

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 торгово-розважального комплексу в Рогатині
з дослідженням роботи залізобетонного каркасу

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

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Яцик В. І.</u> (підпис)	<u>Яцик В. І.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Бодрова Л. Г.</u> (підпис)	<u>Бодрова Л. Г.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Мещерякова О. М.</u> (підпис)	<u>Мещерякова О. М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (підпис)	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Бобик М.П.</u> (підпис)	<u>Бобик М.П.</u> (прізвище та ініціали)

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 Яцику Віталію Ігоровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект торгово-розважального комплексу в Рогатині
з дослідженням роботи залізобетонного каркасу

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

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

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	Мещерякова О. 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)

Яцик В. І.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Бодрова Л.Г.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	7
1.1 Кліматичні умови будівництва	7
1.2 Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі	8
1.2.1 Найменування, призначення об'єкта, що проектується	8
1.2.2 Об'ємно-планувальне рішення	8
1.2.3 Конструктивні рішення	9
1.3 Інженерне обладнання будівлі	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	16
2.1 Опис конструктивних і технічних рішень об'єкта капітального будівництва	16
2.2 Збір і визначення розрахункових навантажень	17
2.2.1 Кліматичні умови будівельного майданчика	17
2.2.2 Вага конструкцій	18
2.2.3 Рівномірно-розподілені навантаження	18
2.2.4 Постійні навантаження	19
2.2.5 Снігові навантаження	19
2.2.6 Вітрові навантаження	20
2.3 Розрахунок плити перекриття	22
2.4 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій відруйнування	29
2.5 Розрахунок основ і фундаментів	30
2.5.1 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення	30
2.5.2 Визначення глибини закладення фундаменту	30
2.5.3 Визначення навантажень, що діють на фундамент і основу	31
2.5.4 Визначення розмірів подошви фундаменту	32
2.5.5 Визначення розрахункового опору ґрунту основи	33
2.5.6 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями	34
2.5.7 Визначення середньої осадки основи методом пошарового підсумовування	36
2.5.8 Конструювання стовпчастого фундаменту	37

2.5.9	Перевірка фундаменту за міцністю на продавлювання	38
2.5.10	Розрахунок на армування плитної частини фундаменту	41
2.5.10	Проектування пальового фундаменту.....	44
2.5.11	Визначення несучої здатності забивної палі	46
2.5.12	Визначення числа паль у фундаменті та ескізне конструювання ростверку.....	48
2.5.13	Конструювання пальового фундаменту.....	49
	РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	50
3.1	Моделювання каркасу у ПК SCAD	50
3.1.1	Визначення горизонтальних переміщень будівлі	51
3.1.2	Визначення вертикальних переміщень конструкцій будівлі.....	52
	РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
4.1	Охорона праці.....	54
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	56
4.2.1	Законодавча база України	56
4.2.2	Стійкість споруди від ударної хвилі	56
	ВИСНОВКИ	61
	БІБЛІОГРАФІЯ	62

ВСТУП

На сьогодні благополуччя місто активно розвивається. Тому будівництво торговельно-розважальних комплексів - одна з найважливіших галузей громадського будівництва для врахування та задоволення сучасних тенденцій у потребах населення.

Актуальність теми. У місті до теперішнього моменту є не багато торговельних комплексів. З огляду на тенденцію будівництва великих торговельних центрів у різних районах міста, попит на послуги буде затребуваний.

Мета роботи: Розробка проекту торгово-розважального комплексу з дослідженням просторової роботи каркасу.

Об'єкт досліджень – просторовий каркас громадської будівлі.

Предмет дослідження – переміщення просторового каркасу громадської будівлі при дії експлуатаційних навантажень.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання структурних елементів в громадських будівель.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі торгово-розважального комплексу;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі комплексу;
- виконати статичний розрахунок просторового каркасу будівлі торгово-розважального комплексу;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання роботи просторового каркасу

громадських будівель.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих громадських будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 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: ПРОСТОРОВИЙ КАРКАС, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Кліматичні умови будівництва

Середньомісячна температура повітря, °С:

Таблиця 1.1 - Середньомісячна температура повітря

Місяць	січень	лютий	березень	квітень	травень	червень	липень	серпень	вересень	жовтень	листопад	грудень
Градуси	- 16 ⁰ С	- 14 ⁰ С	- 6.3 ⁰ С	- 1.9 ⁰ С	9.7 ⁰ С	16 ⁰ С	18.7 ⁰ С	15.4 ⁰ С	8.9 ⁰ С	1.5 ⁰ С	- 7.5 ⁰ С	- 13.7 ⁰ С

Абсолютно мінімальна температура повітря: мінус 48⁰ С, абсолютно максимальна: плюс 27⁰ С [13].

Температура повітря найхолоднішої доби забезпеченістю 0.92: мінус 39⁰ С, найхолоднішої п'ятиденки: мінус 17⁰ С [13].

Глибина сезонного промерзання ґрунтів: нормативна глибина сезонного промерзання для суглинків - 1,89 м, для насипних і крупноуламкових - 2,80 м [14].

Район будівництва 1В. Середньомісячна відносна вологість найхолоднішого місяця 78%, найспекотнішого місяця 70%.

Кількість опадів за рік 471 мм. Добовий максимум 97 мм [13].

Сейсмічність району - 6 балів [29]. Напрямок і швидкість вітру (повторюваність%/ср. швидкість м/с) наведено в таблиці 1.2 [14]:

Таблиця 1.2 - Напрямок і швидкість вітру [13]

Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
			січень				
10,6	10,4	20,8	10,5	156,2	655,3	153,6	10,9
			липень				
42	92,2	102,2	31,4	112,8	413	162,4	62,3

1.2 Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі

1.2.1 Найменування, призначення об'єкта, що проектується

Цей проєкт присвячений проєктуванню 3 поверхового торговельно-розважального комплексу, розташованого м. Рогатині. Торгово-розважальний комплекс призначений для офісів, торгових площ, занять спортом і відпочинку відвідувачів. У процесі проєктування застосовуються найсучасніші та найефективніші матеріали, а також методи будівництва, що дає змогу поліпшити умови проведення часу відвідувачів, підвищити комфортність.

Кліматичний район будівництва ІВ.

Переважаючий напрямок вітру за швидкісним напором і повторюваністю західний.

1.2.2 Об'ємно-планувальне рішення

Експлуатаційні характеристики будівлі:

Ступінь вогнестійкості будівель - II.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- несучі елементи будівлі R 90;
- перекриття міжповерхові (у т. ч. горищні) - REI 45;
- внутрішні стіни сходових кліток - REI 90;
- марші та майданчики сходів - R 60 [26].

Будівля торгово-розважального комплексу складається з трьох поверхів, у плані прямокутної форми з розмірами 51,6 м x 35,2 м. З боку головного входу розташовано 6 круглих колон із капітелями, висотою на 2 поверхи до позначки 12,6 м, 4 із них, які розташовані безпосередньо біля входу, увінчуються антаблементом. Вхід відвідувачів у будівлю здійснюється через два входи (з центрального і протилежного боків будівлі) сходами, обладнаними пандусами, призначеними для пересування маломобільних громадян і підняття вантажів.

Тамбур з боку центрального входу виходить у вестибюль, який переходить у торговельний зал; з протилежного боку вестибюль веде до бару і приміщення для

боулінгу. На другому і третьому поверхах переважно розташовуються приміщення для відвідувачів: торгові зали, кафе, кімната відпочинку, перукарня, зал фітнесу, тренажерна зала, спортивна зала і супутні їм приміщення, такі як душові, комори, медкабінет, інвентарні, а також санітарні вузли. На першому поверсі, який переходить у підвал, розташовані технічні та підсобні приміщення, холодильні камери, приміщення для зберігання відходів, трансформаторна підстанція, а також більярдна і приміщення для боулінгу. На позначці +13,500 є надбудова, в якій розташовуються машинне приміщення та електрощитова. Комплекс оснащений двома ліфтами вантажопідйомністю 630кг, один із них від 1-го до 3-го поверху, другий - від 1-го до 2-го поверху, і трьома сходами, двоє з яких - від 1-го до 3-го поверхів, треті - від 2-го до 3-го поверхів. Сходово-ліфтові вузли відокремлені від приміщень монолітними залізобетонними стінами товщиною 160 мм.

1.2.3 Конструктивні рішення

Будівля торгово-розважального комплексу каркасна монолітна. Сітка колон 6м×12м. Висота поверхів у приміщеннях становить 4,5 м. У спортивному залі висота до несучих конструкцій - 5,800м. Просторова жорсткість будівлі забезпечується поздовжніми і поперечними рамами, об'єднаними між собою єдиним горизонтальним диском покриття.

Конструкції комплексу прийняті з монолітного з/б. Фундаменти під колони прийняті стовпчасті монолітні з глибиною закладення 2,55 м. Зовнішні стіни підземної частини - монолітні залізобетонні завтовшки 400мм, надземної частини - з цегли глиняної звичайної з утеплювачем Rockwool, повітряним зазором і алюмінієвою панеллю як облицювання, товщиною 530 мм. Колони прийняті перерізом 500×500мм. Перекриття і покриття виконані монолітними ребристими плитами з верхнім і нижнім армуванням.

Стіни та перегородки

Конструктивна схема будівлі - каркасна, з кроком колон 6х12м з монолітного залізобетону перерізом 500х500мм. Зовнішні стіни самонесучі цегляні товщиною 530 мм. Над віконними і дверними прорізами в цегляних стінах влаштовують збірні

з/б перемички за серією 1.038.1-1 випуск 1, що мають такі марки: 2ПБ 13-1, 2ПБ 16-2, 2ПБ 17-2, 2ПБ 19-3, 2ПБ 22-3, 2ПБ 25-3, 2ПБ 29-4 з глибиною обпирання 100мм і марки 3ПБ 39-8, 4ПБ 60-8 з глибиною обпирання 170мм. Перегородки гіпсокартонні товщиною 120мм.

Таблиця 1.3 - Специфікація перемичок

Поз.	Найменування	Кількість	Маса од., кг
ПР-1	2ПБ 29-4	6	120
ПР-2	2ПБ 16-2	12	65
ПР-3	2ПБ 19-3	30	83
ПР-4	2ПБ 25-3	3	103
ПР-5	4ПБ 60-8	6	518
ПР-6	2ПБ 22-3	33	93
ПР-7	3ПБ 39-8	3	260
ПР-8	2ПБ 13-1	3	55
ПР-9	2ПБ 17-2	6	70
	L 125×8 L=5.60 м.п.		260.4
	L 125×80×8 L=3.40 м.п.		127.50

Перекриття і покриття в будівлі прийняті ребристі з монолітного залізобетону; товщина 200 мм. У проєкті прийнято з/б збірні сходи по металевих косоурах. Сталеві перила приварюють до закладних деталей на бічній стороні сходинок. При вході в будівлю влаштовують козирок металевий, з оцинкованого металу. Косоури приварюють до металевих балок швелерного перетину зі сталі С245. Огородженнями слугує металева решітка заввишки 700 мм, що приварюється до заставних елементів у бічній площині сходинок. Поручень виконують із деревини твердих порід.

Дах прийнято плоский з ухилом 2% для відведення води. Водостік організований внутрішній. Прийняті матеріали покрівлі - 2 шари покрівельного килима по цементно-піщаній армованій стяжці, утеплювачем служать мінераловатні плити "Rockwool".

Внутрішнє оздоблення: тамбури, вестибюлі, коридори - обштукатурюють і фарбують акриловою фарбою світлих тонів; приміщення для відпочинку та офісні приміщення - поліпшена штукатурка та фарбування акриловою фарбою; торговельні зали - поліпшена штукатурка та фарбування акриловою фарбою

зелених, блакитних або жовтих тонів; у санвузлах і душових - облицювання керамічною плиткою до висоти 2м. Відомість оздоблення приміщень наведено в таблиці 1.4 і 1.5.

Таблиця 1.4 - Відомість оздоблення приміщень (стін)

Найменування та номер приміщення	Стіни або перегородки	S, м ²	Низ стін або перегородок	S, м ²
101,102,103,104,105,106,107,108, 110,111, 112,119, 131,135,139,146, 148,152, 201,202, 203,204,205,207, 208,217,227,233,239, 242, 243,244,309,315,326,342,	штукатурка; затирка; фарбування Акриловою фарбою світлих тонів за 2 рази. Колони -затирка; забарвлення акриловою фарбою світлих тонів за 2 рази	5444		
		299		
109,124,125,126,129,238,237,305,306,307,308,228	Покращена штукатурка; затирка; забарвлення світлих тонів за 2 рази	2320		
206,316,317,304, 310,311	Покращена штукатурка; затирка; фарбування акриловою фарбою зелених, блакитних або жовтих тонів за 2 рази. Колони - затирка; забарвлення акриловою фарбою зелених, блакитних або жовтих тонів за 2 рази	3480 60,8		
113,114,115,137, 138, 140-145, 151,212-216, 219,220,230,231, 232, 235,236,314, 319, 320, 324,333,338,341,344	Покращена штукатурка; затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази. колони- затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази	6520		
		46		
120,121,122,123, 128, 132,136,147, 149, 218, 221,222, 226,229, 234,240, 241,318,323,325,328,329,334-337, 339,340	Покращена штукатурка; затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази. колони- затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази	3413 59	Облицювання керамічної плиткою світлих тонів на висоту 2м	763
153, 321	затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази. колони- затирка; забарвлення акриловою фарбою за 2 рази	360		
		42		
Спортивна зала, 312, 313, 331,	Покращена штукатурка; затирка; фарбування акриловою фарбою за 2 рази	421		
Сходові клітки	Покращена штукатурка; затирка; забарвлення акриловою фарбою світлих тонів за 2 рази; Колони - затирка; фарбування акриловою фарбою світлих тонів за 2 рази	737,		
		1		
		26		

Таблиця 1.5 - Відомість оздоблення приміщень (стель)

Найменування та номер приміщення	Стіни або перегородки	S, м2
101-109, 123, 128, 117-119, 122, 141, 142, 220-222, 228, 234, 236-244, 301-309, 313, 315, 316, 318-324, 327-337, 342, 343, 338, 339	Підвісна стеля "Армстронг"	1694,95
204-209	Підвісна стеля "Армстронг", оздоблення "Екофон"	916,24
110-116, 124-127, 129-140, 143, 144, 201, 212-219, 226, 227, 229-233, 235, 314, 311	Затирка, фарбування водоемульсійною фарбою	954,74

Підлоги в громадському будинку повинні задовольняти вимогам міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, зручності прибирання. Покриття підлоги в місцях великого потоку людей, таких як тамбури, коридори, вестибюлі, прийнято з мармурових плит; у підсобних і технічних приміщеннях - керамічна плитка; у санвузлах, мийних і душових прийнято підлогу з керамічної плитки з гідроізоляцією; у приміщеннях для занять спортом - шпунтована підлогова дошка. Експлікацію підлог наведено в таблиці 1.6.

