

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: Торгівельно-виставочний павільйон в Івано-Франківську з дослідженням
напружено-деформівного стану куполу

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

	(шифр і назва спеціальності)	
Студент	_____	_____
	(підпис)	Кравчук В.Я. (прізвище та ініціали)
Керівник	_____	_____
	(підпис)	Крамар Г.М. (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	_____	_____
	(підпис)	Данильченко С.М. (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	_____	_____
	(підпис)	Ясній В.П. (прізвище та ініціали)
Рецензент	_____	_____
	(підпис)	Шпінталь М.Я. (прізвище та ініціали)

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 Кравчуку Віталію Ярославовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Торгівельно-виставочний павільйон в Івано-Франківську з дослідженням
напружено-деформівного стану куполу

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, 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)

Кравчук В.Я.
_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Крамар Г.М.
_____ (прізвище та ініціали)

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний.....	8
1.1. Характеристика району будівництва	8
1.2 Потрібні параметри проектованої будівлі.....	10
1.3 Характеристика функціонального процесу будівлі	14
1.4 Об'ємно-планувальна структура будівлі	14
1.5 Конструктивне рішення будівлі	15
1.5.1 Фундаменти та фундаментні балки.....	16
1.5.2 Колони.....	16
1.5.3 Стіни та перегородки.....	17
1.5.4 Перекриття та підлоги	17
1.5.5 Покриття та покрівля.....	18
1.5.6 Сходи та ескалатори	18
1.5.7 Вікна, двері та ворота	19
1.5.8 Пішохідна галерея та естакади	19
1.6 Архітектурно-мистецьке рішення будівлі.....	20
1.7 Генеральний план.....	20
1.8 Санітарно-технічне та інженерне обладнання	20
РОЗДІЛ 2. Розрахунково конструктивний	21
2.1 Техніко-економічні порівняння варіантів покриттів	21
2.2. Розрахунок оболонки.....	21
2.2.1. Збір навантажень на оболонку.....	21
2.2.2 Перевірка оболонки на стійкість	23
2.2.3 Розрахунок оболонки на рівномірно розподілене симетричне навантаження	24
2.2.4 Розрахунок оболонки при односторонньому розподіленому сніговому навантаженні.....	27
2.2.5 Розрахунок приконтурної зони оболонки	31
2.2.6. Розрахунок плити оболонки	33
2.2.7. Розрахунок опорного контуру оболонки.....	35

2.4 Розрахунок середніх колон 1-го поверху	39
РОЗДІЛ 3. Основи та фундаменти	42
3.1 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунту основи.....	42
3.2 Збір навантажень на фундамент	42
3.3 Визначення ширини підшви фундаменту	43
3.4 Перевірка тиску під підшвою фундаменту	44
3.5 Розрахунок осідання фундаменту	45
3.6 Розрахунок фундаменту за матеріалом	47
РОЗДІЛ 4. Науково-дослідний	51
4.1 Визначення частот власних коливань куполу.....	51
4.2 Висновки	55
РОЗДІЛ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	56
5.1 Охорона праці.....	56
5.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику	56
5.1.2 Захисне заземлення.....	60
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	62
5.2.1 Оцінка стійкості об'єкта до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	62
5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на промисловому об'єкті	65
ВИСНОВОК.....	69
Список літератури.....	70

ВСТУП

Швидкі темпи будівництва в Івано-Франківську, складність і архітектурна виразність будівель, що зводяться, говорять про новий шабель розвитку нашого міста.

Просторові резерви обраної ділянки для будівництва максимально використовуватимуться без шкоди для інсоляції навколишніх будинків, насаджень та асфальтованих проїздів прилеглої території.

Актуальність теми. Торгівельно-виставкові комплекси, салони, розважальні центри – все це перелік споруд, які мають бути у місті, тим більше такого масштабу як Івано-Франківськ. В кваліфікаційній роботі запропоновано ряд сучасних архітектурних та конструктивних рішень при розробці торговельно-виставкового павільйону та приділено увагу розрахунку м просторовим конструкціям, зокрема купольній оболонці

Мета роботи: Розробка проекту торговельно-виставочного павільйону в Івано-Франківську з дослідженням напружено-деформівного стану куполу.

Об'єктом дослідження є поведінка залізо-бетонного куполу при дії сейсмічних навантажень.

Предметом дослідження є частоти та періоди коливань залізобетонного куполу при дії сейсмічних навантажень.

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

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

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Івано-Франківськ.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель залізобетонного куполу.

5. Визначити частоти та період коливань ферми при дії сейсмічного навантаження.

6. За результатами проведених розрахунків запропонувати заходи по підвищенню сейсмостійкості купола.

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 залізобетонних куполів. Отримала подальший розвиток методика визначення власних частот та періодів коливань залізобетонних куполів.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцнісних розрахунків та визначенні власних частот та періодів коливань залізобетонних куполів. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. 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 IX науково-технічній конференції «Інформаційні моделі, системи та технології»

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: сейсмічне навантаження, залізобетон, купол.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний

1.1. Характеристика району будівництва

Район будівництва торгово-виставкового павільйону – м. Івано-Франківськ.

Поряд із майданчиком будівництва проходять існуючі міські мережі газо-, електро-, тепло-, водопостачання, що дозволяє з найменшими витратами підключити будівлю, що будується, до міських комунікацій.

Природно-кліматичні характеристики району будівництва наведено у табл. 1.1.

Таблиця 1.1. Природно-кліматичні характеристики району будівництва

	Найменування характеристики	Характеристика	Джерело
1	2	3	4
1	Район будівництва	Івано-Франківськ	По завданню
2	Кліматичний район та підрайон	II B	[1, дод.1, рис.9]
3	Зона вологості	Суха	[1, дод.1]
4	Температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки, °C	-22	[1, табл.п.21]
5	Середня температура опалювального періоду, °C	-4,2	[1, п.23]
6	Тривалість опалювального періоду доби	202	[1, п.22]
8	Максимальна амплітуда коливання температури, °C	20,4	[1, дод.4]
13	Максимальна глибина промерзання ґрунту	1.1	[1, рис. 3]
14	Ґрунти основи	Суглинки	По завданню

Ґрунтові умови будівництва представлені на рис.1.1. Фізико-механічні властивості ґрунтів представлені в таб.1.2.

У геологічному відношенні ґрунти району об'єкта мають у своєму складі верхньочетвертинні делювіальні та алювіальні відкладення давньої яружно-балкової мережі, покривні суглинки, водно-льодовикові утворення дніпровського горизонту та піски неогенової системи.

Ґрунтові води в районі об'єкту до глибини 15 метрів не розкрито.

Таблиця 1.2 Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Природна вологість W, %	Межі пластичності		Щільність, г/см ³		Модуль деформації E, 10 ⁵ Па	Кут внутрішнього тертя, °	Сила зчеплення C, 10 ⁵ Па
		W _p	W _l	Вологого ґрунту	Сухого ґрунту			
2	21.2	23.2	38.4	1.82	1.50	100	26	0.24
3	20.1	21.4	36.9	1.93	1.61	125	21	0.28
4	15.0	-	-	1.88	1.63	320	32	0.017

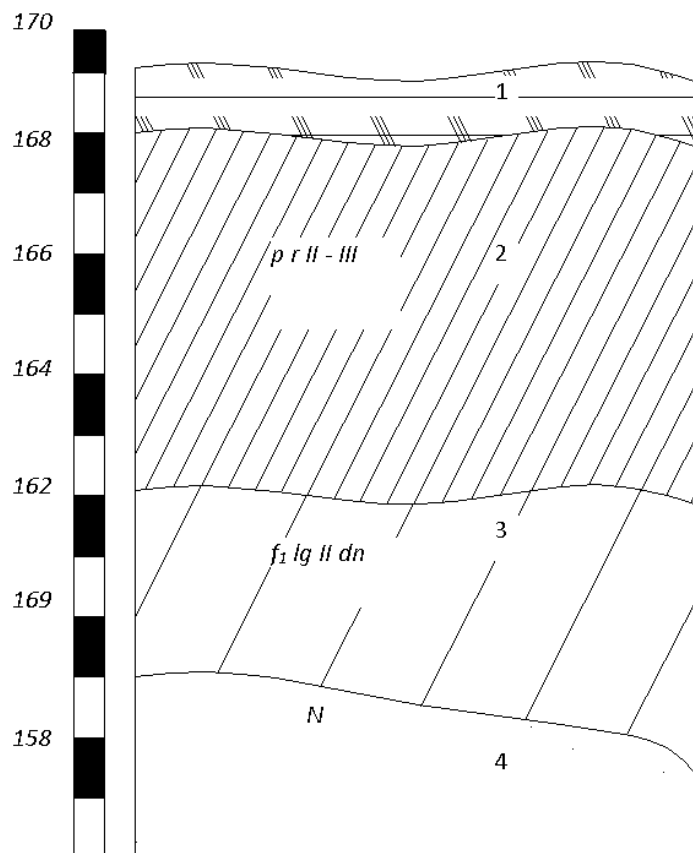


Рис.1.1. Ґрунтові умови будівництва

1.2 Потрібні параметри проекрованої будівлі

Вимоги до проекрованої будівлі наведені в табл.1.3,1.4,1.5.

