

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект реконструкції банку в м.Лубни
з дослідженням роботи монолітних конструкцій

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Студент	(шифр і назва спеціальності)	
	(підпис)	<u>Левицький С.П.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник		<u>Бодрова Л.Г</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Нормоконтроль		<u>Данильченко С.М.</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Завідувач кафедри		<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Рецензент		<u></u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	

Тернопіль
2021

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Левицькому Сергію Петровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект реконструкції банку в м. Лубни
з дослідженням роботи монолітних конструкцій

Керівник роботи Бодрова Людмила Гордіївна, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «24» вересня 2021 року № 4/7-792

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Данильченко С.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студент

_____ (підпис)

Левицький С.П.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Бодрова Л.Г.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1. Архітектурно - будівельна частина	8
1.1 Генплан.....	8
1.2 Об'ємно-планувальні рішення	9
1.3 Конструктивні рішення будівлі	11
1.3.1 Фундаменти	11
1.3.2 Стіни	11
1.3.3 Перегородки.....	11
1.3.4 Перекриття та покриття.....	12
1.3.5 Покрівля	12
1.3.6 Підлоги	12
1.3.7 Вікна, двері, вітражі.....	13
1.4 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення.....	14
1.4.1. Зовнішнє оздоблення	14
1.4.2. Внутрішнє оздоблення.....	14
1.5 Зведена специфікація збірних виробів.....	15
1.6 Особливості експлуатації будівлі.....	16
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивна частина	18
2.1 Розрахунок та конструювання плити монолітної ділянки.....	18
2.1.1 Визначення міцності матеріалів	18
2.1.2 Визначення навантажень, що діють на плиту монолітної ділянки.....	18
2.2 Розрахунок та конструювання монолітної балки	20
2.1.1 Визначення міцності матеріалів	20
2.1.2 Визначення навантажень, що діють на монолітну балку	21
2.2 Прогини балки	22
2.3 Експертиза балки.....	25
2.4 Визначення несучої здатності монолітної залізобетонної фундаментної плити	38

2.4.2	Проектні припущення.....	41
2.4.1	Розрахунку осідання фундаментної плити.....	45
2.5	Визначення несучої здатності одиночної бурин'єкційної палі.....	46
2.5.1	Розрахунку осідання груп (кущів) паль.....	50
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний.....		53
3.1	Моделювання напружено-деформівного стану монолітного перекриття при пожежі.....	53
3.2	Результати розрахунку	53
3.3	Висновки до розділу	56
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....		57
4.1	Охорона праці.....	57
4.1.1	Аналіз умов праці.....	57
4.1.2	Заходи охорони праці	59
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	62
4.2.1	Законодавство України про цивільний захист.....	62
4.2.2	Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені)	63
ВИСНОВКИ.....		66
Список використаної літератури		67

ВСТУП

В даній кваліфікаційній роботі запропоновано проект реконструкції банку в Лубнах. В результаті реконструкції до існуючої будівлі банку добудовується адміністративно господарський блок.

Актуальність теми. Дана кваліфікаційна робота демонструє приклад раціонального підходу до архітектурного та конструктивного проектування громадських будівель. Також показано можливість ефективного використання будівель в умовах сформованої забудови .

Мета роботи: Розробка проекту реконструкції банку в м. Лубни з дослідженням роботи монолітних конструкцій.

Об'єктом дослідження є поведінка монолітної плити перекриття із при дії температурних навантажень.

Предметом дослідження є деформації та напруження в монолітній міжповерховій плиті перекриття при дії температурних навантажень.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій при виникненні пожежі.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення реконструкції відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Лубни.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель монолітної міжповерхової плити перекриття.
5. Визначити напруження і переміщення в монолітній міжповерховій плиті перекриття при дії температурних навантажень.

6. За результатами проведених розрахунків дати вказівки по підвищенню вогнестійкості монолітної міжповерхової плити перекриття.

7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення мистецько-спортивного комплексу.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалена методика моделювання монолітних міжповерхових плит перекриття. Отримала подальший розвиток методика визначення напружень і переміщень в монолітній міжповерховій плиті перекриття при дії температурних навантажень.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцнісних розрахунків монолітних плит міжповерхового перекриття. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на X Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: температурне навантаження, міжповерхове перекриття, бетон.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно - будівельна частина

1.1 Генплан

Будівля розташована на ділянці площею 2,1 Га на майданчику вільної від забудови та розташована з відступом від червоної лінії на 22,5 м. Рельєф ділянки спокійний, що характеризується горизонталями від 124,0 до 126,0 м.

Головним фасадом будівля орієнтована на південний захід. Горизонтальна прив'язка будівлі виконана до позиції 2. Розриви між будинками запроектовані з урахуванням санітарних та протипожежних.

На ділянці забудови розміщуються під'їзд автотранспорту до будівлі із магістральної дороги, тротуарні майданчики, автостоянка на 8 місць та газони. Озеленення ділянки виконано: посівом газону, рядовою та груповою посадкою дерев та чагарників. Ширина магістральної дороги в 2 смуги -7 м. Ширина тротуарів -1,5 м. Ширина вимощення -1 м. Радіус закруглення проїздів: проїзної частини – 15м, усередині кварталу не менше 8 м. Покриття проїздів та тротуарів – асфальтобетонне.

З урахуванням прийнятих горизонталей визначаємо чорні позначки з кутів будівлі: $H_{чА} = 133,33$; $H_{чВ} = 135,45$; $H_{чС} = 135,17$; $H_{чD} = 135,03$.

$$H_{\max} = H_{чВ} + H_{чD} / 2 = 125,450;$$

$$i_1 = H_{чВ} - H_{чС} / BC = 125,700 - 125,200 / 21 = 0,023 \text{ м};$$

$$i_2 = H_{чВ} - H_{чА} / AB = 125,700 - 125,400 / 15 = 0,02 \text{ м};$$

$$H_{крС} = H_{чВ} - i_1 \cdot BC = 125,450 - 0,023 \cdot 21 = 124,970;$$

$$H_{крD} = H_{чС} - i_2 \cdot CD = 124,970 - 0,02 \cdot 15 = 124,670;$$

$$H_{крА} = H_{чD} + i_1 \cdot BC = 124,970 + 0,023 \cdot 21 = 125,153;$$

$$H_0 = 125,45 + 0,15 = 125,600.$$

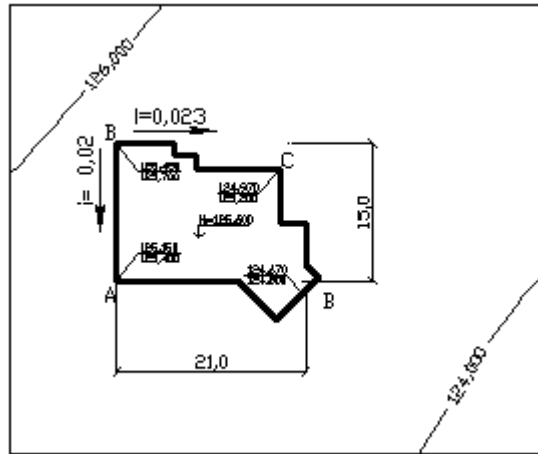


Рис. 1.1 Фрагмент генплану

Техніко-економічні показники генплану

Площа ділянки $A_{д} = 2,1$ Га;

Площа забудови $A_{заб} = 3070$ м²;

Площа озеленення $A_{озел} = 19\,922,5$ м²;

Площа твердих покриттів $A_{покр} = 4170$ м²;

Щільність забудови $\frac{A_{заб}}{A_{діл}} \cdot 100\% = \frac{3070}{21000} \cdot 100\% = 14,62\%$;

Відсоток озеленення $\frac{A_{озел}}{A_{діл}} \cdot 100\% = \frac{19922,5}{21000} \cdot 100\% = 47,73\%$;

Відсоток освоєння $\frac{A_{заб} + A_{покр}}{A_{діл}} \cdot 100\% = \frac{3070 + 4170}{21000} \cdot 100\% = 34,48\%$.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Відповідно до завдання на проектування передбачено реконструкцію будівлі банку. Висота поверху 3,0 м, розмір в осях – 21 000 м. Підвал відсутній.

Таблиця 1.1 Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²
1	Тепловий пункт	14,0
2	Майстерня з пошиття одягу	22,4
3	Приміщення для механізованого прання білизни	13,17
4	Перукарня	16,28
5	Електрошафа	1,45
6	Кімната персоналу	9,7
7	Пункт охорони	8,4
8	Сейфова	4,0
9	Коридор	7,62
10	Санвузол	4,13
11	Коридор	6,93
12	Приймальна	17,1
13	Ритуальні послуги	9,49
14	Майстерня з ремонту взуття	9,49
15	Електроцит	2,7
16	Санвузол	4,78
17	Тамбур	4,4
18	Банкомат	2,1
19	Тамбур	5,31
20	Каса	5,0
21	Каса	5,0
22	Касова зала	38,12
23	Приміщення операційного працівника	7,45
24	Закасовий простір	2,35

Техніко-економічні показники

Загальна площа – 442,74 м²;

Робоча площа – 166,38 м²;

Будівельний об'єм – 2227,66 м³;

1.3 Конструктивні рішення будівлі

Проектований будинок має поздовжні та поперечні несучі стіни. Просторова жорсткість будівлі забезпечується перев'язкою вертикальних швів кладки, з'єднанням плит анкерами та закладенням анкерів у кладку із закладенням стиків між плитами перекриття.

1.3.1 Фундаменти

У проекті застосовані стрічкові збірні фундаменти із залізобетонних блоків марок ФО 08. 24-1, ФО 08. 12-1, ФО 06. 12-1,

Глибина закладання фундаменту 1220 м. Позначка подошви -1,520

1.3.2 Стіни

Зовнішні стіни запроектовані з блоків ФБС завтовшки 500 мм, а внутрішні - з блоків ФБС завтовшки 400 мм і цегли товщиною 380 мм.

Кладка стін ведеться на цементно-піщаному розчині. Товщина швів у стінах 10 та 12 мм. Шви в кладці виконують у пустошівку, для оштукатурювання стін.

1.3.3 Перегородки

У проекті використані стаціонарні перегородки з цегли товщиною 120 мм. Перегородки спираються на перекриття, а до стін та верхнього

переkritтя кріплять інвентарними скобами. Усі щілини примикання ретельно канаплять і затирають розчином.

1.3.4 Переkritтя та покриття

У будівлі запроєктовані збірні залізобетонні переkritтя із багатопустотних плит завтовшки 220 мм.

Монолітні ділянки виконані з бетону класу не менше ніж С 12/15. Отвори в плитах для прокладання інженерних мереж свердлять за місцем. Анкерування між елементами покриття та переkritтя виконується зварюванням лінійної арматури S 240φ 10. Анкерування зі стінами виконується Г-подібними анкерами.

1.3.5 Покрівля

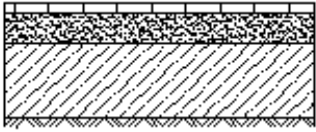
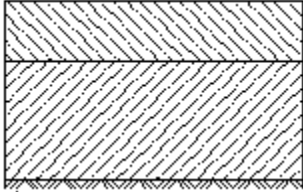
Конструкція покрівлі розроблена відповідно до вимог «Дерев'яні конструкції» та розрахована на кліматичні навантаження, що діють у м. Гомелі. Нормативне снігове навантаження – 180 кгс/м², нормативне вітрове навантаження – 23 кгс/м².

Покриття покрівлі прийнято із металочерепиці «МП МОНТЕРРЕЙ». Основними несучими елементами даху є система дерев'яних крокв та стійок будівельного виготовлення. Огородження покрівлі ОК – 600×1860 = 14 шт.

1.3.6 Підлоги

Таблиця 1.2 Експлікація підлог

Тип приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи плану та їх товщина, мм	Площа м
----------------	-------------	---------------	----------------------------------	---------

Тамбури Приймальна Коридори Санвузли Банкомат Касова зала Приміщення операційного працівника Тепловий пункт	1		1. Керамічна плитка «Грес» /протиковзка/ 2. Цементно-піщана стяжка 20 мм 3. Бетонна підготовка 50 мм 4. Ущільнений щебенем ґрунт	95,91
Електрощит Електрошафа Сейфова	3		1. Бетон класу В15 40 мм 2. Підстилаючий шар: бетон класу В15-80 мм 3. Ущільнений щебенем ґрунт	7,83

1.3.7 Вікна, двері, вітражі

Вікна

У проєкті застосовані віконні блоки з ПВХ виробництва «Беккер – систем» зі склопакетів з потрійним склінням марок ОП 18-15 П/О СП2, ОП 15-6 П/О СП2, ОД 10 6-15 М/С, ОП 24 -18 П/О СП2, ВП 15-18 А П/О СП2, ВП 15-15 П/О СП2, ОВ-С-10-6-03/1Б, ОД 10 6-15 М/С.

Двері

При проєктуванні будівлі застосовані двері марок ДВ3 Д Г 21-9 ЛП, ДВ6 Д Г 21-7 П, ДВ6 Д Г 21-7 ЛП, ДП-2-С-Г-1л-РП-ЛК-21-9, ЛП- 2-С-1П-РП-ЛК-10-10, ДВ4 Д Г 21-8 ЛП, ДВ3 Д Г 21-8 П, ДВ6 Д Г 21-9 П, ДВ 3 Г 21-9 П1 Д2/1П, ДВ 3 Г 21-9 Л1 Д3/1Б, ДВ 3 Г 21-7 П1 Д2/1П ДП-2-С-Г-1л-Рп-лк-21-10.

Вітражі

При проєктуванні будівлі застосовані вітражі 2970x1960, 2970x1590, 2750x1780, ВП 14-19 СП1 Г.

1.4 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

1.4.1. Зовнішнє оздоблення

Фасади виконані з блоків ПГС з наступним оштукатурюванням та забарвленням акриловими складами. Облицювання цоколя проводиться плитками «Бесер».

1.4.2. Внутрішнє оздоблення

Таблиця 1.4 Відомість обробки приміщень

Приміщення	Стеля		Стіни та перегородки		Прим.
	Площа, м ²	Вид обробки	Площа, м ²	Вид покр.	
Тамбури Приймальна Коридори Банкомат Касова зала Приміщення операційного працівника Тепловий пункт Каси та закасовий простір Пункт охорони Кімната персоналу Електрощит Електрошафа Сейфова	212,46	Затирання, фарбування акриловою фарбою	666,5	Оштукатурювання цем-вапняним розчином та фарбування акриловою фарбою	
Санітарні вузли	8,91	Затирання, фарбування акриловою фарбою	21,5	Оштукатурювання цем-песч. розчином та оздоблення глазурованою плиткою.	