Таблиця 1.6 - Експлікація підлог

№ приміщення	Тип	Елементи підлоги та їх товщина	Площа, м ²
101-113.116, 117,119-133, 135,136, 139,146-152	1	1.Покриття- мармурові плити- 6мм; 2.Прошарок і заповнення швів з цпр М150 - 15мм; 3.Бетонна плита; 4.Місцевий ущільнений ґрунт.	1056,87
114, 115, 137,138, 140-145,153	2	1.Покриття-бетон кл.В25-30мм; 2.Стяжка з цпр М150 - 50мм; 3.гідроізоляція - 2 шари гідроізолу на бітумній мастиці; 4.Бетонна плита; 5.Місцевий ущільнений ґрунт.	360,68
201-210, 217,220, 223, 224,227, 228, 233,236-239, 242-244, 301,302,304-311, 315,316, 318, 320,322, 326, 332,342, 345, 327,331	3	1.мармурові плити - 10 мм; 2.Прошарок і заповнення швів з цпр М150 -20мм; 3.Пінобетон $g=600 \text{ кг/м}^3$ - $g=600 \text{ кг/м}^3$ - $g=600 \text{ кг/м}^3$ 50мм; 4. Плита перекриття.	1817,94
218, 219, 221,222, 226, 229,234, 235, 240,241, 317, 323-325, 328-330,333-341	4	1.Керамічна плитка для підлоги на клею із закладенням швів - 10мм; 2.Прошарок і заповнення швів із цпр М150 - 20мм; 3.Гідроізоляція - 2 шари гідроізолу на бітумній мастиці -7мм; 4.Пінобетон $g=600 \text{ кг/м}^3$ - 50мм; 5.Плита перекриття.	243,04

Продовження таблиці 1.6

№ приміщення	Тип	Елементи підлоги та їх товщина	Площа, м ²
212-216, 230-232, 245, 314,319, 321, 344,346	5	1. Цементно-піщане покриття з вирівнюванням поверхні - 15мм; 2. Плита перекриття.	446,47
312, 313, 343	6	1. Шпунтовані дошки - 28мм; 2. Лаги з дощок шириною 80 мм завтовшки 40 мм; 3. Плита перекриття.	688,44

Вікна, двері

Склопакети - вироби з двох або більше стекол, герметично з'єднаних один з одним за допомогою дистанційної рамки, заповненої абсорбуючим порошком. Також склопакет двокамерний комплектується внутрішнім і зовнішнім герметиком, - це унеможливує утворення конденсату всередині. Замкнуті порожнини заповнюються осушеним повітрям або інертним газом. Монтаж склопакетів подібної конструкції забезпечує тепло- і звукоізоляцію. Інші властивості однокамерного або двокамерного склопакета досягаються за допомогою нанесення покриттів на зовнішнє скло. Залежно від виду скла або конструктивних особливостей склопакети подвійні/одинарні можуть мати спеціальні властивості: сонцезахисні, звукоізоляційні, протиударні. Залежно від числа камер, розрізняють однокамерний і двокамерний склопакет. Дуже важливо під час виготовлення склопакета правильно визначити місце розташування й орієнтацію стекол зі спеціальними властивостями. У разі використання низько-емісійного (енергозберігаючого) скла, його встановлюють як внутрішнє. При цьому поверхня з покриттям обов'язково має перебувати всередині склопакета. Сонцезахисне скло рекомендується встановлювати як зовнішнє скло. Крім того, можна заповнити міжскляний простір інертними газами. За підвищених вимог до безпеки вікон використовують загартоване скло, триплекс. Виходячи з усіх перерахованих вище характеристик, було ухвалено рішення в дипломному проєкті встановлювати вікна із розмірами 1100-1690, 1200-1800, 1800-1800, 1200-900, 1200-1600 4М- 16ммAc-K4 Склопакет однокамерний, кріпиться в кутах і середині, за

допомогою анкерів. Зазор між стіною і блоком заповнюють монтажною піною і закривають пластиковими або гіпсокартонними укосами, а також зашпакльовують під фарбування.

Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відчиняють назовні за напрямком руху на вулицю, зважаючи на умови евакуації людей із будівлі під час пожежі. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дають змогу знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей. Щоб уникнути перебування дверей у відчиненому стані або грюкання, встановлюють дотягувачі, які тримають двері в зачиненому стані і плавно повертають двері в зачинений стан без удару. Двері обладнуються ручками, засувками і врізними замками. Зазори між дверним блоком і стіною запінують монтажною піною і закривають лиштвами. Вхідні зовнішні двері встановлюють за рівнем, а в стіні роблять отвір і встановлюють анкер. Між дверною коробкою і стіною зазори запінують монтажною піною і закривають лиштвами або зашпакльовують під фарбування.

1.3 Інженерне обладнання будівлі

Опалення

Опалення і гаряче водопостачання запроектовано з магістральних теплових мереж, з нижнім розведенням по підвалу. Приладами опалення слугують конвектори. На кожен вбудований блок виконується окремий тепловий вузол для регулювання та обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі, ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

Водопостачання

Холодне водопостачання запроектовано від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома вводами. Вода подається внутрішнім магістральним трубопроводом, розташованим у підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. Навколо будівлі виконується магістральний пожежний господарсько-питний водопровід із колодязями, у яких

встановлено пожежні гідранти.

Каналізація

Каналізація виконується внутрішньодворова з врізкою в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З кожного приміщення виконуються самостійні випуски госпфекальної та дощової каналізації.

Енергопостачання

Енергопостачання виконується від власної трансформаторної підстанції із живленням двома кабелями - основним і запасним. Вбудовані приміщення живляться окремо, через свої електрощитові. Усі електрощитові розташовані на перших поверхах.

Телефонізація

До кожного приміщення будівлі, залежно від його призначення, за необхідності підводять телефонний кабель із внутрішньоквартальної телефонної мережі.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Опис конструктивних і технічних рішень об'єкта капітального будівництва

Конструктивна система будівлі - каркасна з просторовим розташуванням балок.

Основними несучими елементами є монолітні залізобетонні колони, що сприймають вертикальне навантаження, і монолітні залізобетонні плитиперекриття по монолітних головних і другорядних залізобетонних балках. Приміщення від впливу зовнішнього середовища захищаються зовнішніми цегляними стінами і вітражною системою.

Основою будівлі є монолітний стовпчастий залізобетонний фундамент, що складається з плитної частини і випусків арматури для зв'язку з монолітною колоною.

Є внутрішні евакуаційні сходи. Сходові марші виконуються збірними залізобетонними, що спираються на металеві косоури і балки сходових майданчиків. Сходові майданчики виконуються з монолітних залізобетонних плит.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі, опір вітровим впливам забезпечується спільною роботою несучих монолітних залізобетонних колон із монолітним залізобетонним фундаментом, а також жорстким з'єднанням монолітних залізобетонних балок із монолітними залізобетонними несучими колонами.

Основні конструктивні елементи, прийняті в проєкті:

Фундаменти:

Монолітний залізобетонний стовпчастий під колони з бетону класу C20/25 (M350). Армвання ростверків з арматури класу А-III (A400).

Стіни підземної частини:

Монолітні залізобетонні поздовжні і поперечні стіни виконані з бетону класу C20/25. Армвання стін з арматури класу А-III (A400).

Стіни надземної частини:

Із цегли глиняної пластичного пресування на розчині М100 товщиною 380 мм.

Колони

Монолітні залізобетонні колони з бетону класу В25. Армування колон з арматури класу А-III (А400).

Балки перекриття

Монолітні залізобетонні балки з бетону класу В25. Армування балок з арматури класу А-III (А400). Головні балки БГм перетином 800х400мм, другорядні балки БВм перетином 600х300мм.

Перекриття

Монолітні залізобетонні плити з бетону класу В25 по балках завтовшки 80 мм. Армування плити з арматури класу А-III (400).

Перегородки

Гіпсокартонні по металевому каркасу

За завданням на проєктування було розраховано типове залізобетонне перекриття і монолітну залізобетонну несучу колону в програмному комплексі SCAD.

2.2 Збір і визначення розрахункових навантажень

2.2.1 Кліматичні умови будівельного майданчика

Кліматичний район - ІВ

Температура найбільш холодної п'ятиденки -27°C .

Середня температура зовнішнього повітря опалювального періоду $-7,1^{\circ}\text{C}$.

Тривалість опалювального періоду – 234діб/рік.

Вітровий район - III.

Нормативне значення вітрового тиску - 0,38 кПа.

Сніговий район - III.

Вага снігового покриву на 1 кв.м. горизонтальної поверхні землі - 1,80 кПа.

Інтенсивність сейсмічного впливу - 6 балів.

2.2.2 Вага конструкцій

Нормативне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати на підставі стандартів, робочих креслень або паспортних даних заводів-виготовлювачів, інших будівельних конструкцій - за проєктними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах зведення та експлуатації споруд.

Коефіцієнт надійності за навантаженням для ваги бетонних (із середньою густиною понад 1600 кг/м), залізобетонних, кам'яних, армокам'яних, дерев'яних конструкцій становить $\gamma_f = 1,1$, для бетонних (із середньою густиною 1600 кг/м і менше), ізоляційних, вирівнювальних та оздоблювальних шарів (плити, матеріали в рулонах, засипки, стяжки тощо), які виконуються на будівельному майданчику $\gamma = 1,3$.

2.2.3 Рівномірно-розподілені навантаження

Нормативне значення рівномірно-розподіленого тимчасового навантаження на плити перекриттів торговельних і виставкових залів становить не менше ніж 4,0кПа .

Нормативне значення навантаження на плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції, розташування і характеру спирання на перекриття. Зазначені навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні нормативні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менше ніж 0,5 кПа.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для рівномірно розподілених навантажень слід приймати $\gamma_f = 1,2$.

Нормативне навантаження від ваги перегородок і людей - 4,5 кН/м²;
Розрахункове навантаження від ваги перегородок і людей - 5,4 кН/м² .

2.2.4 Постійні навантаження

Постійними є навантаження від ваги несучих і огорожувальних конструкцій будівель і споруд, маси й тиску ґрунтів, впливу попереднього напруження залізобетонних конструкцій. Навантаження від ваги покрівлі наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Збір навантажень від ваги покрівлі

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженні γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2-х шаровий покрівельний килим $\delta=4,2$ мм, $\rho=12$ кН/м ³ ;	$2 \times 12 \times 0,0042=0,1$	1,3	0,13
Стяжка з цементно-піщаного розчину М150, $\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³ ;	$18 \times 0,04=0,72$	1,3	0,94
Розуклонка - керамзитовий гравій $\delta=30$ мм, $\rho=0,4$ кН/м ³	$0,4 \times 0,03=0,012$	1,3	0,016
Мін.вата ROCKWOOL ", $\delta=50$ мм, $\rho=0,2$ кН/м ³	$0,2 \times 0,05=0,01$	1,3	0,013
Мін.вата ROCKWOOL H, $\delta=120$ мм, $\rho=0,11$ кН/м ³ ;	$0,11 \times 0,12=0,013$	1,3	0,02
Пароізоляція - 1 шар, $\delta=3,7$ мм, $\rho=3$ кН/м ³ ;	$3 \times 0,0037=0,0111$	1,3	0,01
Разом:	0,866		1,129

Нормативне навантаження від ваги покрівлі - 0,866 кН/м². Розрахункове навантаження від ваги покрівлі - 1,129 кН/м².

2.2.5 Снігові навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначаємо за формулою (2.1).

Сніговий район - III.

Повне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою:

$$S = S_g \times \mu \quad (2.1)$$

де $S_g=1,8$ кПа - розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

Оскільки $\alpha = 1^\circ < 20^\circ$ для розрахункового навантаження приймаємо $\alpha = 1$.

Нормативне значення снігового навантаження слід визначати множенням розрахункового значення на коефіцієнт 0,7.

Нормативне снігове навантаження - $1,8 \text{ кН/м}^2$. Розрахункове снігове навантаження - $1,26 \text{ кН/м}^2$

2.2.6 Вітрові навантаження

Нормативне значення вітрового навантаження w слід визначати як суму середньої w_m і пульсаційної w_p складових:

$$w = w_m + w_p ; \quad (2.2)$$

де w_m - середня складова,

w_p пульсаційна складова.

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження w_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою:

$$w_m = w_0 \times k(z) \times \alpha ; \quad (2.3)$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску (;

z_e - еквівалентна висота над поверхнею землі,

w_m - середньої складової вітрового навантаження.

Для III вітрового району $w_0 = 0,38 \text{ кПа} = 0,0387 \text{ т/м}^2$. $k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e ;

Еквівалентна висота z_e визначається таким чином:

$$h \leq d \quad z_e = h ; \quad (2.4)$$

де d - розмір будівлі в напрямку, перпендикулярному розрахунковому напрямку вітру (поперечний розмір);

h - висота будівлі.

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається для типу місцевості "В" - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м.

Визначаємо коефіцієнт k для відміток перекриттів триповерхового комплексу та заносимо в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 - Значення коефіцієнта k

Висота, z	k
4,42	0,5
8,92	0,62
13,42	0,72

c - аеродинамічний коефіцієнт (прямокутні в плані будівлі з двосхилими покриттями);

$c=+0,8$ - аеродинамічний коефіцієнт із навітряного боку; $c=-0,4$ - аеродинамічний коефіцієнт із підвітряного боку.

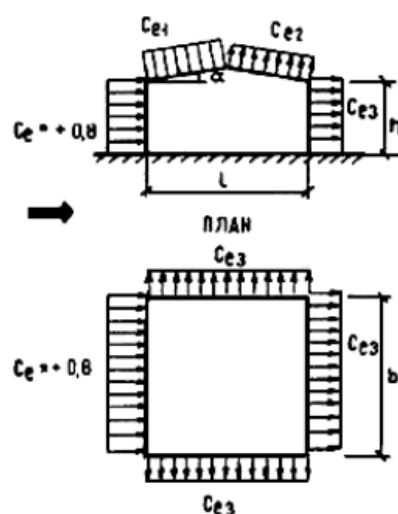


Рисунок 2.1 - Аеродинамічний коефіцієнт

Знаходимо значення середньої складової вітрового навантаження і зводимо в таблицю 2.3:

Таблиця 2.3 - Розрахунок середньої складової вітрового навантаження

Висота Z, м	w_m , кН/м ² (з навітряного боку)	w_m , кН/м ² (з підвітряного боку)
4,42	0,15	-0,076
8,92	0,19	-0,094
13,42	0,22	-0,109

Відповідно коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням дорівнює 1,4.