Таблиця 1.3. Характеристики будівлі

№	Найменування характеристики	Характеристика	Джерело
1	2	3	4
1	Клас будівлі	II	[3]
2	Ступінь довговічності	II	[3]
3	Ступінь вогнестійкості	II	[3, стор.20]
4	Межа вогнестійкості будівельних конструкцій не менше - несучі елементи будівлі - перекриття міжповерхове - сходові клітини - внутрішні стіни - сходові марші та майданчики - зовнішні ненесучі стіни	R 90 REI 45 REI 90 R 60 REI 90 R 60 E15	[2, табл.5 *]
5	Клас з конструктивної пожежної безпеки	3 1	[2, табл.5 *]
6	Вимога до природного освітлення, %	1.5	[4, табл.IV]

Таблиця 1.4. Протипожежні вимоги до завдання та окремих конструкцій

№	Найменування характеристики	Характеристика	Джерело
1	2	3	4
1	Гранична площа забудови, м ²	2200	[2]
2	Допустима поверховість будівлі, поверхів	5	[2]
3	Влаштування протипожежних стін	не вимагається	[2, табл.1]
4	Кількість евакуаційних виходів	Не менше 2	[2, п.1.25]
5	Влаштування дверей на шляхах евакуації	Повинні відкриватися назовні, ширина щонайменше 1.2 м.	[2, табл.3]
	Мінімальна ширина сходових маршів та майданчиків	1.35	[2, табл.3]
7	Максимальний ухил сходів	1 : 1.75	[2, табл.5]
8	Клас пожежної безпеки будівельної конструкції не нижче: - стіни зовнішні із зовнішнього боку; - перегородки, перекриття; - стіни сходових клітин та протипожежні перешкоди; - марші та майданчики сходів у сходовій клітці - колони - перегородки	До 2 До 1 До 0 До 0 До 1 До 1	[2, табл.5]
9	Клас будівлі з функціональної пожежної безпеки	Ф 3.1	[2, п.5.21]
10	Необхідна морозостійкість матеріалу фундаменту не менше, мрз.	25	[3, стор.14]
11	Необхідні волого- та біостійкість матеріалів та конструкцій	повинні бути волого-біостійкі та	[3, стор.15]

Таблиця 1.5. Санітарно-гігієнічні вимоги

№	Найменування характеристики	Характеристика	Джерело
1	2	3	4
1	Температура внутрішнього повітря, ⁰ С	18	[3, дод.4]
2	Відносна вологість внутрішнього повітря, %	55	[3, дод.4]
3	Кратність повітрообміну м ³ /годхм ²		[3, дод.4]
	- приміщень	3	
	- кухонь та санітарних вузлів	90	
4	Допустима орієнтація будівлі	вільна	По завданню

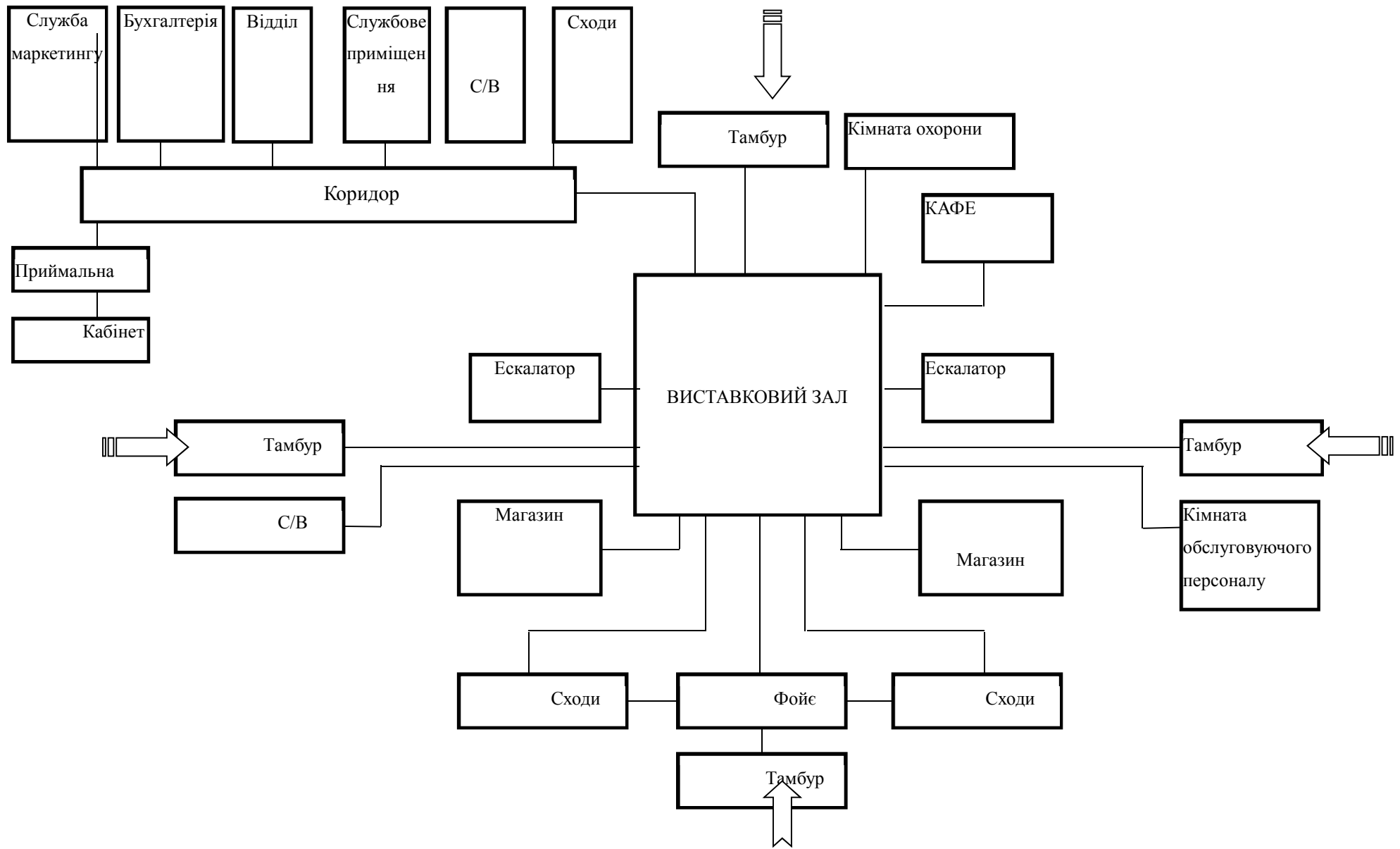


Рис. 1.2. Функціональна схема. Перший поверх.

