітрокрасками. Забороняється знаходитися більше 4 годин, палити і працювати з використанням вогню. При виробництві малярних робіт робітників забезпечують спецодягом, захисними окулярами з щільною оправою і респіраторами, рукавичками.

## 5.5 Організація будівельного виробництва

### 5.5.1 Вихідні дані

Виробництво робіт проводиться потоковим методом. Процес зведення об'єкту ділиться на окремі роботи, встановлюється технологічна послідовність їх виконання. Окремі види робіт закріплюються за певними бригадами робочих. На основі проведених розрахунків будується сітьовий графік та графік руху робочої сили. За допомогою графіків визначаються потреби в матеріалах і механізмах. Основне призначення потокового методу виробництва робіт – скорочення термінів будівництва.

Згодом проектується об'єктний будженплан, який охоплює територію будівництва даного об'єкту.

Будівельним генеральним планом називають план майданчика будівництва, що підлягає забудові, на якому окрім існуючих будівель і споруд показують об'єкти будівництва, які проектуються і графік їх спорудження, а також необхідні для виконання будівельних і монтажних робіт основні монтажні механізми, тимчасові будівлі, споруди і пристрої. На підставі будженплану виявляють і встановлюють обсяг першочергових підготовчих робіт з будівництва постійних і тимчасових залізничних та автомобільних шляхів, водноенергетичних мереж, тимчасових виробничих підприємств, споруд і пристроїв.

Будівництво знаходиться на території м. Кривого Рогу. Будується адміністративно-побутовий корпус загальною площею 1573,1 м<sup>2</sup>. Монолітний залізобетонний несучий каркас, вище відм. 0,000 представляє собою поперечні трьохпролітні, трьохповерхові несучі рами, з колонами, перетином 400x400 мм, і горизонтальними балками перетином 400x450 жорстко пов'язаними з поетажними монолітними залізобетонними балками - розпірками перетином 400x330. Відмітка фундаменту – 2,6 м. Відстань від відвалу – 5 км.

Таблиця 5.1 - Відомість обсягів робіт

№ з/п	Найменування робіт та комплекс робіт	Об'єм робіт	
		одиниця виміру	кількість
1	2	3	4
1.	Зрізання рослинного шару	1000 м <sup>2</sup>	0,23
2.	Розробка ґрунту екскаватором з ємністю ковша 0,63 м <sup>3</sup> з погрузкою в автосамоскиди	1000 м <sup>3</sup>	2,38
3.	Транспортування ґрунту автосамоскидами	1000 м <sup>3</sup>	2,38
4.	Розробка недобору	1000 м <sup>3</sup>	0,57
5.	Розрівнювання ґрунту на відвалі бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	2,38
6.	Ущільнення ґрунту пневматичними	1000 м <sup>2</sup>	5,7



	трамбівками		
7.	Улаштування щебеневої основи	м <sup>3</sup>	187,9
8.	Улаштування бетонної підготовки під фундаменти	100 м <sup>3</sup>	0,3
9.	Улаштування залізобетонних фундаментів	100 м <sup>3</sup>	1,7
10.	Улаштування залізобетонних фундаментних балок	100 м <sup>3</sup>	0,20
11.	Гідроізоляція фундаментів	100 м <sup>2</sup>	9,7
12.	Зворотна засипка бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	0,57
13.	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м <sup>3</sup>	0,57
14.	Монтаж колон	шт.	10
15.	Улаштування перекриття	шт	230
16.	Улаштування зовнішніх стін та внутрішніх перетинів з цегли	100 м <sup>3</sup>	3,69
17.	Монтаж покрівельного покриття з профільованих листів	100 м <sup>2</sup>	6,32
18.	Улаштування покрівлі	100 м <sup>2</sup>	5,14
19.	Мурування стін з пінобетонних блоків	м <sup>3</sup>	369,42
20.	Сантехнічні роботи	%	10
21.	Електротехнічні роботи	%	15
22.	Підготовка під підлогу	м <sup>3</sup>	49,33
23.	Монтаж металопластикових вікон та дверей	м <sup>2</sup>	212
24.	Теплоізоляція	100 м <sup>2</sup>	2,29
25.	Оздоблення всередині приміщення	100 м <sup>2</sup>	15,71
26.	Улаштування підлоги	100 м <sup>2</sup>	9,34

Продовження таблиці 5.1

27.	Оздоблення зовні	100 м <sup>2</sup>	1,23
28.	Благоустрій території	%	4
29.	Підготовка до здачі	%	1

Таблиця 2 - Відомість матеріалів та виробів

Номер п.п.	Найменування матеріалів	Од. вим.	Кіл.	Прим.
1	Бетон	м <sup>3</sup>	442	
2	Раствор кладочний	м <sup>3</sup>	89	
3	Щебінь	м <sup>3</sup>	2263	
4	Цемент	т	2271	
5	Афальтобетон	т	37,5	
6	Кабель силовий	м	770	

7	Профлист	м <sup>2</sup>	705	
8	Сбірні залізобетонні конструкції	м <sup>3</sup>	155	
9	Стальні конструкції	т	38,8	
10	Тротуарная плитка ФЭМ	м <sup>2</sup>	150	
11	Цементобетон	м <sup>3</sup>	51	
12	Пінобетонні блоки	м <sup>3</sup>	370	
13	Кабель контрольний	м	291	
14	Кабель зв'язку	м	1490	

Таблиця 3 - Відомість будівельних машин та механізмів

Номер п.п	Найменування машин та механізмів	Од.вим,	Марка	Кіл.
1	Екскатор «озворотня лопата» Ук=0,63м <sup>3</sup>	шт.	Э-4321	1
2	Бульдозер	шт.	Д-271	1
3	Баштовий кран	шт.	КБ-100.3	1
4	Пневмотрамбовка	шт.	—	1
5	Каток дорожний	шт.	Q= 25 т	1
6	Компрессор	шт.	—	1
7	Автосамоскид	шт.	КРАЗ-2565	1
8	Бортовой автотранспорт	шт.	МАЗ-200	1
9	Сварочный аппарат	шт.	ТДМ-502	2
10	Керосинорез	шт.	-	2
11	Вибратор глибокий	шт.	И-81	2
12	Вибратор майданчиковий	шт.	С-417	2
13	Відбійний молоток	шт		1

Продовження таблиці 5.2

14	Леса будівельні	м <sup>2</sup> вертик.	«Будмайстер»	120
15	Бетонозмішувач	шт		1
16	Екскатор	шт.	«Беларусь»	1
17	Автокран	шт.	КС-3575А	1

### 5.5.2 Опис будгенплану

В складі проекту організації будівництва розроблен будівельний генплан, на якому розміщені існуючі, проектуємі і тимчасові споруди, інженерні комунікації, автошляхи, які використовуються на час будівництва, підключення к існуючим інженерним комунікаціям, площі складування, будівельні машини та механізми.

Установка кранів та визначення небезпечних зон. На будгенплані, відповідно до прийнятих методів виконання загальних будівельно-монтажних робіт, наносять позначення типів та марок будівельних машин, їх зони обслуговування та небезпечні зони.

Мінімальна безпечна відстань улаштування крану у будуючого об'єкта визначається з умови, що найбільш виступаюча частина крана на висоті до 2 м повинна знаходитись від габариту будівлі не ближче ніж на 0,7 м, а на висоті 2 м та більш 0,4 м.

На будгенплані звичайно вказують монтажні та небезпечні зони у будуючого об'єкта.

Монтажною зоною називають простір, де можливе падіння вантажу при влаштуванні та закріпленні. Вона визначається зовнішнім контуром будівлі за плюсом 7 м при висоті будівлі до 20 м і за плюсом 10 м при висоті будівлі до 100 м. Монтажну зону позначають пунктирною лінією.

Небезпечна зона – це простір, який знаходиться в межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на гаку крана. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від точки влаштування крана.

Небезпечні зони відмічають на будгенплані лінією з відповідним підписом.

### Результати розрахунку площ тимчасових адміністративно-побутових будівель і споруд

Таблиця 5.3 - Площі тимчасових адміністративно-побутових будівель і споруд

Найменування і призначення приміщень	Кількість робітників	Норма площі на одного робітника	Розрахункова площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані по УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Кількість будівель	Вартість, грн.	
								однієї будівлі	загальна
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Контора, м <sup>2</sup> /люд.	7	5	35	7x5	конт.	35	1	1590	1590
Гардеробна, м <sup>2</sup> /люд.	15	6	31,2	8x4	збір.	32	1	2900	2900
Душова	12	8,2	24,6	5x5	конт.	25	1	1960	1960
Сушилка	12	2	6,0	2x3	конт.	6	1	4820	4820

Умивальна, м <sup>2</sup> /люд.	15	0,65	2,4	1x3	конт.	3	1	2150	2150
Туалет	15	0,7	3,4	2x2	конт.	4	1	2150	2150
Приміщення для обігріву робітників	12	1	3,0	2x2	конт.	4	1	1540	1540
Столова	15	4,55	16,8	6x3	збір.	18	1	1820	1820

За графіком руху робочих кадрів максимальна чисельність робітників 15 чоловік. Розраховуємо загальну чисельність працюючих у максимальну зміну.

Загальна чисельність працюючих на будові дорівнює  
 $15 \cdot 100/12 = 13$  чол.

Чисельність ІТП та службовців  
 $15 - 13 = 2$  чол.

У першу зміну буде працювати  
 $13 \cdot 70/100 = 9$  чол. – робітників 70%  
 $2 \cdot 80/100 = 1$  чол. – ІТП та службовців 80%

Загалом у першу зміну кількість працюючих дорівнює  
 $9 + 1 = 10$  чол.

#### Розрахунок тимчасового електропостачання на будівельному майданчику

Загальна потужність джерела енергопостачання будівельного майданчика виконується від існуючого ТП-3, з прокладкою тимчасового низьковольтного кабелю до будівельного майданчика.

Для розподілу електроенергії по будівельному майданчику встановлюються силові розподільчі шафи типу СПМ-75 і силові ящики ЯРВ-100А, ЯРВ-50А.

Для обліку витрат електроенергії на будівельні нужди в ТП-3 встановлюється ввідно-обліковий ящик ЯВУ-440-04.