Усіма розрахованими навантаженнями завантажуюмо "коробку" будівлі, задану в програмному комплексі SCAD.

Під час розрахунку в розрахунково-графічному програмному комплексі "SCAD Office" задається значення середньої складової вітрового навантаження w_m . Значення пульсаційної складової вітрового навантаження w_p розраховується автоматично програмним комплексом залежно від середньої складової вітрового навантаження w_m .

2.3 Розрахунок плити перекриття

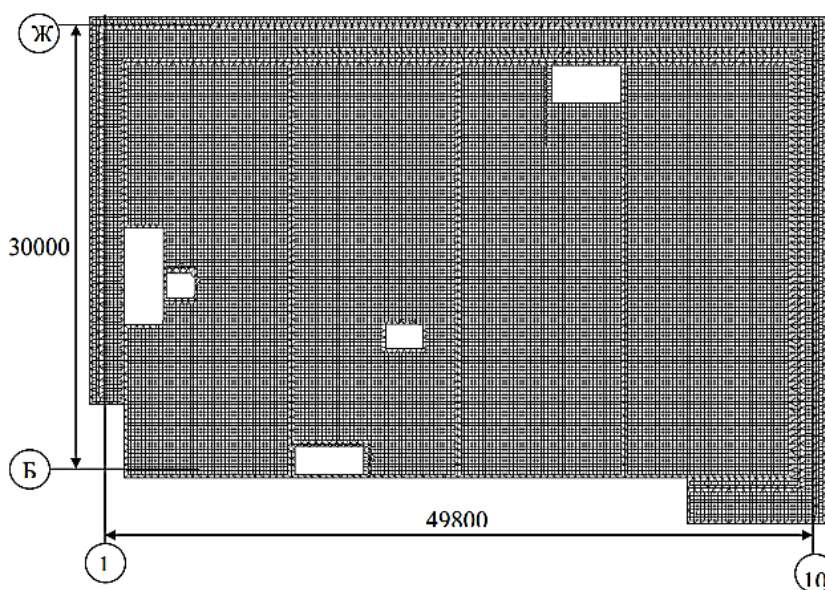


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема плити перекриття на позначці +4,420

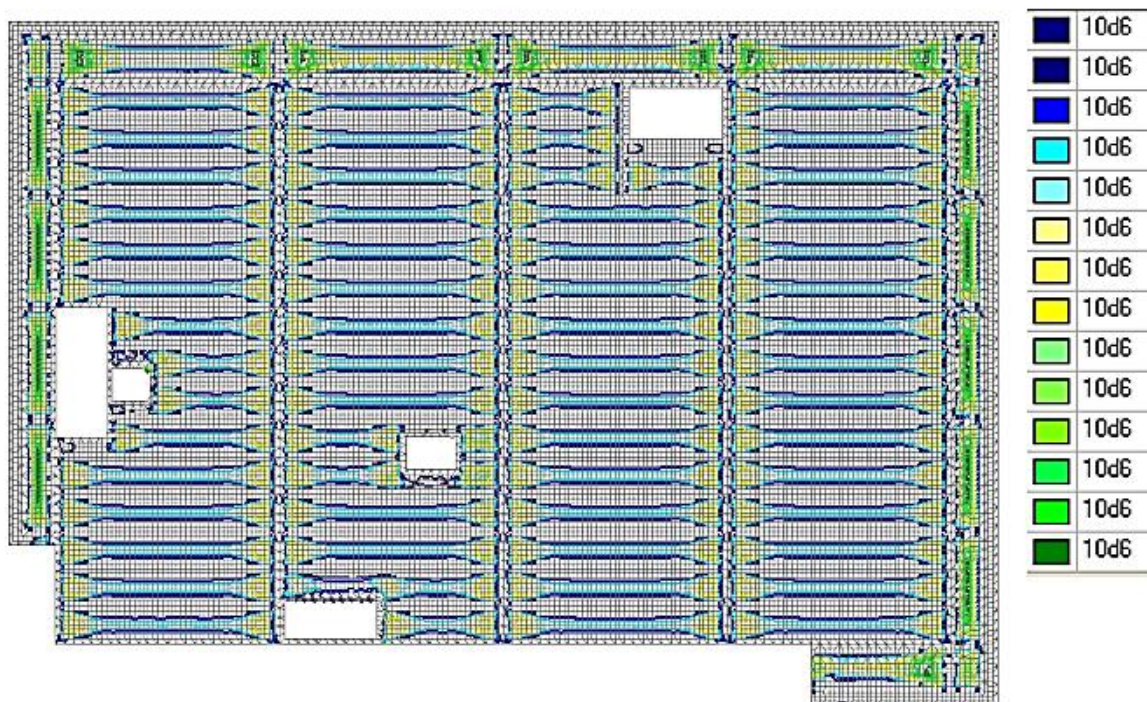


Рисунок 2.3 - Результати армування монолітної плити ПмР1 (арматура A_{s1} нижня за x)

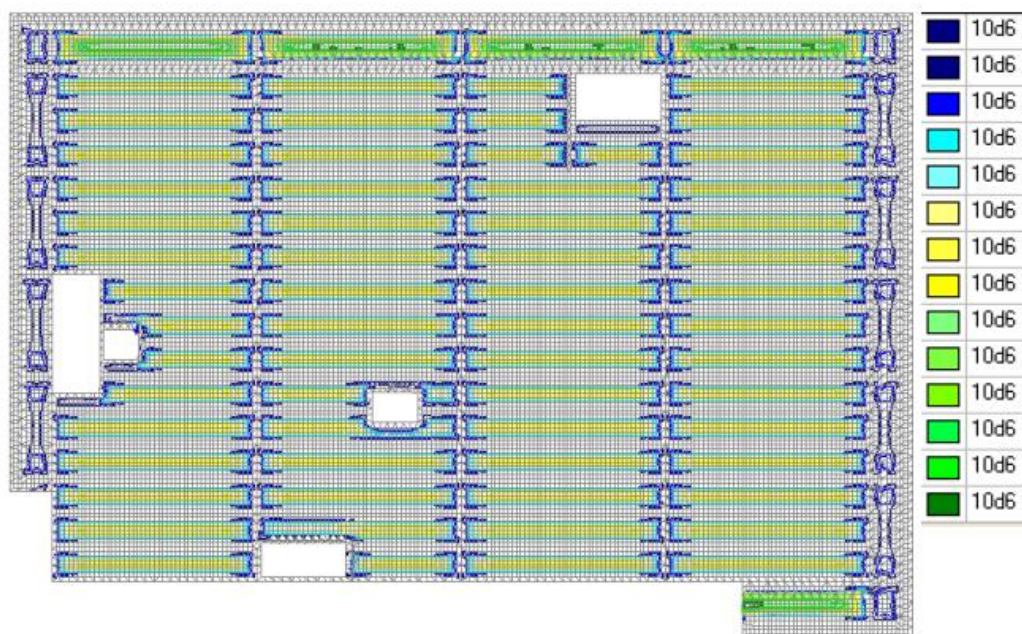


Рисунок 2.4 - Результати армування монолітної плити ПмР1 (арматура A_{s3} нижня по y)

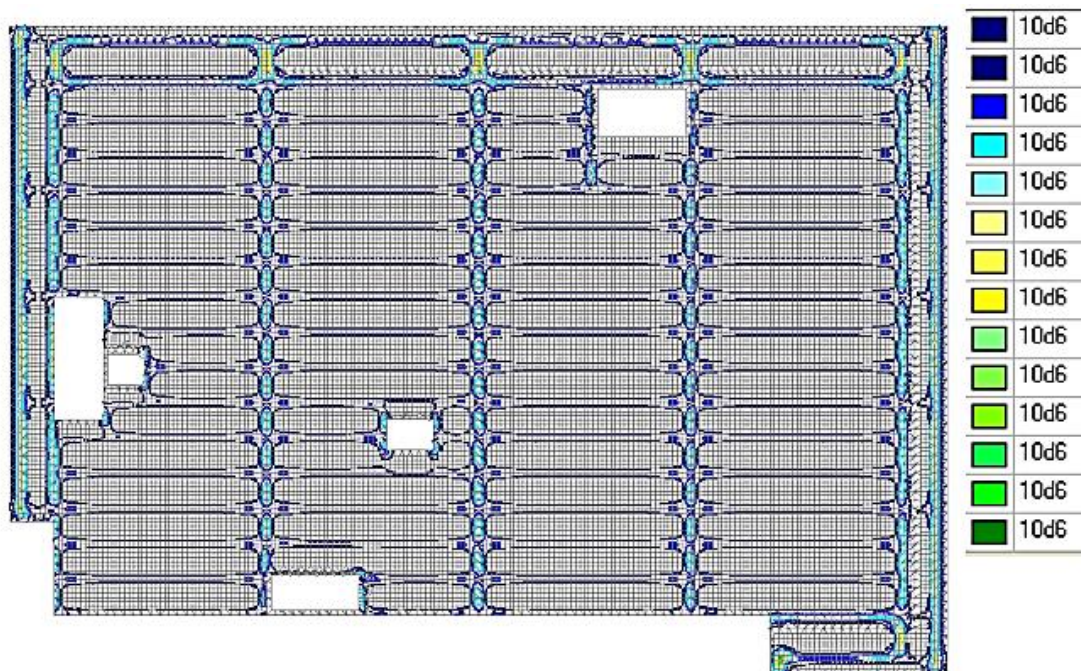


Рисунок 2.5 - Результати армування монолітної плити ПмР1
(арматура A_{s2} верхня по x)

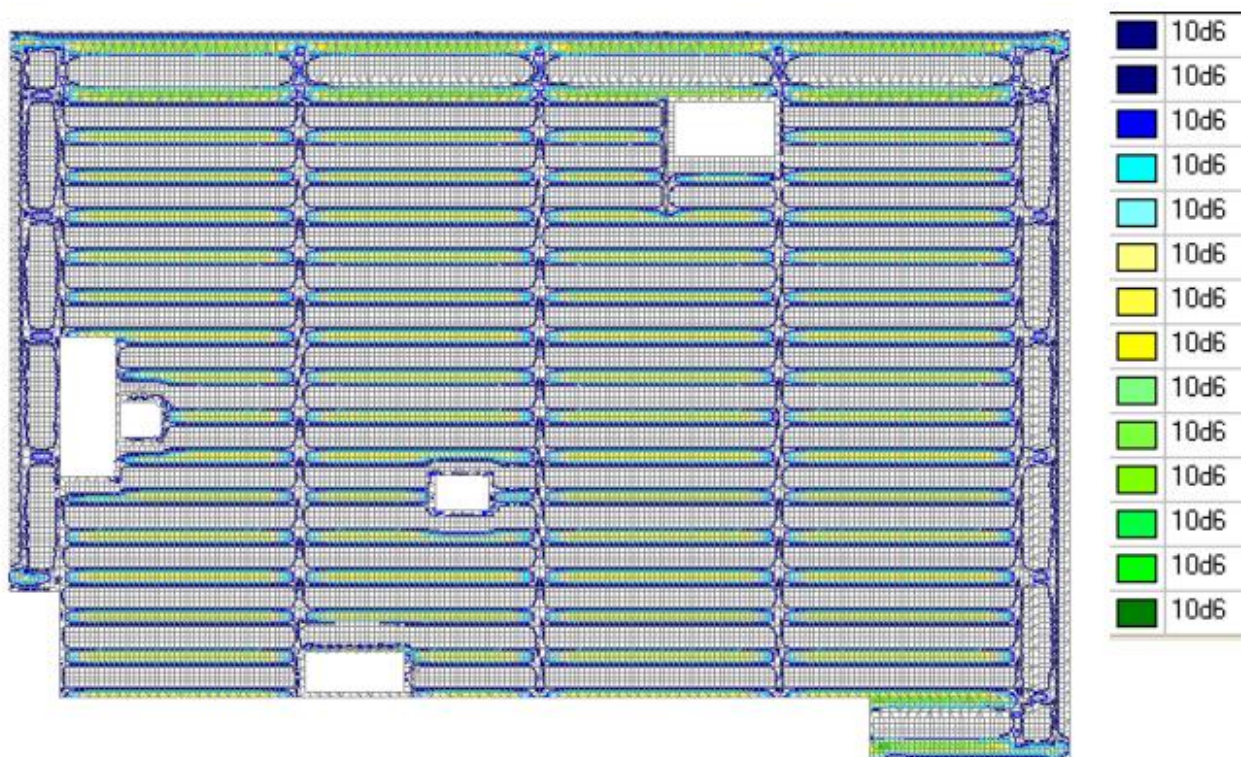


Рисунок 2.6 - Результати армування монолітної плити ПмР1 (арматура A_{s4}
верхня по y)

За даними результатів із програмного комплексу SCAD виконуємо армування монолітної залізобетонної плити перекриття арматурою класу А-ІІІ (400) і Вр1.

Під час виконання бетонних робіт слід звертати особливу увагу на розташування арматури, арматурних виробів і деталей, а також дотримання захисних шарів арматури.

Бетонні роботи плити монолітної залізобетонної виконувати спільно з бетонними роботами балок монолітних залізобетонних.

Бетонування плити монолітної залізобетонної рекомендується виконувати за один раз (без захваток). У разі бетонування монолітної залізобетонної плити захватками технологічні шви розташовувати вздовж балок монолітних залізобетонних на $1/3 \dots 1/4$ прольоту. На кордонах захваток необхідно організовувати вертикальні технологічні шви. Неорганізовані технологічні шви, розташовані під кутом природного укосу бетонної суміші, забороняються.