1.5 Зведена специфікація збірних виробів

Марка, поз	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса, кг	Примітка
		Залізобетонні вироби			
		<u>Багатопустотна плита</u>			
ПК-1	Б 1. 141. 1-1. 2000 вип.2	ПК 60.15-6Ат800	8	2800	
ПК-2	Б 1. 141. 1-1. 2000 вип.2	ПК 60.12-6Ат800	18	2100	
ПК-3	Б 1. 141. 1-1. 2000 вип.2	ПК 30.15-6	1	1470	
ПК-4	Б 1. 141. 1-1. 2000 вип.2	ПК 60.15-8Ат800	1	2800	
ПК-5	Б 1. 141. 1-1. 2000 вип.2	ПК 24.15-6	1	1190	
		<u>Плити стрічкових фундаментів</u>			
1	Б1. 012. 1-1. 99	ФО 08. 24-1	1	1150	
2	Б1. 012. 1-1. 99	ФО 08. 12-1	2	550	
3	Б1. 012. 1-1. 99	ФО 06. 12-1	31		
4	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 4. 3 - н	3	310	
5	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 3. 6 - н	29	480	
6	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 3. 3 - н	8	240	
		<u>Блоки стін підвалів</u>			
	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 24. 4. 6 - н	75	1300	
	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 4. 6 - н	53	640	
	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 4. 3 - н	15	310	
	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 9. 4. 6 - н	52	470	
	Б1. 016. 1-1.	ФСБ 12. 5. 6 - н	2	790	
		ФСБ 12. 3. 6 - н	11	485	
		ФСБ 9. 3. 6 - н	10	350	
		Арматурні вироби			
МС2	1. 140-1 вип. 6	Виріб МС2	22	0,76	
МС3	1. 140-1 вип. 6	Виріб МС3	6	0,55	
		Столярні вироби			
		<u>Віконні блоки</u>			
ОК-1	СТБ 1108-98	ВП 18-15 П/О СП2	8		
ОК-2	СТБ 1108-98	ВП 24-18 П/О СП2	2		
ОК-3	СТБ 1108-98	ВП 15-18 А П/О СП2	3		
ОК-4	СТБ 1108-98	ВП 15-6 П/О СП2	2		
ОК-5	СТБ 939-93	ОД 10 6-15 М/С	11		
ОК-6	СТБ 1108-98	ВП 15-15 П/О СП2	1		
ОК-7	СТБ 1108-98	ВП ϕ 6 В Ж	1		
ОК-8	СТБ 51. 2. 05-99	ОВ-С-10-6-03/1Б	2		

		<u>Дверні блоки</u>			
1	СТБ 1138-98	ДВ3 Д Г 21-9 ЛП	5		
2	СТБ 1138-98	ДВ4 Д Г 21-8 ЛП	1		
3	СТБ 1138-98	ДВ3 Д Г 21-8 П	1		
4	СТБ 1138-98	ДВ6 Д Г 21-7 П	1		
5	СТБ 1138-98	ДВ6 Д Г 21-7 ЛП	2		
6	СТБ 1138-98	ДВ6 Д Г 21-9 П	1		
7	СТБ 1138-98	ДВ3 Д Г 21-9 ЛП	2		
8	СТБ 51. 2. 04-99	ДВ 3 Г 21-9 П1 Д2/1П	1		
9	СТБ 51. 2. 04-99	ДВ 3 Г 21-9 П1 Д2/1П	1		
10	СТБ 51. 2. 04-99	ДВ 3 Г 21-9 Л1 Д3/1Б	1		
11	СТБ 51. 2. 04-99	ДВ 3 Г 21-7 П1 Д2/1П	1		
12	СТБ 1394-2003	ДП-2-С-Г-1л-РП-ЛК-21-9	2		
13	СТБ 1394-2003	ДП-2-С-Г-1л-Рп-лк-21-10	1		
14	СТБ 1394-2003	ЛП-2-С-1П-РП-ЛК-10-10	1		
		<u>Вітражі</u>			
В 1	СТБ 1138-98	2970×1960	1		
В 2	СТБ 1138-98	2970×1960	1		
У 3	СТБ 1138-98	2970×1590	1		
В 4	СТБ 1138-98	2750×1790	1		

1.6 Особливості експлуатації будівлі

Технічна експлуатація будівлі здійснюється з метою його експлуатаційної надійності протягом усього періоду використання за призначенням.

Будівля має експлуатуватися у передбачених проектною документацією межах навантажень, параметрах мікроклімату приміщень.

При виявленні в конструкціях малозначних дефектів має бути організовано постійне спостереження за їх розвитком, з'ясовано причини виникнення, ступінь небезпеки для подальшої експлуатації будівлі та визначено терміни усунення. При виявленні значних та критичних дефектів слід провести обстеження елементів будівлі силами спеціалізованої організації.

При експлуатації будівлі не допускається без проектної документації, розробленої та затвердженої в установленому порядку, та без погодження

зі службою технічної експлуатації проводити:

- прибудову або будівництво на покритті будівлі інших об'єктів (у тому числі і тимчасових);

- Зміна схеми роботи несучих конструкцій будівлі або її частин, заміну їх іншими елементами або влаштування нових конструкцій;

- зміна проектних рішень огорожувальних конструкцій та їх елементів (стін, вікон, дверей, покриттів та покрівель тощо);

- уривку котлованів та інші земляні роботи;

- виїмку ґрунту в підвальних приміщеннях з метою збільшення їх висоти або влаштування нових фундаментів поблизу стін (фундаментів) без дослідження ґрунтів;

- кріплення до будівлі (конструкції) елементів інших поруч розташованих (об'єктів, що будуються);

- будову в елементах будівлі нових отворів, отворів, надрізів, що послаблюють перетин елементів, кріплення до них нових елементів;

- закладення віконних або дверних отворів;

- заміну або модернізацію інженерного обладнання та зміну схем їх розміщення;

- Зміна конструкцій або схем розміщення інженерних комунікацій;

Будівлю необхідно захищати від нерівномірних деформацій основ фундаментів шляхом захисту їх від зволоження та промерзання, систематичного контролю за осіданням основ та відповідного їх зміцнення у необхідних випадках.

Контроль за технічним станом будівлі повинен здійснюватися йоговласником (експлуатуюча організація) або службою технічної експлуатації шляхом проведення планових та позапланових (позачергових) технічних оглядів. Планові огляди повинні проводитись 2 рази на рік, навесні та восени, із складанням відповідних актів відповідно до вимог.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок та конструювання плити монолітної ділянки

2.1.1 Визначення міцності матеріалів

Для бетону класу С20/25:

- нормативний опір бетону осьовому стиску $f_{ck} = 20$ МПа та осьовому розтягуванню $f_{ctk} = 1,5$ МПа
- Коефіцієнт безпеки по бетону $\gamma_c = 1,5$ (для залізобетонних конструкцій);
- розрахунковий опір бетону осьовому стиску $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа, осьовому розтягуванню $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,5/1,5 = 1$ МПа;
- модуль пружності бетону при марці за зручноукладальністю Ж1 $E_{cm} = 37 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня робоча арматура S400:

- Розрахунковий опір $f_{yd} = 365$ МПа.

Поперечна арматура класу S500:

- Розрахунковий опір $f_{yd} = 450$ МПа.
- Розрахунковий опір $f_{ywd} = 324$ МПа.

Модуль пружності арматури всіх класів $E_s = 200103$ МПа.

2.1.2 Визначення навантажень, що діють на плиту монолітної ділянки

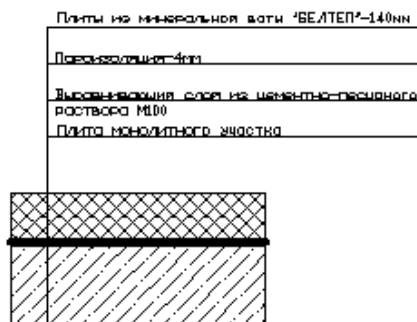


Рис. 2.1 Конструкція підлоги горища

Таблиця 2.1 Збір навантаження на 1 м2 покриття

№	Навантаження	Підрахунок	норм. навантаження, кН/м2	γ_f	розрах. навантаження кН/м2
1.	Постійне				
1.1	Плити з мінеральної вати	$0,14 \cdot 150 \cdot 10 / 103$	0,21	1,35	0,238
1.2	Пароізоляція	По завданню	0,05	1,35	0,067
1.3	Цементно-піщана стяжка	$0,015 \cdot 2000 \cdot 10 / 103$	0,3	1,35	0,405
1.4	Плита монолітної ділянки	$0,12 \cdot 2500 \cdot 10 / 103$	3,0	1,35	4,05
		РАЗОМ:	$g_n = 3,56$		$g = 4,806$
2.	Тимчасове		$p_n = 2,0$	1,5	$p = 3,0$
2.1	Корисне	ВСЬОГО:	$q^n = 5,56$		$q = 7,806$

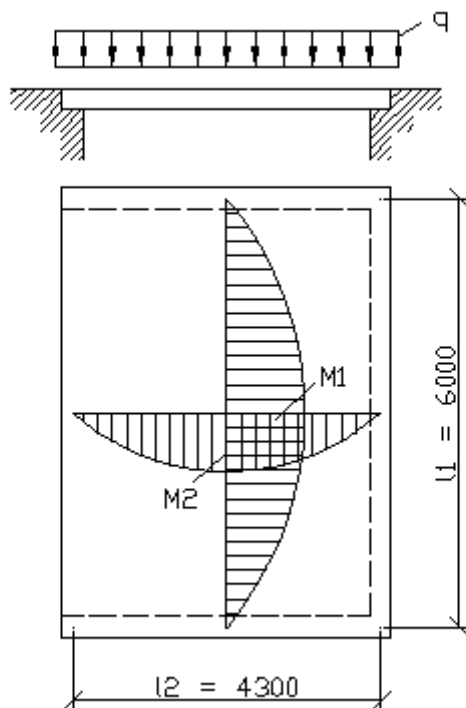


Рис. 2.2 Схема опертя

Визначаємо навантаження на всю плиту:

$$p = q \cdot l_1 \cdot l_2 = 7,806 \cdot 4,3 \cdot 6,0 = 210,39 \text{ кН};$$

Визначаємо зусилля у плиті:

$$M_{k1} = \alpha_k \cdot p = 0,0279 \cdot 210,39 = 5,869 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$- M_{k2} = - \beta_k \cdot p = - 0,0588 \cdot 210,39 = - 12,37 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{g1} = \alpha_g \cdot p = 0,0162 \cdot 210,39 = 3,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{g2} = - \beta_g \cdot p = - 0,04 \cdot 210,39 = 8,41 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Визначаємо необхідну кількість арматури на 1 погонний метр плити:

$$d = h - c = 120 - 20 = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}.$$

Необхідна площа перерізу арматури у прольоті:

$$A_{s1} = \frac{M_{1 \max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{5,869}{0,9 \cdot 460 \cdot 10^3 \cdot 0,1} = 0,0001417 \text{ м}^2 = 1,417 \text{ см}^2;$$

За сортаментом приймаємо 3 стрижні 8 мм з $A_{s1} = 1,51 \text{ см}^2$;

$$A_{s2} = \frac{M_{2 \max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{12,37}{0,9 \cdot 460 \cdot 10^3 \cdot 0,1} = 0,0002987 \text{ м}^2 = 2,987 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо 4 стрижні 10 мм з $A_{s2} = 3,14 \text{ см}^2$.

2.2 Розрахунок та конструювання монолітної балки

2.1.1 Визначення міцності матеріалів

Для бетону класу C20/25:

- нормативний опір бетону осьовому стиску $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$ та осьовому розтягуванню $f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}$;

- Коефіцієнт безпеки по бетону $\gamma_c = 1,5$ (для залізобетонних конструкцій);

- розрахунковий опір бетону осьовому стиску $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 13,33 \text{ МПа}$, осьовому розтягуванню $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,5 / 1,5 = 1 \text{ МПа}$;

- модуль пружності бетону при марці за зручноукладальністю Ж1 $E_{zm} = 37 \times 10^3 \text{ МПа}$

Поздовжня робоча арматура S400:

- Розрахунковий опір $f_{yd} = 365$ Мпа.

Поперечна арматура класу S500:

- Розрахунковий опір $f_{yd} = 450$ Мпа.

- Розрахунковий опір $f_{ywd} = 324$ Мпа.

Модуль пружності арматури всіх класів $E_s = 200103$ МПа.

2.1.2 Визначення навантажень, що діють на монолітну балку

Таблиця 2.2 Збір навантаження на 1 м² покриття

№	Навантаження	Підрахунок	норм. навантаження, кН/м ²	γ_f	розрах. навантаження кН/м ²
1.	Постійна				
1.1	Плити з мінеральної вати	$0,14 \cdot 150 \cdot 10 / 103$	0,21	1,35	0,238
1.2	Пароізоляція	По завданню	0,05	1,35	0,067
1.3	Цементно-піщана стяжка	$0,015 \cdot 2000 \cdot 10 / 103$	0,3	1,35	0,405
1.4	Залізобетонна плита перекриття наведеного перерізу	$0,12 \cdot 2500 \cdot 10 / 103$	3,0	1,35	4,05
2.	Тимчасова	РАЗОМ:	$g_n = 3,56$		$g = 4,806$
2.1	Корисна	ВСЬОГО:	$p_n = 2,0$ $q^n = 5,56$	1,5	$p = 3,0$ $q = 7,806$

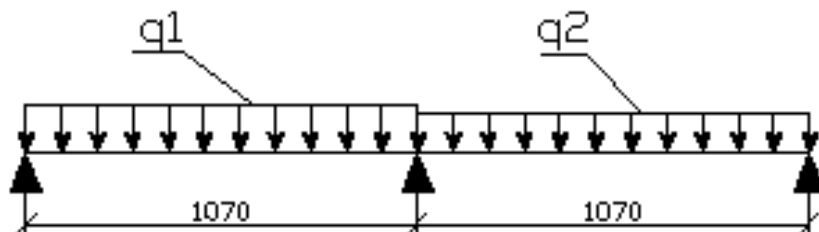


Рис.2.3 Розрахункова схема

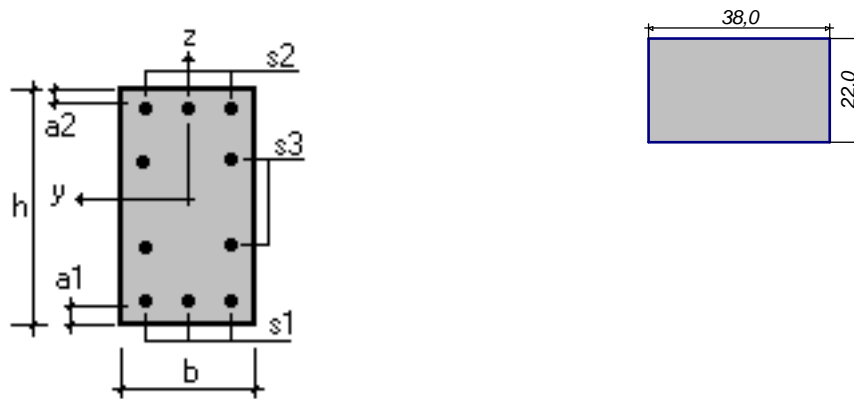
$$q_1 = q_{\text{таб}} \cdot B_1 = 7,806 \cdot 6 = 46,836 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$q_2 = q_{\text{таб}} \cdot B_2 = 7,806 \cdot 4,5 = 35,127 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2.2 Прогини балки

Конструктивне рішення

Перетин



Позміри:

$$b = 38 \text{ см}$$

$$h = 22,0 \text{ см}$$

$$a_1 = 4,0 \text{ см}$$

$$a_2 = 4,0 \text{ см}$$

Рис. 2.4 Параметри балки

Арматура

Клас подовжньої арматури А400С

Клас поперечної арматури АІ

Коефіцієнт умов роботи подовжньої арматури 0,9

Коефіцієнт умов роботи поперечної арматури 0,8

Бетон:

Вид бетону: Тяжкий

Клас бетону: В25

Коефіцієнти умов роботи бетону

Облік навантажень тривалої дії γ_{b2} 1,0

Результуючий коефіцієнт без $b2$ 1,0

Умови твердіння: Природне

Коефіцієнт умов твердіння 1,0

Умови експлуатації

Режим вологості бетону: Природна вологість

Вологість повітря довкілля 40-75%

Навантаження

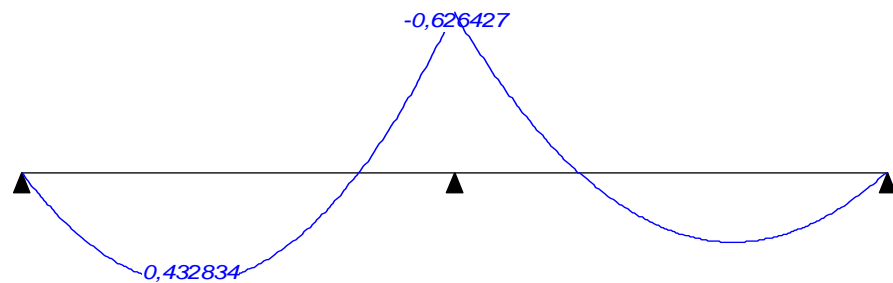


Рис. 2.5 Епюра моментів (Т*м)