Освітлення будівельного майданчику виконується прожекторами заливного світла ПЗС-45, встановлених на інвентарно-прожекторних мачтах Н=22м

Розрахунок потрібності електроенергії наведено в таблиці 5.4

Таблиця 5.4 - Розрахунок потрібності в електроенергії

Но ме р п.п.	Найменування споживачів	Кіл шт.	Встановлена потужність, кВт		Kc	Pp	QP	cos α	tg α
			Один.	Загал.					
1	Баштовий кран КБ-100.3	1	15	45	0,3	14	23	0,5	1,73
2	Сварочний трансформатор	2	14	28	0,3	8	15	0,5	1,73
3	Вібратор	5	0,6	3	0,4	1	2	0,45	1,99
4	Вібропоглинач	1	30	30	1	30	52	0,5	1,73
5	Побутове містечко			15	1	15		1	
6	Невраховані навантаження			20	0,7	14	11	0,8	0,75
	<b>Ітого:</b>					<b>82</b>	<b>103</b>		
7	Статистичний конденсат	5					-45		
8	Наружне освітлення			5	1	5		1	
9	Освітлення будівлі			3	1	3		1	
10	Охоронне освітлення			5	1	5		1	
	<b>Всього:</b>					95	58		

$$S_p = \sqrt{P_p^2 + Q_p^2} = \sqrt{58^2 + 95^2} \approx 111 \text{кВА}$$

З урахуванням коефіцієнта урахування  $K_u=0,7$

$$S_p = 111 \times 0,7 = 77 \text{кВА}$$

Таблиця 5.5 - Потреба в кабельній продукції та електроенергії

Номер п.п	Найменування	Позначення	Од. вим.	Кіл.	Приміт.
1	Ящик вводно-учбовий	ЯВУ-440-04	компл.	1	
2	Шкаф силовий розподільчий	СПМ-75	компл.	1	
3	Кабель силовий чотирьох-жильний	АНРБ 3x50+1x25	м	40	
4	Кабель силовий чотирьох-жильний	АВВГ 3x25+1x12	м	165	

5	Кабель силовий чотирьох-жильний	АВВГ 3х16+1х8	м	50	
6	Прожектор заливного світла	ПЗС-35	компл.	5	
7	Труба асбестоцементна	0100	м	30	кожух
8	Труба стальна	050	м	15	
9	Ящик силовий	ЯРВ-Ю0А	компл.	2	
10	Ящик силовий	ЯРВ-500А	компл.	1	
11	Інвентарна прожекторна мачта	Н=22м	шт.	3	Метал.
12	Провід установочний	АПВ-500-4	м	50	
13	Водоразборна колонка		компл.	1	
14	Сталь круглая	020	кг	30	Заземлен

### Розрахунок потреб у воді

$$q_{пр} = S \cdot A \cdot K_{14} / 3600n$$

S – обсяг будівельних робіт, виконаних за 1 зміну на будівельному майданчику або кількість одиниць транспорту, установок або кількість продукції випущеної підсобним виробництвом.

A – умовні витрати води на виробничі витратив оди на виробничі потреби, л

K<sub>14</sub> - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води

n – тривалість роботи до якої відносять витрати води

$$q_{хоз.пит.} = vN_1K_{24} / 3600n$$

v – витрати води на 1-го робітника, л

N – кількість робітників у найбільшій зміні

K<sub>24</sub> – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання для даного типу потреб

n – тривалість роботи за зміну, год

$$q_{душ.} = CN_2 / 60m$$

C – норма питомих витрат води на 1-го чоловіка, який приймає душ

N<sub>2</sub> – кількість робітників (30 – 40% кількості робітників в найбільшу зміну)

m – профілактичність роботи душевої установки (45 хвилин)

Витрати води на тушіння пожеж приймаємо з розрахунку двох струй з гідрантів по 5 л/с

$$q_{пож} = 5 \cdot 2 = 10 \text{ л/с}$$

Таблиця 5.6 – Споживання води

№ п/п	Споживання води	Срок споживання по декадам		Обсяг робіт за змiнами	
		Початок	Закінчення	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4	5	6
1	Екскатор з двигуном внутрішнього згорання	2	4	шт	1
2	Бульдозер	3	3	шт	1
3	Баштовий кран КБ-100.3	15	17	шт	1
4	Вантажні машини	1	20	шт	2
5	Нагляд за бетоном	6	7	м	139,7
6	Штукатурні роботи	15	20	м	72
7	Малярні роботи	17	22	м	
8	Господарські - питні потреби	1	22	чоловік	36
9	Душ	10	22	чоловік	20

Визначення потреб води по споживачам. Секундні витрати на виробничо-технічні потреби:

- екскаватор  $1 \cdot 15 \cdot 2 / 1 \cdot 3600 = 0.008$  л/с
- баштовий кран  $1 \cdot 37 \cdot 2 / 24 \cdot 3600 = 0.000089$  л/с
- Бульдозер  $1 \cdot 37 \cdot 2 / 24 \cdot 3600 = 0.00008$  л/с
- автомашини  $2 \cdot 37 \cdot 2 / 24 \cdot 3600 = 0.0017$  л/с
- нагляд за бетоном  $139.7 \cdot 30 \cdot 1.5 / 8.2 \cdot 3600 = 0,87$  л/с
- штукатурні роботи  $72 \cdot 8 \cdot 1.5 / 8.2 \cdot 3600$  л/с
- малярні роботи  $36 \cdot 0.5 \cdot 1.5 / 8.2 \cdot 3600 = 0.0009$  л/с

Витрати води пожежегасіння приймаємо 10 л/с.

На основі виконаних розрахунків визначаємо максимальні витрати за умови спів падання витрат на виробничо-технічні та господарсько-побутові потреби, душеві установки, які дорівнюють 1,103 л/с .

### 5.5.3 Техніко-економічні показники будгенплану

#### ТЕП будгенплану

<i>№ з/п</i>	<i>Найменування показників</i>	<i>Одиниця виміру</i>	<i>Кількість</i>
1.	Площа забудови	га	2,27
2.	Довжина тимчасових доріг	км	0,35
3.	Коефіцієнт забудови	-	0,198
4.	Коефіцієнт використання будівельної площі	-	0,5



## **7 Охорона праці та безпека життєдіяльності**

### **7.1 Безпека життєдіяльності**

#### **7.1.1 Загальні відомості.**

Будівля адміністративно-побутового корпусу призначена для комфортних умов праці робітників ділянки очищення вагонів. Виходячи з призначення об'єкта, що проектується, проектом передбачені різні архітектурно-планувальні, конструктивні, електротехнічні, сантехнічні рішення, які спрямовані на забезпечення безпечних, нешкідливих умов праці робітників, а також комфортних умов праці керуючого персоналу.

Для робітників передбачені підсобні приміщення санітарно-побутового, виробничого і технічного призначення. Для підтримання оптимальних параметрів метеоумов у всіх приміщеннях АБК передбачена приточно-витяжна вентиляція з механічною і природною спонукою.

Підлоги запроектовані в побутових і технічних приміщеннях і коридорах з керамічної плитки, в кабінетах з лінолеуму. Будівля АБК опалюється. Кабінети керівництва забезпечені природним та штучним освітленням. Підсобні та складські приміщення розміщені з північного боку і обладнані тільки штучним освітленням. Згідно з вимогами пожежної безпеки передбачені евакуаційні виходи. Вирішені питання проти димного захисту будівлі. На сходиноквих клітинах передбачено влаштування ніші з пожежними кранами, а також засобами первинного пожежогасіння. Запроектована система пожежного оповіщення з встановленням датчиків в підсобних, технологічних приміщеннях персоналу. Будівля відноситься до 2-го ступеня вогнестійкості.

До будівлі АБК підведені мережі водозабезпечення, електрозабезпечення, каналізації, зв'язку. Для створення комфортних умов праці керуючого персоналу передбачено кондиціонування повітря. Будівля АБК обладнаний блискавковідводом, від прямого потрапляння блискавок.

Передбачено під'їзні шляхи до будівлі, підходи для робітників, територія максимально озеленена для забезпечення нормального мікроклімату.

У зеленій зоні загальною площею 782,0 м<sup>2</sup> передбачається влаштування газону звичайного і посадка декоративних дерев. Клумби висаджують з багатолітніх квітів, на газонах висаджують багатолітню траву.

До запроектованих пожежних гідрантів передбачається влаштування під'їзду з майданчиком розвороту.

Загально майданчикові заходи по охороні праці при будівництві адміністративно-побутового корпусу.

Організація будівельного майданчика, ділянок й робочих місць має забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання будівництва.

При цьому мають вирішуватись такі питання:

- визначення небезпечних зон та їх огорожа;
- влаштування шляхів (проходів, проїздів, переходів) та організація безпечного руху транспортних засобів;
- розміщення та безпечна експлуатація машин та механізмів;
- побутово-харчове й протипожежне водопостачання;
- електрозабезпечення, заходи електробезпеки електрообладнання;
- організація освітлення будівельного майданчика та робочих місць;
- влаштування складів для безпечного зберігання матеріалів;
- санітарно-побутове забезпечення робочих місць та працівників.

Вихідними матеріалами для рішення в проекті організації будівництва охорони праці є:

- СніП III 4-80 «Техника безопасности в строительстве»;
- СН 47-74 «Инструкция по разработке проектов организации работ»;
- СН 81-80 «Инструкция по проектированию электрического освещения строительной площадки»;
- СН 276-74 «Указание по проектированию бытовых зданий и помещений строительно-монтажных организаций»;
- СН 305-77 «Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты»;
- СніП II-90-81 «Производственные здания промышленных предприятий»;
- СніП II-n-1-83 «Жилые здания».

Для безпечного розміщення на будівельному майданчику будівельної техніки, конструкцій, матеріалів, людей розроблено буд генплан, на якому передбачені безпечні під'їзди тимчасові дороги.

До початку робіт на будівельному майданчику повинні бути влаштовані під'їзні шляхи та внутрішньо майданчикові дороги, які б забезпечували вільний та безпечний під'їзд транспортних засобів до всіх об'єктів що будуються, складських приміщень, адміністративних, санітарно-побутових приміщень та ін.