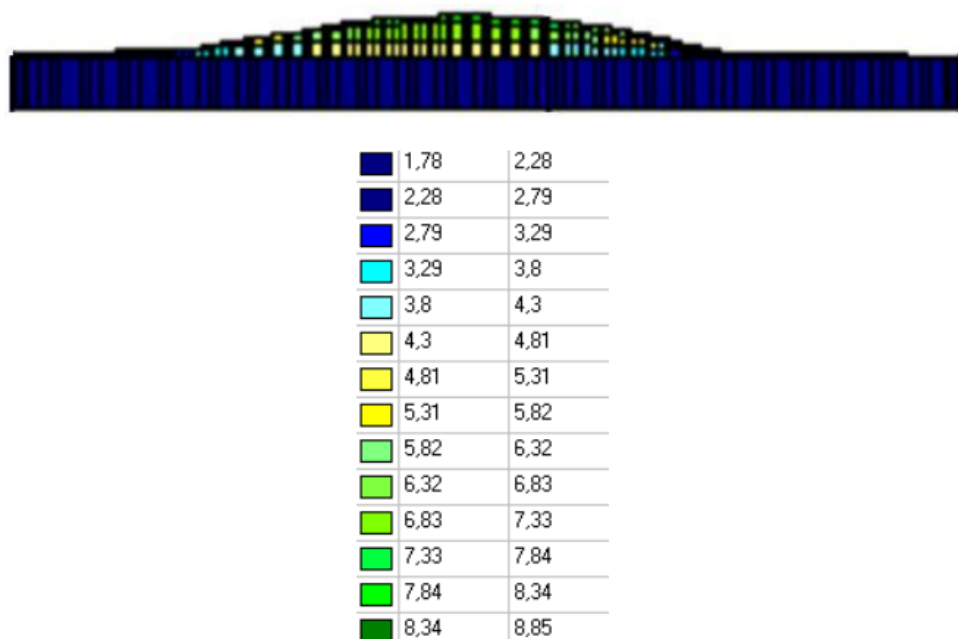


Рисунок 2.7 - Результати армування другорядної балки БВм1 (армування A_{s1} несиметричне)

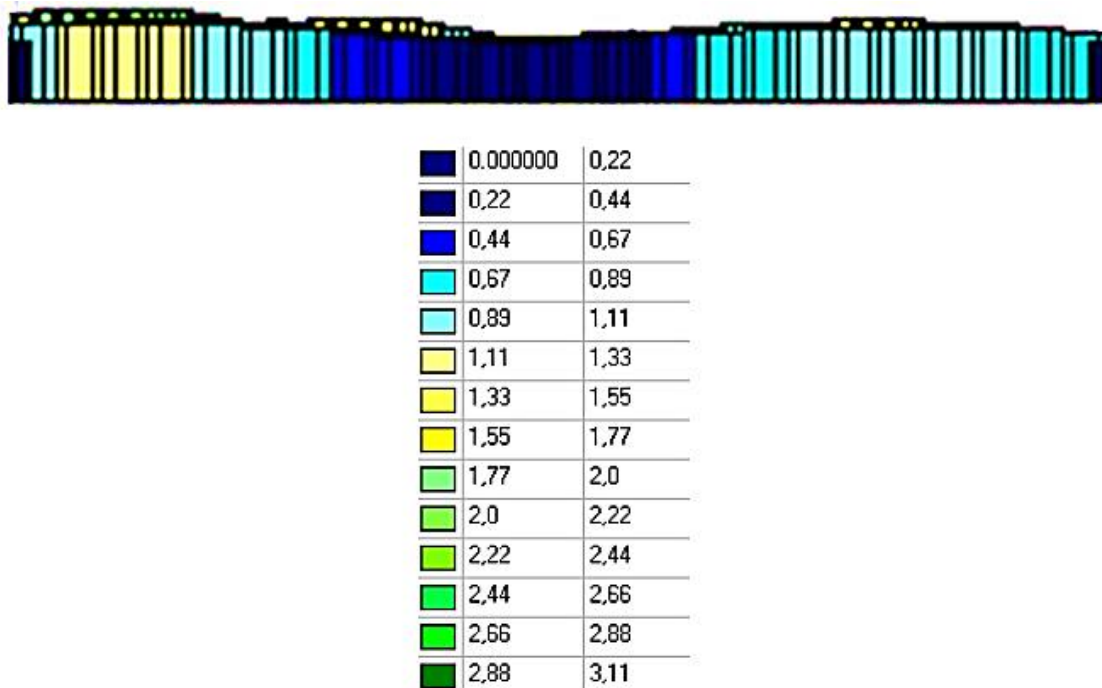


Рисунок 2.8 - Результати армування другорядної балки БВм1 (армування A_{s3} несиметричне)

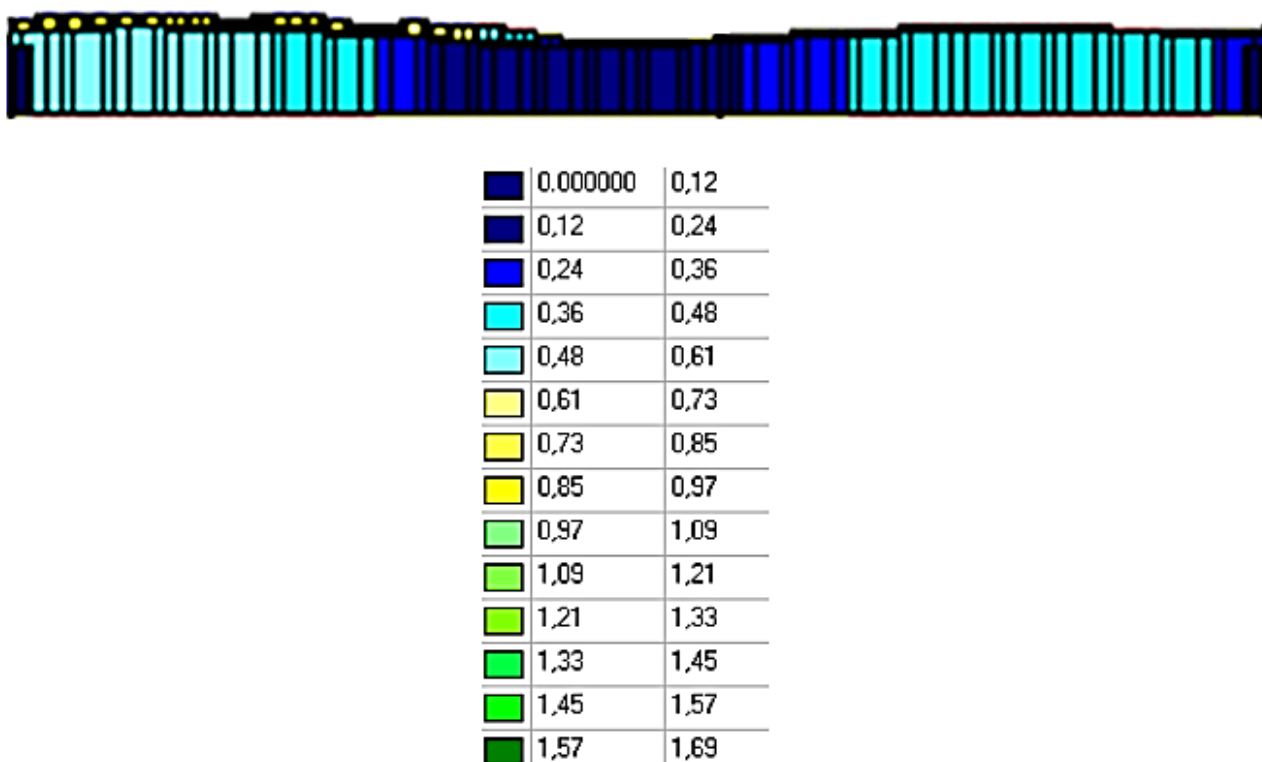


Рисунок 2.9 - Результати армування другорядної балки БВм1 (армування поперечною арматурою A_{sw1})

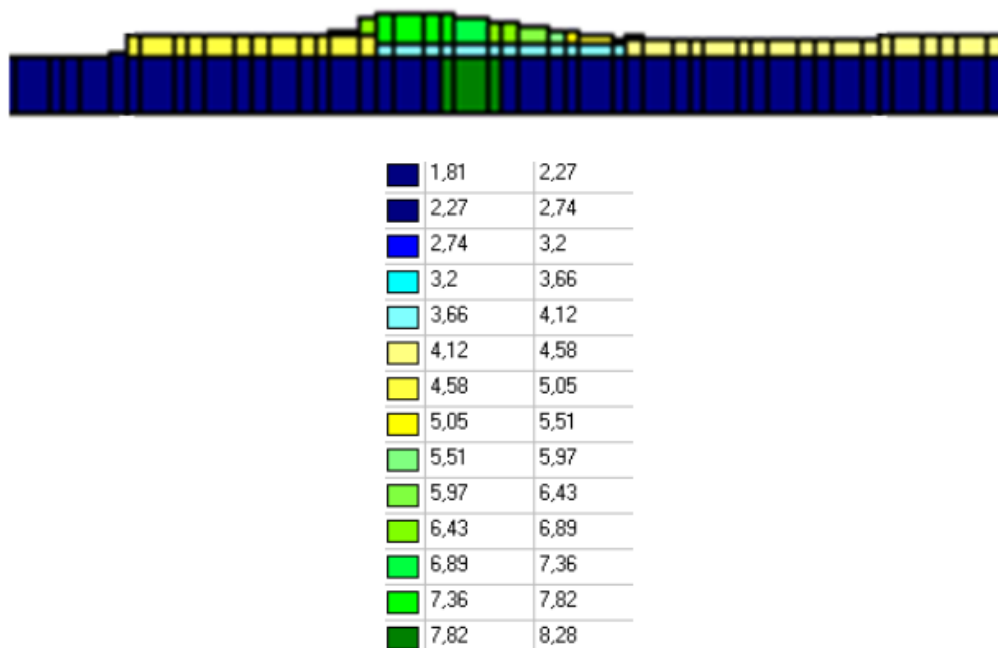


Рисунок 2.10 - Результати армування головної балки БГмб(армування A_{s1} несиметричне)

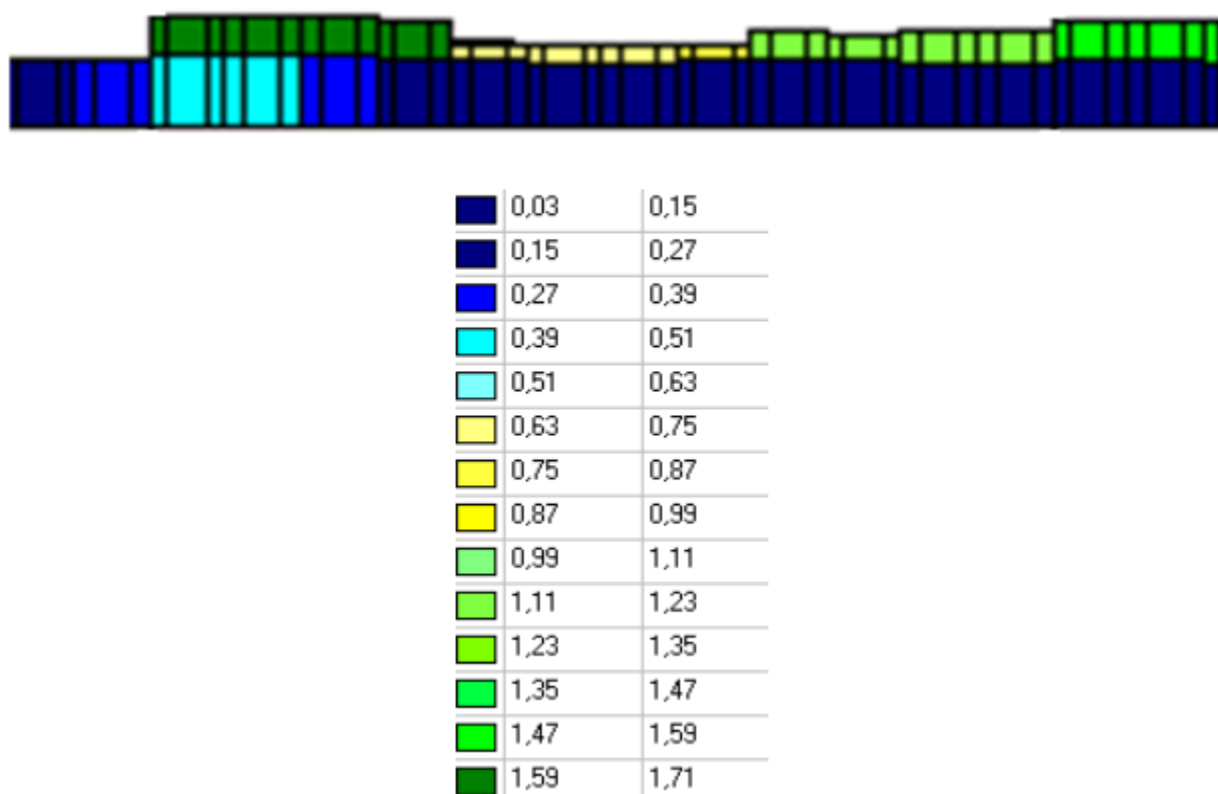


Рисунок 2.11 - Результати армування головної балки БГмб (армування A_{s3} несиметричне)

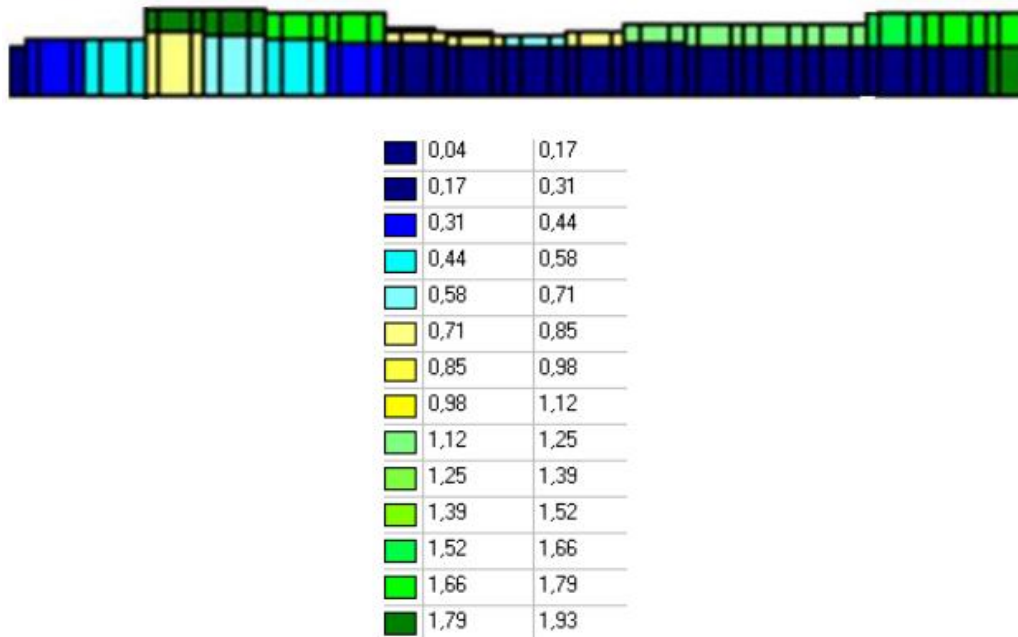


Рисунок 2.12 - Результати армування головної балки БГм6(армування поперечною арматурою A_{sw1})

За даними результатів із програмного комплексу SCAD виконуємо армування балок з арматури класу А-III (400) і А240.

Під час виготовлення балок монолітних залізобетонних необхідно перевірити правильність застосовуваного класу арматури за паспортом або провести випробування відповідно до чинних норм.

Зварювання гарячекатаної арматури виконувати відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-169:2011 "З'єднання зварні арматури і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри."