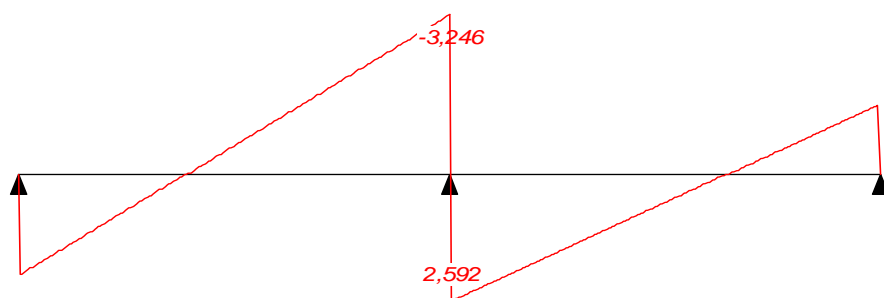




Рис. 2.6 Еюра перерізуючих сил(Т)

Таб. 2.3 Задане армування

Проліт	Ділянка	Довжина (м)	Арматура	
1	1	1,07	S1 – 2d10 S2 – 2d10 Поперечна арматура 2d10, крок поперечної арматури 20 см	
2	1	1,07	S1 – 2d10 S2 – 2d10 Поперечна арматура 2d8, крок поперечної арматури 20 см	

Таб. 2.4 Результати розрахунку прогинів

Проліт	Прогин (max)	Прив'язка (max)	Прогин (min)	Прив'язка
	см	м	см	м
1	0,0151307	0,477042	0,0	0,0
2	0,00852843	0,624167	-3,91178e-05	0,00445833

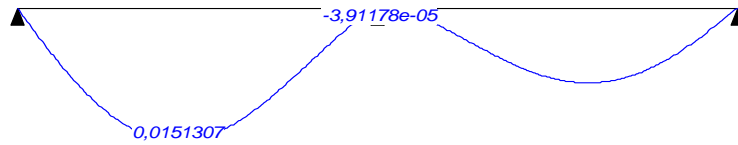


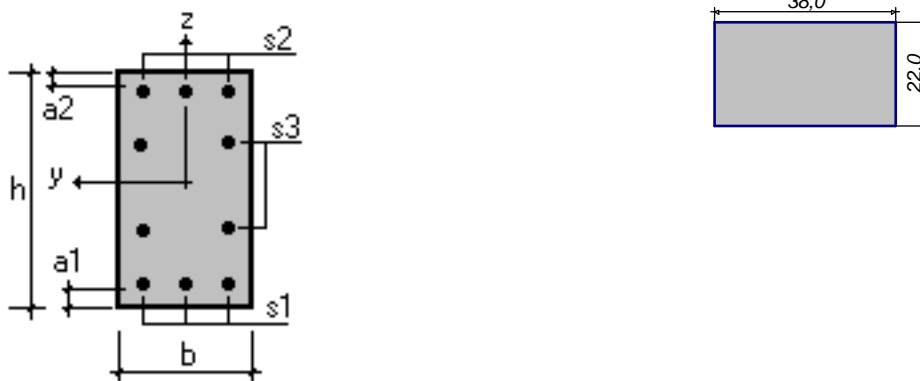
Рис. 2.7 Епюра прогинів (см)

Максимальний прогин 0,0151307 см

2.3 Експертиза балки

Конструктивне рішення

Перетин



Розміри:

$$b = 38 \text{ см}$$

$$h = 22,0 \text{ см}$$

$$a1 = 4,0 \text{ см}$$

$$a2 = 4,0 \text{ см}$$

Рис. 2.8 Параметри балки

Арматура

Клас подовжньої арматури А400С

Клас поперечної арматури АІ

Коефіцієнт умов роботи поздовжньої арматури 0,9

Коефіцієнт умов роботи поперечної арматури 0,8

Бетон

Вид бетону: Тяжкий

Клас бетону: B25

Коефіцієнти умов роботи бетону

Облік навантажень тривалої дії γ_{b2} 1,0

Результуючий коефіцієнт без γ_{b2} 1,0

Умови твердіння: Природне

Коефіцієнт умов твердіння 1,0

Умови експлуатації

Категорія тріщиностійкості 3

Умови експлуатації конструкції: У приміщенні

Режим вологості бетону: Природна вологість

Вологість повітря довкілля 40-75%

Допустима ширина розкриття тріщин:

Нетривале розкриття 0,4 мм

Тривале розкриття 0,3 мм

Навантаження

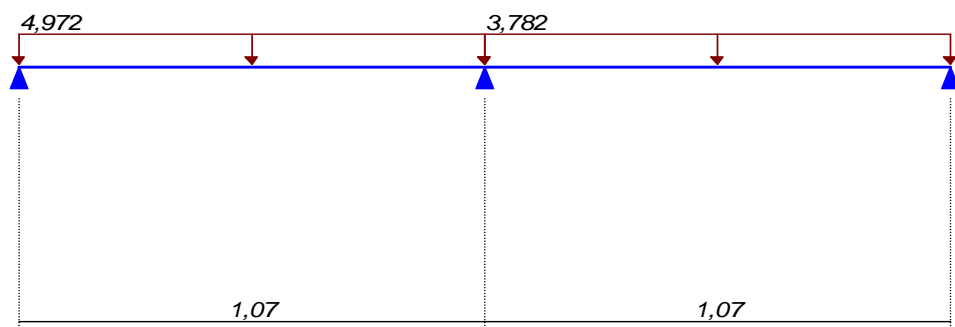


Рис. 2.9 Схема прикладання завантаження

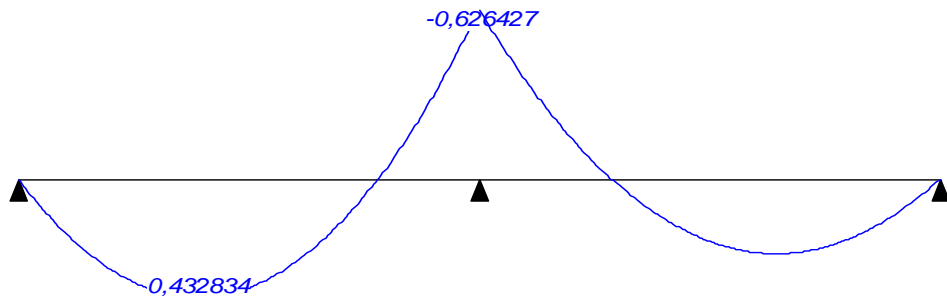


Рис. 2.10 Епюра моментів (Т*м)

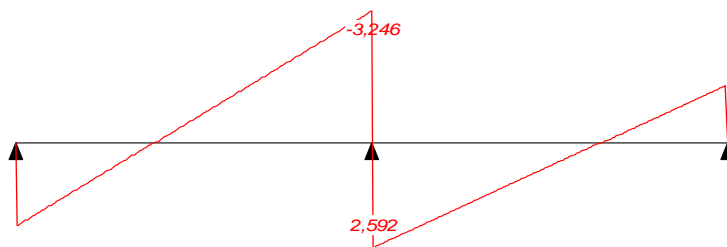


Рис. 2.11 Епюра перерізуєчих сил(Т)

Огинаючи епюр силових факторів

(з урахуванням коефіцієнтів поєднань M_{max} за значеннями розрахункових навантажень (Т*м).

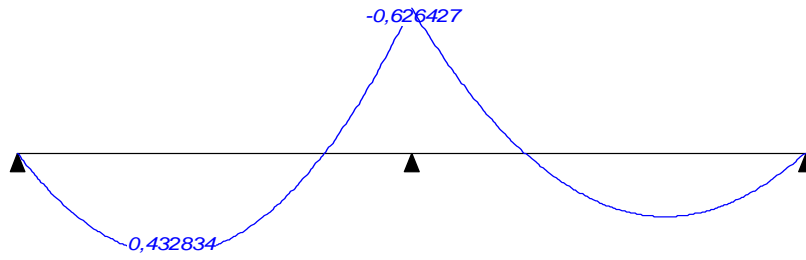


Рис. 2.12 Огинаюча епюра моментів

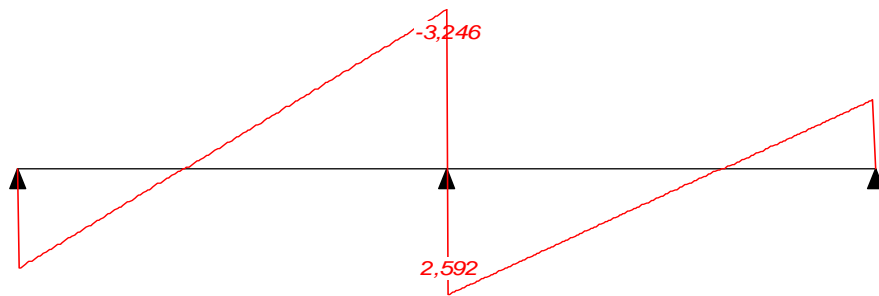


Рис. 2.13 Перерізаюча сила, що відповідає M_{\max} за значеннями розрахункових навантажень (Т)

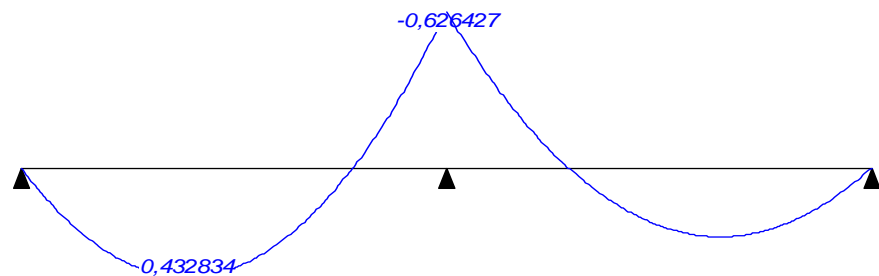


Рис. 2.14 M_{\min} за значеннями розрахункових навантажень (Т*м)

Перерізаюча сила, що відповідає M_{\min} за значеннями розрахункових навантажень (Т)

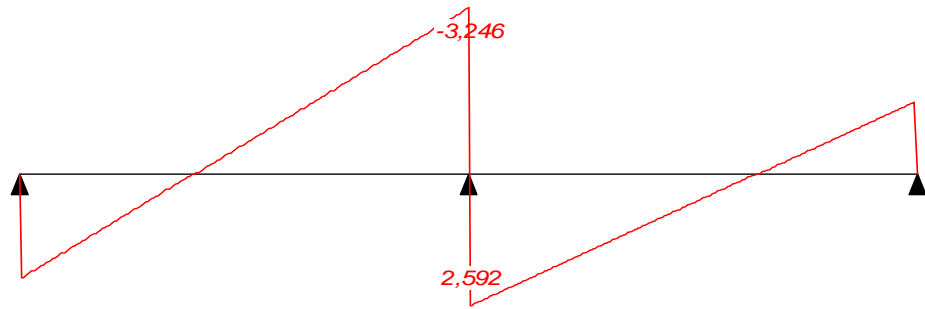


Рис. 2.15 Q_{\max} за значеннями розрахункових навантажень (Т)

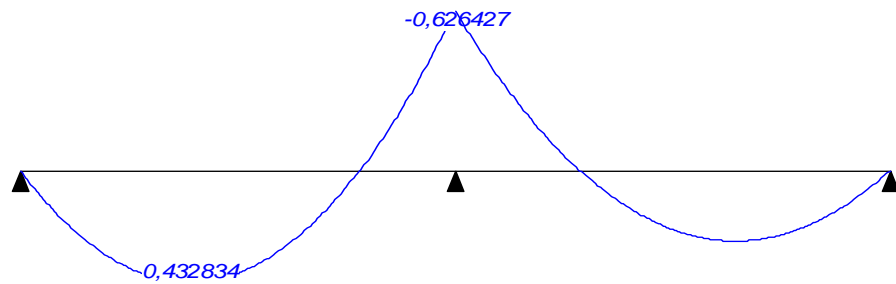


Рис. 2.16 Згинальний момент, що відповідає Q_{\max} за значеннями розрахункових навантажень (Т*м)

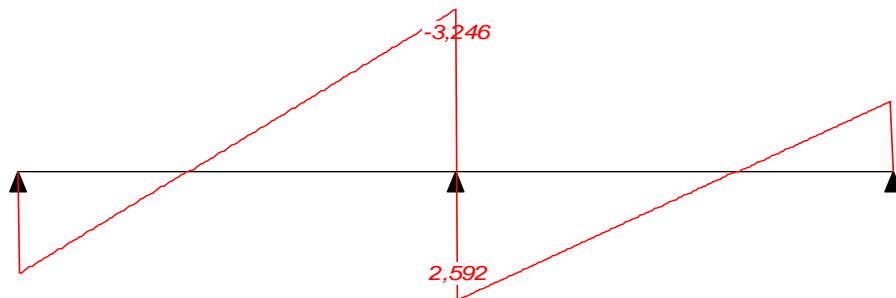


Рис. 2.17 Q_{\min} за значеннями розрахункових навантажень (Т)

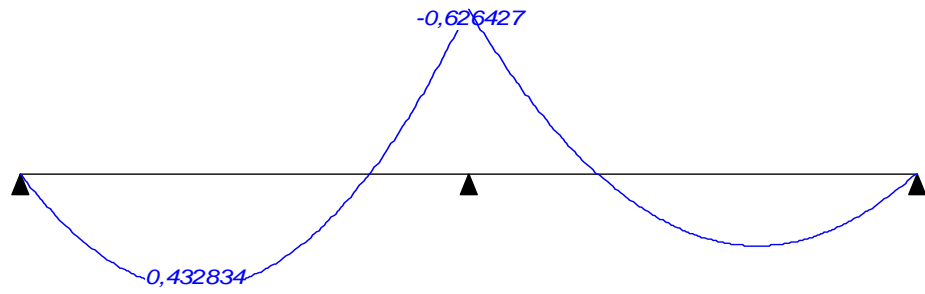


Рис. 2.18 Згинальний момент, що відповідає Q_{\min} за значеннями розрахункових навантажень (T^*M)

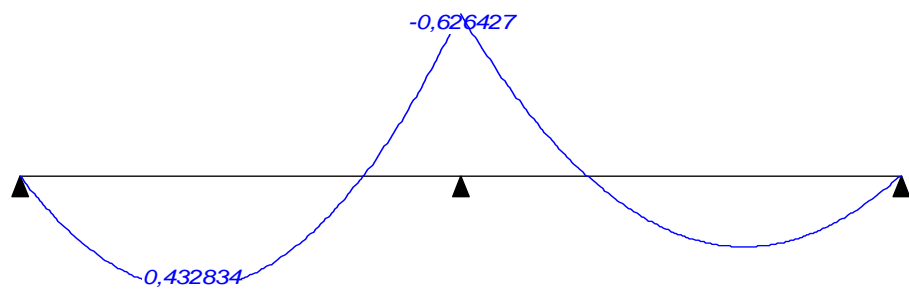


Рис. 2.19 M_{\max} за значеннями нормативних навантажень (T^*M)