Найбільш раціональними є кільцева дорога. Вона дозволяє забезпечити безпечний рух транспорту. В залежності від природно-кліматичних умов району будівництва, гідрометеорологічних умов, інтенсивності руху, типів автотранспорту, їх вантажепід'ємності вибираємо кільцеві ґрунтові дороги покращеної конструкції з підсипкою із щебня або шлаку, товщиною 5 –10 см. Радіус закруглення доріг, виходячи із доставки

дліномірних конструкцій платформами, не менше 12 м., ширина доріг 3,5 м. Розвантажувальні майданчики вздовж площадок складування шириною 3–4 м. Для регулювання швидкісного режиму транспортних засобів на будівельному майданчику встановлені знаки, які забезпечують швидкість руху не більше 10 км/год., а в зоні можливого переміщення вантажів до 5 км/год. На в'їзді на будівельний майданчик встановлені шлагбауми та приміщення служби охорони. В'їзд забезпечений освітленням, знаками, сигналізацією, телефонною мережею.

Для безпеки робіт на будівельному майданчику з урахуванням рози вітрів, пожежної безпеки складських приміщень та матеріалів, запроектовані різні види складів: відкриті, полу закриті, закриті. Площадки складування виконуються з нахилом 2°-5°, підсипані шлаком (щебенем) на 5 –10 см. Будівельні конструкції складаються штабелюванням, між штабелями безпечні проходи не менше 0,5 м., а між рядами не менше 1 м.

Безпечне складування забезпечується виконанням умов по їх складуванню, а саме:

- Пісок, щебінь, шлак – у відвалах на відкритих майданчиках, з утворенням природних відкосів.
- Багатопустотні плити перекриття - горизонтально, в штабелях заввишки до 2,5 м., з прокладками перпендикулярно до порожнин, з відступом від краю на 0,85 м.
- Цегла складається в пакетах (не більше двох ярусів) та в контейнерах (в один ряд)
- Металоконструкції – в полу закритих складах. Труробетонні колони складаються в ряд.
- Металопластикові вікна – в полу закритих складах.

Для робочих запроектовані тимчасові будівлі – вагончики. До них відносять: санітарно-побутові приміщення, технічні – для ІТР та персоналу допоміжні, складські, охоронно-сторожові та ін. Вибір та розрахунок тимчасових приміщень на будівельному майданчику наводиться в розділі “Організація будівничого виробництва”.

### **7.1.2 Небезпечні зони будівництва.**

Наявність машин та механізмів, складуємих матеріалів, електричного обладнання та мереж вимагає встановлення на будівельному майданчику небезпечних зон. Так, до постійно діючих небезпечних зон відносяться:

- ділянки робіт поблизу споживачів електричного струму;
- лінії електропередач (відкритих, силових, освітлювальних кабелів).

Значення величин цих небезпечних зон залежить від робочих напружень та визначаються згідно СНиП III-4-80. Такі небезпечні зони огорожуються захисними конструкціями висотою не менше 1,8 м.

Небезпечна зона поблизу працюючих будівельних машин складає не менше 5 м. та огорожується сигнальним огороженням у вигляді глухих огорожуючих конструкцій.

На ділянках можливого переміщення вантажів радіус небезпечної зони визначається:

$$R = L_{max} + 0,5 \cdot l_k + r, \text{ де:}$$

$L_{max}$  – максимальний виліт стріли крана, м.;

$l_k$  – найбільш довгою конструкція, що монтується, м.;

$r$  – розсіювання вантажів, при падінні залежить від висоти будівлі та по СНиП III-4-80 складає 7 м. при висоті будованої будівлі до 20 м. Тоді:

$$R = 25 + 0,5 \cdot 6,0 + 7 = 35,0 \text{ м.}$$

Поблизу будівель, що будуються існує потенціальна небезпечна зона, величина якої визначається по СНиП III-4-80 та складає 5 м. для будівель висотою до 20 м. Ця зона також огорожується на будівельному майданчику сигнальними огороженнями, знаками, табличками, які попереджують про небезпеку. Місця поблизу складських приміщень з шкідливими або вибухопожежонебезпечними речовинами (склади ГСМ) також обладнанням (балони з киснем та ацетиленом) – є небезпечною зоною. Ці зони позначаються сигнальним огороженням. В місцях виконання кам'яних, монтажних, бетонних, оздоблювальних робіт по периметру будівлі встановлюється потенційно небезпечна зона, яка згідно СНиП III-4-80 складає 5 м. Для будівель висотою до 20 м., вона огорожується спеціальним гнучким огороженням на висоті 0,8 м. від рівня землі.

Для виконання робіт в темний час суток на будівельному майданчику розраховується згідно СН 81-80 прожекторне освітлення усієї зони будівництва та робочих ділянок виконання робіт.

Кількість прожекторів визначають по методу коефіцієнта використання або коефіцієнта запасу:

$$N = (K \cdot S \cdot E_n \cdot t) / P_l, \text{ де:}$$

$K$  – коефіцієнт запасу для ламп накаливання 1,3 – 1,5;

$t$  – КПД прожектора 0,2 – 0,5;

$S$  – площа будівельного майданчика, м<sup>2</sup>;

$E_n$  – нормативна освітленість усього майданчика, 2 лк;

$P_l$  – потужність лампи в прожекторі, Вт.

$$N = (1,5 \cdot 3500 \cdot 2 \cdot 0,2) / 500 = 4,2.$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 5 прожекторів типу ПЗС-45 з лампами накаливання потужністю 500 Вт, встановлених на опорах.

Висота встановлення прожекторів залежить від сили світла і по табл. СН 81-80 визначаємо 22 м.

Для освітлення робочих місць при виконанні монтажних робіт ( $E_{нк} = 50_{пк}$ ) кількість прожекторів визначаємо з умови:

$$N = (1,5 \cdot 200 \cdot 50 \cdot 0,2) / 1000 = 3, \text{ де:}$$

$S = 200 \text{ м}^2$  – площа захватки ведення монтажних робіт.

Прожектори встановлюються на переносних опорах висотою 3 – 4 м.

### 7.1.3 Протипожежні заходи.

При вирішенні генерального плану враховані необхідні вимоги норм по забезпеченню протипожежних розривів між будівлями і проїздів для пожежних машин.

Пожежогасіння здійснюється автонасосами пожежних команд із забором води з пожежних резервуарів, розташованих на ділянці. Передбачено встановлення двох пожежних гідрантів з підсвічуванням в нічний час. Конструкції будівлі прийняті тими, що не згорають і задовольняють вимогам СніПа 2.01.02-85\* для будівель II ступеня вогнестійкості. Виходи з технічного підпілля передбачені відособленими. Димовидалення з технічного підпілля здійснюється через вікна з приямками. Передбачені важкоспалимі, протипожежні двері. Будівля має нормативну кількість виходів із своїх приміщень. Двері всіх робочих приміщень відкриваються по ходу евакуації.

Проектом передбачені заходи щодо підвищення вогнестійкості конструкцій:

- стіни будівлі негорючі з межею вогнестійкості більше 5.5 годин;
- перекриття будівлі з межею вогнестійкості 1 час;
- в місцях проходу інженерних комунікацій в будівельних конструкціях передбачено забивання щілин негорючими матеріалами;
- облицювання стін у вестибюлі – гіпсокартонними листами по металевому каркасу;
- підлога у вестибюлі та коридорі, на сходових клітках негорючі (керамічна плитка);
- двері у внутрішніх протипожежних перегородках - сталеві протипожежні I типу з ущільненням в притворах і приладом автоматичного закриття;
- в сходових клітках всі конструкції відповідають межі вогнестійкості 1 година.
- металеві елементи конструкції покрівлі треба покрити покриттям ВПМ -2, що спучується при горінні при витраті 6.0 кг/ м<sup>2</sup> при товщині покриття після висихання не менше 4мм.
- несучі металеві частини будівельних конструкцій штукатурять цементно - піщаним розчином товщ. 30мм по металевій штукатурній сітці.
- металеві вентиляційні коробки штукатурять цементно-піщаним розчином товщ. 30мм по металевій сітці.

Проектом передбачено аварійне (евакуаційне) і робоче освітлення, пожежну сигналізацію, система сповіщення про пожежу. Живлення аварійного (евакуаційного) і робочого освітлення здійснюється від різних введень.

## **7.2 Охорона праці**

### **7.2.1 Загальні відомості.**

Рішення питань безпеки будівельно-монтажних робіт є складовою та невід'ємною частиною при розробці проектів виконання робіт, технологічних карт.

При будівництві АБК виконуються наступні будівельно-монтажні роботи:

- земляні роботи по плануванню території будівельного майданчику, влаштування котловану;
- монтажні – при спорудженні каркасу будівлі, огорожуючи стінових конструкцій;
- бетонні – при влаштуванні монолітних фундаментів, перекриття, покриття;
- кам'яні;
- покрівельні;
- оздоблювальні;
- газоелектрозварювальні.

### **7.2.2 Заходи безпеки, передбачувальні у розділах проекту.**

#### **1. Заходи безпеки при земляних роботах.**

Влаштування котловану має виконуватись у відповідності до проекту виробництва робіт. Екскаватор, бульдозер та інші машини та механізми мають працювати по раніше розробленому проекту.

В межах будівельного майданчика підготовлюють шляхи, по яких будуть рухатися екскаватори. Під час руху екскаватора стрілу його слід встановлювати суворо за напрямком хода, а ківш піднімати над землею на 0,5-0,7 м. Забороняється рух екскаватора з навантаженням ковшем.

Після підготовки шляху і проходу екскаватора до місця робіт починають виїмку ґрунту згідно з технологічною картою і проектом виконання робіт.

Під час роботи екскаватора забороняється знаходитися робочим під ковшем або стрілою. Виконувати будь-які інші роботи з боку забою не можна. Особливу увагу звертати на те, щоб в радіусі дії екскаватора не було проводів електроліній.

Не можна допускати, щоб під час навантаження ґрунту між землерийною машиною і транспортними засобами знаходилися люди.

Під час перерв в роботі незалежно від їх причин і тривалості стрілу екскаватора слід відвести у бік від забою на відстань не менше 2 м від краю відкритої траншеї, а ківш опустити на ґрунт.

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог СНиП III-4-80, за умови, що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану. Зона роботи екскаватора огорожується сигнальним огороженням, заборонюючими та попереджувальними знаками.

## 2. Заходи безпеки при бетонних роботах.

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпечність опалубочних робіт, арматурних робіт, робіт при прийманні та подачі бетону, а також при вкладанні та ущільненні.

При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону вичищається від бруду, сміття. Укладаєма бетонна суміш має приймати форму передбачену проектом. Розбір опалубки виконується після досягнення бетоном міцності та згідно рішення відповідального за виконання робіт.

При армуванні монолітних ділянок робітники забезпечуються спецодягом, рукавицями.