Головні балки БГм перерізом 800х400мм - приймаємо основне нижнє армування 4Ø22мм, верхнє армування 4Ø10мм, у місцях примикання другорядних балок БВм встановлюємо додаткові стрижні 4Ø18мм для посилення, поперечне армування виконуємо арматурою Ø8мм із кроком 100мм.

Другорядні балки БВм перерізом 600х300мм - приймаємо основне нижнє армування 3Ø22мм, верхнє армування 3Ø10мм, у місцях примикання до головних балок БГм встановлюємо додаткові стрижні 3Ø8мм для підсилення, поперечне армування виконуємо арматурою Ø8мм із кроком 150мм на краях балки і 300 мм у середині прольоту.

Таблиця 2.4 - Розрахункові поєднання в колоні КМ 1-1

N	MK	MY	QZ	MZ	QY
53,78	0,02	-0,41	0,49	-0,25	-0,13
45,68	0,07	-0,34	0,37	-0,23	-0,08
52,93	-0,02	-0,42	0,51	-0,25	-0,12
45,61	-0,03	-0,39	0,43	-0,24	-0,08
52,99	0,07	-0,38	0,45	-0,25	-0,12
52,91	0,06	-0,4	0,48	-0,27	-0,14
52,94	-0,02	-0,42	0,51	-0,25	-0,12
52,9	0,06	-0,4	0,48	-0,27	-0,14

За поєднанням зусиль і необхідної площі поперечного перерізу було прийнято армувати колону арматурою $\varnothing 25$ мм класу А-III (400). Поперечне армування виконувати хомутами $\varnothing 8$ мм класу А240 з кроком 200 мм.

Зварювання гарячекатаної арматури виконувати відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-169:2011 "З'єднання зварні арматури і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри."

2.4 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій від руйнування

Поверхня монолітних залізобетонних стін, що стикаються з ґрунтом, забарвлюється гарячим бітумом за два рази.

Для запобігання утворенню тріщин і пошкодження бетону стін від промерзання і зволоження із зовнішнього боку цих конструкцій наклеюють плити з екструдованого пінополістиролу. Для захисту плит з екструдованого пінополістиролу застосовується мембрана з високощільного поліетилену.

Залізобетонні несучі конструкції, вищі за позначку першого поверху, виконують із бетону морозостійкістю не нижче F100 і водонепроникністю не нижче W2, водночас мають дотримуватися захисні шари арматури, передбачені проектом.

2.5 Розрахунок основ і фундаментів

2.5.1 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення

Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.

Характеристики ґрунту наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Характеристики ґрунту

№	Повне найменування ґрунту	Потужність	W	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	e	Sr	γ , кН/м ³	γ_{sb} , кН/м ³	Wp	WL	IL	C, кПа	ϕ , град	E, МПа	R ₀ , кПа
1	Насипний ґрунт	2,1	-	1,72	-	-	-	-	17,2	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Пісок пилюватий, середньої щільності, малого ступеня водонасичений.	1,9	0,09	1,69	2,66	1,55	0,71	0,33	16,9	-	-	-	-	2,6	27,2	13,1	250
3	Пісок пилюватий, середньої щільності, насичений водою	3,0	0,27	1,97	2,66	1,55	0,71	1,0	-	9,67	-	-	-	2,6	27,2	13,1	100
4	Суглинок м'якопластичний	2,0	0,27	1,93	2,71	1,52	0,78	-	19,3	-	0,2	0,30,7	18,8	17,4	10,8	165	
5	Глина напівтверда	3,0	0,27	1,94	2,71	1,53	0,77	-	19,4	-	0,23	0,41	0,22	19,2	17,6	11,2	215

2.5.2 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладення фундаменту приймається як найбільша з таких трьох умов:

- конструктивного;
- промерзання в пучинистих ґрунтах;
- заглиблення підшви фундаменту в шар ґрунту з кращими будівельними властивостями (міцніший і менш деформований).

Конструктивна глибина закладення залежить від забезпечення закладення для фундаментів під колони найменшої товщини плити фундаменту, наявності підвалу, прокладок інженерних мереж, а також навантаження.

Розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.5)$$

де k_h - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, $k_h = 0,7$;

f_n - нормативна глибина промерзання пилюватих пісків.

$$d_f = 0,7 \cdot 1,3 = 0,91$$

Оскільки $d_w - d_f = 4 - 2,17 = 1,83 < 2$, то пилюваті піски вважаються пучинистими.

В однорідних малостисливих непучинистих ґрунтах рекомендується приймати мінімальну (конструктивну) глибину закладення фундаменту, уточнюючи її під час розрахунку фундаментної плити на продавлювання. Як основа кращий шар міцнішого (малостисливого) ґрунту, що залягає вище за рівень підземних вод і не глибше 5 м, оскільки роботи у водонасичених ґрунтах неможливі без водовідливу та огорожі котловану, водночас слід передбачати заглиблення підосви фундаменту в покрівлю цього ґрунту не менше ніж на 0,3 м.

Глибина закладення фундаменту, визначена як найбільша з перерахованих умов, заокруглюється і приймається кратною модулю 150 мм. При цьому висота фундаменту має бути кратна 300 мм.

Призначаємо глибину закладення фундаменту $d = 1,05$ м і висоту фундаменту 2,4 м.

2.5.3 Визначення навантажень, що діють на фундамент і основу

На обріз фундаменту (на позначці -0,15 м) діють дві найнесприятливіші комбінації навантажень:

$$N_{\max}, M_{\text{відпов.}}, Q_{\text{відпов.}}, N_{\text{ст}},$$

$M_{\max}, N_{\text{відпов.}}, Q_{\text{відпов.}}, N_{\text{ст}}$. значення цих навантажень узято з програмного комплексу SCAD, використововуваного під час розрахунку всієї "коробки" будівлі. Під час розрахунку за першою групою граничних станів значення M, Q, N необхідно розділити на коефіцієнт надійності за навантаженням 1,15, а величину $N_{\text{ст}}$ - на коефіцієнт 1,1.

Збір навантажень здійснюється таким чином. Для розрахунку тіла

фундаменту навантаження приймаються за ПК SCAD. При цьому до значень навантаження N_{\max} і $N_{\text{відпов.}}$ додається значення $N_{\text{ст}}$, таблиця 2.6. Для розрахунку основи за деформаціями всі навантаження приводять до підшви фундаменту. До вертикального навантаження додають вагу фундаменту G , а до моментів, що діють на обрізі фундаменту, - моменти, що виникають від $N_{\text{ст}}$ і Q , з плечем відповідно рівним a м і $(d-0,15)$ м. Вагу фундаменту визначають після призначення розмірів його підшви.

Таблиця 2.6 - Комбінації навантажень, що діють на фундамент

Вид розрахунку	Комбінація	N, кН	M, кНм	Q, кН
Для розрахунку тіла фундаменту за I граничному станом	I	$N + N_{\text{ст}} = 2510 + \max_{\text{ст.}} 100 = 2610$	$M_{\text{відпов.}} - N_{\text{ст.}} \cdot a = 20 - 100 \times 0,5 = -30$	$Q = 10$
	II	$N_{\text{відпов.}} + N_{\text{ст.}} = 500 + 100 = 600$	$-M - N_{\text{макс.}} \cdot a = 40 - 100 \times 0,5 = -10$	$-Q = 10$
Для розрахунку основи за II граничним станом	I	$N_{\max} / 1,15 + N / 1,1 + G = 2510 / 1,15 + 100 / 1,1 + 2273,5 + 495,7 = 2769,2$	$M_{\text{відпов.}} / 1,15 + Q \cdot (d - 0,15) / 1,15 - N_{\text{ст.}} \cdot a / 1,1 = 20 / 1,15 + 10 \times 2,4 / 1,15 - 100 \times 0,5 / 1,1 = 17,4 + 20,9 - 45,5 = -7,2$	$Q / 1,15 = 8,7$
	II	$N_{\text{відпов.}} / 1,15 + N / 1,1 + G = 500 / 1,15 + 100 / 1,1 + 525,7 + 495,7 = 1021,4$	$-M_{\max} / 1,15 - Q \cdot (d - 0,15) / 1,15 - N_{\text{ст.}} \cdot a / 1,1 = 40 / 1,15 + 10 \times 2,4 / 1,15 - 100 \times 0,5 / 1,1 = 34,8 + 20,9 - 45,5 = 10,2$	$-Q / 1,15 = -8,7$

Примітка: $a = 0,50$ м, $d - 0,15 = 2,55 - 0,15 = 2,4$ м.

2.5.4 Визначення розмірів підшви фундаменту

Площу підшви визначають за формулою:

$$A = \frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_{cp-d}} = \frac{N_{\max} / 1,15 + N_{cm} / 1,1}{R_0 - \gamma_{cp-d}}, \quad (2.6)$$

де N_{0II} - максимальна сума нормативних вертикальних навантажень, що діють на обрізі фундаменту, кН;

R_0 - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

σ_α - середнє значення питомої ваги ґрунту і бетону, щодорівнює 20 кН/м³;

d -глибина закладення підосви фундаменту.

$$A = \frac{\frac{2510}{1,15} + \frac{100}{1,1}}{250 - 20 \cdot 2,55} = \frac{2273,5}{199} = 11,4 \text{ м}^2$$

Розміри підосви визначають, вважаючи, що фундамент має квадратну або прямокутну форми. Остання краща при дії на фундамент моментів і горизонтальних сил, при цьому фундамент орієнтується довгою стороною в площині дії найбільшого моменту. Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = l/b = 1 \div 1,65$

Розміри сторін підосви визначають за співвідношеннями:

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{11,4}{1,3}} = 2,96 \approx 3 \text{ м}$$

де b - ширина підосви, A - площа,

η - співвідношення сторін. $l = \eta \cdot b = 1,3 \cdot 3 = 3,9 \text{ м}$

де b - ширина підосви,

η - співвідношення сторін.

Отримані дані округлюють кратно модулю 300мм, відповідно до цього отримані значення підосви фундаменту: $3 \times 3,9 \text{ м}$, $A = b \times l = 3 \times 3,9 = 11,7 \text{ м}^2$.

2.5.5 Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Розрахунковий опір ґрунту для безпідвальних будівель при $b < 10 \text{ м}$:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_\gamma b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}' + M_c C_{II}], \quad (2.7)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи;

γ_{c1} для пилуватих пісків = 1,25;

γ_{c2} (для будівель з відношенням L до $H \leq 1,5$) = 1,2;

$K = 1,1$, оскільки C і φ - табличні значення;

γ_α , M_g , M_c - коефіцієнти, які залежать від φ ($\varphi = 27$) $M_\gamma = 0,91$, $M_g = 4,64$, M_c

$= 7,14$, визначаються за табл. 12 [2];

γ_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви ґрунтового фундаменту, $\gamma_{II}=16,9$;

γ_{II}' - розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту, $\gamma_{II}'=17,2$;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, кПа, $C_{II}=C=2,6$;

d -глибина закладення фундаменту, $d=2,55$ м.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,91 \cdot 3 \cdot 16,9 + 4,64 \cdot 2,55 \cdot 17,2 + 7,14 \cdot 2,6] = 304,8 \text{ кПа},$$

Отримане значення порівнюємо з табличним значенням $R_0 = 250$ кПа. Оскільки розбіжність дорівнює 18%, що не більше 20%, то знаходження нового значення площі підшви не потрібне.

Приймаємо розміри сторін підшви фундаменту: $3\text{м} \times 3,9\text{м}$.

2.5.6 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основним розрахунком основ є розрахунок за деформаціями; водночас розрахункову схему для визначення осідання ухвалюють у вигляді лінійно-деформаційного напівпростору, тому тиск на основу не має перевершувати розрахункового опору $R=304,8$ кПа.

Таким чином, можливість цього розрахунку за деформаціями перевіряється такими умовами: $P_{II} \leq R$, $P_{\max} \leq 1,2 R$ і $P_{\min} \geq 0$.

Середнє значення під підшвою фундаменту визначають за формулою:

$$P_{II} = N_{II}' / A = (N_{0II} + G_{fII}) / A = \frac{N_{0II} + b d \gamma_{mt} l}{A} \quad (2.8)$$

де $N_{II}' = N_{0II} + G_{fII} = N_{0II} + b d \gamma_{mt} l = 2273,5 + 596,7 = 2870,2$ кН - найбільше вертикальне навантаження;

$G_{fII} = b d \gamma_{mt} l = 3 \cdot 2,55 \cdot 20 \cdot 3,9 = 596,7$ кН - вага фундаменту.

$$P_{II} = \frac{2870,2}{11,7} = 245,3 \text{ кПа}$$

Значення $R_{II} \leq R$ на 20%, отже, перевірка не виконується. Необхідно зменшити розміри фундаменту. Зменшуємо довжину l з 3,9м на 3,6м.

Тоді:

$$G_{II} = b d \gamma_{mt} l = 3 \cdot 2,55 \cdot 20 \cdot 3,6 = 550,8 \text{ кН};$$

$$A = b l = 3 \times 3,6 = 10,8 \text{ м}^2;$$

$$N_{II} = N_{0II} + G_{II} = N_{0II} + b d \gamma_{mt} l = 2273,5 + 550,8 = 2824,3 \text{ кН};$$

$$R_{II} = N_{II} / A = \frac{2824,3}{10,8} = 261,5 \text{ кПа.}$$

Значення $R_{II} \leq R$ на 15%, отже перевірка не виконується.

Зменшуємо сторону b на 300мм, з 3м до 2,7м. Тоді:

$$G_{II} = b d \gamma_{mt} l = 2,7 \cdot 2,55 \cdot 20 \cdot 3,6 = 495,72 \text{ кН};$$

$$A = b l = 2,7 \times 3,6 = 9,72 \text{ м}^2;$$

$$N_{II} = N_{0II} + G_{II} = N_{0II} + b d \gamma_{mt} l = 2273,5 + 495,72 = 2769,22 \text{ кН};$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II} + M_c C_{II}].$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [0,91 \cdot 2,7 \cdot 16,9 + 4,64 \cdot 2,55 \cdot 17,2 + 7,14 \cdot 2,6] = 299,5 \text{ кПа.}$$

Отримане значення порівнюємо з табличним значенням $R_0 = 250$ кПа. Оскільки розбіжність дорівнює 17%, що не перевищує 20%, то знаходження нового значення площі підшви не потрібне.

$$R_{II} = N_{II} / A = \frac{2769,22}{9,72} = 284,9 \text{ кПа.}$$

Значення $R_{II} \leq R$ на 5%, що не більше 10%, отже, перевірка виконується.

Приймаємо розміри сторін підшви фундаменту: 2,7м×3,6м. Перевіряємо виконання умови (визначають за двома комбінаціями навантажень):

$$R_{\max} \leq 1,2 R, (5.8)$$

$$\text{де } R^{\max}_{\min} = N_{II} / A \pm M_{II} / \alpha,$$

M_{II} - розрахункове значення моменту, що діє на підшву фундаменту;

$W = 5,83 \text{ м}^3$ - момент опору її площі.