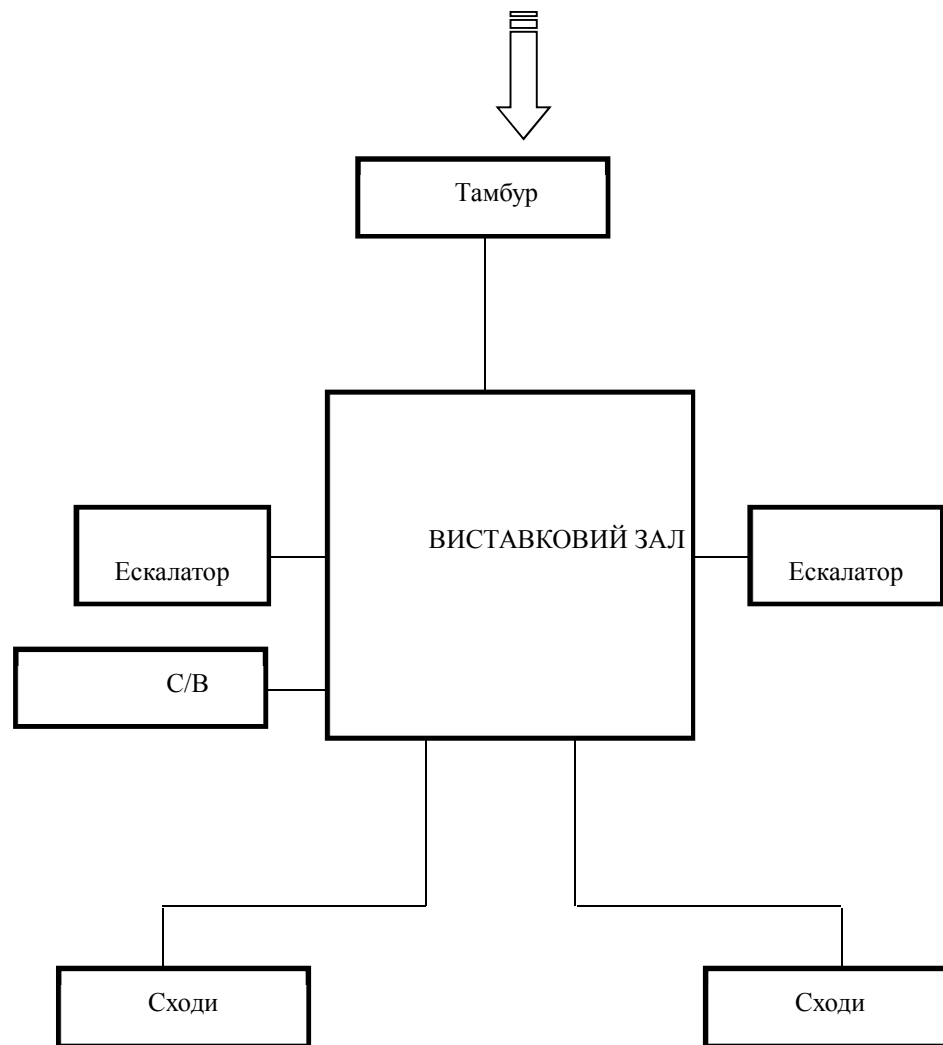


Рис.1.3. Функціональна схема. Другий поверх.

1.3 Характеристика функціонального процесу будівлі

Головна функція виставкового автомобільного центру для населення – перегляд передбачуваної продукції, для працівників центру – обслуговування та реалізація продукції покупцям.

Для забезпечення зручності у будівлі передбачені такі функціональні зони:

вхідні зони (тамбури);

торгово-виставкова зона;

зона відпочинку;

санітарно-гігієнічні вузли;

допоміжні зони (коридори, пішохідна галерея, естакади).

Функціональна схема комплексу представлена на рис. 1.2, 1.3.

Така кількість вхідних вузлів у будівлі – спроба просторово «розвести» людські потоки (населення, обслуговуючий персонал) та потоки автотранспорту.

Зв'язок по вертикалі здійснюється за допомогою сходів та ескалаторів.

Приміщення адміністрації згруповані та відокремлені від виставкового залу. Тут зв'язок між приміщеннями здійснюється за допомогою коридору. Також є окремий санітарний вузол та сходові клітки.

1.4 Об'ємно-планувальна структура будівлі

Об'ємно-планувальна структура будівлі – зального типу. Вона побудована на підпорядкуванні щодо невеликої кількості допоміжних приміщень головному зальному, яке визначає функціональне призначення будівлі в цілому.

Габаритні розміри будівлі у плані

в осях 1-12 – 48000 мм.

в осях А-М – 45900 мм.

Будівля двоповерхова з висотою першого поверху 4.2 метри. Другий поверх утворюється внутрішнім обсягом просторової конструкції

(оболонкою), що перекриває всю будівлю. Загальна висота будівлі від землі до верху світлоаераційного ліхтаря – 14.1 м.

Вхід до будівлі здійснюється через тамбур у зв'язку з підвищеними вимогами до теплоізоляції у цьому кліматичному районі.

Зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів та ескалаторів. Для безпеки шляхів евакуації сходи розташовані в замкнутих об'ємах - сходових клітках, конструкція яких виконана з вогнетривкого матеріалу (цегла). Сходи мають природне бічне освітлення.

Основні прольоти несучих конструкцій – 6 м.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення представлені у табл.1.6.

Таблиця 1.6. Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення будівлі

№	Найменування характеристики	Одиниця вимірювання	Показник
1	2	3	4
1	Поверховість		2
2	Планувальний тип		зальний
3	Загальна площа поверхів	м ²	3528.0
4	Будівельний об'єм	м ³	16799.6
5	Площа виставкових залів	м ²	2256.0
6	Площа магазинів	м ²	288.0
7	Площа адміністративних приміщень	м ²	
8	Площа кафе	м ²	216.0
9	Площа комунікацій	м ²	
10	Площа пішохідних галерей та естакад	м ²	558.0
11	Площа забудови	м ²	2328.0
12	Загальна площа будівлі	м ²	2322.0
13	Периметр будівлі	м	168.0
14	Загальна площа поверху	м ²	1764.0
15	K1 = Sз./So K2=Vстор./So K3=So/Sз.н.		0.97 4.76 1.52

1.5 Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна система будівлі – каркасна. Конструктивна схема – безригельна.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується жорстким затисканням колон у склянки фундаментів, з'єднанням плит перекриттів між собою та колонами за допомогою зварювання заставних деталей та їх подальшим замонолічуванням, зварюванням та замонолічуванням стиків колон, контурних брусів та при контурних плитах, а також жорстким собою не менше ніж по трьом сторонам.

1.5.1 Фундаменти та фундаментні балки

Глибина закладення фундаментів прийнята залежно від глибини промерзання ґрунтів, що у районі будівництва дорівнює 1.1 м. (див. табл.1.1.).

У даному проекті глибина закладення фундаментів прийнята 1.650 м. У запроектованій будівлі для рядових колон прийняті окремі монолітні фундаменти з розмірами підосв 3.000x3.000 мм., а для спарених колон по контуру будівлі фундаменти влаштовуються загальними з розмірами підосви 4.200. Висота фундаментів – 1500 мм.

Фундаментні балки під цегляні стіни запроектовані залізобетонними довжиною 4.5 м. Між цегляною стіною та фундаментною балкою передбачена горизонтальна гідроізоляція із двох шарів руберойду. За зовнішнім периметром фундаментних балок влаштовується глиняний замок. Цокольна частина стіни від попадання вологи захищена відмощуванням у вигляді похилої асфальтованої смуги.

Відмітка підосви фундаменту щодо чистої підлоги складає 2.100 м-кodu.

1.5.2 Колони

Колони запроектовані перетином 450x450 мм. Рядові колони мають висоту 5.4 м і защемлюються в стакани фундаментів на 0.800 м.

Колони контуру будівлі мають поверхову розрізку, причому колони другого поверху, призначені для спирання контурних брусів оболонки, мають змінну висоту від 3.0 до 4.2 м.

1.5.3 Стіни та перегородки

Матеріалом для зовнішніх стін прийнята глиняна цегла марки М100. Ширина кладки - у дві цеглини. Тип кладки – шестирядний. Міцність конструкції стін забезпечують міцність каменю та розчину, укладання каменів із взаємною перев'язкою вертикальних швів.

У цьому перев'язка швів кладки передбачена у площині стіни, а й у площині примикання до неї поперечних стін.

Зовнішні стіни утеплені шаром мінераловатних плит з 100 кг/м^3 , товщиною 100мм. Теплотехнічний розрахунок стіни див. у п.1.9.

Внутрішні стіни виконані з цегли товщиною 380 мм., причому у стінах кухні та санітарних приміщень розташовуються вентиляційні канали перетином 140x140 мм.

Перегородки між приміщеннями у приміщенні виконані з гіпсобетону товщиною 100 мм.

1.5.4 Перекриття та підлоги

Як міжповерхове перекриття прийнято безбалкове збірне перекриття. Конструкція збірного безбалочного перекриття складається з трьох основних елементів: капітелі, надколонної панелі та прогонової панелі. З метою створення жорсткості надколонні панелі закріплюють поверху зварюванням до закладних деталей. Пролітна панель спирається по чотирьох сторонах на надколонні панелі, що мають полиці. Панелі перекриття виконані ребристими.

План перекриття представлений у графічній частині (аркуш 4).

Підлога на першому поверсі будівлі виконана безпосередньо по ґрунту, на другому поверсі настелена по перекриттю.

Відповідно до функціонального процесу, пов'язаного з впливом на поверхню підлоги великої кількості людей і машин, що виставляються, у виставкових залах, магазинах, кафе запроектовані мозаїчні підлоги. В адміністративних приміщеннях запроектовані підлоги з лінолеуму, а в санітарних вузлах, кухні та технічному приміщенні – з плитки.

1.5.5 Покриття та покрівля

Запроектований будинок перекривається пологою оболонкою позитивної Гаусової кривизни. Контур оболонки виконаний у вигляді полігонального пояса із збірних ригелів довжиною 6 м, що спираються на колони змінної висоти.

Оболонка запроектована з плит, криволінійних у напрямку більшої сторони та контурних і поперечних ребер. Плити діляться на основні та додаткові. Основні плити оболонки мають розмір 3.0x6.0 м. Форма та конструкція добірних плит прийнята з урахуванням виготовлення їх в опалубних формах основних плит.