Перед початком вкладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан опалубки, вкладеної арматури, засобів підмащування. При віброущільненні бетону необхідно дотримуватись заходів електробезпеки. Роботи виконувати у віброрукавицях. Перемішувати вібратор за гнучкі тяги. При перервах в роботі вібратор вимикають. Час роботи вібраторів 30 –35 хв., це виключить їх перегрів та поломку.

При прийомі бетонної суміші з бункерів (баддь) відстань між нижньою кромкою бункера (бадді) і раніше укладеним шаром або поверхнею, на яку укладається бетонна суміш, має бути не більше 1 м., якщо інші відстані не передбачені проектом. Укладати бетонну суміш в опалубку слід плавно, невеликими порціями, виключаючи можливість великих динамічних і ударних навантажень на опалубку і арматуру.

Строповка бункера (бадді) повинна здійснюватися бетонниками, що мають посвідчення стропальника. При здійсненні цих робіт необхідно виконувати вимоги "Типової інструкції по охороні праці для стропальників".

При підйомі бетонної суміші кранами необхідно перевіряти надійність кріплення бадді або контейнера до крюка крану, справність тари і секторного затвора, відстань від низу бадді або контейнера у момент вивантаження до поверхні, на яку відбувається вивантаження, не повинно перевищувати 1м.

При бетонуванні на висоті (перекриття та покриття) встановити тимчасове огороження.

## 3. Заходи безпеки при монтажних роботах.

До монтажних робіт допускаються люди не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання, атестування, які ознайомились з правилами техніки безпеки, маючи посвідчення. На монтажному майданчику встановлюється єдиний порядок обміну сигналами. Територію монтажної площадки виділяють попереджуючими знаками.

Методи строповки елементів та конструкцій мають забезпечити їх подачу до місця установки в положення, близьке до проектного. Стропову конструкцій виконувати у відповідності до проекту виконання робіт. Не допускається знаходження людей в зоні дії крану й переміщуваних

конструкцій, при їх підйманні та переміщенні. Встановлені в проектне положення елементи конструкцій мають бути закріплені так, щоб забезпечити їх стійкість та геометричну незмінність. Розстроповку конструкцій виконувати тільки після постійного або надійного тимчасового їх закріплення. Не допускається виконувати монтажні роботи при швидкості вітру більше 15 м/с. При будівництві забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці) на етапах над якими виконуються монтажні роботи. Одночасне виконання монтажних робіт на різних поверхах допускається при наявності між ними надійних перекриттів. Всі монтажники мають бути забезпечені касками та монтажними поясами.

#### 4. Заходи безпеки при кам'яних роботах.

Виробництво цегляної кладки з підмостів виконувати на робочих настилах шириною 2 м. При цьому мають забезпечуватись заходи безпеки по експлуатації засобів підмашування. Подавати цеглу на робоче місце на піддонах або в спеціальній тарі. Ширина проходу між стіною та піддонами з цеглою не менше 0,2 м. Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмашування не менше 0,7 м. вище рівня робочого місця. Кладка стін шириною менше 0,75 м. з стіни забороняється. При кладці стін висотою більше 7 м. застосовувати захисні козирки.

Забороняється залишати матеріали та інструменти на зведених стінах під час перерви в роботі.

Для попередження падіння відходів, інструмента з перекриття та настилів в конструкціях захисних огорожень влаштовувати бортові елементи висотою 0,15 м. від рівня огороження. Різні пройоми закривати захисним огороженням, висотою не менше 1,1 м.

#### 5. Заходи безпеки при електрозварювальних роботах

Електрозварювальні роботи мають вестись на безпечних відстанях від місць зберігання згораємих матеріалів не менше 5 м. та вибухонебезпечних – не менше 10 м., в тому числі і від газових балонів. В зварювальних апаратах елементи, які знаходяться під напругою мають бути закриті, ізольовані. Корпус зварювального апарату має бути заземлений. Зварювальне оснащення знаходиться під навісами, які захищають його від атмосферних опадів. До електрозварювальних робіт допускаються люди не молодше 20 років, з кваліфікаційною групою електробезпечності – II. Зварювальні апарати мають бути оснащені автоматом холостого ходу.

Напругення холостого ходу не більше 65 В. Опір ізоляції проводів не менше 20000 Ом. Робітників мають забезпечити спеціальним одягом, рукавицями, захисними щитками зі світлофільтрами. Довжина фазного проводу не більше 15 м. При виконанні робіт на висоті, зварник має застосовувати монтажний пояс. При виконанні робіт в котловані застосовують діелектричні рукавиці, коврики.



#### 6. Заходи безпеки при оздоблювальних роботах.

Робота по обштукатурюванню усередині приміщення як безпосередньо з підлоги, так і з інвентарних подмостей або пересувних верстатів. Подмості мають бути міцними і стійкими, матеріали подають за допомогою під'ємних машин та механізмів. Всі робітники, що мають справу з штукатурними розчинами, забезпечуються спецодягом і захисними пристосуваннями (респіраторами, окулярами і т. д.).

Місце розчинонасосів і робоче місце оператора мають бути зв'язані сигналізацією, що справно діє. Розчинонасоси, компресори і трубопроводи піддаються випробуванню на полуторократний робочий тиск. Справність устаткування перевіряють щодня до початку робіт. Тимчасова переносна електропроводка для внутрішніх штукатурних робіт має бути зниженої напруги – не більше 36 вольт.

При просушуванні приміщень застосовують електричні повітрянагрівачі, при цьому необхідно дотримуватись вимог електро та пожежної безпеки.

Малярні склади необхідно готувати централізовано, використовуючи для цього приміщення, які оснащені вентиляцією та приборами для систематичного контролю зберігання шкідливих речовин в повітрі робочої зони.

Забороняється виробляти малярні роботи на необгороджених робочих місцях, розташованих на висоті більше 1 м над рівнем підлоги або перекриттям, в неосвітлених або затемнених місцях. В разі недоцільності пристрою лісів або подмостей маляр при роботі на висоті зобов'язаний користуватися випробуваним запобіжним поясом. Місця закріплення запобіжного поясу мають бути вказані майстром. Забороняється виробляти зовнішні малярні роботи на лісах під час грози, ожеледі, туману, при вітрі силоміць 15 м/с і більш. Вантажі на лісах і подмостях мають бути розташовані відповідно до вивішених на робочому місці схем розміщення і величин навантажень, що допускаються на ці ліси і подмості.

#### 7. Заходи безпеки при покрівельних роботах

Приступати до покрівельних робіт дозволяється після огляду майстром або прорабом з бригадиром робочих місць та огорожень. При роботі на покрівлі робітник має бути забезпечений поясами безпеки, спецодягом, рукавицями та нековзаючим взуттям. Не дозволяються роботи при ожеледиці, тумані, грозі, вітрі зі швидкістю 15 м/с та ін.

Всі роботи виконувати згідно правил техніки безпеки СніП III-4-80.

## Розрахунок траверси для монтажу плити покриття

Для виключення виникнення небезпечних напружень в конструкції плити бх1,2 м. застосовуємо траверсу. Більш конструктивно підійде траверса з балкою, яка працює на згин, так як вона має невеликі розміри по висоті

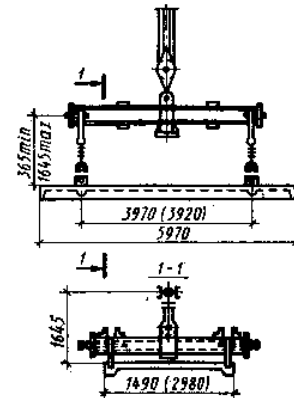
### Розрахункова схема траверси

Вихідні дані

$$Q_{\text{в}} = 21 \text{êÍ}$$

$$l_{\text{в}} = 6\text{ì}$$

$$l_{\text{од}} = 4\text{ì}$$



1. Визначаємо навантаження, яке діє на траверсу від ваги всієї плити

$$P = Q_{\text{в}} \cdot k_1 \cdot k_2 = 21 \cdot 1.2 \cdot 1.1 = 27,72 \text{êÍ}$$

Де  $k_1 = 1.2$  коеф. динамічних навантажень від сил інерції при монтажу плити

$k_2 = 1.1$  коеф. неврахованих навантажень

2. Визначаємо максимальний згинальний момент в перерізі балки траверси від ваги плити:

$$M_{\text{max}} = \frac{P \cdot l_{\text{од}}}{4} = \frac{27,72 \cdot 4}{4} = 27,72 \text{êÍ} \cdot \text{ì}$$

3. Визначаємо момент опору поперечного перерізу балки траверси:

$$W_{\text{од}} = \frac{M_{\text{max}}}{n \cdot R_{\text{сáєí}} \cdot \varphi} = \frac{27,72 \cdot 100 \text{êÍ} \cdot \tilde{\text{н}}\text{ì}}{0,85 \cdot 21 \cdot 0,9} = 172,5 \tilde{\text{н}}\text{ì}^3$$

Де  $n=0,85$  коеф. умов роботи балки

$\varphi=0,9$  коеф. стійкості балки при згині.

$R_{\text{згин}} = 21 \text{кН} / \text{см}^2$  розрахунковий опір сталі на згин

Згідно ГОСТ 8239-72 підбираємо переріз балки траверси з двох двотаврів N22 із загальним опором на згин 232 см<sup>3</sup>, що більше 172,5 см<sup>3</sup>.

В якості гнучких тяг траверси для кріплення плити використовуємо сталеві канати. Зусилля, які виникають в сталевих канатах траверси складають:

$$S = \frac{P}{4 \cdot \cos \alpha} = \frac{27,72 \text{êÍ}}{4 \cdot 0,71} = 9,76 \text{êÍ}$$

Де  $\alpha$  - кут нахилу тяжів до конструкції плити ( $\alpha = 45^\circ$ )

Тоді розривні зусилля в гілках траверси з врахуванням коеф. запаса  $k_3 = 6$ , який враховує спосіб кріплення плит покриття будуть складати:

$$R = S \cdot k_3 = 9,76 \cdot 6 = 58,56 \text{êÍ}$$

Згідно ГОСТ 8239-72 обираємо сталеві канати типу ЛКР 6х19 з розривним навантаженням 148 кН, діаметром 18 мм. та маркувальною групою по тимчасовому опору розриву 1400 Мпа.

Умова міцності виконується.

## 8 Екологія

### 8.1 Характеристика основних фізико-географічних і кліматичних умов району будівництва.

Планована діяльність передбачена в Держинському районі міста Кривого Рогу.