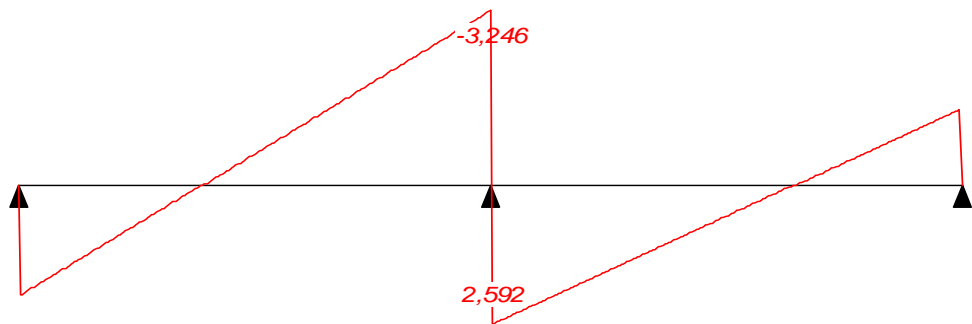


Рис. 2.20 Перерізаюча сила, що відповідає M_{\max} за значеннями нормативних навантажень (T)

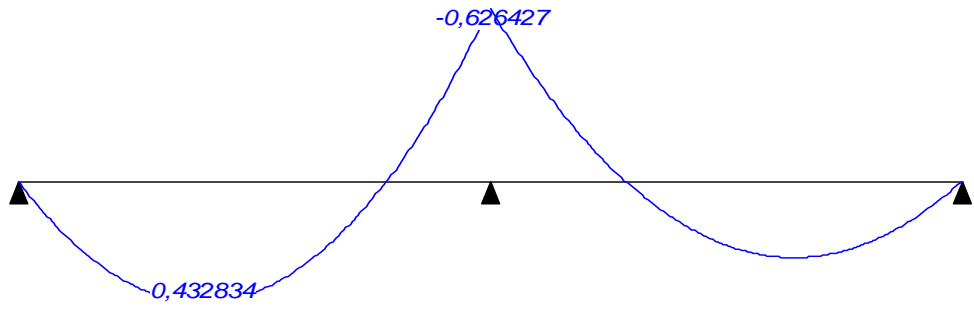


Рис. 2.21 M_{\min} за значеннями нормативних навантажень ($T^*_{\text{м}}$)

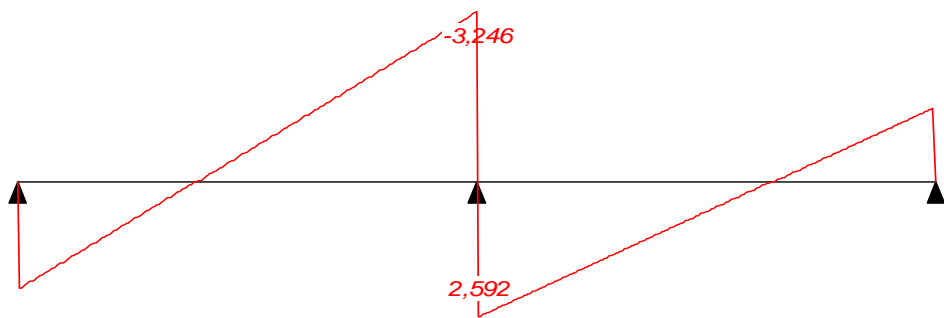


Рис. 2.22 Перерізаюча сила, що відповідає M_{\min} за значеннями нормативних навантажень (T)

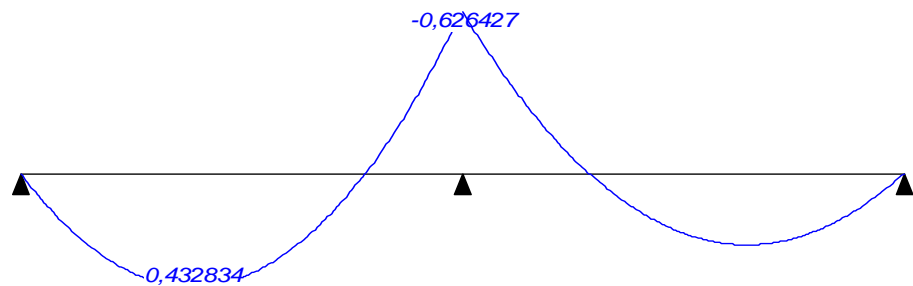


Рис. 2.23 Згинальний момент, що відповідає Q_{\max} за значеннями нормативних навантажень ($T^*_{\text{м}}$)

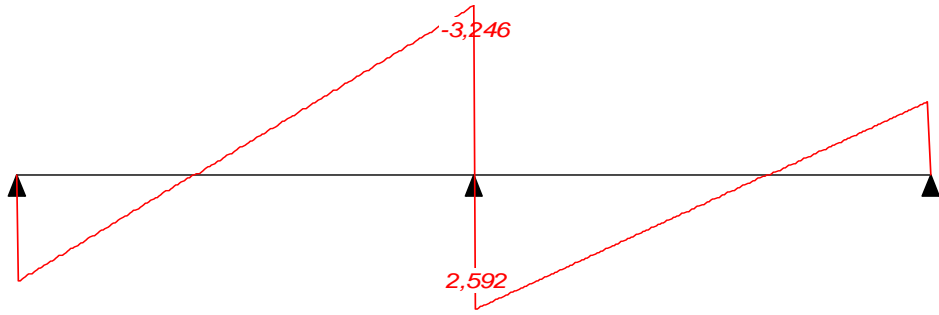


Рис. 2.24 Q_{\min} за значеннями нормативних навантажень (Т)

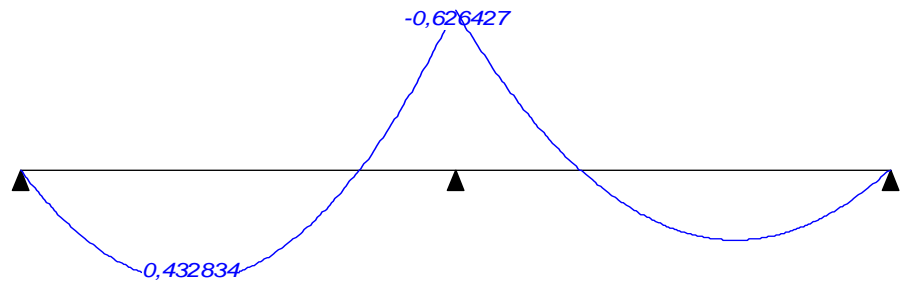


Рис. 2.25 Згинальний момент, що відповідає Q_{\min} за значеннями нормативних навантажень (T^*m)

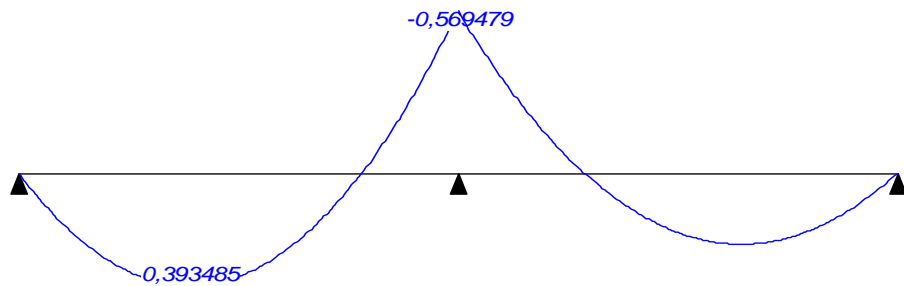


Рис. 2.26 M_{\max} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень (T^*m)

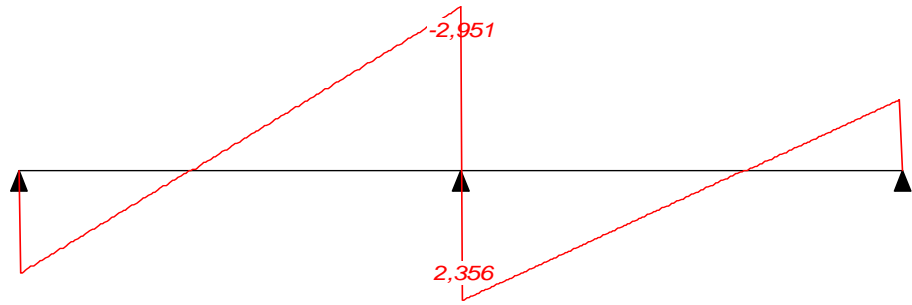


Рис. 2.27 Перерізувальна сила, що відповідає M_{\max} за розрахунковими значеннями постійних і довготривалих навантажень (Т)

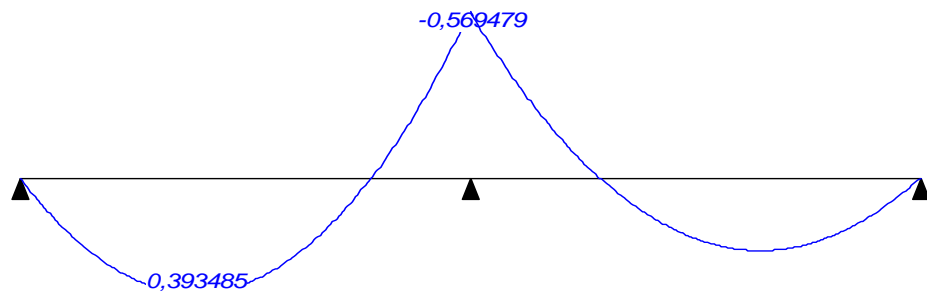


Рис. 2.28 M_{\min} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т*м)

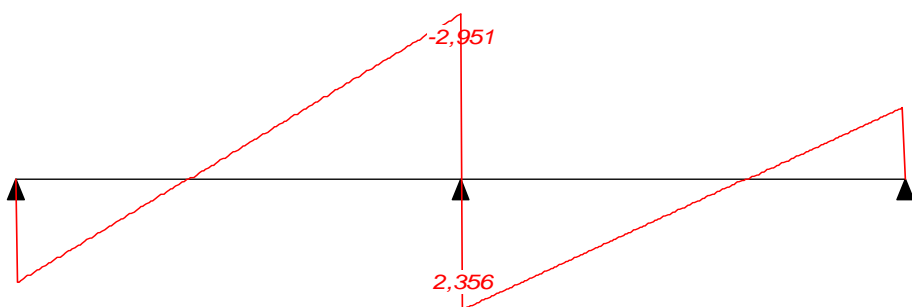


Рис. 2.29 Перерізувальна сила, що відповідає M_{\min} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т)

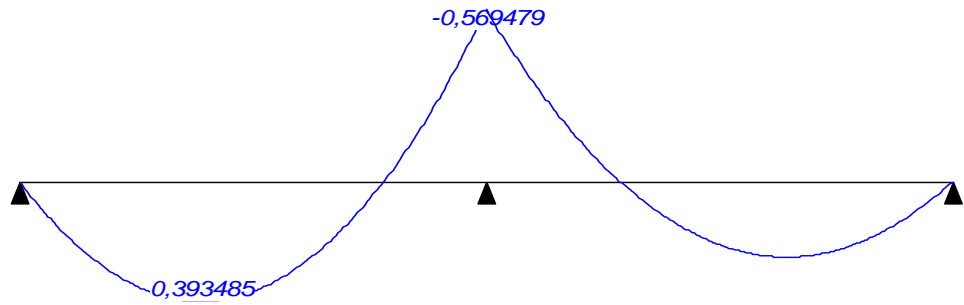


Рис. 2.30 Q_{max} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т)

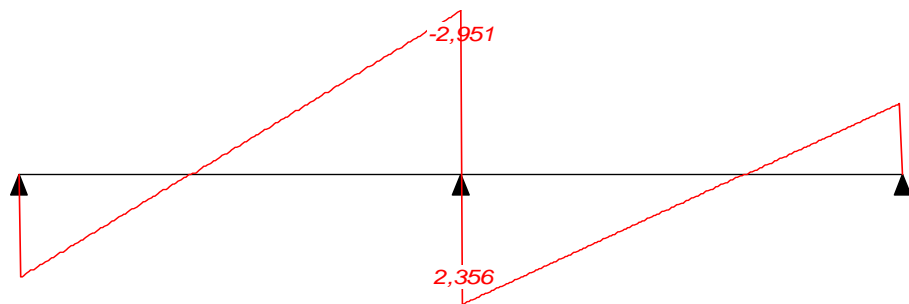


Рис. 2.30 Q_{min} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т)

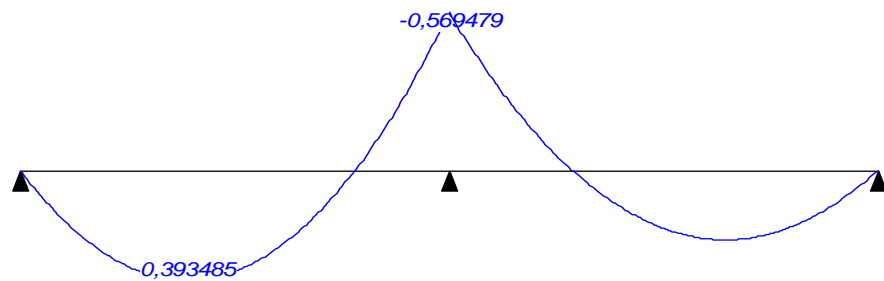


Рис. 2.31 Згинальний момент, що відповідає Q_{min} за розрахунковими значеннями постійних та довготривалих навантажень ($T \cdot m$)

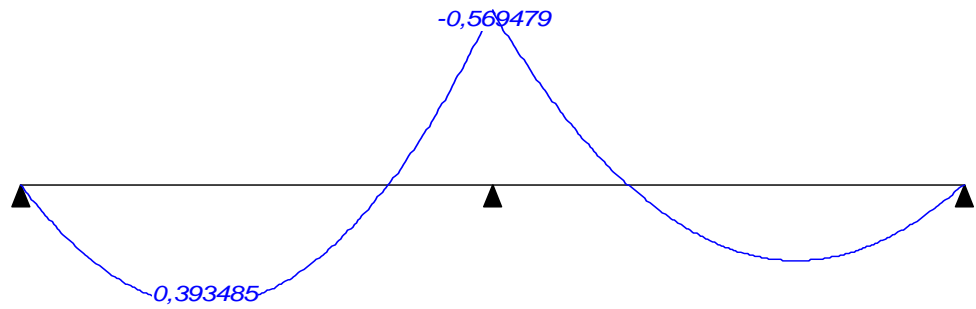


Рис. 2.32 M_{\max} за нормативними значеннями постійних та довготривалих навантажень (T^*m)

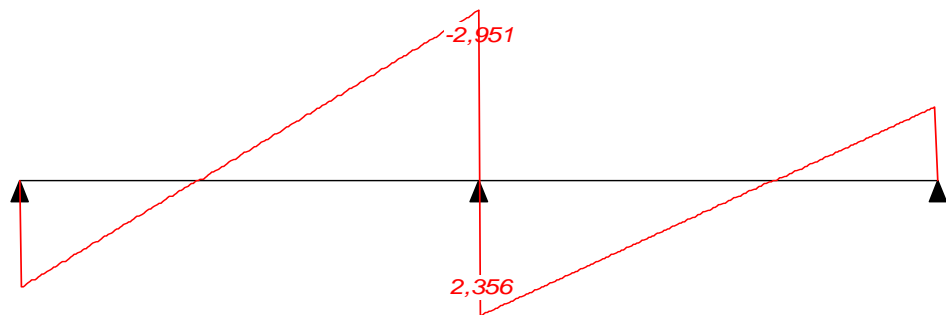


Рис. 2.33 Перерізаюча сила, що відповідає M_{\max} за нормативними значеннями постійних і довготривалих навантажень (T)