На кутах плит передбачені зверху та знизу закладні деталі для з'єднання елементів між собою за допомогою стикових накладок у вигляді стрижнів. Плити оболонки спираються на контурні елементи згори. Для з'єднання в плитах та контурних елементах передбачені закладні деталі.

Для влаштування в центрі оболонки панельного zenітного ліхтаря квадратної форми 6.0x6.0 м. передбачена спеціальна рама з розпірками для сприйняття нормальних і дотичних зусиль. По периметру отвору передбачено потовщення з бетону класу В25 та додаткове армування.

Покрівля будівлі виконана з м'якого рулонного матеріалу – катепалу.

У будівлі запроектовано внутрішній водосток.

1.5.6 Сходи та ескалатори

У будівлі запроектовано збірні залізобетонні сходи. Сходи зібрані з окремих проступів, покладених по косоурах, та майданчиків. Сходові майданчики спираються всією гранню на металеві столики, приварені до закладних деталей на стінах сходових кліток. Ширина сходових маршів 1.35 м., ширина сходового майданчика 1.2 м. ухил сходів 1:1.75. Висота сходинки міжповерхових сходів – 150 мм., ширина – 300 мм.

Для безпеки руху сходів обладнано вертикальними огорожами.

Для сполучення між поверхами, крім сходів, у будівлі передбачені ескалатори, обладнані спеціальними опорами, приводними та натяжними секціями.

1.5.7 Вікна, двері та ворота

Для забезпечення природного освітлення приміщень та можливості візуального контакту з навколишнім середовищем у будівлі запроектовано як стандартні вікна марки: ОР 15-12, ОР 15-13.5, так і вітражі розмірами 2.1х3.5м. При проектуванні враховувалися експлуатаційні вимоги щодо захисту великих світлопрозорих поверхонь від конденсату та зледеніння (скляне простір вентилюється зовнішнім повітрям через невеликі отвори у верхніх об'язках зовнішньої палітурки), та передбачено обдування внутрішнього скління струменем теплого повітря.

Конструкція віконного заповнення представлена у графічній частині (лист 4).

Двері служать для зв'язку приміщень один з одним та зв'язку будівлі з вулицею та пішохідною галереєю. Марки дверей: ДН 21-12, ДГ 21-10, ДГ 21-8, ДО 21-12. Розміри в'їзних воріт 3.5х3.5м.

Двері на шляхах евакуації відчиняються назовні відповідно до вимог, наданих у табл.4.

1.5.8 Пішохідна галерея та естакади

Пішохідна галерея перекривається залізобетонними плитами із розмірами сторін 3х6м. Плити спираються ряд консольних колон, розташованих з кроком 6.0м.

Галерея огорожена екранами із залізобетону заввишки 1.2м.

Естакади передбачені внаслідок необхідності доставки машин, що виставляються, на другий поверх будівлі. Естакади спираються на низку цегляних стовпів. Естакади також огорожені екранами із залізобетону заввишки 1.2м.

1.6 Архітектурно-мистецьке рішення будівлі

Необхідність індивідуалізації даної будівлі порівняно з іншими визначає архітектурну форму торгово-виставкового павільйону.

Композиція зовнішнього обсягу будівлі визначена багато в чому композицією внутрішнього простору та прийнятого конструктивного рішення.

Під час проектування враховувалися такі художні засоби архітектурної композиції як масштабність, пропорція.

1.7 Генеральний план

На підставі функціонального призначення будівлі на території торгово-виставкового комплексу передбачено під'їзні шляхи для можливого доступу до нього автомобільного транспорту. Також запроектовано місце для автостоянки.

Поруч із комплексом передбачена паркова зона з розміщеними у ній місцями відпочинку для відвідувачів.

1.8 Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Санітарне оснащення запроектованої будівлі включає систему опалення, трубопроводи холодної та гарячої води, каналізаційні пристрої та газові прилади. У будівлі прокладено електричні та телефонні мережі. Передбачено підключення даних інженерно-технічних систем до найближчих мереж міських комунікацій.

У будівлі передбачена система штучної (у приміщеннях залів, магазинах, кафе, адміністрації) та природної вентиляції через вентиляційні канали у санітарних вузлах.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково конструктивний

2.1 Техніко-економічні порівняння варіантів покриттів

У розділі розглядаємо порівняння трьох варіантів покриття: 1 – збірна полого оболонка позитивної Гаусової кривизни; 2 – плоскі панелі 3x12 та 3x6 по сегментних ферм; 3 циліндрична багатохвильова збірна оболонка.

Порівняння варіантів виробляємо з урахуванням табличних даних з [9]. Порівняння проводилося з витрат бетону, витрат сталі, вартості та трудомісткості зведення. Порівняння показало, що збірна оболонка – найприйнятніший варіант.

2.2. Розрахунок оболонки

2.2.1. Збір навантажень на оболонку

Оболонка позитивної гаусової кривизни. Оболонка квадратна у плані із розмірами сторін $l=42$ м. (рис.2.1). Сферична поверхня має радіус $R_{об}=53,5$ м|. Збирається із ребристих плит номінальними розмірами у плані 3x6 м.

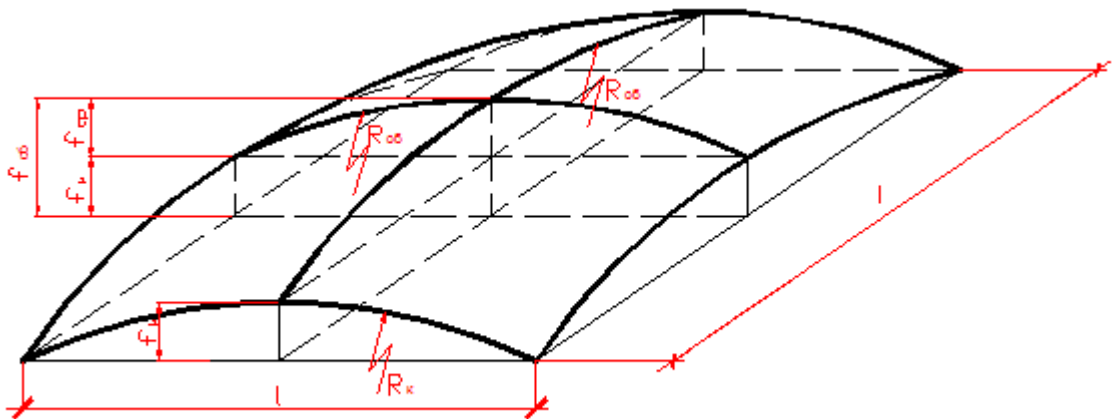


Рис.2.1 Параметри оболонки

Визначаємо геометричні параметри оболонки. Підйом оболонки $f_{об} = f_{сп} + f_к$, де

$$f_{сп} = R_{об} - \sqrt{R_{об}^2 - (l/2)^2} = 53,5 - \sqrt{53,5^2 - (42/2)^2} = 4,294 \text{ м.}$$

Радіус контуру оболонки $R_к = R_{об} - f_{сп} = 53,5 - 4,294 = 49,206$ м. Підйом оболонки на контурі

$$f_k = R_k - \sqrt{R_k^2 - (l/2)^2} = 49.206 - \sqrt{49.206^2 - (42/2)^2} = 4.706 \text{ м.}$$

Загальний підйом оболонки $f_{об} = f_{ср} + f_k = 4,294 + 4,706 = 9 \text{ м.}$

Визначаємо геометричні характеристики плити (рис.2.2).

Бетон класу В30, $R_b=17,0 \text{ МПа}$, $R_{bt}=1,2 \text{ МПа}$, $E_b=32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

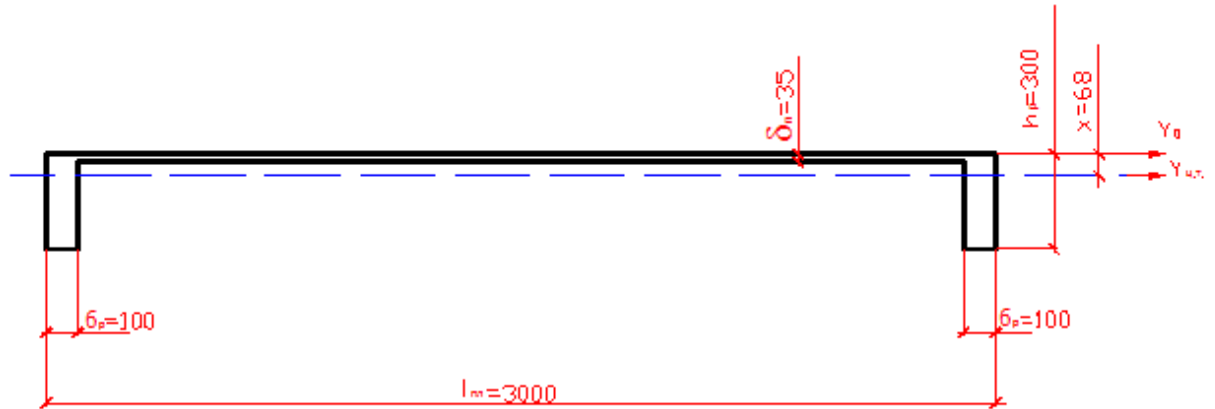


Рис.2.2 Поперечний розріз оболонки

Площа перерізу плити: $A=2b_p h_p + \delta_n(l_{пл} - 2b_p) = 2 \cdot 10 \cdot 30 + 3,5 \cdot 280 = 1580 \text{ см}^2$.