Коротка характеристика основних фізико-географічних і кліматичних умов району будівництва, що визначають умови розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі, приведені в таблиці 1.

Таблиця 1- Фізико-географічні і кліматичні умови

Найменування характеристик	Величина
- коефіцієнт, залежний від стратифікації атмосфери, А	200
- коефіцієнт рельєфа місцевості	1,0
- середня темп. навколишнього повітря найбільш холодного місяця, °С	-5 °С
- середня темп. навколишнього повітря найбільш жаркого місяця, °С,	27,2 °С
- мінімальна розрахункова швидкість вітру, м/с	0,5
- максимальна розрахункова швидкість вітру, м/с	12,0
- середня годовая роза ветров, %	
Пн	15,4
ПнС	16,1
С	15,2
ПД	10,3
П	9,8
ПЗ	10,3
З	11,5
ПЗ	11,4

### 8.2 Дії на повітряне середовище.

Вплив на повітряне середовище в ході експлуатації адміністративно-побутового комплексу виявлятися не буде.

Дія проекрованої діяльності на повітряне середовище пов'язана з будівельними роботами, із закінченням яких дія припиниться.

Джерела викидів забруднюючих речовин в атмосферне повітря в період будівництва:

- будівельні механізми (екскаватори, бульдозери, крани, трактори) і технологічний автотранспорт, що виділяє діоксид азоту, саджу, ангідрид сірчистий, оксид вуглецю, вуглеводні граничні;

- при зварювальних роботах виділяються оксид заліза, марганець і його з'єднання.

Кількість викидів забруднюючих речовин від джерел проектного об'єкту визначені відповідно до галузевих методичних рекомендацій.

Розрахунок кількості викидів шкідливих речовин в атмосферу при роботі будівельних механізмів, а також при роботі технологічного автотранспорту виконаний згідно "Методиці розрахунку викидів забруднюючих речовин пересувними джерелами".

Розрахунок викидів в атмосферу забруднюючих речовин.

Будівельні механізми і технологічний транспорт.

Витрати дизельного палива - 2,5 т.

Режим роботи - 176 дн×2 смены×8 часов.

Маса викиду j-ї забруднюючої речовини автомобільного транспорту визначається по формулі:

$$M_i = \sum_{j=1}^m q_{jci} \cdot G_i \cdot k_t \cdot 10^{-3}$$

де  $q_{jci}$  - середній питомий викид j-ї забруднюючої речовини з одиниці використаного i-го палива, кг/т;

$G_i$  - витрати i-го палива автотранспорту;

$k_t$  - коефіцієнт, що враховує вплив технічного стану автомобілів.

Питомі викиди забруднюючих речовин  $q_{jci}$  ( кг/т) для дизельного палива:

- азота діоксин	- 31,5
- сажа	- 3,85
- ангідрид сірчастий	- 5,0
- оксид вуглецю	- 36,0
- вуглеводи граничні	- 6,2

Азота діоксин

$$M_{\text{азот}} = 31,5 \times 2,5 \times 10^{-3} = 0,079 \text{ т}$$

$$M_{\text{азот}} = \frac{0,079 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,008 \text{ г/с}$$

Сажа

$$M_{\text{сажа}} = 3,85 \times 2,5 \times 10^{-3} = 0,009 \text{ т}$$

$$M_{\text{сажа}} = \frac{0,009 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,001 \text{ г/с}$$

Ангідрид сірчастий

$$M_{\text{ангидрид}} = 5,0 \times 2,5 \times 10^{-3} = 0,013 \text{ т}$$

$$M_{\text{ангидрид}} = \frac{0,013 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,0013 \text{ г/с}$$

Оксид вуглецю

$$M_{\text{оксид}} = 36,0 \times 2,5 \times 10^{-3} = 0,09 \text{ т}$$

$$M_{\text{оксид}} = \frac{0,09 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,009 \text{ г/с}$$

Вуглеводи граничні

$$M_{\text{вуглеводи}} = 6,2 \times 2,5 \times 10^{-3} = 0,016 \text{ т}$$

$$M_{id} = \frac{0,016 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,0019 \text{ г/с}$$

Розрахунок викидів шкідливих речовин при зварювальних роботах приведений на підставі “Збірника показників емісії( питомих викидів) забруднюючих речовин в атмосферне повітря різними виробництвами ”.

Зварювальні роботи.

Тип електродів – АНО-6

Витрата електродів – 850 кг

Режим роботи - 176 дн×2 смены×8 часов.

Питомі показники виділення забруднюючих речовин при зварці електродами АНО-6 складають на 1 кг електродів, що витрачаються:

- заліза оксид – 14,35 г/кг

-оксиду марганцю – 0,001 г/кг

Заліза оксид

$$M_{\text{дод}} = 850,0 \times 14,35 \times 10^{-6} = 0,012 \text{ т}$$

$$M_{id} = \frac{0,012 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,001 \text{ г/с}$$

Оксиду марганцю

$$M_{\text{дод}} = 850,0 \times 1,95 \times 10^{-6} = 0,0017 \text{ т}$$

$$M_{id} = \frac{0,0017 \times 10^6}{176 \times 2 \times 8 \times 3600} = 0,0002 \text{ г/с}$$

Перелік забруднюючих речовин, що викидаються в атмосферу в період будівництва, їх кількісна і якісна характеристики приведені в таблиці 2.

Таблиця 2 - Забруднюючі речовини, що викидаються в атмосферу в період будівництва.

Найменування забруднюючої речовини	ГДК мг/м <sup>3</sup>		Клас небезпеки	Викид забруднюючої речовини, тонн
	Максимально разова	Середньо - добова		
Заліза оксид	-	0,04	3	0,012
Марганець і його з'єднання	0,01	0,001	2	0,0017
Азоту діоксид	0,085	0,04	2	0,079
Сажа	0,15	0,05	3	0,009
Ангідрид сірчастий	0,5	0,05	3	0,013
Оксид вуглецю	5,0	3,0	4	0,09
Вуглеводи граничні	1,0	-	4	0,016
Всього				0,2207

Доцільність проведення розрахунку розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі виконується відповідно до “Методики розрахунку концентрації в атмосферному повітрі шкідливих речовин, що містяться у викидах підприємств. ОНД-86 ” по формулах, приведених нижче:

$$\frac{i}{\bar{A}\bar{E}} > \hat{O}, \Phi=0,1 \text{ при } H < 10 \text{ м}$$

де: М – значення викиду по даній речовині від джерела (г/с);  
ГДК – максимальна гранично допустима концентрація (мг/м<sup>3</sup>);  
Н – висота джерела викиду (м).

Отримані результати визначення доцільності проведення розрахунку розсіювання представимо у вигляді таблиці 3.

Таблиці 3 - Доцільність проведення розрахунку розсіювання.

Найменування речовин	ГДК , мг/м <sup>3</sup>	Величина викиду, г/с	Результат розрахунку	Доцільність проведення розрахунку
Заліза оксид	0,4	0,001	0,0025	немає
Марганець і його з'єднання	0,01	0,0002	0,02	немає
Азоту діоксид	0,085	0,008	0,094	немає
Сажа	0,15	0,001	0,0066	немає
Ангідрид сірчастий	0,5	0,0013	0,0026	немає
Оксид вуглецю	5,0	0,009	0,0018	немає
Вуглеводи граничні	1,0	0,0016	0,0016	немає

Таким чином, розрахунок розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі проводити не доцільно.

Істотний вплив на забруднення атмосферного повітря в період будівництва виявлятися не буде.

Викиди забруднюючих речовин в період будівництва носить короткочасний характер, тому нормуванню не підлягають.

### 8.3 Шум і вібрація.

У будівлі проектного АБК відсутнє технологічне устаткування, яке може бути джерелом промислового шуму. Для зменшення вібрації механізми, що створюють вібрацію, встановлюються на віброізолятори.

Заходи, прийняті для запобігання підвищеного рівня шуму на будівельному майданчику:

- зниження шуму в самому джерелі (використання малошумних транспортних засобів, регулювання інтенсивності руху);
- зниження шуму на шляху його розповсюдження;
- підвищення звукоізоляційних властивостей огорожуючи конструкцій (застосування звукоізоляційних чохлів на обладнанні (вібратори, цементо-розмішувачі та ін.).

Вході планованої діяльності шумові і вібраційні дії на навколишнє середовище виявлятися не будуть.

#### **8.4 Комплексні заходи щодо забезпечення нормативного стану навколишнього середовища і його безпеки.**

Для зменшення впливу планованої діяльності на навколишнє середовище проектом передбачені заходи щодо забезпечення нормативного стану навколишнього середовища:

- опалювання будівлі АБК передбачено централізоване від зовнішньої тепломережі;

- дії по збору і поводженню з відходами, що утворюються на об'єкті;

- організований збір і відведення господарських-побутових стоків;

- протипожежні заходи;

При експлуатації АБК викиди забруднюючих речовин в атмосфері відсутні.

Проектом передбачено споживання води питної якості на господарсько-питні потреби в об'ємі 22,38 м<sup>3</sup>/доб. Господарсько-побутові стічні води передаються по міській мережі господарській-побутовій каналізації на міські очисні споруди.

В ході експлуатації будівлі АБК ділянка очищення вагонів утворюватимуться відходи:

- відпрацьовані люмінесцентні лампи - 843 шт./рік.(0,253 т/рік);

- тверді побутові відходи – 42,111 т/рік;

Всі виробничі відходи, що утворюються, організовано збираються, зберігаються, а потім передаються за договором спеціалізованим підприємствам для вивозу, накопичення і утилізації.

Під проектоване будівництво відводиться земельна ділянка площею 2205,0 м<sup>2</sup>. Враховуючи значну порушеність виробничою діяльністю даної території і відсутність на ній ґрунтово-рослинного шару, на ґрунти планована діяльність не впливає.

При будівництві котловану під будівлю і при прокладці комунікацій виймається ґрунт. Загальний об'єм вийнятого ґрунту складе 2435,56 м<sup>3</sup>. Весь вийнятий ґрунт вивозиться автотранспортом на тимчасові склади звідки він може бути використаний при будівництві промислових і цивільних об'єктів міста. Зворотна засипка виконується привезеними ґрунтами в об'ємі 570,74 м<sup>3</sup>.