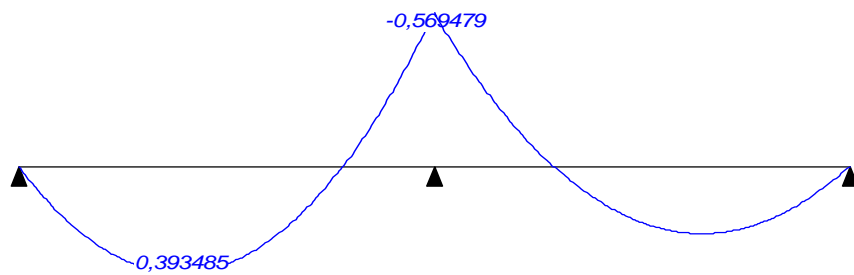


Рис. 2.34 M_{\min} за нормативними значеннями постійних та довготривалих навантажень (T^*m)

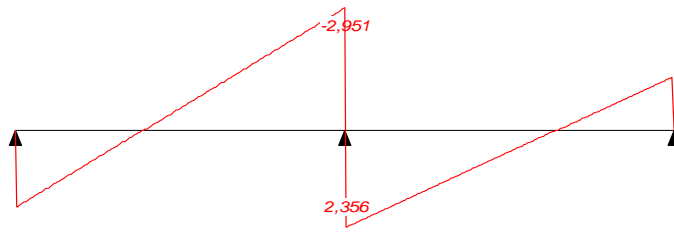


Рис. 2.35 Перерізаюча сила, що відповідає M_{\min} за нормативними значеннями постійних і довготривалих навантажень (Т)

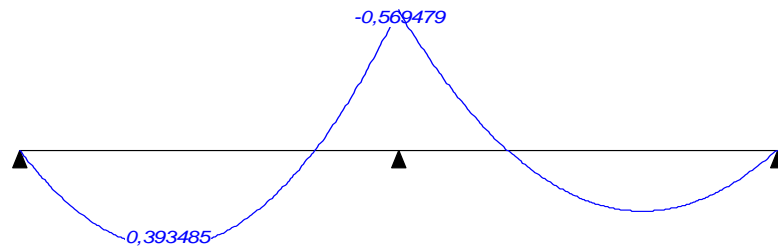


Рис. 2.36 Згинальний момент, що відповідає Q_{\max} за нормативними значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т*м)

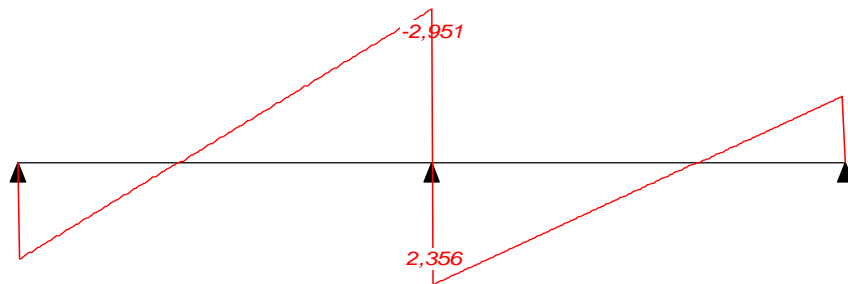


Рис. 2.37 Q_{\min} за нормативними значеннями постійних та довготривалих навантажень (Т)

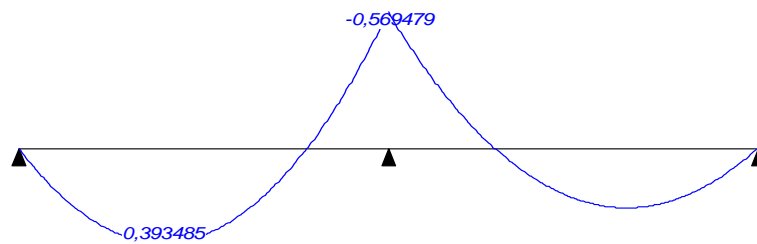




Рис. 2.38 Згинальний момент, що відповідає Q_{min} за нормативними значеннями постійних та довготривалих навантажень (T^*M)

Таб. 2.5 Опорні реакції

	Сила у опорі 1 (Т)	Сила в опорі 2 (Т)	Сила в опорі 3 (Т)
За критерієм M_{max}	2,053	5,816	1,421
За критерієм M_{min}	2,053	5,816	1,421
За критерієм V_{max}	2,053	5,816	1,421
За критерієм V_{min}	2,053	5,816	1,421

Таб. 2.6 Задане армування

Проліт	Ділянка	Довжина (м)	Арматура	
1	1	1,07	S1 – 2d10 S2 – 2d10 Поперечна арматура 2d8, крок поперечної арматури 20 см	
2	1	1,07	S1 – 2d10 S2 – 2d10 Поперечна арматура 2d8, крок поперечної арматури 20 см	

Таб. 2.7 Результати експертизи

Проліт	Ділянка	Коефіцієнт використання	Перевірка
1	1	0,574112	Міцність за граничним моментом перерізу
		0,122615	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами
		0,636408	Міцність по похилій тріщині
2	1	0,58764	Міцність за граничним моментом перерізу
		0,123458	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами
		0,640785	Міцність по похилій тріщині

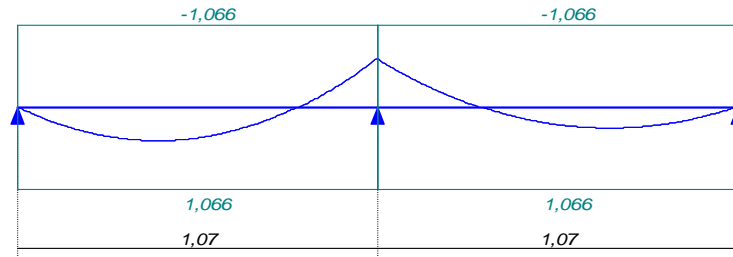


Рис. 2.39 Епюра матеріалів за згинальним моментом

2.4 Визначення несучої здатності монолітної залізобетонної фундаментної плити

Геологія

Цей технічний звіт складено на предмет оцінки впливу нового будівництва на існуючі будівлі при реконструкції банку у м. Лубни.

Інженерно-геологічні умови ділянки реконструкції

Ділянку вишукувань розташовано у центральній частині м. Лубни на східно-південній окраїні Полтавського лесового плато. Згідно фондкових та архівних матеріалів у геологічній будові території приймають участь суглинисті відклади лесової формації до глибини 20,0 м, які підстилаються строкатими глинами.

Під час вишукувальних робіт на території обласної філії НБУ на глибині від 3,8-4,0 м до 8,0-9,0 м були виявлені підземні виробки.

Рельєф ділянки рівний з перепадом позначок до 1,0 м, абсолютні позначки змінюються від 157,27 до 157,94м.

Територія ділянки частково забудована одноповерховими цегляними будинками. Поверхня ділянки спланована насипними ґрунтами потужністю до 2,5 м.

Несприятливі фізико-геологічні процеси і явища в межах ділянки вишукування відсутні.

На основі рекогносційного обстеження встановлено, що будівлі розташовані поблизу ділянки і на ділянці мають ознаки деформації –тріщини в дверних і віконних прорізах з шириною розкриття до 2.0 см.

В результаті проведення вишукувальних робіт встановлено таке нашарування ґрунтів: ІГЕ-1 - насипний ґрунт; ІГЕ-2 - суглинок лесовий, світло-коричневий; ІГЕ-3 - суглинок лесовий жовто-коричневий з наявністю карбонатних включень. ІГЕ-4-суглинок палево-жовтий, карбонатний; ІГЕ-5-суглинки коричневі.

Природною основою різних видів фундаментів будівель можуть бути ґрунти ІГЕ 2-4, а підстилаючими ґрунтами інженерних мереж можуть служити також ґрунти ІГЕ-1 . Розрахункові значення фізико механічних властивостей ґрунтів приведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.8 Фізико механічні властивості ґрунтів

Характеристика	Номера ІГЕ, значення			
	2а	2б	3	4
Вологість на межі текучості	0,39	0,37	0,27	0,37
Вологість на межі пластичності	0,22	0,22	0,18	0,21
Число пластичності	0,17	0,15	0,09	0,16
Вологість природна	0,24	0,27	0,32	0,28
Вологість при повному водонасиченні	0,34	0,33	0,32	0,28
Показник текучості	0,12	0,33	1,56	0,44
Показник текучості водонасиченого ґрунту	0,68	0,75	1,56	0,44
Ступінь вологості	0,68	0,77	0,92	0,88
Об'ємна вага частинок ґрунту кН/м ³	26,88	26,68	26,39	26,60
Об'ємна вага ґрунтів кН/м ³	16,87	17,36	17,98	187,25
Об'ємна вага сухих ґрунтів кН/м ³	13,64	13,74	13,67	14,24
Об'ємна вага водонасичених ґрунтів кН/м ³	18,15	187,25	17,98	18,25
Пористість	0,49	0,49	0,48	0,46
Коефіцієнт пористості	0,96	0,95	0,94	0,86
Коефіцієнт фільтрації	0,23	0,24	0,48	0,22

Продовження таблиці 2.1

Характеристика	Один. виміру	Номера ІГЕ, значення			
		2а	2б	3	4
Питома вага грунту	$\frac{KN}{M^3}$	$\frac{-16.80}{18.07}$	$\frac{17.24}{18.18}$	17.90	18.12
Питоме щеплення грунту	МПа	0.016	0.016	0.009	0.013
Кут внутрішнього тертя	Град.	26	26	24	24
Модуль деформації грунту	МПа	$\frac{12.0}{6.5}$	$\frac{11.0}{8.0}$	4.0	12.0

Ґрунти ІГЕ-2а мають посадочні властивості. Їх просадочність і деформативні властивості змінюються в межах ділянки вишукування і прилеглих до неї територій незакономірно, як по розповсюдженню, так і по глибині, тому виділення елементарних шарів по цим показникам нераціонально. Розрахунки осадок і просадок ґрунтів рекомендується виконувати згідно норм користуючись нормативними значеннями характеристик посадки ґрунтів, приведених в табл. 2.1 рис. 2

Початковий просадочний тиск більший ніж тиск від власної ваги ґрунту в межах всього порсадочного шару.

Тип ґрунтових умов згідно норм перший.

З метою виявлення підземних виробок, в містах наближених до провалу, які мали місце в одноповерхових будівлях гаражів, було пробурена 4 свердловини глибиною до 9.0м.

По даним буріння наявність підземних виробок в точках буріння не підтвердилося. Детальне вивчення розповсюдження підземних виробок можливе тільки після зносу.

В період проведення вишукувань на ділянці розкопаний один безнапірний водоносний горизонт, рівень, що встановився зафіксований на глибині від 5.37-9.41м, від денної поверхні.

Ґрунтами, які вміщують водоносний шар є ґрунти ІГЕ 3-4. Водотриви представлений глинами харківської свити палеогену, залягає на глибині 25-30м ,від денної поверхні рельєфу. Рівень ґрунтових вод з врахуванням сезонних коливань може знаходитись на 0.5м. вище від виміряного.

Згідно схеми природних умов територія відноситься до ІІ типу по потенційній підтоплюваності. Максимальний прогнозуємий рівень води 3.0м від рівня землі.

Ґрунтова вода, згідно норм до бетону і арматури з/б конструкцій неагресивна.

Ступінь агресивної дії ґрунтової води на арматуру з/б конструкцій при постійному зануренні неагресивна, а при періодичному змочуванні слабо агресивна.

При вільному доступі кисню до нього вода володіє середньою ступінню агресивності на металічні конструкції. Нормативна глибина промерзання ґрунтів згідно норм 1.0м.

Розподілення ґрунтів по трудності розробки вручну і відповідними механізмами рекомендується визначати згідно наступним пунктам

1. ІГЕ І-насіпні ґрунти
2. ІГЕ ІІ,ІІІ-суглинки
3. ІГЕ ІІІ-лесові

2.4.2 Проектні припущення

З інженерно-геологічної позиції можливе влаштування, як стрічкових, так і стовпчастих фундаментів. Вважається доцільним на даній ділянці влаштування буро ін'єкційних паль спираючихся на ґрунти ІГЕ ІІІ, нище можливої припущеної глибини "підземних ходів "

Для попередження впливу просадок на експлуатаційну придатність будівель і споруд рекомендується передбачити заходи які відповідають даному типу ґрунтових умов по просадочності згідно вимог норм.

Зробивши аналіз інженерно-геологічних умов з урахуванням досвіду спорудження будівель на суцільних фундаментних плитах в аналогічних ґрунтових умовах можна зробити висновок, що у нашому випадку доцільно розробити фундамент у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити.

Згідно з алгоритмом розрахунку таких фундаментів визначимо навантаження на рівні верху плити.

Вибір глибини закладання плити робимо з урахуванням конструктивних рішень будівлі та глибини промерзання ґрунту враховуючи гідрогеологічні чинники, геологічні рельєф розташування сусідніх фундаментів та конструктивну глибину закладання фундаменту.

Розрахуємо мінімальні розміри плити за габаритними розмірами над фундаментної частини будівлі. Будівля має неправильну у плані форму, тому виходячи з конструктивних міркувань та в цілях економії матеріалу плиту запроектуємо також неправильної в плані форми. Тоді плита буде мати наступну форму та розміри (Рис. 2.3).

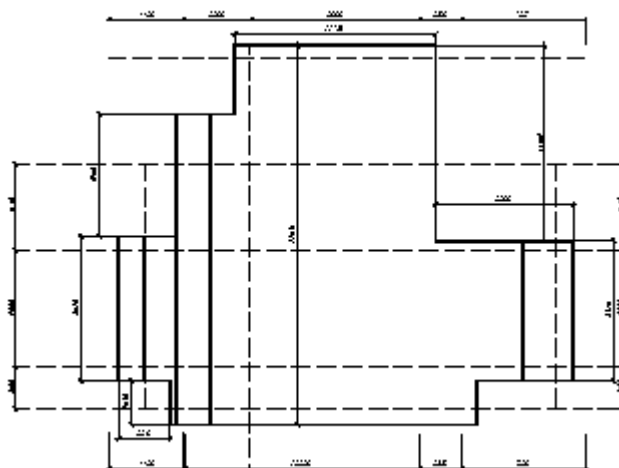


Рисунок 2.40

Розрахункова схема

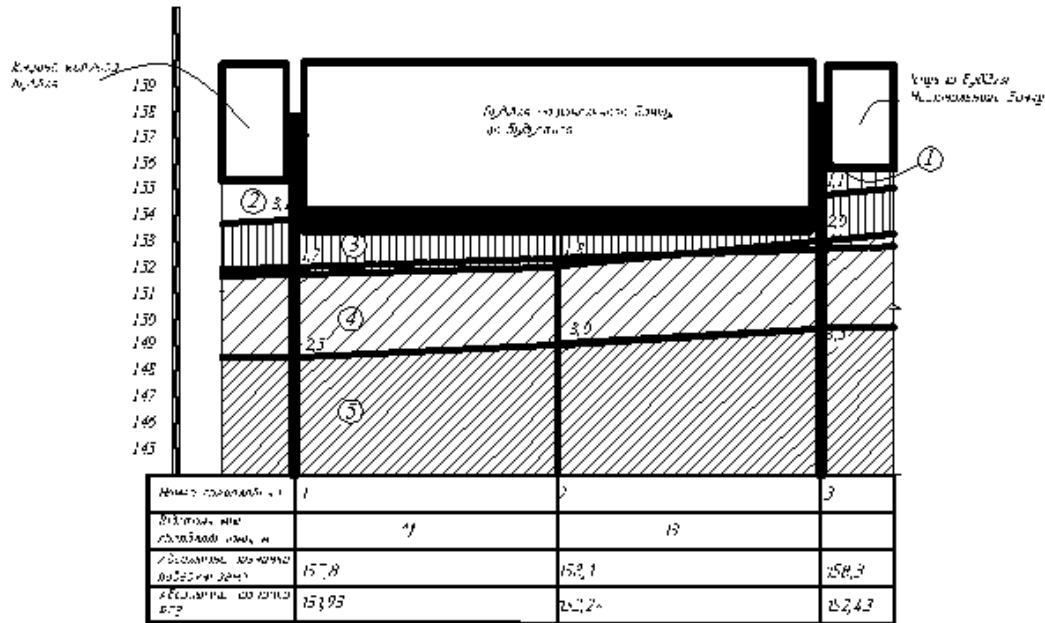


Рисунок 2.41

Обчислення розрахункового опору ґрунту основи з урахуванням мінімальної ширини плити за формулою (7) [14].