Статичний момент інерції щодо верхньої грані полиці (вісь $\sim y_0$):

$$\begin{aligned} S_{y_0} &= 2b_p h_p \frac{h_p}{2} + (l_{пл} - 2b_p) \delta_n \frac{\delta_n}{2} = 2 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 15 + 280 \cdot 3,5 \cdot \frac{3,5}{2} \\ &= 10715 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Визначаємо положення центру ваги перерізу: $x=S_{y_0}/A=10715/1580=6,8$ см. Момент інерції щодо осі у ц.в.:

$$\begin{aligned} I_{y_{ц.в.}} &= 2 \frac{b_p h_p^3}{12} + 2b_p h_p \left(\frac{h_p}{2} - x\right)^2 + \frac{(l_{пл} - 2b_p) \delta_n^3}{12} + (l_{пл} - 2b_p) \delta_n \left(x - \frac{\delta_n}{2}\right)^2 = \\ &= 2 \frac{10 \cdot 30^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 30 (15 - 6,8)^2 + \frac{280 \cdot 3,5^3}{12} + 280 \cdot 3,5 \cdot (6,8 - 3,5/2)^2 = \\ &= 111200 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Визначаємо наведену фіктивну товщину оболонки:

-за площею: $\delta_1=A/l_{пл}+1 \text{ см}=1580/300+1=6,3 \text{ см}$ (1 см береться на замонолічування швів);

-за моментом інерції:

$$\delta_2 = \sqrt[3]{12 I_{ц.т.} / l_{пл}} = \sqrt[3]{12 \cdot 111200 / 300} = 16,45 \text{ см.}$$

за радіусом інерції

$$\delta_3 = \sqrt{12I_{y_{ц.т.}} / A} = \sqrt{12 \cdot 111200 / 1580} = 29,1 \text{ см.}$$

Збір навантажень на оболонку наведено у табл. 2.1

Таблиця 2.1. Навантаження на покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, МПа	Коефіцієнт навантаження	Розрахункове навантаження, Па
Від власної ваги плит оболонки із замоноличеними швами (при щільності $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ і $\delta_1=6.3 \text{ см.}$); $\delta_1\rho=0.063 \cdot 2500$	1575	1.1	1730
Від ваги утеплювача (при щільності $\rho=500 \text{ кг/м}^3$ і товщині $\delta=20 \text{ см.}$); $\delta\rho=0.2 \cdot 500$	1000	1.3	1300
Від ваги цементної стяжки (при щільності $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$ і товщині $\delta=3.6 \text{ см.}$); $\delta\rho=0.036 \cdot 2000$	720	1.3	930
Від ваги гідроізоляційного килима та пароізоляції	200	1.3	260
Від снігу (III кліматичний район)	1000	1.4	1400
Разом:	4495	-	5620

2.2.2 Перевірка оболонки на стійкість

Розрахунок виконуємо відповідно до [14].

Фактичний модуль пружності

$$E_{ф.б.} = E_b A / (b \delta_3) = 32,5 \cdot 10^3 \cdot 1580 / (300 - 29,1) = 0,6 \cdot 10^4 \text{ МПа,} \quad \text{де } b = 3,0 \text{ м -}$$

відстань між ребрами плит.

Модуль деформації бетону прийнятий при середній відносній вологості повітря більше 40%: $E_{д.б.} = 0,319 E_{ф.}$

Інтенсивність допустимого навантаження $[q]$ не повинна перевищувати інтенсивності повного розрахункового навантаження q :

$$[[q] = 0,2 \cdot E_{д.б.} \cdot (\delta_3 R_{об})^2 k = 0,2 \cdot 0,19 \cdot 10^4 (29,1 / 5350)^2 \cdot 1 = 0,01124 \text{ МПа} = 11240 \text{ Па,}$$

де $k=1$, оскільки $R1/R2=53,5/53,5=1 < 1,5$.

Стійкість оболонки забезпечена, оскільки $[q]=11240 \text{ Па} > q=5620 \text{ Па}$.

2.2.3 Розрахунок оболонки на рівномірно розподілене симетричне навантаження

Вихідні дані: полого оболонка (рис. 2.3). Поступово розподілене навантаження $q=5620$ Па. Проліт оболонки $l=42$ м. Наведена товщина оболонки за площею $\delta_1=6.3$ см, на момент інерції $\delta_2=16.45$ см, за радіусом інерції $\delta_3=29.1$ см.

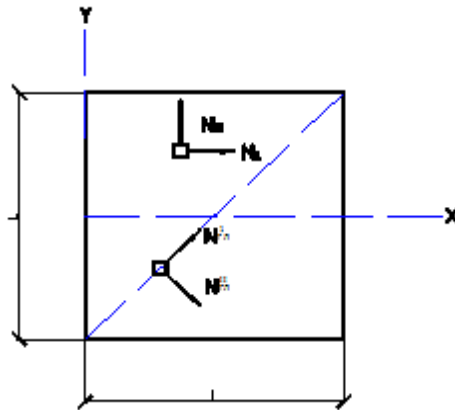


Рис. 2.3 Схема оболонки

Розрахунок виконується за [14].

Визначаємо параметр λ за табл. 6.3 ...6.8

$$\lambda_1 = 1.17\sqrt{f_{об}/\delta_1} = 1.17\sqrt{9/0.063} = 14;$$

$$\lambda_2 = 1.17\sqrt{f_{об}/\delta_2} = 1.17\sqrt{9/0.1645} = 8.65.$$

Перевіряємо прийняту товщину полиці плити оболонки (у центрі). Визначимо нормальні зусилля на 1 м довжини $N_{xx}=N_{yy}=-ql^2/(8f_{об})=-5620 \cdot 42^2/(8 \cdot 9)=-1380$ Н/м.

Напруги в полиці плити:

$\sigma_{cp}=N/\delta_{п}=-1380/3.5=-394$ Н/см² $=-3.94$ МПа $< R_b=17.0$ МПа. Прийнята $\delta_{п}=35$ мм достатня. При рівномірно розподіленому навантаженні значні моменти виникають лише з приопорних ділянок оболонки.

Визначаємо найбільші згинальні моменти, що діють у напрямку осі x при $y=0$:

$M_1 = ql^2 k_M = 5.62 \cdot 42^2 k_M = 99.1 k_M / 100$, де коефіцієнти k_M знаходимо за табл. 6.5 при $\lambda_2 = 8.65$ за інтерполяцією: за $x/l = 0.05$.

$$M_{1\max} = 99.1 \left[0.0388 + \frac{(9 - 8.65)(0.0667 - 0.0388)}{9 - 7} \right] = 4.3 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Визначаємо найбільші значення нормальних сил N_1 та N_2 , що діють у полі оболонки:

у напрямку осі x по лінії $y=0$

$$N_1 = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{N_1} = -\frac{5.62 \cdot 42^2}{0.063 \cdot 100} \frac{k_{N_1}}{100} = -1573.6 \frac{k_{N_1}}{100} \text{ кН/м},$$

де коефіцієнти k_{N_1} знаходимо за табл. 6.3 при $\lambda_1 = 14$:

$$x/l = 0, N_1 = -1573.6 \cdot 0 = 0;$$

$$x/l = 0.05, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0146 = -23.0 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0287 = -45.2 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.15, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0419 = -65.9 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.2, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0539 = -84.8 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0733 = -115.3 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.4, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0848 = -133.4 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, N_1 = -1573.6 \cdot 0.0884 = -139.0 \text{ кН/м};$$

у напрямку осі y по лінії $y=0$

$$N_2 = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{N_2} = -1573.6 \frac{k_{N_2}}{100} \text{ кН/м},$$

де коефіцієнти k_{N_2} , визначаємо за табл. 6.4 [14] при $\lambda = 14$:

$$x/l = 0, N_2 = 0;$$

$$x/l = 0.02, N_2 = -1573.6 \cdot 0.0941 = -148.1 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.05, N_2 = -1573.6 \cdot 0.1518 = -254.5 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.07, N_2 = -1573.6 \cdot 0.168 = -264 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, N_2 = -1573.6 \cdot 0.156 = -245.5 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.15, N_2 = -1573.6 \cdot 0.1352 = -212.8 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.2, N_2 = -1573.6 \cdot 0.1229 = -193.4 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, N_2 = -1573.6 \cdot 0.1039 = -163.5 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.4, N_2 = - 1573.6 \cdot 0.0924 = -145.4 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, N_2 = - 1573.6 \cdot 0.0884 = -139.0 \text{ кН/м};$$

Найбільші напруги, що діють у полі оболонки, становлять

$$\sigma_2^{\max} = N_2^{\max} / \delta_1 = - 2640 / 6.3 = - 419.6 \text{ Н/см}^2 = - 4.196 \text{ МПа} < R_b = 17.0 \text{ МПа}.$$

Міцність перерізу оболонки забезпечена.