Для проїзду транспорту в період розробки котловану та подальшого будівництва об'єкту передбачається влаштування тимчасових доріг шириною 3,5 м. Забороняється бездоріжнє пересування транспортних засобів і технологічного устаткування, оскільки це пов'язано з важливим від'ємним впливом на рослинний шар.

Під час будівництва тимчасові транспортні шляхи, для руху транспорту та переміщення технологічних вантажів, необхідно підтримувати в гарному технічному стані, а для запобігання здіймання пилу в суху погоду – періодично зволожувати водою з хімічними добавками (взимку) з розрахунку 1,5-2 л/м<sup>2</sup>.

Виснаження або деградація тих, що склалися в даному районі рослинних і фауністичних співтовариств в результаті планованої діяльності не наступить. Негативний вплив на найближчі об'єкти природно-заповідного фонду виявлятися не буде.

При впорядкуванні території АБК планується озеленення ділянок загальною площею 782,0 м<sup>2</sup>. У зеленій зоні передбачається улаштування газону звичайного і посадка декоративних дерев.

Умови життєдіяльності місцевого населення планованою діяльністю не погіршуються.

Діяльність довколишніх промислових і цивільних об'єктів, їх експлуатаційна надійність і збереження забезпечується.

Екологічний ризик планованої діяльності відсутній.

В цілому, враховуючи масштаб і інтенсивність розглянутих дій на навколишнє середовище, що планується діяльністю можна вважати екологічно придатною.



## Науковий розділ

Будівельні відходи- це будь-які будівельні матеріали, які не планується використовувати за призначенням, а також залишки будівельних, ремонтних та демонтажних робіт, включаючи роботи з капітального ремонту, реновації, реставрації, реконструкції або знесення будівель і споруд. Для прикладу, до будівельних відходів відносяться бита цегла, покрівельні матеріали, матеріали для зовнішнього та внутрішнього оздоблення будівель і споруд, шматки бетону та багато іншого, включаючи нові зіпсовані, протерміновані або такі, що не можуть бути використані за призначенням, будівельні матеріали.

Бетон - композитний матеріал, отримуваний в результаті твердіння суміші з в'язучого і наповнювачів. У теорії в якості заповнювачів можна використовувати все що завгодно в залежності від необхідних показників качества кінцевої продукції. всі заповнювачі поділяються на природні і штучні. Природні матеріали - це інертні кам'яні матеріали, які беруть участь в структуроутворенні майстер- ного каменю лише як міцнісний каркас, за рідкісним винятком, коли в якості заповнювачів використовується щебінь і пісок з гірських порід, що володіють пуццоланової активністю. Штучні заповнювачі можуть мати хімічної активністю, що дозволяє отримувати більше високі значення експлуатаційних якостей цементобетону . Однак штучні заповнювачі в середньому дорожче природних кам'яних матеріалів, в зв'язку з цим їх частіше застосовують для створення бетонів спеціального призначення (з пористий структурою, що володіють низькою проникністю для іонізу - випромінювань і т.п. ).

Видобуток природних кам'яних матеріалів пов'язана з шкодою для оточуючої середовища. Видобуток таких матеріалів ведеться відкритим способом, що має на увазі вивіз в відвал розкритих порід. За 2021 м. відходи добуваю- щей промисловості склали 7,7 млрд т, то є більше 90 % від спільного кількості відходів промисловості <sup>1</sup> . Вказаний факт обумовлює актуальність застосування в якості заповнювача в бетон відходів промиш - ленності .

Найбільш актуальна проблема утилізації будівельних відходів для районів недавніх бойових дій [1; 2]. У таких районах є велике кількість будівель і споруд в аварійному стан, після зносу кото- рих утворюється велика кількість бетонного та цегляного брухту. Одновре - саме з заходами по зносу аварійних об'єктів необхідно вести будівельні роботи по відновлення інфраструктури, будівництво житла і т.п. Раціональне застосування бетонного і цегляного лому в каче- стві заповнювачів в бетон допоможе вирішити вказані завдання з зменшенням фінансових витрат за будівництво.

## Методи та матеріали

Застосування будівельних відходів, таких як бетонний і цегляний брухт, в якості заповнювача в бетон, досліджувалося багатьма авторами.

У ряді досліджень авторами мається на увазі, що застосування відходів знижує якість бетону [3-5]. Інші автори доводять ефективність застосування подібних відходів для отримання бетонів з підвищеними показателями якості [6-8]. Існують дослідження, доводять позитивний ефект при частковій заміні заповнювачів будівельними відходами, і негативний при повній заміні [9]. Авторами досліджується вплив застосування заповнювачів з бетонного і цегляного лому на фізико-хімічні процеси структуроутворення штучного каменю. Дослідження також вивчають можливість застосування продуктів тонкого помелу бетонного і цегляного лому в якості активної мінеральної добавки до цементу, наприклад так званого «наповненого в'язучого» [8; 10-12]. Були проведені дослідження, в ході яких підтверджено наявність пуцоланової активності у керамічному бою [12]. Було доведено вплив застосування заповнювача з бетонного і цегляного лому на адгезію в'язучого до заповнювача, формування мікропористий структури цементного каменю, усадочні процеси, водопотреба бетонної суміші [4]. Ряд наукових робіт присвячених дослідженню застосування заповнювачів з відходів будівництва в самоущільнюються бетони [13-16].

Аналізуючи роботи інших авторів, можна прийти до висновку, що результати застосування бетонного і цегляного лому не завжди однозначні. Насамперед всього це пов'язано з застосуванням місцевої сировини при виробництві бетону і цегли, різними термінами і умовами експлуатації будівельних конструкцій до того моменту, як вони стали відходами. Вказаний фактор не дозволяє дослівно екстраполювати досвід досліджень інших авторів в даному напрямі, однак облік наявних результатів безумовно необхідний.

Для обґрунтування можливості застосування будівельних відходів, а в зокрема вторинних матеріальних ресурсів (Лома з бетону, силікатного і керамічного цеглини), утворених в результаті розбирання і частічного обвалення об'єктів майнового комплексу ВГ НХ в 15 км до південному сході від с. Дружба, Хабаровського району авторами дослідження був запланований експеримент. З відібраних проб матеріалів був виготовлений щебінь шляхом дроблення на лабораторній щоківій дробарці (рис. 1).



Рис . 1. Про обладнання і матеріали для дроблення / Figure 1. Equipment and materials for crushing

Методика дроблення, кількість стадій дроблення та зерновий склад по- одержуваного з відходів щебеню здатні надавати значне вплив на ка- ство бетону [3; 4; 17]. У даним дослідженні дроблення вироблялося в три стадії з просівом продуктів дроблення через лабораторні сита (Рис. 2).

#### Аналіз результатів і обговорення

Оцінка придатності використання щебеню в якості заповнювача в бе- тон проводилася в тому числі з оцінки щільності упаковки зерен, оцінює - мій аналізом гранулометричного складу. Результати аналізу наведено в табл . 1.



Рис . 2. Третя з стадія дроблення / Fig ure 2. Third stage of c rushing

Таблиця 1. Грануломет річковий складів щебеню з бе тонного і цегляного лому

Гранулометри - чеські характеристики	Повні залишки , %						
	25	20	12.5	10	5	2.5	<2.5
Розмір сіт катний кі р - піч	0	1,38	50,07	64,8	95,66	98,21	98,21
рамічний цегла	0	0,97	53,05	66,15	96,61	98.89	100
Бетонний лом	0	1,31	48,66	63,93	95,59	99,04	99,99
Потрібна інформація ГОСТ 8267-93	1,25 D	D	0.5 ( d+D )		d		
	До 0.5 Up to 0.5	До 10 Up to 10	Від 30 до 60 від 30 to 60		Від 90 до 100 від 90 to 100		

Table 1 . Par t icle size d istribution of c r ushed stone from conc rete an d bric k scrap

Granulometri c charac terist ics	Total solid matter, %						
	25	20	12.5	10	5	2.5	<2.5
Silicate brick	0	1.38	50.07	64.8	95.66	98.21	98.21
Ceramic brick	0	0.97	53.05	66.15	96.61	98.89	100
Concrete scrap	0	1.31	48.66	63.93	95.59	99.04	99.99
Russ i a n Na ti	1.25 D	D	0.5 ( d+D )		d		

onal S t andard (GOS T) 8267-93 requiremnts	Up to 0.5	Up to 10	від 30 to 60		від 90 to 100		
---	-----------	----------	-----------------	--	------------------	--	--

**Як видно з результатів аналізу, гранулометричний склад щебеню зі-  
відповідає вимогам, що висуваються до заповнювачів у бетон.**

Для розрахунку складу бетону по методом найменших обсягів були  
визна - ділені насипні щільності заповнювачів, щільності зерен (Табл. 2). У  
каче- стві дрібного заповнювача використовувався пісок природний.  
Водоцементне ставлення і витрата цементу були прийняті однакові для всіх  
серій зразків.

*Таблиця 2.* Характеристики заповнювачів

Найменування матеріалу	Насипна відносність , кг / м <sup>3</sup>	Щільність зерна , кг / м <sup>3</sup>
Силікатна цегла	973	2114
Бетонний лом	1142	2411
Керамічна цегла	867	1862

*Table 2.* Charac teristi cs of aggregates

Materi al	Bulk de nsity, k g /m <sup>3</sup>	Grain density, kg/m <sup>3</sup>
Silicate brick	973	2114
Concrete scrape	1142	2411
Ceramic brick	867	1862

**Результати проектування складів бетонної суміші на всіх видах за-  
наповнювачів наведені в табл.**

З кожного складу була виготовлена серія з шести зразків. Зразки були  
піддані випробуванню на стиск в віці 28 діб твердіння в нор- мальних умов.  
Результати визначення міцності на стиск наведено у табл. 4.