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [1,1M_{\gamma k_z} b_y \gamma_{//} + 1,1M_q d_y \gamma'_{//} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{//} + 3M_c c_{//}]$$

$$\gamma_{c1}=1,25, k=1, M_v=0,84, M_q=4,37 \quad \gamma_{c1}=1,05, k_z=z_0/b+0,2=8/20,4+0,2=0,59$$

$$M_c=6,9, b_y=2,73, d_1=3,27+0,2*2*50/18,07=6,037$$

$$\gamma'_{//} = \frac{18,07*2 + 18,18*3,5 + 17,9*3,3}{2 + 3,5 + 3,3} = \frac{158,84}{8,8} = 18,05 \text{ кН/м}^2$$

$$\gamma_{//}=17,9 \text{ кН/м}^2$$

$$R = 1,25*1,05/1(0,84*0,59*21,3*18,07 + 4,37*6,037*18,05 + (4,37 - 1)*2*18,05 + 6,9*16) = 1,312*[190,75 + 476,71 + 121,79 + 110,4] = 1164,02 \text{ кПа}$$

Визначимо середній тиск під подошвою плити з урахуванням часткової або повної власної ваги плити фундаменту за вказівками [14].

$$P = \frac{(N + G)}{A} = 824 + 260,4 / 21 = 51,6 \text{ кПа}$$

Порівняємо середній тиск і розрахунковий опір ґрунту і робимо висновком про можливість використання теорії лінійно-деформованого середовища для подальшого розрахунку.

$$P \leq R \quad 51,6 \text{кПа} \leq 1164,62 \text{кПа}$$

Порівняння тиску на краю підшви плити з граничним опором ґрунту ($P_{\text{тах}} < 1,2 R$), $76 \text{кПа} \leq 1164,62 \text{кПа}$

Призначення розрахункової схеми і параметрів основи за вказівками п. 8 дод. 2 [14].

Визначимо розрахункову товщину лінійно-деформованого шару за формулою: $H_s = (H_0 + \psi * b)k_p$, де H_0 та ψ - для основ з глинистого ґрунту відповідно 9 м та 0,15, а для основ з піщаного ґрунту - 6 м та 0,1; k_p - коефіцієнт, який визначають за формулою: $k_p = 0.8 + \frac{1.2 - 0.8}{500 - 100} (P - 100) = 0.4$,

де P - середній тиск, кПа, за розрахунком п. 6. Для основ, які складені глинистими і піщаними ґрунтами: $H = (H_s + h_{cl})/3$, де H_s - товщина шару, визначена за формулою, припускаючи, що основа складається тільки з піщаного ґрунту; H_{cl} - загальна товщина шарів глинистого ґрунту від рівня підшви плити до глибини H , припускаючи, що основа складається тільки з глинистого ґрунту.

$$H_s = (9 + 0.15 * 21.7) * 0.6 = 7.35 \text{м}, \quad \eta = 28/21.7 = 1.29, \quad k_p = 0.4$$

Визначення середнього тиску у різних шарах ґрунту в межах лінійно-деформованого шару на вертикалі, що проходить через середину протилежних сторін фундаментної плити, за формулою: $P_z = P \left[1 - \frac{z}{H} (1 - 4\alpha) \right]$ де P - середній тиск; Z - відстань від рівня підшви плити до середини шару; H - товщина лінійно-деформованого шару; α - коефіцієнт, залежний від співвідношення сторін плити $\eta = l/b$ і відносної товщини лінійно-деформованого шару $\tau' = 2H/b$.

$$P_z = P \left[1 - \frac{z}{H} (1 - 4\alpha) \right] = 52 \left[1 - \frac{1}{4.9} (1 - 4 * 0.2460) \right] = 44 \text{кПа}$$

$$\eta=28/21,7=1,29, m'=2H/b=2*4.9/21.7=0.45, \alpha=0.246$$

Визначимо наведені модулі деформації

$$E_n = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \sigma_{zp,i}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i \sigma_{zp,i}}{E_i} \right)}, \text{ де } n - \text{кількість різних за властивостями шарів ґрунту в}$$

межах товщини H ; $\sigma_{zp,i}$ - середній тиск у шарі за, h_i - товщина шару; E_i - модуль деформації ґрунту в шарі.

Основу вважають однорідного, якщо $a_E < 1,5$.

$$E = \frac{1.7 * 51.9 + 3.55 * 51.6 + 3.3 * 51.2}{\frac{1.7 * 51.9}{8000} + \frac{3.5 * 51.6}{4000} + \frac{3.3 * 51.2}{12000}} = \frac{88.23 + 180.6 + 168.96}{0.011 + 0.045 + 0.014} = 625.4 \text{ кПа}$$

$$E_{н.сер} = 6,25 \text{ МПа}$$

2.4.1 Розрахунку осідання фундаментної плити

Визначення осідання основи для протилежних сторін фундаментної плити за вказівками [14] або за пропозицією А. Кезді.

Осідання однорідної в плані основи під центром або кутовими точками прямокутного фундаменту визначають за формулою: $S = b * Pk / m_r * E_{н.сер}$

де P - середній тиск на основу, кПа; $E_{н.сер}$ - усереднений наведений модуль деформації основи, кПа; s - коефіцієнт, який визначають для точки основи під центром фундаменту залежно від $\eta=28/21,7=1,29$, $m'=2H/b=2*4.9/21.7=0.45$; m_z - коефіцієнт умов роботи основи, завантаженої на великій площі з усередненим наведеним модулем деформації $E_{н.сер} > 10000$ кПа. Якщо $10 < b < 15$, то $m_z = 1,35$, якщо $b > 15$, $m_z = 1,5$; $m_z = 1,0$, якщо $E_{н.сер} < 10000$ кПа.

За А.Кезді осідання суцільної прямокутної плити визначають за формулою: $S = \frac{2.3F_v}{E_{н.сер} * (l-b)} * \lg \frac{(l+b/H)*l}{(l+b/H)*b}$, де F_v - вертикальна складова навантаження на рівні верху фундаментної плити, кН.

Осідання фундаментної плити за методом Кеді:

$$S = \frac{52 * 21.7 * 0.3}{1.5 * 1 * 625.4} \lg \frac{\left(1 + \frac{21.7}{7.3}\right) * 28}{\left(1 + \left(\frac{28}{7.3}\right)\right) * 21.7} = 0.24$$

Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового сумування.

2.5 Визначення несучої здатності одиночної буроін'єкційної палі.

При визначенні несучої здатності одиночної буроін'єкційної палі в лесових ґрунтах слід керуватись вимогаминорм. Підсилення фундаментів будівель та споруд побудованих на лесових ґрунтах, буроін'єкційними палями.

Буроін'єкційні палі в умовах підсилення основ та фундаментів існуючих будівель на лесових ґрунтах території України проектується, як правило, висячими. Спирання палей допускається, як виняток. При цьому палі повинні спиратися на непросідаючі ґрунти при незначних навантаженнях на них, та прорізати просідаючу товщу І типу..

Допускається влаштування палей-стояків тільки при заляганні скельових фунтів в безпосередній близькості від лесової товщі, коли їх виготовлення економічно і технологічно виправдане.

Буроін'єкційні палі можуть влаштовуватись як вертикальними, так і похилими, що визначається умовами їх роботи в ґрунтового середовищі і технологічними можливостями.

Несуча здатність одиночної буроін'єкційної палі визначається по матеріалу палі $F_{dm}(H_{dm})$ і ґрунту основи $F_d(H_d)$. При цьому повинна виконуватись умова $F_{dm} \geq F_d (H_{dm} \geq H_d)$. Тільки у випадку палей-стояків може бути $F_d > F_{dm} (H_d > H_{d,m})$, якщо величина $F_{dm}(H_{dm})$ є достатньою для підсилення існуючого фундаменту.

При розрахунку палей за міцністю матеріалу палю слід розглядати як стрижень, жорстко затиснутий у ґрунті, в перерізі, що знаходиться на відстані I_0 від подошви ростверка з урахуванням первісно

можливого викривлення її вісі, тобто початкового ексцентриситету, за вимогами норм.

Мінімальна розрахункова довжина буроін'єкційної палі I_0 повинна визначатись з урахуванням модуля деформації лесового ґрунту під ростверком у водонасиченому стані E_{sat} . При величині $E_{sat} < 0,5$ МПа,

$I_0 = 30 d$, при $E_{sat} = 5$ МПа, $I_0 = 15d$, а проміжку між ними визначається за інтерполяцією. Якщо ґрунти слабопросідаючі, то при $E_{sat} > 10$ МПа значення I_0 призначають за вимогами нори. При значеннях E_{sat} від 5,0 до

10,0 МПа I_0 визначають за інтерполяцією. Допускається приймати для $E_{sat} = 10$ МПа, $I_0 = 10d$.

Несуча здатність палі по ґрунту $F_{d,sat}$ ($H_{d,sat}$) повинна встановлюватись, як правило, на основі випробування одиночної вертикальної палі статичним навантаженням із замочуванням основи за методикою ГОСТ 5686 і вимогами норм.

При незначних обсягах робіт допускається, як виняток, визначати несучу здатність палі за ґрунтом від дії вертикальних навантажень за результатами статичного зондування.

При випробуванні одиночних паль за методикою ГОСТ 5686 статичним навантаженням у ґрунтах природної вологості допускається встановлювати $F_{d,sat}$ та $H_{d,sat}$ шляхом зниження величини F_d та H_d для ґрунтів даної вологості за формулами :

$$F_{d,sat} = k_s * F_d, \quad H_{d,sat} = k_s * H_d,$$

де k_s - знижуючий коефіцієнт для зв'язних ґрунтів, встановлений на підставі дослідних даних, який повинен прийматися при ступені вологості $Sr < 0,3$, $k_s = 0,3$; при $Sr = 0,5$, $k_s = 0,5$; при $Sr = 0,8$, $k_s = 1,0$ (для інших значень Sr , k_s визначаються за інтерполяцією). Врахування повинно проводитись диференційовано по глибині;

F_d , H_d - несуча здатність по ґрунту одиночної буроін'єкційної палі за ґрунтом від дії відповідно вертикального та горизонтального навантажень, кН.

При наявності регіональних дослідних коефіцієнтів допускається приймати значення F_d , як остаточне, для розрахунків за даними статичного зондування

або випробувань ґрунтів еталонною палею. Методика випробувань повинна відповідати вимогам стандартів, а ґрунти повинні бути у водонасиченому стані за вимогами норм. При наявності тільки результатів статичного зондування в ґрунтах природної вологості перехідні коефіцієнти для водонасиченого стану повинні бути встановлені додатково.

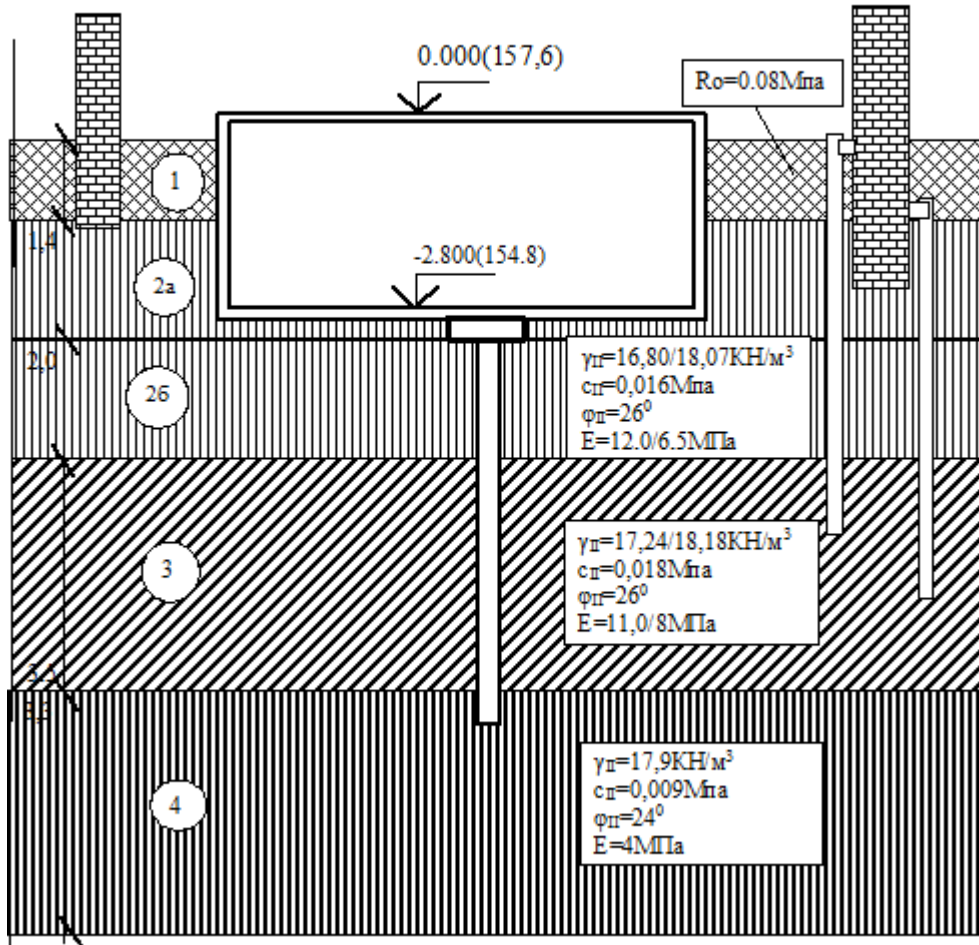


Рис. 2. 42 Розрахункова схема

Згідно вказівок несуча здатність палі визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

- Де γ_c - Коефіцієнт умов роботи палі;
 γ_{cR} - Коефіцієнт умов роботи ґрунта під нижнім кінцем палі.
 R - Розрахунковий опір ґрунта під нижнім кінцем палі.
 A - Площа спірання палі, м²

u- Периметр поперечного перерізу стовбура палі, м²

γ_{cf} - Коефіцієнт умов роботи ґрунта на бічній поверхні палі, який залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування, що приймається згідно табл.5 СНиП2.02.03

f_i - Розрахунковий опір i -го шару ґрунта по бічній поверхні стовбура палі кПа, який приймається по табл.2.

h_i - Товщина i -го шару ґрунта .

$$\gamma_c=1 \quad A=\pi R^2$$

$$\gamma_{cR}=1 \quad u=2 \pi R$$

$$\gamma_{cf}=0.8$$

$$f_i=31.8 \text{ кПа} \quad h_i=2\text{м}$$

$$f_i=43.2 \text{ кПа} \quad h_i=3.5\text{м}$$

$$f_i=6.075 \text{ кПа} \quad h_i=3.3\text{м}$$

$$R=0.75\alpha_4 (\alpha_1 \gamma_1' d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h)$$

$$\alpha_1=11.05 \quad \gamma_1'=17.9$$

$$\alpha_2=21.7 \quad \gamma_1 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 / 3 \sum h_i$$

$$\alpha_3=0.47 \quad \gamma_1=(18.07*2+18.18*3.5+17.9*3.3)/3*8.8=18,05$$

$$\alpha_4=0.325$$

$$R=0.75*0.325(11.05*17.9*0.2+21.7*0.47*18.05*9.2)=422.47\text{кПа}$$

$$F_d=(422.47*0.126+0.628* \sum (0.8*31.8*2)+0.8*43.2*3.5)+(0.8*6.075*3.3) \\ = 53.23+0.628(50.88+120.96+16.038)=53.23+117.98=171.217\text{кН}$$

Розрахункове навантаження на палю:

$$N = \frac{Fd}{\gamma_k} \quad N = \frac{171.217}{1.4} = 122.297 \text{ кН}$$

Розрахункова кількість паль на 1 м погонний фундаменту

$$n = \frac{(F_v + 0.1F_v) * 1.2}{N}$$

$$n = (329.2 + 0.1 * 329.2) * 1.2 / 122 = 3.55 \text{ Приймаємо } 4 \text{ палі.}$$

Визначення фактичного навантаження на палю:

$$N_{\phi} = F_v * 1.2 + G_p * 1.2 / n$$

G_p - Вага ростверку та ґрунту до позначки 0.000.

$$G_p = 1 * 0.9 * 0.3 * 24 = 6.48 \text{ кН.}$$

$$N_{\phi} = (329.2 * 1.2 + 6.48 * 1.2) / 4 = 100.74 \text{ кН.}$$

$$N_{\phi} \leq N$$

Умову розрахунку за I граничним станом основи задоволено.