Визначаємо зсувні зусилля S по граням оболонки:

$$S = \frac{ql^2}{\delta_1} k_s = 1573.6 \frac{k_s}{100} \text{ кН/м},$$

де коефіцієнт k_s визначаємо за табл. 6.6 при $\lambda_1 = 14$

$$x/l = 0, S = 1573.6 \cdot 0.3439 = 541 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.05, S = 1573.6 \cdot 0.2749 = 433 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, S = 1573.6 \cdot 0.1927 = 303 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.15, S = 1573.6 \cdot 0.1441 = 227 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.2, S = 1573.6 \cdot 0.1114 = 175 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, S = 1573.6 \cdot 0.065 = 102 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.4, S = 1573.6 \cdot 0.0301 = 47 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, S = 1573.6 \cdot 0 = 0.$$

Визначаємо поперечні сили Q , що діють за межами оболонки:

$$Q = qlk_Q = 5.62 \cdot 42 \cdot k_Q = 236 \cdot k_Q \text{ кН/м}, \text{ де коефіцієнт } k_Q \text{ знаходимо за табл.}$$

6.8[14] при $\lambda_1 = 14$ (оскільки таблиці немає значень k_Q при $\lambda_1 = 14$, беремо значення коефіцієнта k_Q при $\lambda = 11$):

$$x/l = 0, Q = 236 \cdot 0 = 0;$$

$$x/l = 0.02, Q = 236 \cdot 0.0941 = 4.8 \text{ кН / м};$$

$$x/l = 0.04, Q = 236 \cdot 0.0941 = 5.3 \text{ кН / м};$$

$$x/l = 0.05, Q = 236 \cdot 0.1518 = 5.5 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.07, Q = 236 \cdot 0.168 = 5.4 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, Q = 236 \cdot 0.156 = 5.1 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.15, Q = 236 \cdot 0.1352 = 4.9 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.2, Q = 236 \cdot 0.1229 = 4.8 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.25, Q = 236 \cdot 0.1229 = 4.8 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, Q = 236 \cdot 0.1039 = 4.9 \text{ кН / м};$$

$$x/l = 0.4, Q = 236 \cdot 0.0924 = 4.8 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, Q = 236 \cdot 0.0884 = 4.9 \text{ кН/м};$$

Обчислюємо головні зусилля $N_{\text{ГЛ}}^I$ та $N_{\text{ГЛ}}^{II}$, що діють в оболонці у напрямку діагоналі та перпендикулярно, за формулою:

$$N_{\text{ГЛ}}^{I,II} = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{\text{ГЛ}}^{I,II} = -\frac{5.62 \cdot 42^2}{0.063 \cdot 100} k_{\text{ГЛ}}^{I,II} = -1573.6 \cdot k_{\text{ГЛ}}^{I,II}, \text{ где } k_{\text{ГЛ}}^{I,II}$$

знаходимо за табл. 6.7 [14] при $\lambda_1 = 14$:

у напрямку діагоналі:

$$x/l = 0, y/l=0.5 N_{\text{ГЛ}} = - 1573.6 \cdot 0.3439 = - 541 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, y/l=0.4 N_{\text{ГЛ}} = - 1573.6 \cdot 0.2492 = - 392 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.2, y/l=0.3 N_{\text{ГЛ}} = - 1573.6 \cdot 0.1618 = - 255 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, y/l=0.2 N_{\text{ГЛ}} = - 1573.6 \cdot 0.1197 = - 188 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, y/l=0 N_{\text{ГЛ}} = - 1573.6 \cdot 0.0884 = - 139 \text{ кН/м};$$

•.- перпендикулярно до діагоналі

$$x/l = 0, y/l=0.5 N_{\text{ГЛ}} = 1573.6 \cdot 0.3439 = 541 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.1, y/l = 0.4 N_{\text{ГЛ}} = 1573.6 \cdot 0.0547 = 86 \text{ кН / м};$$

$$x/l = 0.2, y/l=0.3 N_{\text{ГЛ}} = 1573.6 \cdot 0.0173 = - 27 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.3, y/l = 0.2 N_{\text{ГЛ}} = 1573.6 \cdot 0.0571 = - 90 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, y/l = 0 N_{\text{ГЛ}} = 1573.6 \cdot 0.0884 = - 139 \text{ кН/м};$$

2.2.4 Розрахунок оболонки при односторонньому розподіленому сніговому навантаженні

Повне розрахункове навантаження з урахуванням снігу на правій половині покриття (рис. 2.5) становить $q_2 = 5620$ Па. Навантаження на лівій половині покриття без урахування снігу $q_1 = 5620 - 1400 = 4220$ Па.

Навантаження q_1 і q_2 приводимо до симетричного та кососиметричного навантажень q_3 і q_4 :

$$q_3 = (q_2 - q_1) / 2 = (5620 - 4220) / 2 = 700 \text{ Па};$$

$$q_4 = q_1 + (q_2 - q_1) / 2 = 4220 + (5620 - 4220) / 2 = 4920 \text{ Па}$$

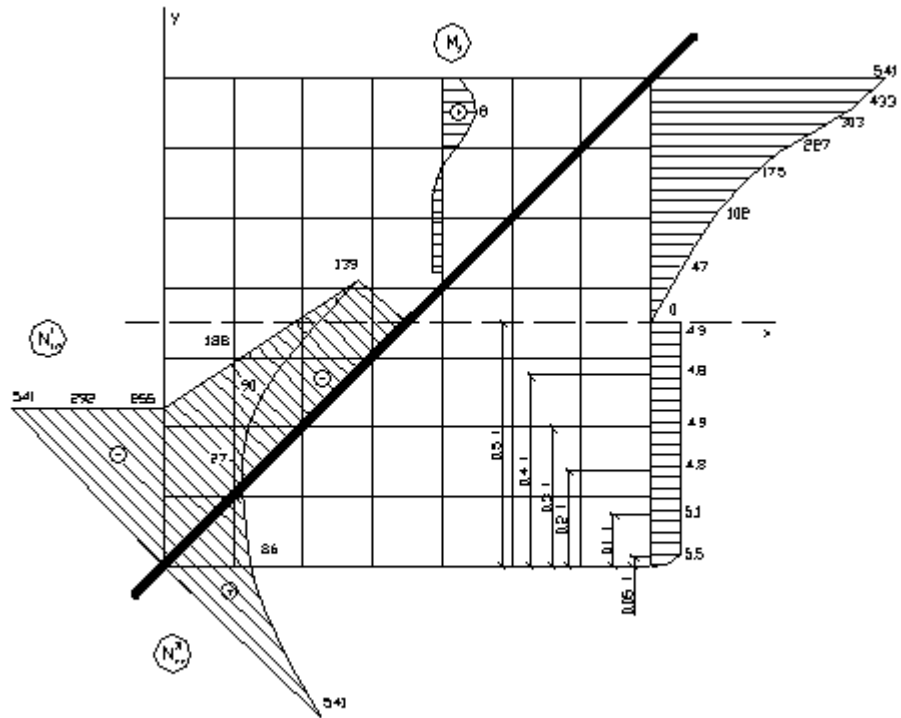


Рис. 2.4 Розподіл напружень

Знаходимо коефіцієнти λ_1' та λ_2' для косиметричного навантаження за табл.6.9...6.12[14]:

$$\lambda_1' = 0.585\sqrt{f/\delta_1} = 0.585\sqrt{9/0.063} = 7.0;$$

$$\lambda_2' = 0.585\sqrt{f/\delta_2} = 0.585\sqrt{9/0.1645} = 4.3.$$

Для симетричного навантаження $\lambda_1=14$ та $\lambda_2=8.65$.