*Таблиця 3 .* Про допитні сос тави бе тонний суміш і

Найменування матеріалу	Розхід компонента , кг / м <sup>3</sup>				Розрахунк ова пл відносити без тону, м <sup>3</sup>	Фактична пл відносити без тону, кг / м <sup>3</sup>
	це мент	в ода	п о с о к	щебінь		
Силікатна цегла	391	200	795	781	2167	2232
Керамічна цегла	391	200	789	693	2073	2186
Бетонний лом	391	200	720	927	2238	2327

*Table 3.* Experimental compositions of conc rete mixture

Material	Component discharge, kg/ m <sup>3</sup>				Concrete estimated density, kg/ m <sup>3</sup>	Concrete actual density, kg/ m <sup>3</sup>
	cement	water	sand	gravel		
Silicate brick	391	200	795	781	2167	2232
Ceramic brick	391	200	789	693	2073	2186
Concrete scrape	391	200	720	927	2238	2327

Таблиця 4. Характеристики міцності і однорідність цементобетона досвідчених образців

Найменування \ матеріала заповнювача	Найменування характеристики			
	Передіви пружності при зістисканні, МПа	СКО, МПа	Внутрішньосерійний коефіцієнт варіації, %	Клас безтону по пружності
Силікатний доірипі	38,41	3,4	8,8	У 30
Керамічний цегла	29,86	1,4	4,6	У 25
Бетонний лом	33,81	4,3	12,8	У 25

Table 4. Strength and homogeneity characteristics of cement concrete test samples

Material	Characteristics			
	Compression resistance, MPa	Standard deviation (SD), MPa	Within-run coefficient of variation	Strength grade of concrete
Silicate brick	38.41	3.4	8.8	У 30
Ceramic brick	29.86	1.4	4.6	У 25
Concrete scrape	33.81	4.3	12.8	У 25

### Висновок

1. Розрахункова щільність менше фактичною, отриманої при виготовленні - ні зразків (у бетону на основі щебеню з силікатного цегли на 2,91%, керамічного цегли - на 5,17%, бетонного бою - на 3,82%). Зниження щільності пояснюється поверхневий пористістю подрібненого матеріалу [5]. Поверхневі пори і тріщини підсмоктують вологу з цементного тіста,

що наводить до зменшення обсягу суміші в процесі виготовлення і ущільнення. Цей фактор необхідно враховувати при проектуванні складу суміші. У свою черга, цей ефект збільшує зчеплення між цементним каменем і заповнювачем, руйнування зразків відбувається не по контакту заповнювач - цемент (Рис. 3). Найбільша різниця між розрахунковою і фактичною щільністю у найбільш пористого матеріалу – кераміки.

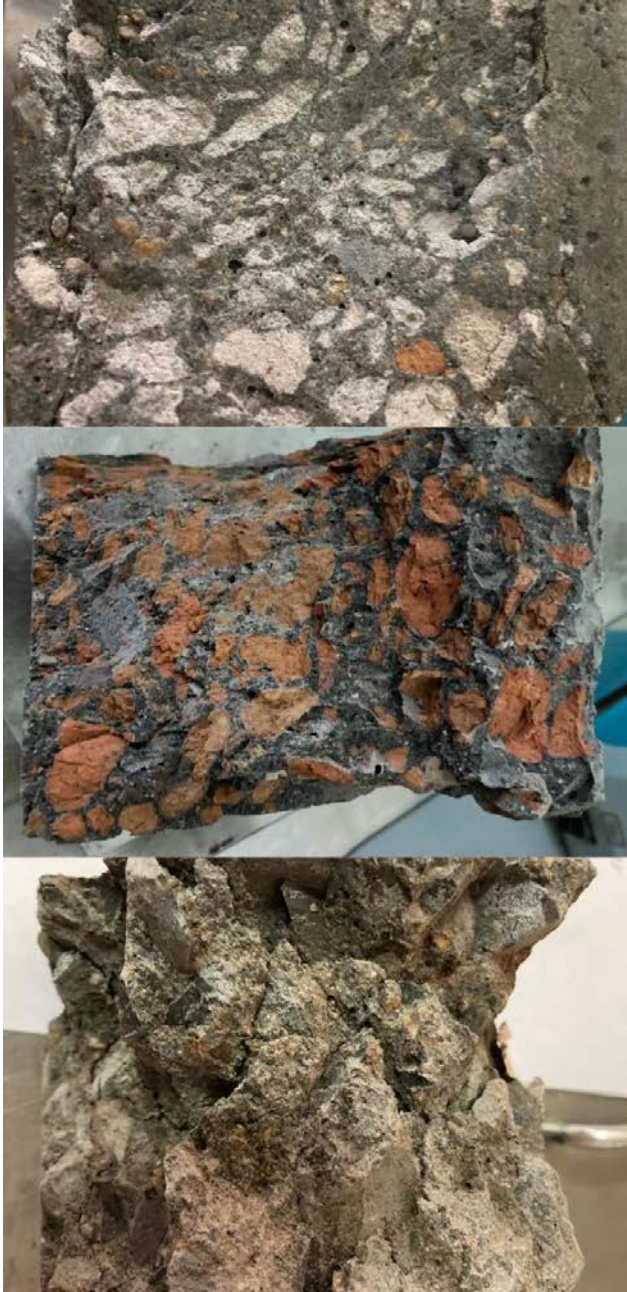


Рис . 3. Зовнішній вид розвинених образ ців / Fig ure 3. A ppearance of de stroye d samples

2. При проектуванні складу бетону приймався клас бетону по інш - ності У 30. цього значення досяг тільки бетон на основі щебеню з силікатного цегли. можна висунути гіпотезу, що компоненти силікатного цегли - гіросилікати кальцію - є активаторами твердіння це - менту, однак для підтвердження цієї гіпотези необхідно провести допов - ні дослідження. При цьому бетонні суміші на основі щебеню з кера - мічного цегли і бетонного бою показали невелике зниження міцності (всього на один клас нижче - У 25). можна стверджувати, що при використанні модифікуючих добавок можна домагатися міцності бетонів на заповни - тлі з бетонного і цегляного брухту, не поступається міцності бетону на основі наповнювачів з природного каменю.

3. Бетон на основі заповнювача з керамічного цегли продемонструй -

рував найбільшу однорідність міцності. Насамперед це пов'язано з високою ступенем адгезії кераміки до цементно-піщаному розчину, що забезпечує високу міцність контакту *в'язуче - заповнювач*. У свою черга, міцність кераміки порівнянна з міцністю цементного каменю. Однорідність міцності бетону на основі щебеню з бетонного лому найбо - ліє низька, оскільки щебінь на основі бетонного лому сам по собі не однорідний, він складається частково з природного каменю, частково з штучного. на сьогоднішній день знаходяться в розробці технології розділення бетонного брухту на вихідний заповнювач та цементний камінь, що дозволить здійснювати переробку і повторне застосування цього матеріалу більше ефективно [18].

Таким чином, можна зробити узагальнений висновок о можливості подруге застосування досліджуваних матеріалів в будівництві в якості за-виконавця у бетон.

Турбота про навколишнього середовищі і енергоспоживання в справжне час є двома основними темами при виробництві матеріалів на основі цементу. Використання змішаних відходів будівництва та зносу будівель в якості заміни природних заповнювачів має багато економічних і екологічних переваг [1-4].

У процесі виробництва цементу споживається велике кількість палива, через чого цементна промисловість також вносить свій внесок в підвищення концентрації CO<sub>2</sub> в атмосфері. Згідно наявною статистика, обсяг викидів CO<sub>2</sub> в процесі виробництва цементу займає 8-9 % від глобальних антропогенних викидів CO<sub>2</sub> і 2-3% енергоспоживання [5].

Відходи будівництва і зносу будівель, по оцінок, складають від 10% до 30% всіх відходів, потрапляють на звалища; з цього сміття переважним джерелом по вагою є асфальт, цегла і бетон [6]. Оскільки цеглини є домінуючим матеріалом в житловому будівництві [7, 8], на їх частку доводиться велика частка будівельних відходів та відходів зносу [9, 10]. У недавньому дослідженні підраховано, що цегла залишиться другим по значимості будівельним матеріалом після бетону [11] в перебіг наступних 50 років. Цеглини вважаються відходами, якщо вони розбиті або пошкоджено в результаті лінії по виробництву цегли або зі будівельних і демонтажних майданчиків.

Попередні дослідження показали, що цегляні і бетонні відходи можуть складати до 75% будівельних відходів і відходів зносу зі будівельної майданчики [11, 12]. Утилізація будь-якого з цих компонентів, дала б серйозні результати до скорочення кількості відходів, які потрапляють на звалища.

Цегляна кладка вже давно використовується в якості надійного будівельного матеріалу. Проте, галузеве обстеження показало, що приблизно 11,5 кг / тонна виробленого цегли викидається на сміттєзвалища і не переробляється назад в виробництво [13]. Враховуючи світове річне

виробництво глиняних цегли, яке складає приблизно  $6,25 \times 10^8$  тонн [14], близько  $7 \times 10^6$  тонн цегли щорічно вирушають на звалища.

Одним з рішень цієї проблеми може бути переробка відходів цегли, або надлишку нових цегли, або відходів від зруйнованих конструкцій, і використання їх в якості заповнювачів в бетоні.

Метою даної роботи було вивчення властивостей бетону, виготовленого з подрібненого цегли в якості часткової заміни природних наповнювачів.

Цегляні заповнювачі були отримані шляхом дроблення нових глиняних цегли з хімічним складом, зазначеним в таблиці 1. Нові цеглини були обрані для забезпечення консистенції і звести до мінімуму можливі забруднення.

Як подрібнений цегла, так і натуральні заповнювачі були просіяні, і розмір 12,70 мм. Використовувався в якості великого заповнювача при приготуванні суміші. У всіх бетонних партіях використовувався цемент з хімічним і фазовим складами, зазначеними в таблиці 1.

Таблиця 1. Хімічні склади портландцементу та глиняного цегли.

хімічний аналіз (%)	портландцемент	Глиняний цегла
SiO <sub>2</sub>	20.6	69.43
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.1	17.29
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.4	6.4
CaO	64.5	0.51
SO <sub>3</sub>	3.1	2.54
MgO	1.0	1.14

Пропорції суміші визначалися по обсягом, при цьому великий заповнювач становив 35%, дрібний заповнювач - 25%, а співвідношення води і цементу становило 0,42.

У цьому дослідженні використовувалися три різні суміші: (1) 100% натуральна гранітний заповнювач (контроль), (2) 25% подрібненого цегляного заповнювача і 75% натурального гранітного заповнювача (25% В ) і

(3) 50% заповнювача з подрібненого цегли і 50% заповнювача з натурального граніту (50% В ).

Через високою пористості і водопоглинання цегляних заповнювачів рекомендується замочувати цегляні заповнювачі в воді перед додаванням в бетонну суміш [16]. Тому ця процедура була прийнято в даної роботі для всіх великих наповнювачів. Як натуральний, так і цегляний заповнювачі замочували в воді в перебіг 48 годин і додавали в суміш в насиченому сухому стані поверхні, щоб підтримувати постійне співвідношення мас. Дрібні заповнювачі сушили в печі при 110° С в протягом 48 годин. За кілька годин до змішування давали охолонути до кімнатний температури. Потім бетонні заповнювачі, цемент і вода були об'єднані і перемішані в барабанному змішувачі.