По I комбінації:

$$R_{\max} = 2769,2 + 7,2 = 286 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot 299,5 = 359,4 \text{ кПа, умова виконується.}$$

$$R_{\min} = 2769,2 - 7,2 = 283,7 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується.}$$

По II комбінації:

$$R_{\max} = 106,8 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot 299,5 = 359,4 \text{ кПа, умова виконується.}$$

$P_{\min} = 103,3 \text{ кПа} > 0$, умова виконується.

2.5.7 Визначення середньої осадки основи методом пошарового підсумовування

Поділяємо основу на горизонтальні шари товщиною не більше ніж $0,4b = 0,4 \times 2,7 = 1,08 \text{ м}$ до глибини $4b = 4 \times 2,7 = 10,8 \text{ м}$. Межі шарів поєднуємо з покрівлею пластів і горизонтом підземних вод.

Під час визначення напруги $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i$ нижче за горизонт підземних вод значення γ приймають для дренавальних ґрунтів рівним γ_{sb} ; у разі прошарку з водонепроникних ґрунтів (суглинок, глина, мул) на їхній покрівлі тиск збільшують на величину, що дорівнює $\gamma_w d_{wz}$, де γ_w – питома вага води, 10 кН/м^3 ; d_{wz} – відстань від горизонту підземних вод до водонепроникного шару. Оскільки є прошарок суглинку, то збільшуємо тиск на його покрівлі на величину $10 \times 3 = 30 \text{ кПа}$. Знаходимо додатковий тиск на підшву фундаменту за формулою

$$P = P - \sigma_{0Пzq0} = 284,9 - 41,2 = 243,7 \text{ кПа}; \quad (2.9)$$

За даними $2z/b$ і співвідношенням сторін підшви $\eta = l/b = 3,6/2,7 = 1,3$ встановлюють значення коефіцієнта розсіювання напружень α ; для проміжних значень $2z/b$ та η значення α визначають інтерполяцією.

За даними σ_{zg} і σ_{zp} будують епюри напружень у ґрунті від власної ваги (ліворуч від осі z) і напружень від додаткового тиску $\sigma = \alpha P_{zpo}$ (праворуч від осі z). Визначають нижню межу стисливого шару за співвідношенням $0,2\sigma = \sigma_{zgp}$; якщо ця межа розташована в шарі ґрунту з $E \leq 5 \text{ МПа}$ або такий шар залягає нижче за неї, то нижню межу стисливої товщі визначають з умови $0,1\sigma = \sigma_{zgp}$.

$$0,2\sigma_{zg7} = 0,2 \times 165,8 = 33,16 \text{ кПа} > \sigma_{zp7} = 23,4 \text{ кПа при } E = 10,8 \text{ МПа}$$

Для кожного з шарів у межах стисливої товщі визначають середнє додаткове вертикальне напруження в шарі за формулою

$$(\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1})/2 \quad (2.10)$$

де σ_{zpi} - напруження в ґрунті від власної ваги.

Обчислюють середню просідання основи за формулою

$$S_i = \sigma \eta_{zpi} / E_i, \quad (2.11)$$

де $\beta = 0,8$.

Підсумовують показники осідання шарів у межах стискуваної товщі й отримують осадку основи S . Оскільки знайдене значення $S_u = 4,2$ см, не перевершує граничного значення просідання $S_u = 8$ см, то розрахунок основи вважається закінченим.

2.5.8 Конструювання стовпчастого фундаменту

Стовпчастий монолітний фундамент складається з плитної частини, яка армується, сходинок і випусків арматури для зв'язку з монолітною колоною.

Розміри фундаменту мають бути модульними, у плані та за висотою кратні 300 мм, при цьому висота сходинок дорівнює 300 і 600 мм. Виліт сходинок за розміром має бути не меншим за висоту сходинок (300, 450, 600 і 900 мм). Сумарна висота сходинок має бути більшою за 900 мм за наявності 3-х сходинок; від 400 мм до 900 мм за 2-х сходинок і не більш як 400 мм за однієї сходинок.

Площу перерізу випусків арматури приймають рівною розрахунковому перерізу арматури колони біля обрізу фундаменту. У межах фундаменту випуски з'єднують хомутами в каркас. Стики випусків роблять вище рівня підлоги.

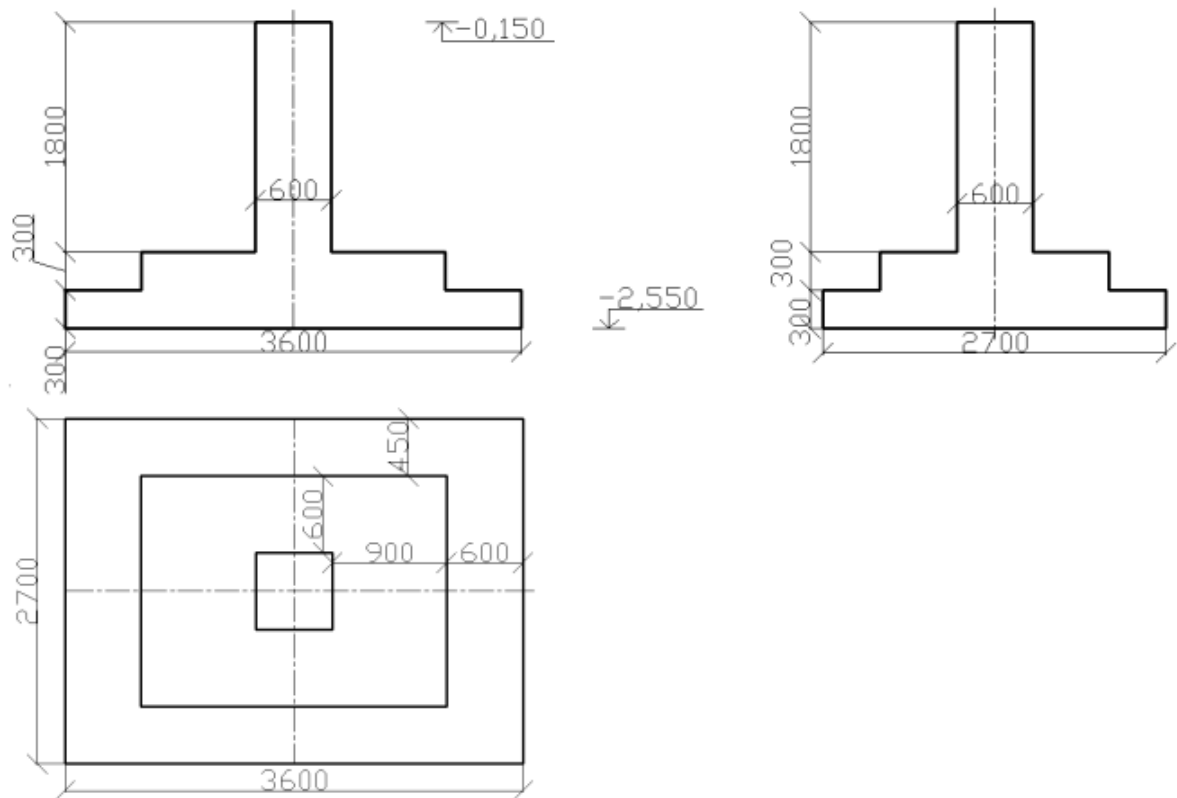


Рисунок 2.13 - Стівчастий фундамент під крайню рядову колону

На будівельному майданчику переважно застосовувати стівчасті фундаменти з монолітного важкого бетону класів В10, В12,5, В15, В20 (з мінімальною маркою за морозостійкістю F50).

Плитна частина фундаменту перевіряється розрахунком на продавлювання. При цьому продавлювальна сила має бути сприйнята бетонним перерізом, як правило, без постановки поперечної арматури.

2.5.9 Перевірка фундаменту за міцністю на продавлювання

Високий фундамент розраховується на продавлювання плитної частини підколонником, схему дано на рисунку 2.16; цим розрахунком перевіряється прийнята висота ступенів фундаменту.

Перевірка в цьому випадку проводиться з умови:

$$F \leq b_m h_{0,p} R_{bt} \quad (2.12)$$

Тут F - сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, яка визначається за формулою:

$$F = A_0 p_{max} = 2,315 - 286,1 = 662,3 \quad (2.13)$$

$$\text{де } A_0 = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{0,p})^2 = 0,5 - 2,7(3,6 - 0,6 - 2 - 0,55) - 0,25(2,7 - 0,6 - 2 - 0,55)^2 = 2,315 \text{ м}^2$$

$h_{0,p}$ - робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_{0,p} = h - h_{cf} - 0,05 = 2,4 - 1,8 - 0,05 = 0,55 \text{ м}$$

P_{max} - максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обрізу верхньої сходинки), що визначається за формулою:

$$P_{max} = 286,1 \text{ кПа};$$

$$m_b = b_{cf} + h_{0,p} = 0,6 + 0,55 = 1,15 \text{ м, оскільки}$$

$$b - b_{cf} = 2,7 - 0,6 = 2,1 > 2h_{0,p} = 2 - 0,55 = 1,1$$

$$F = 2,315 - 286,1 = 662,3$$

Отже,

$$F \leq b_m h_{0,p} R_{bt} \quad (2.14)$$

Клас бетону за міцністю призначаємо В12,5 з $R_{bt} = 660$ кПа

$662,3 \leq 1,15 - 0,55 - 660 = 417,5$ умова не виконується, збільшуємо висоту ступенів.

$$F = A_0 p_{max} = 1,715 - 286,1 = 490,7$$

$$\text{Де } A_0 = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{0,p})^2 = 0,5 - 2,7(3,6 - 0,6 - 2 - 0,85) - 0,25(2,7 - 0,6 - 2 - 0,85)^2 = 1,715 \text{ м}^2$$

$h_{0,p}$ - робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_{0,p} = h - h_{cf} - 0,05 = 2,4 - 1,5 - 0,05 = 0,85 \text{ м}$$

$$P_{max} = 286,1 \text{ кПа};$$

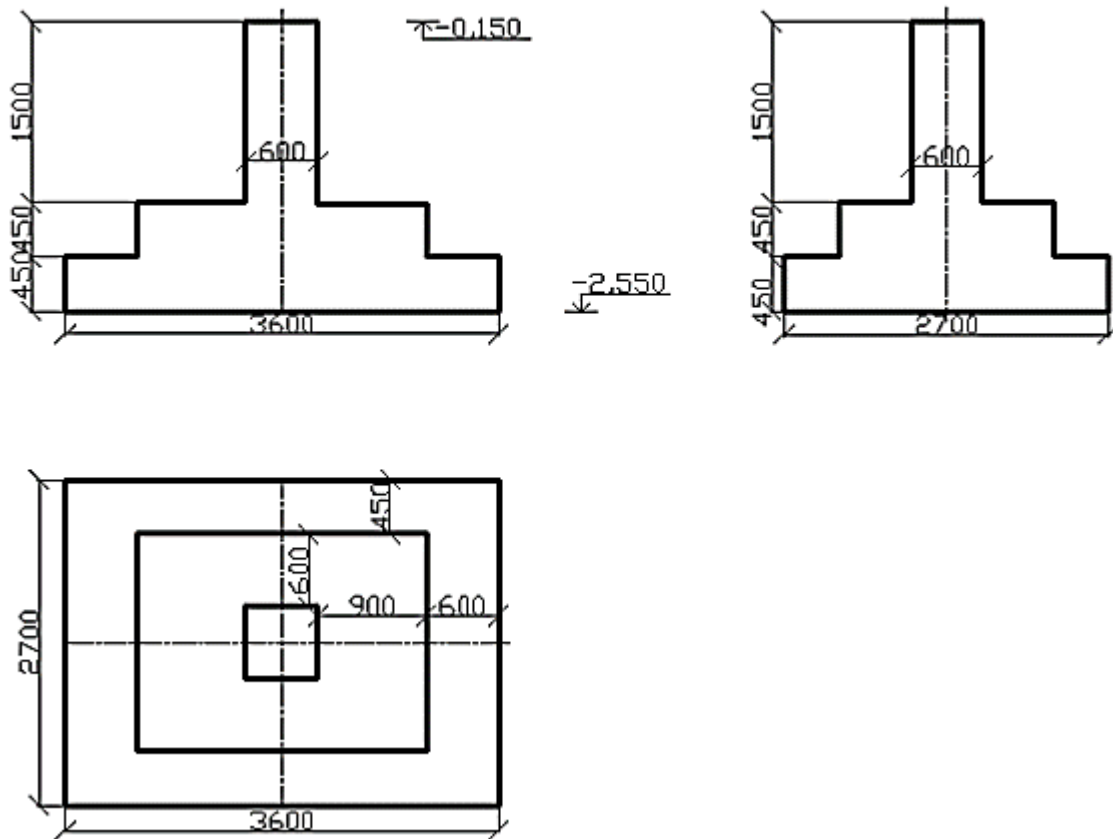


Рисунок 2.14 - Ступчастий фундамент під крайню рядову колону (зі збільшеною висотою сходинок)

$$m_b = b_{cf} + h_{0,p} = 0,6 + 0,85 = 1,45 \text{ м, оскільки}$$

$$b - b_{cf} = 2,7 - 0,6 = 2,1 > 2h_{0,p} = 2 - 0,85 = 1,7$$

$$\text{Отже, } F \leq b_m h_{0,p} R_{bt}$$

Клас бетону за міцністю призначаємо В12,5 з $R_{bt} = 660 \text{ кПа}$ $490,7 \leq 1,45 - 0,85 - 660 = 813,5$ умова виконується.