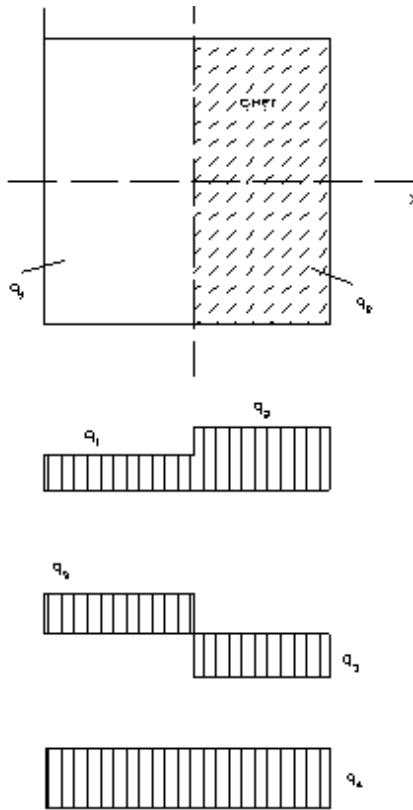


Рис. 2.5 Схема наантаження

Визначаємо найбільші значення згинальних моментів, що діють у напрямку осі x при $y=0$:

$$M_1 = q_4 l^2 k_M + q_3 l^2 k'_M = 4.92 \cdot 42^2 k_M + 0.70 \cdot 42^2 k'_M = 86.79(k_M/100) + 12.35(k'_M/100),$$

де коефіцієнт k_M знаходимо за табл. 6.5 [14] при $\lambda_2 = 8.65$, а k'_M – за табл. 6.11 [14] при $k'_M = 4.3$.

$$k_M/100 = 0.039;$$

$$k'_M/100 = 0.0429.$$

Найбільші значення згинальних моментів виходять за $x/l = 0.05$ і становлять: $M_{1\max} = 86.79 \cdot 0.039 + 12.35 \cdot 0.0429 = 3.9$ кН/м.

Визначаємо найбільші значення нормальних сил N_1 , що діють у напрямку осі x лінії $y=0$:

$$N_1 = -\frac{q_4 l^2}{\delta_1} k_{N_1} - \frac{q_3 l^2}{\delta_1} k'_{N_1} = -\frac{l^2}{\delta_1 100} \left(q_4 \frac{k_{N_1}}{100} + q_3 \frac{k'_{N_1}}{100} \right) = -\frac{42^2}{0.063 \cdot 100} \left(q_4 \frac{k_{N_1}}{100} + q_3 \frac{k'_{N_1}}{100} \right) = -280 \left(q_4 \frac{k_{N_1}}{100} + q_3 \frac{k'_{N_1}}{100} \right),$$

де коефіцієнти k_N знаходимо за табл. 6.3 [14] при $\lambda_l = 14$, а k'_N - за табл. 6.9 [14] при $\lambda'_l = 7$.

$$k_N / 100 = 0.0885;$$

$$k'_N / 100 = 0.$$

Найбільші значення N_l виходять за $x/l=0,5$.

$$N_{l\max} = - 280 (4.92 \cdot 0.0884 + 0.7 \cdot 0) = - 121.78 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо нормальні сили N_2 у напрямку осі у лінії $y=0$:

$$N_2 = -\frac{q_4 l^2}{\delta_1} k_{N_2} - \frac{q_3 l^2}{\delta_1} k'_{N_2} = -280 \left(q_4 \frac{k_{N_2}}{100} + \frac{k'_{N_2}}{100} \right), \text{ де коефіцієнти } k'_N$$

знаходимо по табл. 6.4 [14] при $\lambda_l=14$, а k'_N - за табл. 6.9 [14] при $\lambda'_l = 7$.

$$k_N / 100 = 0.168;$$

$$k'_N / 100 = 0.0084.$$

Найбільші значення N_2 виходять за $x/l = 0.07$.

$$N_{2\max} = - 280 (4.92 \cdot 0.168 + 0.7 \cdot 0.0084) = - 233.08 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_2^{\max} = N_2^{\max} / \delta_1 = -2330.8 / 6.3 = -370 \text{ Н/см}^2 =$$

-3.7 МПа. Найбільші напруги, що діють у полі оболонки при несиметричному навантаженні, становлять:

що менше, ніж при симетричному навантаженні.

Зусилля, що зсувають по граням оболонки:

$$S = \frac{q_4 l^2}{\delta_1} k_s + \frac{q_3 l^2}{\delta_1} k'_s = 280 \left(q_4 \frac{k_s}{100} + q_3 \frac{k'_s}{100} \right),$$

де коефіцієнти k_s визначаємо за табл. 6.6 [14] при $\lambda_l=14$, а k'_s - за табл. 6.12 [14] при $\lambda_l=7$.

За межами $y = \pm l/2$:

$$x/l = 0, S = 280 (4.92 \cdot 0.3439 + 0.7 \cdot 0.2829) = 529.2 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.05, S = 280 (4.92 \cdot 0.2749 + 0.7 \cdot 0.2135) = 420.5 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.1, S = 280 (4.92 \cdot 0.1927 + 0.7 \cdot 0.1291) = 290.8 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.15, S = 280 (4.92 \cdot 0.1441 + 0.7 \cdot 0.0751) = 213.2 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.2, S = 280 (4.92 \cdot 0.1114 + 0.7 \cdot 0.0354) = 160.4 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.3, S = 280 (4.92 \cdot 0.065 + 0.7 \cdot 0.0354) = 82.6 \text{ кН/м;}$$

$$x/l = 0.4, S = 280 (4.92 \cdot 0.0301 + 0.7 \cdot 0.1291) = 16.2 \text{ кН/м};$$

$$x/l = 0.5, S = 280 (4.92 \cdot 0 - 0.7 \cdot 0.2829) = - 55.4 \text{ кН/м}.$$

За межами $x=0$, $x=1$:

$$y/l = 0.5, S = 280 (4.92 \cdot 0.3439 + 0.7 \cdot 0.2829) = 529.2 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0.45, S = 280 (4.92 \cdot 0.2749 + 0.7 \cdot 0.2135) = 420.5 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0.4, S = 280 (4.92 \cdot 0.1927 + 0.7 \cdot 0.1361) = 292.1 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0.3, S = 280 (4.92 \cdot 0.1114 + 0.7 \cdot 0.0645) = 166.1 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0.2, S = 280 (4.92 \cdot 0.065 + 0.7 \cdot 0.0318) = 95.8 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0.1, S = 280 (4.92 \cdot 0.0301 + 0.7 \cdot 0.0133) = 44.1 \text{ кН/м};$$

$$y/l = 0, S = 0.$$

Зусилля від рівномірно розподіленого симетричного навантаження перевищують значення зусиль, отриманих при односторонньому сніговому навантаженні. Тому розрахунок міцності надалі виробляємо зусиллям, отриманим від симетричного навантаження.

Епюри зусиль зусиль наведені на рис. 2.6.

2.2.5 Розрахунок приконтурної зони оболонки

Для сприйняття головних зусиль, що розтягують $N_{гліІІ}$ в кутах пологої оболонки необхідно встановити додаткову арматуру, а для сприйняття зусиль $N_{гліІ}$ – виконати набетонку.

Для армованої набетонки приймаємо арматуру класу А-ІІІ ($R_s = 365$ МПа) та бетон класу В25 ($R_b = 14.5$ МПа). Епюру головних сил $N_{гліІІ}$, що розтягують, розбиваємо на ділянки, на межах яких визначаємо величини зусиль по діагоналі (рис. 2.7). На ділянці з $N_{гліІІ} = 541$ кН/м потрібна кількість арматури:

$$A_s = N_{гліІІ} / R_s = 541000/36500 = 14.82 \text{ см}^2.$$

На ділянці з $N_{гліІІ} = 86$ кН/м потрібна кількість арматури:

$$A_s = 86000/36500 = 2.36 \text{ см}^2.$$

Приймаємо на першій ділянці 10 А-ІІІ із кроком 0.6 м, а на другій ділянці 3 А-ІІІ із кроком 0.6 м.

Визначаємо товщину набетонки за зусиллями $N_{гліІ}$ (рис. 2.8).