2.5.1 Розрахунку осідання груп (кущів) палей

1. Визначення середньозваженого значення кута внутрішнього тертя ґрунта

φ_{II}

у межах довжини ствола палі, розташованого в несучих шарах ґрунту за формулою:

$$\overline{\varphi_{II}} = \frac{\varphi_{II.1} h_1 + \varphi_{II.2} h_2 + \varphi_{II.3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

де $\varphi_{II.i}$ - кут внутрішнього тертя кожного шару ґрунту; h_i - висота кожного шару.

$$\overline{\varphi_{II}} = (26 * 2 + 26 * 3.5 + 24 * 3.3) / 8.8 = 25^{\circ}$$

2. Встановлення розмірів у плані умовного фундаменту з підшовою на рівні вістря палей:

$$l_y(b_y) = 3b_p(n-1) + b_p + 2l_p \operatorname{tg}(\overline{\varphi_{II}} / 4),$$

де n - кількість палей у ряду; l_p - частина палі в несучих шарах ґрунту.

$$l_y(b_y) = 3 * 0.2 * (2-1) + 0.2 + 2 * 8.8 \operatorname{tg}(25^{\circ} / 4) = 0.6 + 0.2 + 17.6 * \operatorname{tg} 6.25^{\circ} = 2.73 \text{ м.}$$

3. Обчислення ваги умовного фундаменту "палі-ростверк-фунт":

$$G = l_y * b_y * d_y * \gamma_0$$

де d_y - відстань від уступу ростверку до вістря палі;

$Y_0=20\text{кН/м}^3$ - усереднена питома вага масиву "палі-ростверк-грунт".

$$G=2,73*2,73*6,3*20=973,07\text{кН}$$

4. Розрахунок середнього тиску за підшовою умовного фундаменту:

$$p = \frac{F_V^H + G}{l_y b_y}$$

$$P = \frac{329.2 + 939.07}{7.45} = 170.23\text{кПа}$$

5. Визначення розрахункового опору ґрунту основи на рівні підшви умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{\kappa} [1,1M_{\gamma k_z} b_y \gamma_{//} + 1,1M_q d_y \gamma'_{//} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{//} + 3M_c c_{//}]$$

$$\gamma_{c1}=1.1 \quad k=1 \quad M_v=0.72 \quad M_q=3.87M_c$$

$$\gamma_{c1}=1.0 \quad k_z=1 \quad M_c=6.45 \quad b_y=2.73 \quad d_1=6.3$$

$$\gamma'_{//} = \frac{18.07*2 + 18.18*3.5 + 17.9*3.3}{2 + 3.5 + 3.3} = \frac{158.84}{8.8} = 18.05\text{кН/м}^2$$

$$\gamma_{//}=17.9\text{кН/м}^2$$

$$R=1.1*1/1(1.1*0.72*1*2.73*17.9+1.1*3.87*6.3*18.05+(3.87-$$

$$1)*2*18.05+3*6.45=$$

$$1.1(42.57+484.1+103.607+174.15)=884.9\text{кПа}$$

6. Перевірка виконання попередньої умови розрахунку основ за деформаціями:

$$p \leq R$$

$$p=170.23\text{кПа} \leq R=884,9 \text{кПа}$$

Визначення потужності стисливої товщі основи, при $\eta=1$ за формулою

$$H_c = k*b$$

$$\text{При } \eta=1 \quad k=2$$

$$H_c=2*2.73=5.46\text{м}$$

Розрахунок середньозваженого значення модуля деформації в межах стисливої товщі основи.

$$E_4=4 \text{МПа}; h_4=2.8; Z_4=$$

$$E_5=12 \text{МПа}; h_5=2.66; Z_5=$$

$$E_m = \frac{4*2.8*3.78 + 12*2.66*1.55}{0.5*5.46^2} = \frac{91.81}{14.9} = 6.16\text{МПа};$$

Визначення осідання основи куца паль при тиску від власної ваги ґрунту на рівні вістря паль.

$$\sigma_{zgo}=1,4*18,07+2*18,07+18,18*3,5+17,9*3,5+18,12*0,5=164,17\text{кПа.}$$

Осадка:
$$S = 1.44 \frac{\eta}{1 + \eta} * \frac{P - \sigma_{zgo}}{E} b_y.$$

$$S=1.44*(1/1+1)*(170.23-164.17)/6160*273=0.19\text{см.}$$

$$S=0.19\text{см} < S_u=15\text{см.}$$

Отже умову розрахунку за деформаціями виконано.

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

3.1 Моделювання напружено-деформівного стану монолітного перекриття при пожежі

Для визначення особливостей деформування та розподілу внутрішніх зусиль з використанням програмного комплексу «ЛІРА» створено скінченно-елементу модель монолітного міжповерхового перекриття. Цей конструктивний елемент сприймає значні навантаження в звичайному експлуатаційному режимі. До нього також висувуються вимоги щодо вогнестійкості, саме тому важливим постає питання дослідження напружено-деформованого стану при значних температурних впливах.

Товщина монолітного міжповерхового перекриття стіни 20 см, клас бетону С20/25. В середовищі програмного комплексу «ЛІРА» існує можливість задання температурного навантаження, саме таким чином задалась температура горіння 5000°C з однією сторони та з протилежної 20°C . Відтворено найекстримальніші умови експлуатації досліджуваної конструкції при виникненні пожежі .

3.2 Результати розрахунку

В результаті обчислень одержано характер деформації (Рис.3.1-3.4) та розподіл деформації відносно глобальний координатних осей. Як помітно мають місце локальні переміщення та повороти міжповерхової монолітної плити. Чітко спостерігається наявність поперечних та поздовжніх несучих стін. Саме в цих місцях деформації найменші через наявність додаткової жорсткості.

Стосовно внутрішніх напружень (Рис.3.5-3.7),то на відміну від незначних величин деформацій, напруження значно перевищують межу

міцності. У зв'язку із цим необхідний додатковий вогнезахист міжповерхового перекриття.

Завантаження 1

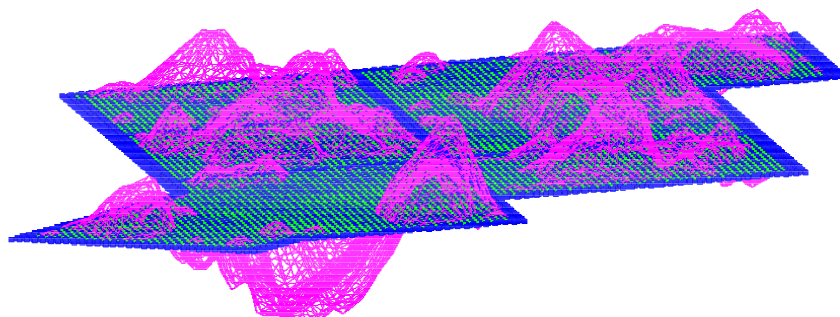


Рис. 3.1 Загальний характер деформацій плити перекриття при пожежі

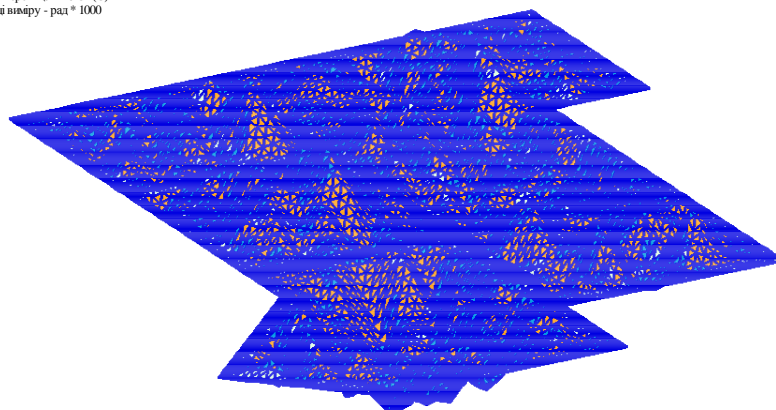


Рис. 3.2 Повороти навколо осі ОУ

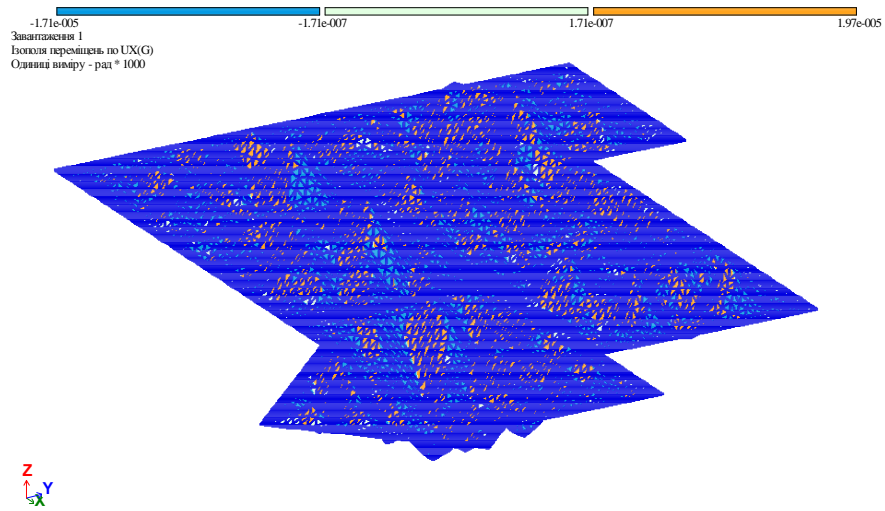


Рис. 3.3 Повороти навколо осі OX

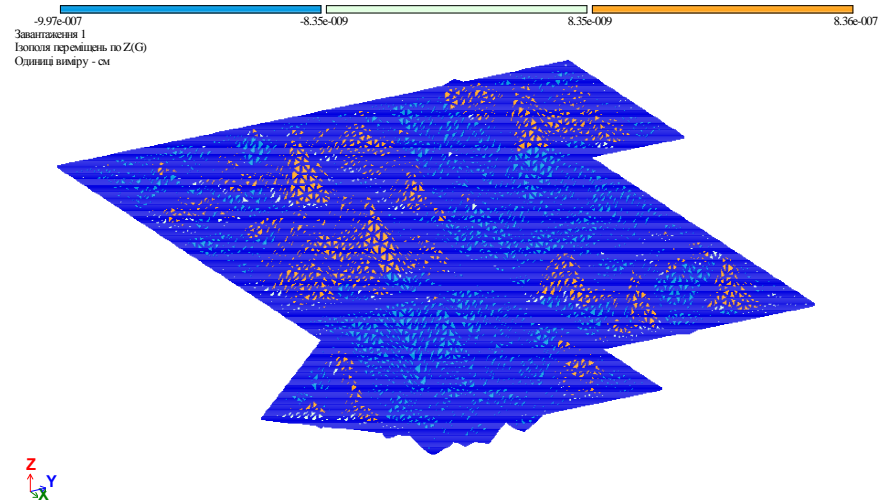


Рис. 3.4 Переміщення по осі OZ

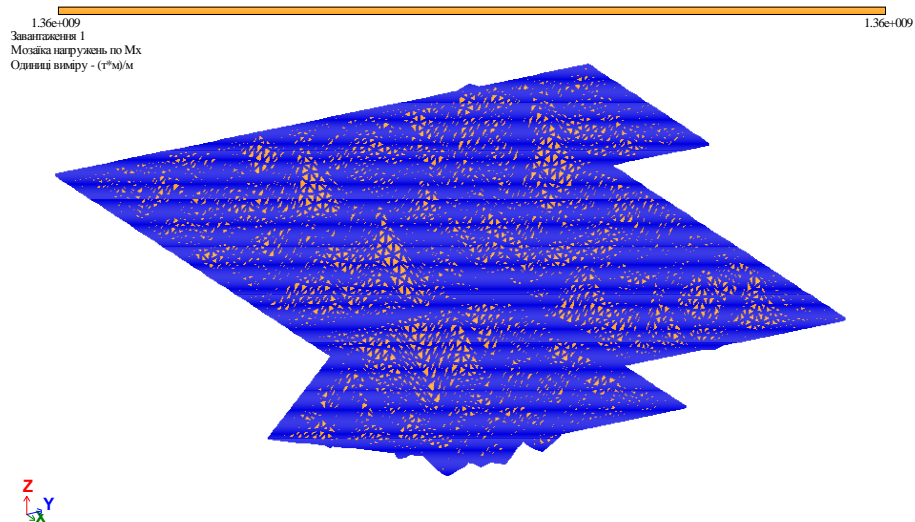


Рис. 3.5 Розподіл зусиль Mx

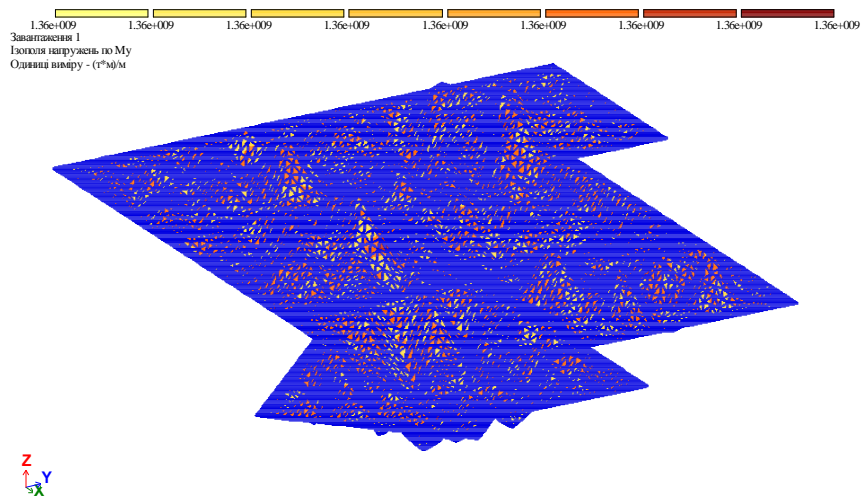


Рис. 3.6 Розподіл зусиль M_y

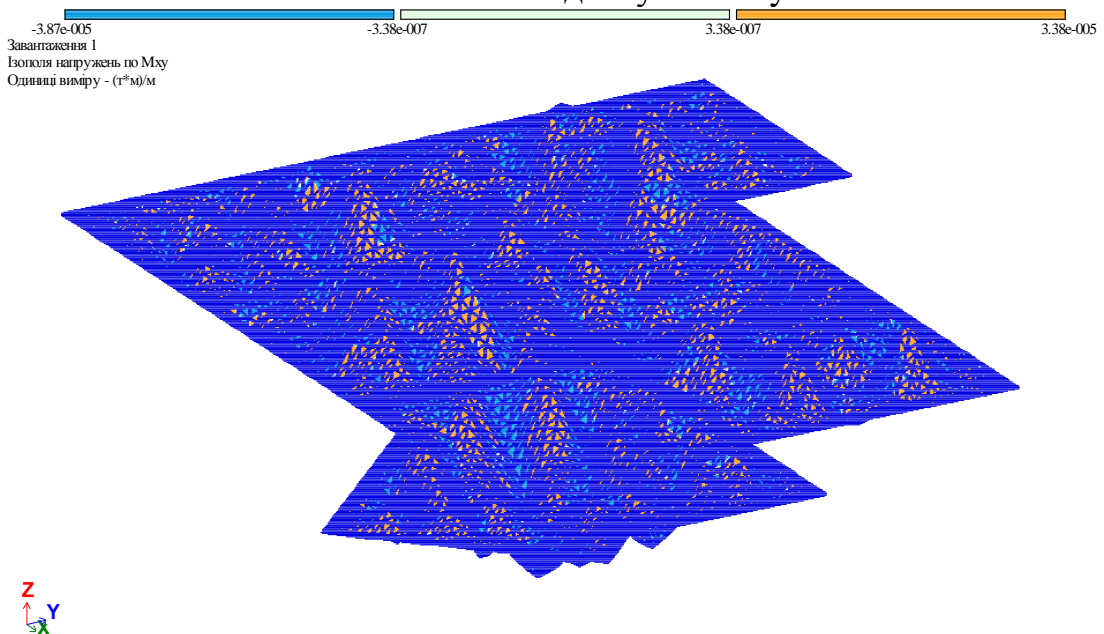


Рис. 3.7 Розподіл зусиль M_{xy}

3.3 Висновки до розділу

В результаті визначення напружено-деформівного стану монолітного міжповерхового перекриття при пожежі, встановлено, що внаслідок дії високих температур відбуваються незначні локальні переміщення та повороти вздовж глобальних осей координат, однак виникають значні внутрішні зусилля які перевищують межу міцності матеріалу. Таким чином виникає гостра необхідність у застосовуванні вогнезахисту розглянутої конструкції.