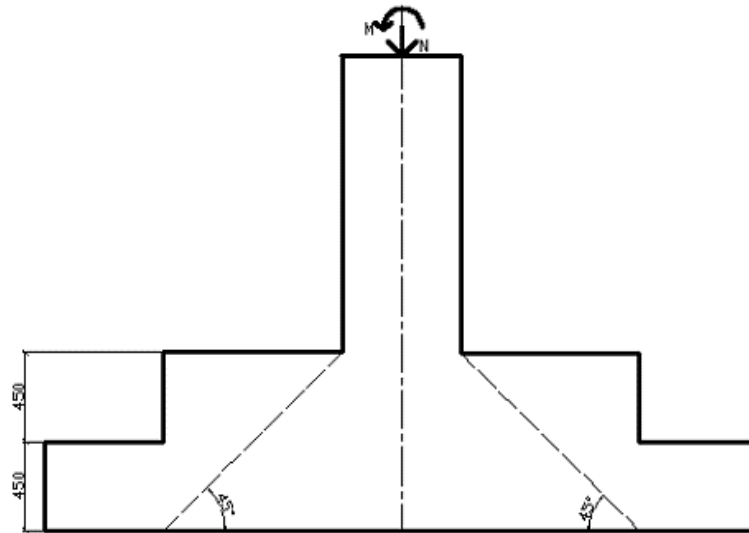


Рисунок 2.15 - Схема до розрахунку симетричного високого фундаменту на продавлювання підколонником

2.5.10 Розрахунок на армування плитної частини фундаменту

Під тиском відсічі ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, рисунок 2.16, які визначають, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (2.15)$$

де N -розрахункове (для першого граничного стану) навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах ($N_{max} + N_{ст}$)

$$N=2510+100=2610 \text{ кН};$$

e_{0x} -ексцентриситет навантаження

При моменті M , приведену до підшви фундаменту і рівному

$$M = (M_{max} + Q_{відпов} h - N_{ст} \alpha)(5.16) \quad M = -40 + 10 \cdot 2,4 - 100 \cdot 0,5 = -66 \text{ кНм}$$

Так само визначають згинальні моменти в перерізах, що діють у площині, паралельній меншій стороні фундаменту b :

$$M_{yi} = \frac{N c_{yi}^2}{2b} \quad (2.16)$$

де c_{xi} - виліт ступенів.

За величиною моментів у кожному перерізі визначається площа робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\varepsilon h_{0i} R_s} \quad (2.17)$$

де h_{0i} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань відверху перерізу до центру робочої арматури:

$$1-1: h_{01} = 0,45 - 0,05 = 0,4 \text{ м}$$

$$2-2: h_{02} = 0,9 - 0,05 = 0,85 \text{ м}$$

$$3-3: h_{03} = h - 0,05 = 2,4 - 0,05 = 2,35 \text{ м}$$

$$1^{\text{`}}-1^{\text{`}}: h_{01} = 0,45 - 0,05 = 0,4 \text{ м}$$

$$2^{\text{`}}-2^{\text{`}}: h_{02} = 0,9 - 0,05 = 0,85 \text{ м}$$

$$3^{\text{`}}-3^{\text{`}}: h_{03} = h - 0,05 = 2,4 - 0,05 = 2,35 \text{ м}$$

R_s - розрахунковий опір арматури, кПа, що дорівнює 365000кПа

ε -коефіцієнт, який визначається залежно від величини α_m .

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{0i}^2 R_b} \quad (2.18)$$

де b_i - ширина стиснутої зони перерізу 1-1: $b_{x1} = 1 = 3,6\text{м};$

$$2-2: b_{x2} = 1 - 2 c_{y1} = 3,6 - 2 \cdot 0,6 = 2,4\text{м};$$

$$3-3: b_{x3} = 1 - 2 c_{y2} = 3,6 - 2 \cdot 1,5 = 0,6\text{м};$$

$$1^{\text{`}}-1^{\text{`}}: b_{x1} = b = 2,7 \text{ м};$$

$$2^{\text{`}}-2^{\text{`}}: b_{x2} = b - 2 c_{x1} = 2,7 - 2 \cdot 0,45 = 1,8\text{м};$$

$$3^{\text{`}}-3^{\text{`}}: b_{x3} = b - 2 c_{x2} = 2,7 - 2 \cdot 1,05 = 0,6\text{м};$$

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, що дорівнює для бетону класу

B12,5 - 7,5МПа.

Розрахунки зведено в таблицю 2.7

Таблиця 2.7 - Розрахунок на армування плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт c_i , м-	$\frac{Nc_i^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x}c_{xi}}{l^2}$	M_i , кНм	a_m	ε	h_{0i}	sA , см ²
1-1	0,6	130,5	1,04	135,7	0,314	0,805	0,40	11,55
2-2	1,5	815,6	1,03	840,1	0,646	-	0,85	27,08
3-3	1,55	870,9	1,03	897,0	0,361	0,764	2,35	13,69
1`-1`	0,45	97,9	1	97,9	0,302	0,815	0,40	8,23
2`-2`	1,05	532,9	1	532,9	0,546	-	0,85	17,18
3`-3`	1,1	584,8	1	584,8	0,235	0,864	2,35	7,89

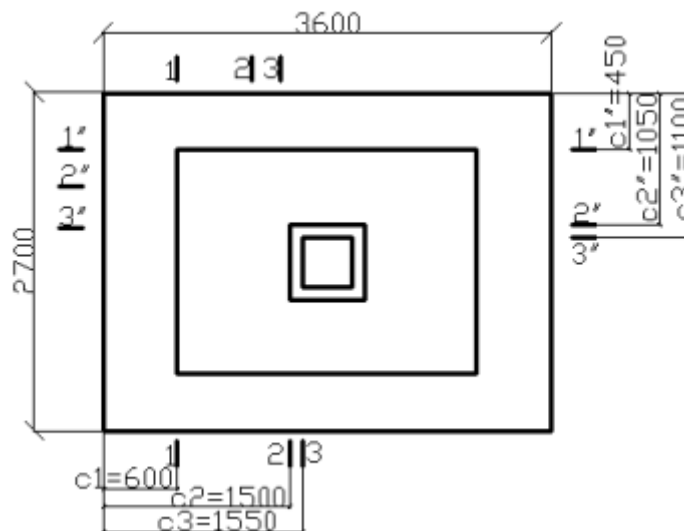


Рисунок 2.17 - Схема до розрахунку армування плитної частини фундаменту

Фундамент армуємо таким чином:

плита - сіткою С-1 зі стрижнів класу А400 з кроком армування в обох напрямках 200 мм, тобто сітка С-1 має в напрямку l - 14 стрижнів, у напрямку b - 18 стрижнів. Діаметр армування в напрямку l приймаємо за сортаментом 16 мм (для $14 \varnothing 16A-400 - A_s = 28,0 \text{ см}^2$, що більше за $27,08 \text{ см}^2$), у напрямку b - 12 мм (для $18 \varnothing 12A-400 - A_s = 19,8 \text{ см}^2$, що більше за $17,18 \text{ см}^2$). Довжини стрижнів приймаємо відповідно 3550 мм і 2650 мм.

Для зв'язку з монолітною колоною з фундаменту випускають армування з

площею перерізу, що дорівнює розрахунковому перерізу арматури колони біля обрізу фундаменту. Випуски діаметром 25мм А400 завдовжки 1000мм від обрізу фундаменту. У межах фундаменту випуски з'єднуємо хомутами в каркас.

Під фундаментом, як правило, влаштовується підготовка з бетону В 3,5 завтовшки 100 мм (з випуском за грань плити фундаменту не менше ніж на 150мм). При цьому товщина захисного шару бетону приймається рівною 35 мм.

Підготовку можна не влаштовувати на крупноуламкових ґрунтах, у цьому разі захисний шар бетону має товщину 75 мм.

2.5.10 Проектування пальового фундаменту

Призначення виду палі та її параметрів

З численних видів паль практика відібрала найпростіші, найбільш технічно логічні та економічні. Такими, наприклад, є збірні залізобетонні палі, що занурюються в ґрунт, як правило, забиванням, рідше віброзануренням або вдавленням.

Найширше поширення в регіоні мають палі марки С з ненапруженою арматурою перетином 300х300 мм і довжиною 3-12 м. Палі перерізом 350х350 мм і 400х400 мм застосовують на окремих об'єктах за великих навантажень, щоб зменшити кількість паль у фундаментах, а також у разі необхідності використання довгих паль.

Складові палі виготовляють із двох елементів: нижнього (з вістрям) і верхнього (без вістря). Використовують їх зазвичай під час забивання на глибину понад 12 м. Передбачається застосування трьох видів стиків: болтового, зварного і стаканного.

Палі позначаються індексами, що складаються з буквено-цифрових груп, розділених дефісами. У першій частині вказують тип палі, її довжину в дециметрах і розмір сторони (діаметр) у сантиметрах. У другій частині для попередньо напружених паль вказують клас напруженої арматурної сталі, а для паль із ненапруженою арматурою - варіант армування за робочими кресленнями. У третій частині зашифровують додаткові характеристики.

Забивні залізобетонні палі з поперечним армуванням стовбура ненапруженою і напруженою поздовжньою арматурою застосовують у будь-яких стисливих ґрунтах, окрім насипних із твердими включеннями, що перешкоджають зануренню палі, або прошарками і лінзами мерзлого ґрунту. Не допускається обпирання нижніх кінців палі на сильностисливі ґрунти типу мулу, торфу і пилювато-глинисті ґрунти з текучепластичною і текучою консистенцією. Необхідно передбачити їх прорізання палею.

Довжина палі залежить від інженерно-геологічних умов і глибини закладення підосви ростверку. Бажано застосування в проєктах палі-стійок, опертих на малостисливі ґрунти (скельні, крупноуламкові з піщаним заповненням), за яких несуча здатність палі на вдавнення максимальна і визначається опором матеріалу палі. В інших випадках проєктуються висячі палі, що спираються на стисливі ґрунти і передають навантаження вістрям ібічною поверхнею. Мінімальне заглиблення нижнього кінця палі в ґрунти з низьким стисканням, а також у піски великі, середньої крупності та пилювато-глинисті ґрунти з показником плинності $J_L < 0,1$ становить щонайменше 0,5 м, а в інші види нерухлимих ґрунтів - щонайменше 1,0 м. Під час проєктування на просадних ґрунтах передбачають, як правило, заглиблення нижніх кінців палі у непросадні ґрунти.

Глибина закладення підосви ростверку залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі та висоти ростверку. На стадії ескізного проєктування для безпідвальних будівель рекомендується глибина закладення ростверку, що дорівнює позначці дна склянки і збільшена на товщину плити: 250 мм. Під час будівництва на пучинистих ґрунтах передбачають заходи, що запобігають впливу нормальних зусиль здимання на підосву ростверку. Це досягається влаштуванням під ним повітряного зазору заввишки щонайменше 150 мм, огороженого дошками (обаполами) або азбестоцементними листами.

Довжину палі встановлюють таким чином. Відмітку голови палі для визначення її довжини приймають на 0,3-0,5 м вище відмітки підосви ростверку з подальшим зрубуванням (у разі вільного обпирання ростверку на палі) або розбивкою (у разі жорсткого сполучення ростверку і палі). У разі занурення палі в глинисті ґрунти можливе застосування безвідходної технології, тобто без

зрубвання голови. Попередню позначку вістря палі приймають, виходячи з вищевказаних вимог (прорізання слабкого шару, мінімальна довжина заглиблення в міцніший ґрунт і т.д.). Таким чином, довжину палі прирівнюють до найближчого розміру сортаменту. Після визначення типової палі коригують позначку її вістря. Перетин палі приймають, як правило, 300x300 мм (за каталогом); при навантаженні менше ніж 300 кН рекомендують палі перетином 250 x 250 мм, при зусиллях понад 800-1000 кН і великих горизонтальних навантаженнях (понад 30 кН) можливе застосування палей перетином 350x350 мм і 400x400 мм.

Оптимальні параметри палей слід обґрунтувати під час аналізу двох- трьох варіантів (за довжиною, перерізом) і перевірити їхню ефективність за витратою матеріалів і вартістю.

З огляду на перераховані параметри проєктуємо висячі палі; спираємо їх на шар суглинку, заглиблюючи на 1,5 м у нього.

Глибину закладення підшви ростверку визначаємо із суми: $150+900+250=1300$ мм, де $150+900=1050$ мм - відмітка дна склянки, 250 мм - товщина плити. Дотримуючись кратності глибини закладення 150 мм округляємо її до 1350 мм. Тоді товщина плити дорівнює 300 мм і висота ростверку $900+300=1200$ мм, кратність 300 мм дотримується. І додаємо 150 мм - висота зазору, для запобігання впливів нормальних зусиль здирання на підшву ростверку від пучинистого ґрунту (пісок пилюватий).

Визначення довжини палі:

Відмітку голови палі приймаємо -1,0 м. Попередню позначку вістря палі приймаємо -8,15 м. Прирівнюємо довжину палі до найближчого розміру сортаменту 8 м, приймаємо палю С80.30 і коригуємо позначку її вістря -9,0 м.

2.5.11 Визначення несучої здатності забивної палі

Несучу здатність забивної палі по ґрунту основи (кН) визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum_{cf} f_i h_i) \quad (2.19)$$

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м² ;

u - периметр палі, м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, м;

γ , $\gamma_{cR_{cf}}$ - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні, що враховують спосіб занурення, які приймають у разі занурення палей марок С, СН, СЦ, СП, а також складових палей забиванням без лідерних свердловин і підмиву ($\gamma_{cR} = 1$, $\gamma_{cf} = 1$).

$$F_d = 1(1 \cdot 4816 - 0,09 + 1,2 \cdot 1 - 300,87) = 794,5 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності висячої палі ведуть за формулою, представленою вище.

Спочатку взята паля С80.30 не задовольняла перевірки за несучою здатністю. Тому палю заглиблюємо в шар ґрунту, що міститься нижче, і приймаємо марку палі С100.30 з відміткою вістря -11,000м.

Отриманий показник уточнюється на базі результатів статичних і динамічних випробувань, а також даних статичного зондування. Для визначення числа палей у фундаменті необхідно призначити допустиме навантаження на одну палю. Орієнтовні його значення дорівнюють $F / \gamma_{дк}$, де $\gamma_{дк} = 1,4$ - коефіцієнт надійності.

Під час призначення навантаження, що допускається на палю, враховуються обмеження. Для палей, заглиблених у великі або гравелисті піски, - 600 кН; у піски пилуваті, дрібні, середньої крупності і глинисті ґрунти - 400-600 кН. Ці значення встановлюються з досвіду проектування і виходячи із забезпечення надійності фундаменту; при цьому беруть до уваги можливість пошкодження палей під час забивання, допуски і відхилення їх від проектного положення.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе $794,5 / 1,4 = 567,5$ кН. Це більше, ніж приймають у практиці проектування і будівництва (500 кН), тому приймаємо значення навантаження, що допускається на палю, - 500 кН.

2.5.12 Визначення числа паль у фундаменті та ескізне конструювання ростверку

Число паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності:

$$n = \frac{N_{0I}}{F_d / \gamma_k - \bar{A} d_p \gamma_{mt}} \quad (2.20)$$

де N_{0I} - максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень ($N_{\max} + N_{ст}$), що діють на обрізі ростверку, кН;

\bar{A} - площа ростверку, що припадає на одну палю (0,9 м)²;

γ_{mt} - середня питома вага ростверка і ґрунту на його обрізах (20 кН/м³);

d_p - глибина закладення ростверка, -1,35м.

$$n = \frac{2610}{500 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 5,5 \approx 6$$

Після отримання числа паль у куці конструюємо ростверк.