Три ідентичних бетонних циліндра діаметром 100 мм = 200 мм з кожною суміші були відлиті і піддані вологому затвердіння в перебіг 28 днів, а потім була визначено їх міцність на стиск результати наведено в таблиці 2.

Таблиця 2. Фізичні властивості великих наповнювачів.

Результат випробувань		заповнювач		
природна		цегла		
		0.95		1.79
Поглинання холодною води (%)		.....		1.80
Поглинання окропом (%)		2.46		2.31
Насипна щільність, г/с м <sup>3</sup>				
Результати стирання для великих заповнювачів				
Результат випробувань		заповнювач		
100%		25%	50%	100%
природна		цегла	цегла	цегла
Втрати на стирання	64.50	49.30	43.20	30.60
Твердість до стирання	0.35	0.25	0.26	0.26

Як видно з таблиці 2, як натуральні, так і подрібнені цегляні заповнювачі мали однакову насипну щільність. Однак подрібнені цегляні заповнювачі мали майже в два рази велику абсорбцію, чим природні заповнювачі, використані в цьому дослідження, і були більше пористими. Результати стирання показують, що природні заповнювачі, використані в цьому дослідження, були м'якше, чим подрібнені цегляні наповнювачі. Більше низький коефіцієнт твердості відповідає заповнювачу з більше рівномірною твердістю. У цьому відношенні цегляні заповнювачі мали більше рівномірну твердість по порівнянні з природними заповнювачами.

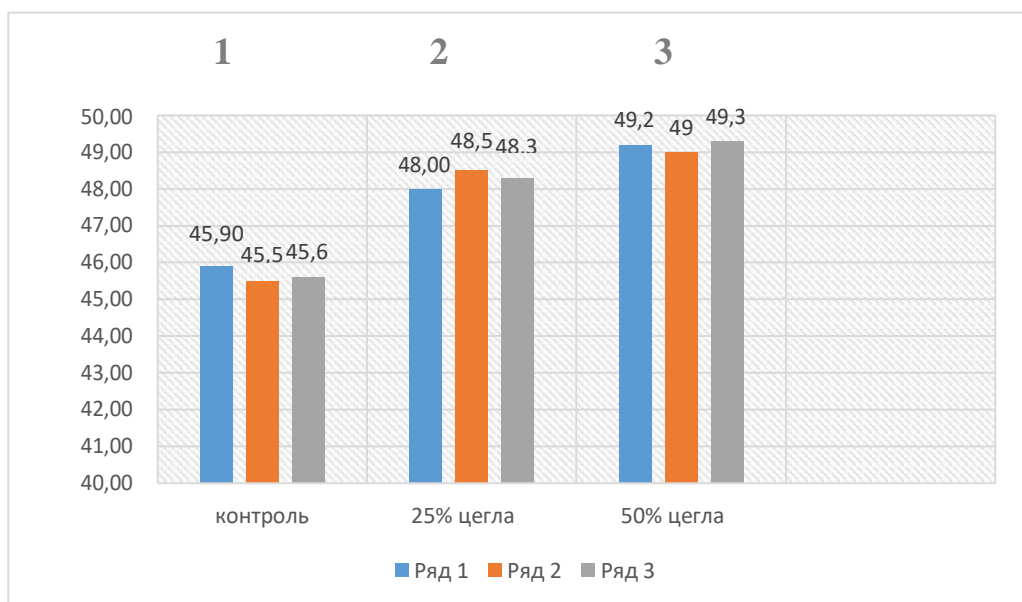
Оброблюваність свіжого бетону була визначено з допомогою тіста на усадку, і результати наведено в таблиці 3.

Як видно, при постійному співвідношенні води і цементу оброблюваність бетону підвищувалася з збільшенням кількості подрібненого цегли в якості великого заповнювача. Це можна пояснити більшою

пористістю цегляних заповнювачів по порівнянні з природними заповнювачами. Більше проникні заповнювачі можуть утримувати більше води, що, в свою черга, покращує оброблюваність свіжого бетону.

Таблиця 3. Результати тїста на усадку.

Сумїш	Стат. (мм.)
Контроль 100% природний	44.45
25% цегла	63.50



Мал. 1. 28-денна міцність зразків на стиск.

Результати випробування на міцність при стиску (Рис. 1) показали, що все сумїші відповідають стандартам Міністерства транспорту з Азербайджану для застосування в мостах з цїльовий 28-денний міцністю на стиск 27,6 МПа . містять цегляні заповнювачі, були в середньому небагато міцніше, чим контрольна сумїш, і міцність збільшується за рахунок збільшення змісту цегли, що може бути пов'язано з щодо низькою міцністю природних заповнювачів по порівнянні з міцністю цегляних заповнювачів, як визначено випробуванням на стирання.

на основі спостережень і експериментальних результатів цього дослідження можна зробити наступні висновки:

Цегляні заповнювачі мають більше високу пористість і водопоглинання , чим натуральні заповнювачі, тому при змішуванні необхідно дотримуватися заходи обережності, щоб врахувати зміна потреби в воді і скоригувати співвідношення води і цементу.

Бетон з цегляними заповнювачами показав підвищення своєю оброблюваності порівняно з бетоном з натуральним заповнювачем. Поліпшення оброблюваності посилюється з збільшенням змісту крупнозернистого заповнювача в цегли. Це пояснюється більше пористий структурою цегляних заповнювачів по порівнянні з природними заповнювачами.

Бетон з цегляними заповнювачами показав незначне покращення міцності на стиск по порівнянні з бетоном, виготовленим з 100% натурального заповнювача. Це збільшення міцності при стиску стає більше значним, коли більше кількість натуральних заповнювачів замінюється цегляними заповнювачами.

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень
2. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
3. ДБН 360-92\*\* Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень
4. ДБН.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції. Друга редакція
7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
8. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
10. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Зміна №1
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва
13. ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Настанова щодо визначення загальновиборничих та адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва
14. ДСТУ-Н Б Д.1.1-5:2013 Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва
15. Кадол Л.В. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни „Управління ефективністю будівництва” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” (ПЦБ) денної та заочної форм навчання містять загальні вимоги до виконання курсової роботи
16. ДБН Д.2.2-6-2016 - Е 6 Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні
17. ДБН Д.2.2-7-2016 - Е 7 Бетонні та залізобетонні конструкції збірні
18. ДБН Д.2.2-8-2016 - Е 8 Конструкції з цегли та блоків
19. ДБН Д.2.2-11-2016 - Е 11 Підлоги
20. ДБН Д.2.2-12-2016 - Е 12 Покрівлі
21. ДБН Д.2.2-13-2016 - Е 13 Захист будівельних конструкцій та обладнання від корозії
22. ДБН Д.2.2-15-2016 - Е 15 Опоряджувальні роботи
23. ДБН Д.2.2-30-2016 - Е 30 Мости та труби
24. ДБН Д.2.2-45-2016 - Е 45 Роботи при реконструкції будівель і споруд
25. ДБН Д.2.2-47-2016 - Е 47 Озеленення. Захисні лісові насадження. Багаторічні плодові насадження
26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов.-5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.
27. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. Львів: Світ, 2002. - 312 с. Підручник, 2-ге видання

28. ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва », К.: - Мінрегіонбуд, 2016.
29. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва », К.: - Мінрегіонбуд.
30. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», К.: - Мінрегіонбуд, 2012.
31. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів (Редакційна колегія: А.В. Беркута, П.І. Губань, В.Г. Іванькіна) – К., 2001. – 248 с.
32. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства, М.: -Высшая школа, 1988 г.
33. ЕНиР. Сборник Е1. Внутрипостроечные транспортные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
34. ЕНиР. Сборник Е3. Каменные работы / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
36. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1 Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
37. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 3 Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
38. ЕНиР. Сборник Е8 Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1 Отделочные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
39. Посібник з розробки ПОБ і ПВР (до ДБН А.3.1.-5-96) К.: НДІБВ, 1997 р. Рогозін В.В. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
40. Рогозін В.В. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
41. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций. Учеб. пособие /Моск. гос. строит. ун-т. — М: МГСУ, 2002г. — 180с.
42. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции.: Учеб. Для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – М.: Высш. шк. 1987.-384 с.: ил.

43. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Под ред. А.Б. Гольшева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.
44. ДБН А.2.2-1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. основні положення проектування.
45. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом - Москва "СТРОЙИЗДАТ" 1987г.
46. Мещерин В., Храпко М.. Самоуплотняющийся бетон / СПб. 2009.
47. Троян В.В. Молекулярная архитектура суперпластификаторов как фактор, определяющий функциональность бетонов / М-лы 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: «Планета», 2008. – с.162-179.
48. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
49. Демчина Б.Г., Світий Р.М., Чень Р.І., Дослідження роботи нерозрізних пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння // VII Міжнар. Симпозіум “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – К., 2007. –С.425-430.
50. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник. Л.: Стройиздат, 1990. 144 с.
51. Горохов Е. В., Югов А. М., Веретенников В. И. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. С. 146-167.
52. Лещинский А. М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формируемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. 202 с.
53. Öztürk T., Kloggel O., Grübl P. Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus // BB 85-CD Intern. sympos. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin: 2003. URL: <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v065/v065.htm>
54. Soshiroda T. Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete // RILEM Proceedins 10.. Cambridge: University Press, 1990. Pp. 253-260.
55. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.

56. Yuasa N., Kasai Y., Matsui I. Inhomogeneous Distribution of Compressive Strength from Surface Layer to Interior of Concrete in Structures // Special Publication. 2002. Vol. 192. Pp. 269-282.
57. Arioglu N., Girgin C. Discussion on paper // Magazine of Concrete Research. 1999. Vol. 51. No. 3. Pp. 217-225.
58. Карпепко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
59. Шамбан И. Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. канд. техн. наук. Ровно: 1983. 197 с.
60. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 384 с.
61. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования. М.: Изд-во ГАСИС, 2004. 470 с.
62. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / РААСН, НИИЖБ. М.: 2005. 275 с.
63. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
64. Хаютин Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
65. Улыбин А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15. 24. ГОСТ
66. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – № 3,2006. С. 52-54.
67. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
68. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
69. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П. / Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
70. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография / Л.М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 425 с.