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Аналіз умов праці

Реконструкція банку включає в себе наступну сукупність робіт: земляні, вантажно-розвантажувальні, монтажні, оздоблювальні та спеціальні.

Вантажно-розвантажувальні роботи пов'язані з експлуатацією будівельних машин і механізмів. Аналіз виробничого травматизму в будівельних організаціях показує, що близько чверті нещасних випадків відбувається саме на роботах, пов'язаних з експлуатацією будівельних машин і механізмів.

Основними небезпечними і шкідливими виробничими факторами, що супроводжується експлуатація машин, є: дія механічної сили, можливість ураження електричним струмом, несприятливі фактори виробничого середовища (мікроклімат, шум, вібрація, запиленість, загазованість робочої зони, тепловий вплив), підвищені фізичні та нервово-психічні навантаження, невідповідність робочого місця вимогам ергономіки.

Дія механічних чинників проявляється в такій формі: наїзд на людей, перекидання машин, травмування працюючих рухомими механізмами, частинами і деталями, падіння з висоти, обвалення ґрунту.

Перекидання машин відбувається внаслідок збільшення маси вантажу, що піднімається до недоступного ваги, підйом примерзлий до землі конструкцій, значні динамічні навантаження при неправильній експлуатації, велика вітрове навантаження, наднормативний нахил місцевості, просадка ґрунту.

Робоча зона у вантажопідйомних пристроїв і транспортного устаткування є одночасної небезпечною зоною, так як виконувати роботу за допомогою цих машин можна, тільки перебуваючи всередині кордонів їх дії.

Небезпеки для працюючих, пов'язані в основному з ненавмисним контактом з рухомими частинами обладнання і можливим ударом від падаючих предметів, при обриві вантажу, що піднімається і з падінням самого обладнання. Це відноситься не тільки до стаціонарного і пересувного обладнання, а й до самохідного, в тому числі рухомого з великою швидкістю. При взаємодії до числа потенційних небезпек можна зарахувати наїзд і удар при зіткненні.

Можливість ураження електричним струмом обумовлена випадковим дотиком до струмоведучих частин і дотиком до металевих неструмоведучих частин, які можуть опинитися під напругою в результаті пошкодження ізоляції або з інших причин.

У деяких кранах і підйомниках, що працюють на будмайданчику, використовується електричний струм до 1000В, що небезпечно для людини. Можливість ураження електричним струмом виникає також при роботі будівельних машин у лінії електропередач (ЛЕП). Тому нормами встановлено граничні відстані між будівельною машиною (механізмом) і (ЛЕП). Наприклад: при напрузі до 20кВ відстань не повинна бути менше 2м.

Мікроклімат відкритої будмайданчика тісно пов'язаний з метеорологічними умовами. На робочих діють інтенсивне сонячне випромінювання, пориви вітру (при $V = 12 \text{ м/с}$ - роботи на відкритому повітрі заборонені), перепад температур, вологість (оптимальна відносна вологість 40-60%).

Бульдозер, каток є джерелом підвищеної запиленості та загазованості в кабіні і зовні, підвищених рівнів шуму і вібрації.

Зони з рівнем звуку понад 85дБ повинні бути позначені знаками безпеки. Роботи в цих зонах без використання засобів захисту забороняється.

Робоча поза і стомлюваність є основними психофізичними аспектами процесу праці при експлуатації будівельних машин і механізмів.

Основними позами людини під час роботи на будівельному майданчику є пози «стоячи» і «сидячи», що слід враховувати, проектуючи робоче місце і робочу позу, що відповідає даному виду робіт.

Ознакою перевтоми є знижена працездатність спочатку робочого дня.

З аналізу випливає, що умови праці персоналу 3 і 4 класу, шкідливі і небезпечні.

4.1.2 Заходи охорони праці

Робочі місця на будмайданчику оснащені технічними засобами безпеки. Виконання вимог безпеки при експлуатації машин досягається за рахунок застосування пристроїв, які забезпечують безпеку машини в разі помилок машиніста або несподіваної появи небезпеки. У будівельних машинах використовуються прилади та пристрої безпеки: гальмівні, контрольно запобіжні, блокувальні, сигнальні та огорожувальні, аварійної зупинки.

Безпека будівельних машин залежить від правильності експлуатації гальм. Залежно від конструкції і форми контактуючих елементів використовуються гальма колодкові, стрічкові і дискові. У вантажопідіймальних кранах гальма передбачені в механізмах підйому вантажу, вильоту стріли, повороту і пересування крана.

Контрольно-запобіжні пристрої в будівельних машинах застосовуються різної конструкції: покажчики вітрового тиску, вильоту стріли, крену крана, наближення до повітряних ліній електропередач. Також влаштовуються протиугонні захвати, обмежувачі висоти підйому, вильоту, повороту і шляхи, вантажопідйомності і вантажного моменту, швидкості, буферні пристрої.

Сигнальні пристрої сповіщають робочих про виникнення небезпеки. Застосовують світлові, звукові і комбіновані пристрої оповіщення.

Огорожувальні пристрої попереджають потрапляння робітників у небезпечні зони. Залежно від призначення і конструкції будівельної машини

небезпеку для робітників створюють відкриті частини машини, які вчиняють і обертальний або поступальний рух, відлітають при обробці частинки, можливість падіння з висоти, а так само випадкове руйнування. Огороджувальні пристрої: огороджувальні кожухи, щити, решітки, перила.

Блокуючі пристрої забезпечують вимикання машини або механізму в разі проникнення людини в небезпечну зону, відмови обладнання або вихід параметрів енергопостачання за допустимі межі.

Електрична ізоляція струмоведучих проводів забезпечує електробезпека (використання подвійної ізоляції). З метою електробезпеки використовуються: занулення, захисне заземлення, захисне відключення.

Неізольовані струмоведучі частини (проводу), закріплені на ізоляторах, розташовані на висоті 2.5м, де вони недоступні для випадкового дотику. Їх закривають кришками або кожухами.

Використовуються сітчасті і суцільні огорожі електроустановок і небезпечних зон.

Світильники загального освітлення напругою 127 і 220 В повинні встановлюватися на висоті не менше 2.5м від рівня землі, підлоги або настилу.

Мала напруга 12 і 42В передбачена для зменшення небезпеки ураження електричним струмом. При висоті менше 2.5м необхідно застосовувати світильники спеціальної конструкції і напругою 42В.

Блокувальні пристрої не допускають помилок персоналу при роботі на електроустановках пристрої, які допускають тільки певний порядок включення або відключення механізму.

Електричний поділ мереж здійснюється за допомогою спеціальних розділових трансформаторів (високий рівень ізоляції проводів).

Рівні звукового тиску на робочих місцях в нормованому частотному діапазоні не повинні перевищувати граничних значень. (Нормований діапазон частот розрізнення звуку від 16 до 20000Гц).

Заходи щодо захисту від шуму:

- зменшення шуму в джерелі виникнення;
- зниження шуму на шляхах його поширення;
- архітектурно-планувальні рішення;
- вдосконалення технічних процесів і машин.

Зменшення шуму в джерелі виникнення здійснюється на стадії проектування. У кожній машині (електродвигун, вібромайданчик) в результаті коливань, як всієї машини, так і складових її частин, виникають шуми механічного, аеродинамічного та електромагнітного походження.

При роботі різних механізмів зниження шуму на 5-10дБ здійснюється шляхом усунення зазорів в зубчастих передачах і з'єднаннях деталей з підшипниками.

Технологічні заходи по боротьбі з шумом: заміна машин, що використовують вібраційний метод ущільнення бетонної суміші, машинами із застосуванням без вібраційної технології виготовлення залізобетонних виробів.

Ослаблення вібрації досягається застосуванням віброізоляції, віброгосячих основ, вібропоглинання, динамічних гасителів вібрації.

У будівельних машинах робоче місце (РМ) обладнано в спеціальних кабінах. Для забезпечення безпеки кабіна має достатні захисні властивості від дії механічної сили, безпечний вихід і вхід, необхідну оглядова; розміри та обладнання РМ відповідають вимогам ергономіки.

Зручна поза в кабіні досягається регулюванням положення сидіння і простору для ніг.

Дані заходи дозволяють знизити ймовірність появи травматизму і профзахворювань працюючих.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.2.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені)

Для об'єкта проектування характерними аваріями і надзвичайними випадками є:

Природного характеру:

- геологічні (землетруси, виверження вулканів, зсуви, селі, снігові лавини);
- метеорологічні (урагани, бурі, снігові бурі, смерчі);
- гідрологічні (повінь, затори, зажори, наганяння, цунамі);
- природні пожежі (лісові, торф'яні, степові);
- космічні (астероїди, планети, випромінювання).

Техногенного характеру:

- раптове обвалення будівель, споруд;
- обвалення крана.

Проектні рішення складаються відповідно до норм, в яких містяться вимоги до розміщення об'єктів, планування забудови території, проектування та будівництва будівель і споруд, мереж водо-, газо-, тепло-, електропостачання, потенційно небезпечних об'єктів.

На сучасному етапі основний напрямок боротьби з повінню - зменшення максимальної витрати води в річці шляхом перерозподілу стоку в часі. Це досягається посадкою лісозахисних смуг, оранкою землі поперек схилів, збереженням прибережних водоохоронних смуг деревної і чагарникової рослинності.

Все це в поєднанні з агролісомеліоративна заходами сприяє переведенню швидкоплинного поверхневого стоку в уповільнений підземний стік.

Але тільки одні такі заходи не допоможуть запобігти великі і видатні повені.

Певний ефект дає будівництво ставків та інших ємностей у балках, ярах для перехоплення талих і дощових вод. Для середніх і великих річок - це регулювання паводочного стоку за допомогою водосховищ.

Створення водосховищ спеціально для боротьби з повінню вкрай рідко, тому що не виправдовуються економічні витрати.

Як ефективний засіб захисту від повені розглядається будівництво дамб. Схема розташування дамб враховує особливості рельєфу і може бути: по-дільничної і суцільний.

Також керівним складом, комісією з НС, паводковими комісіями накопичено певний досвід щодо захисту населення під час повені:

1. У районах, на об'єктах економіки створені протипаводкові комісії;
2. Призначено відповідальні особи за організацію евакуації людей з місць можливого затоплення, визначені та обладнані місця тимчасового проживання евакуйованого населення;
3. Затверджено заходи щодо забезпечення безпечного пропуску льодоходу, паводкових вод:
 - починаючи з березня, ведеться постійне спостереження за станом льодового покриття річок і підвищення рівня води;
 - приведена в постійну готовність рятувальна станція на водах;
 - для ліквідації крижаних заторів на річках створюються бригади підривників;
 - розроблено заходи щодо організації харчування та медичного обслуговування населення, евакуйованого з місць затоплення;
4. Затверджено графік цілодобового чергування міської протипаводкової комісії.

Перераховані вище заходи щодо захисту від повені, в випадки виникнення його, знизять соціальний і матеріальний збиток.

Будівництво цеху поблизу річки обумовлює виконання всіх заходів щодо захисту від повеней.

Порядок дій при обваленні будинків і споруд.

Раптове обвалення будівлі призводить до виникнення пожежі, руйнування комунально-енергетичних мереж, утворення завалів, травмування та загибелі людей.

Почувши вибух або виявивши, що будівля втрачає свою стійкість, негайно покинути його.

Залишаючи приміщення, спускатися по сходах.

Не панікувати, не влаштовувати тисняву в дверях при евакуації. Зупиняти тих, хто збирається стрибати з балконів (поверхів вище першого) і через засклені вікна.

Якщо відсутня можливість покинути будівлю, зайняти безпечне місце: прорізи капітальних внутрішніх стін, кути, утворені капітальними внутрішніми стінами, під балками каркасу (вони захищають від падаючих предметів і уламків). Відкрити двері з приміщення, щоб забезпечити вихід.

Не піддаватися паніці і зберігати спокій. Триматися подалі від вікон, електроприладів.

Якщо виникла пожежа, негайно спробувати загасити.

Телефон використовувати тільки для виклику представників правоохоронних органів, пожежної охорони, лікарів, рятувальників.

Не користуватися сірниками: існує небезпека вибуху внаслідок витoku газу.

Опинившись на вулиці, не стояти поблизу будівлі. Перейти на відкритий простір.

ВИСНОВКИ

Запроектовано реконструкцію будівлі громадського призначення – банк в м Лубни.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва. Приведено конструктивні рішення щодо фундаментів, стін та перегородок, перекриттів поверхів, покрівлі, сходів та підлоги.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання залізобетонних елементів будівлі. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель плити міжповерхового монолітного перекриття. Досліджено внутрішні зусилля і деформації при дії температурних навантажень. Встановлено, що внаслідок дії високих температур відбуваються незначні локальні переміщення та повороти вздовж глобальних осей координат, однак виникають значні внутрішні зусилля які перевищують межу міцності матеріалу. Таким чином виникає гостра необхідність у застосовуванні вогнезахисту розглянутої конструкції.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт при зведенні мистецько-спортивного комплексу. Розроблено евакуаційні шляхи для виходу із будівлі при пожежі.

Список використаної літератури

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with

Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258.

11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering Ser Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // *Вісник Тернопільського державного технічного університету*. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // *ЛОГОС. Мистецтво наукової думки*, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.
19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.
20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
22. Основания, фундаменты и подземные сооружения:.. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.
24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.
29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смеродинова. – М. : 2003. – 355с.
31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.
45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.
46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Каргузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упроченных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.