Враховуються такі вимоги:

- центр тяжіння повинен збігатися (або перебувати якомога ближче) з точкою прикладання рівнодіючої постійних навантажень;
- відстань між осями забивних паль не менше $3d$ (d - сторона квадратного поперечного перерізу палі);
- звиси ростверків з паль не менше 100мм;
- розміри монолітного ростверку в плані мають бути кратні 300мм, а по висоті - 150мм.

Законструйований ростверк представлений на рис. 2.19.

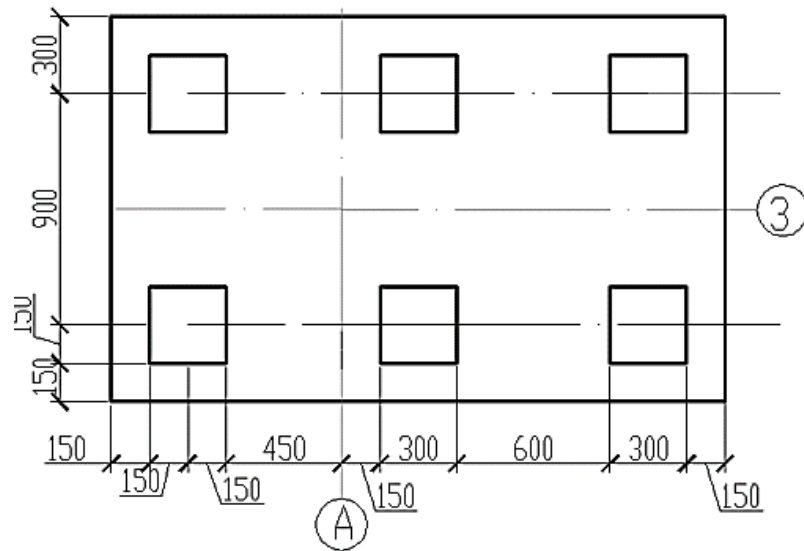


Рисунок 2.18 - Законструйований ростверк

Орієнтовно вага ростверка, кН, визначається за формулою:

$$G_p = b_p l_p d_p \gamma_{mt} , \quad (2.21)$$

де b_p і l_p - розміри ростверку в плані, м;

d_p - висота ростверку, м;

γ_{mt} - середнє значення його питомої ваги та ґрунту, що дорівнює 22 кН/м³

$$G_p = 1,5 \cdot 2,4 \cdot 1,35 \cdot 22 = 106,92 \text{ кН}$$

2.5.13 Конструювання пальового фундаменту

Розміри ростверку $l=2400\text{мм}$ і $b=1500\text{мм}$, що кратно 300мм.

Сполучення ростверку з палями - жорстке, тому що ґрунт пучинистий. Арматура замонолічується в ростверк не менше ніж на $20d$ А400с або $40d$ А240. Передбачаємо заходи, що запобігають впливу нормальних зусиль здимання на підшву ростверку, для цього влаштовуємо під ним повітряний проміжок заввишки 150 мм, огорожений дошками. Армуння ростверку проводиться так само, як і для стовпчастого фундаменту.

Висновок: обираємо фундамент неглибокого закладення, оскільки він економічніший.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Моделювання каркасу у ПК SCAD

Розрахунок каркасу будівлі виконано в розрахунково-графічному програмному комплексі "SCAD Office".

Статичний розрахунок виконано за пружної роботи матеріалів конструкцій з урахуванням вимог, передбачених чинними будівельними нормами і правилами.

Розрахунок стійкості форми конструктивної системи здійснювали від дії розрахункових постійних, тривалих і короточасних вертикальних і горизонтальних навантажень, особливих навантажень, а також їхніх розрахункових поєднань у розрахунково-графічному програмному комплексі "SCAD Office". Комбінації завантажень наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Комбінації завантажень, прийняті під час розрахунку

Номер завант.	Наймен. завантаження	Коеф.надійн. за навантаженням γ_f	Примітки
L1	Постійна	1,3	У цьому завантаженні зібрано навантаження від конструкції підлог. Навантаження прикладено до монолітним з.б. плитам у напрямку осі Z.
L2	Короточасне	1,2	Корисне навантаження від людей, обладнання тощо. Навантаження прикладено до монолітних з.б. плит у напрямку осі Z.
L3	Власна вага конструкцій (постійна)	1,15	Навантаження від власної ваги конструкцій. Автоматично в ПК SCAD у вигляді розподілених сил, що діють у напрямку осі Z.
L4	Вітер спереду (↑)	1,4	У цьому завантаженні закладена середня складовавітрового навантаження. Навантаження задано у напрямку осі Y.
L5	Вітер ззаду (↓)	1,4	У цьому завантаженні закладена середня складовавітрового навантаження. Навантаження задано у напрямку осі Y.
L6	Вітер справа (←)	1,4	У цьому завантаженні закладена середня складовавітрового навантаження. Навантаження задано у напрямку осі X.
L7	Вітер зліва (→)	1,4	У цьому завантаженні закладена середня складовавітрового навантаження. Навантаження задано у напрямку осі X.

Таблиця 3.2. Комбінації завантажень при врахуванні вітрових навантажень

Номер комбін.	Формула	Примітка
(C1)	$(L1)*1 + (L2)*1 + (L3)*1$	завантаження без вітрових навантажень.
(C2)	$(L4)*1 + (C1)*1$	вітер спереду (↑)
(C3)	$(L5)*1 + (C1)*1$	вітер ззаду (↓)
(C4)	$(L6)*1 + (C1)*1$	вітер справа (←)
(C5)	$(L7)*1 + (C1)*1$	вітер зліва(→)

Розрахунок каркасу проводиться на найбільш несприятливе поєднання навантажень (PC3), врахованих у розрахунково-графічному програмному комплексі "SCAD Office".

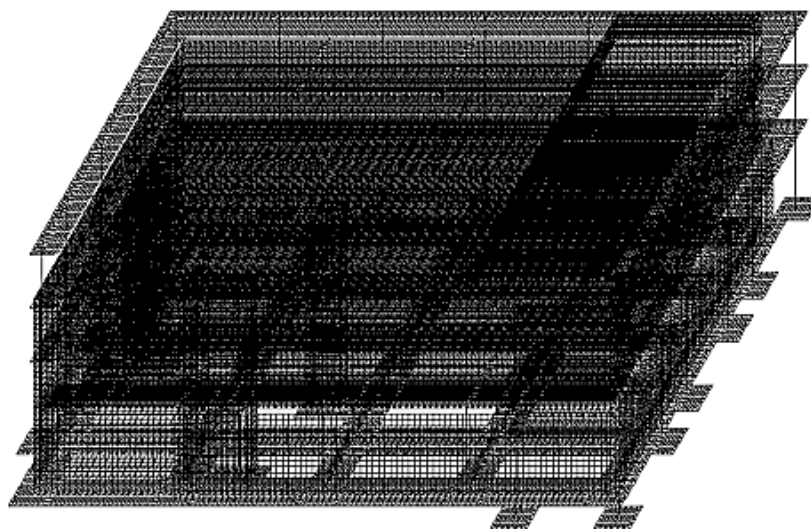


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема каркаса торгово-розважального комплексу

3.1.1 Визначення горизонтальних переміщень будівлі

Граничні горизонтальні переміщення

$$f_u \leq \frac{h}{500}, \quad (3.1)$$

де: h - у цій будівлі відстань від верху фундаменту до осі перекриття 3-го

поверху;

$$h = 14,67 \text{ м} = 14670 \text{ мм};$$

У таблиці 3.3 представлені максимальні горизонтальні переміщення.

Таблиця 3.3 - Мах горизонтальне переміщення будівлі

Номер комбінації	Мах гориз.переміщ. в напрямку осі X	Мах гориз.переміщ. внапрямку осі Y
(C2)	3,08 мм	3,05 мм
(C3)	3,09 мм	3,12 мм
(C4)	3,09 мм	2,98 мм
(C5)	3,02 мм	3,06 мм

Максимальне горизонтальне переміщення будівлі в напрямку осі X:

$$f_u = 14,65 \text{ мм} \leq \frac{l}{150} = \frac{3000 \text{ мм}}{150} = 20,00 \text{ мм}$$

Умова виконується.

Максимальне горизонтальне переміщення будівлі в напрямку осі Y:

$$f_u = 3,12 \text{ мм} \leq \frac{h}{500} = \frac{14670 \text{ мм}}{500} = 23,34 \text{ мм}$$

Умова виконується.

3.1.2 Визначення вертикальних переміщень конструкцій будівлі

Граничні вертикальне переміщення

$$f_u \leq \frac{l}{150} \quad (3.2)$$

де l - розрахунковий проліт плити перекриття ($l = 3,0 \text{ м} = 3000 \text{ мм}$); У таблиці 3.4 представлені максимальні вертикальні переміщення.

Таблиця 3.4 - Мах вертикальне переміщення будівлі

Номер комбінації	Мах верт.переміщ.у напрямку осі Z. Плита перекриття підвалу.	Мах верт.переміщ.у напрям. осі Z. Плита перекриття 1-го поверху.	Мах верт.переміщ.у напрямку осі Z. Плита перекриття 2-го поверху.	Мах верт.переміщ. у напрям. осі Z. Плита перекриття 3-го поверху.
(C2)	9,05 мм	8,77 мм	12,36 мм	14,63 мм
(C3)	9,05 мм	8,76 мм	12,35 мм	14,64 мм
(C4)	9,05 мм	8,75 мм	12,36 мм	14,65 мм
(C5)	9,05 мм	8,76 мм	12,35 мм	14,62 мм

Максимальне верт. переміщення плити перекриття в напрямку осі Z:

$$f_u = 14,65 \text{ мм} \leq \frac{l}{150} = \frac{3000 \text{ мм}}{150} = 20,00 \text{ мм}$$

Умова виконується.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

До будівельно-монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які мають відповідну кваліфікацію, пройшли медичний огляд, пройшли первинний інструктаж з техніки безпеки на робочому місці, стажування, та допущені до виконання робіт зварювальника, тесляра, арматурника і бетоняра.

Усі робітники повинні бути навчені безпечним методам виконання робіт, а стропальники і зварювальники повинні мати посвідчення.

Усі, хто перебуває на будівельному майданчику, повинні носити захисні каски. Робітники та ІТП без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються. Допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані на територію будівельного майданчика, на робочі місця, у виробничі та санітарно-побутові приміщення забороняється.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстань менше 2 м від межі перепаду за висотою, мають бути огорожені запобіжною захисною огорожею, а за відстані понад 2 м - сигнальною огорожею.

Прорізи в стінах у разі одностороннього примикання до них настилу (перекриття) повинні огороджуватися, якщо відстань від рівня настилу до нижнього прорізу менше 0,7 м.

За температури повітря на робочих місцях нижче 10° ті, хто працює на відкритому повітрі або в неопалюваних приміщеннях, повинні бути забезпечені приміщеннями для обігріву.

У зимовий час необхідно очищати робочі місця і підходи до них від снігу та криги.

Особа, яка несе відповідальність за безпечне виконання робіт краном, повинна перевірити справність такелажу, пристосувань, риштувань, підмостків та іншого навантажувально-розвантажувального інвентарю, а також роз'яснити

працівникам їхні обов'язки, послідовність виконання операцій, значення сигналів, які подаються, та властивостей матеріалів, що подані до вантаження (розвантаження).

Графічне зображення способів стропування і зачеплення, а також перелік вантажів, що переміщуються краном, із зазначенням їхньої маси повинні бути видані на руки стропальникам і машиністам кранів та вивішені в місцях виконання робіт.

Для стропування вантажу на гак вантажопідіймальної машини повинні призначатися стропальники, навчені й атестовані за професією стропальника.

Способи стропування вантажів повинні унеможливлувати падіння або ковзання застропованого вантажу.

До того, як приступлять до робіт на машинах, керівник робіт повинен визначити схему руху і місце встановлення машин, місця і способи занулення (заземлення) машин, які мають електропривод, зазначити способи взаємодії та сигналізації машиніста (оператора) з робітником-сигнальником, який обслуговує машину, визначити (у разі потреби) місце знаходження сигнальника, а також забезпечити належне освітлення робочої зони. Якщо машиніст, який керує машиною, має погану видимість робочого простору або не бачить робітника (спеціально виділеного сигнальника), який подає йому сигнали, між машиністом і сигнальником необхідно встановити двосторонній радіозв'язок або телефонний зв'язок. Використання проміжних сигнальників для передачі сигналів машиністу не допускається.

Піднімати вантажі або конструкції слід у 2 прийоми: спочатку на висоту 20-30 см, а потім необхідно перевірити, наскільки надійне стропування, тільки після цього можна проводити підйом.

Знаходження людей і виконання будь-яких робіт під вантажем, що піднімається, або елементами, що монтуються, до встановлення їх у проектне положення і закріплення забороняється.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і обладнання під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи

конструкцій і устаткування на вазі.

Категорично не можна виконувати роботи на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледиці, грози або туману, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей і подібних до них конструкцій з великою парусністю слід припиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

Застосовувані інструменти, вантажозахоплювальні пристосування для тимчасового кріплення конструкцій повинні бути справні.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї

будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \text{ де } H_1 \text{ і } H_2 \text{ — висоти сусідніх будівель, м.}$$

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами). У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилю. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [25].

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міській каналізаційній мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;

- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [30]. Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів. Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_{ϕ} залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_{ϕ} як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском

швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВКИ

У ході виконання кваліфікаційної роботи розроблено проект торгово-розважального в Рогатині з дослідженням роботи залізобетонного каркасу.

Були розроблені архітектурні і об'ємно-планувальні рішення, які задовольняють вимоги нормативної документації. У графічній частині відображені плани, розрізи, вузли і фасади офісної будівлі.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** виконано розрахунки елементів каркасу будівлі в програмному комплексі SCAD Office: металеві колони, ригелі, балки, зв'язки, монолітні перекриття та стіни.

У **«Науково-дослідному розділі»** проведено аналіз просторової поведінки каркасу будівлі при експлуатаційних навантаженнях на основі скінченно-елементного моделювання.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

БІБЛІОГРАФІЯ

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.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. 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. (SCOPUS)
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. 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.
14. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.
15. Mykhailo Hud, Natalia Chornomaz, Roman Grytseliak, Denys Baran, Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 87-91, ISSN 2452-3216, [\(https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007\)](https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007). (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075>)
16. 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.
17. 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.
18. 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.
19. Конончук, Олександр Петрович, et al. "Використання неруйнівних методів контролю при дослідженні залізобетонних конструкцій." Матеріали ХІ Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“ (2022): 11-12.
20. O.Kononchuk, V.Iasnii, N. Lutsyk, Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 177-181, ISSN 2452-

3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.021>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000221>)

21. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

22. 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.

23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

25. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять

26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

30. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с

31. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.

32. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.