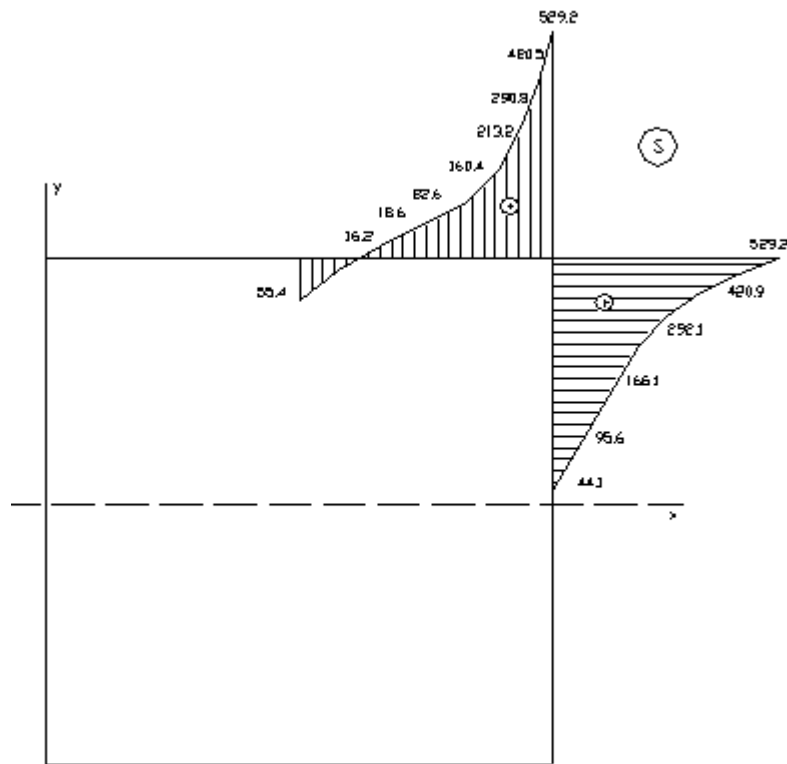


Рис.2.6. Епюра напружень

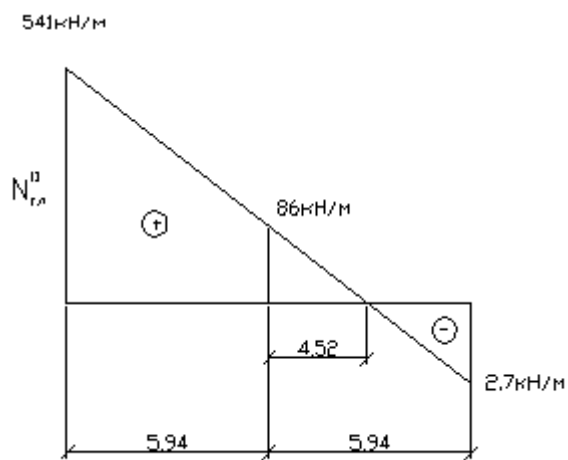


Рис. 2.7. Розподіл навантажень

Товщину надбетонки визначаємо з умови $N_{зжим} < R_b A_b$ [17], де $A_b = hb$ площа стиснутої зони бетону. Приймаємо $b=1$ п.м. Тоді товщина надбетонки $h = N/R_b$

На першій ділянці $h_1 = 5410/1450 = 3.7$ см; на другому ділянці $h_2=3920/1450=2.7$ см. Враховуючи, що товщина полиці плити 35 мм, інших ділянках надбетонку не роблять.

2.2.6. Розрахунок плити оболонки

Плита (рис. 2.9) працює на власну вагу. Найбільші зусилля у ній виникають у монтажній стадії.

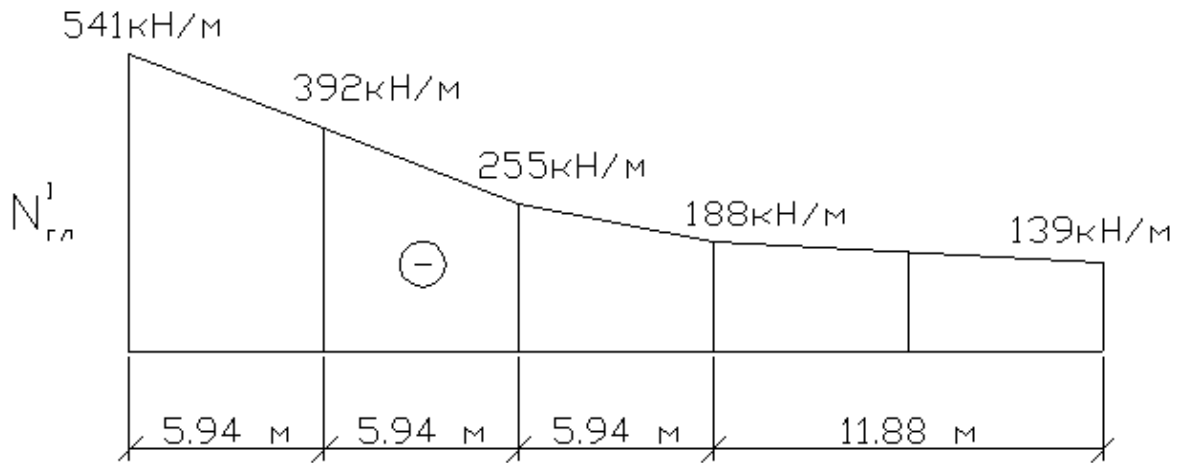


Рис. 2.8.

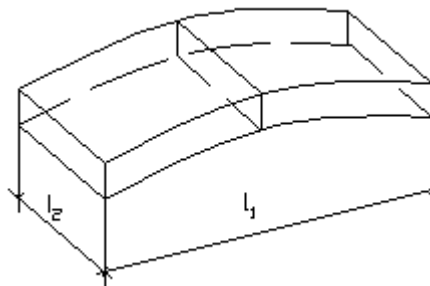


Рис. 2.9 Схема оболонки

Навантаження від ваги плити $g=1730$ Па. На два ребра припадає навантаження $q=gl_2=1730 \cdot 3=5190$ Н/м.

Визначаємо моменти у ребрах (рис. 2.10):

$$M_{\max}=gl_1^2/8=5.12 \cdot 6^2/8=23 \text{ кН м.}$$

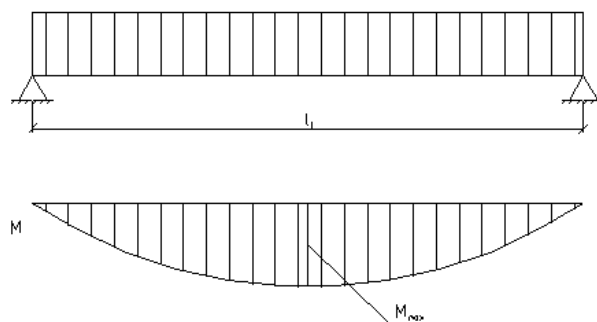


Рис. 2. 10 Епюра згинальних моментів

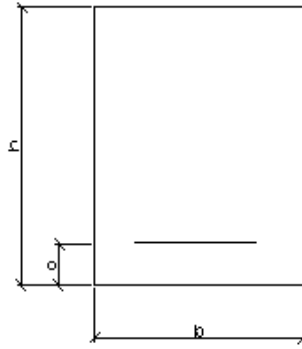


Рис. 2. 11 Схема плити оболонки

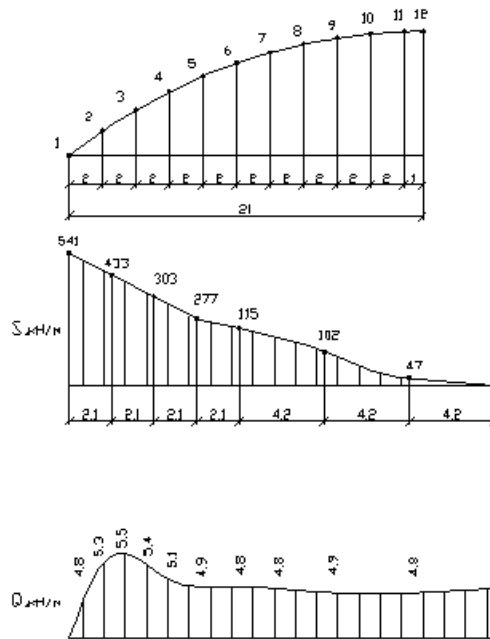


Рис. 2.12 Розподіл напружень

Розрахунок арматури провадимо по [17] (рис. 2.10) $M = A_0 b h_0^2 R_b$.

Обчислюємо $A_0 = M / (b h_0^2 R_b) = 2300000 / (20 \cdot 26^2 \cdot 1700) = 0.098$, где $R_b = 17.0$ МПа (для бетону ПЗВ); $h_0 = h - a = 30 - 4 = 26$ см.

З табл. III.1 [17] $\xi = 0.1$ та $\eta = 0.95$.

Площа перерізу поздовжньої арматури:

$$A_s = M / (\eta h_0 R_s) = 2300000 / (0.95 \cdot 26 \cdot 36500) = 2.55 \text{ см}^2,$$

де $R_s = 365$ МПа (арматура класу А-III).

2.2.7. Розрахунок опорного контуру оболонки

Розрахунок опорного контуру виконується на дію крайових навантажень від оболонки - зсувних сил S і поперечних сил Q і від сили тяжіння контуру. Значення Q і S приймаються в припущенні, що оболонка шарнірно закріплена на «ідеальному» (абсолютно жорсткому в площині та гнучкому з площини) контурі. Пружна податливість контуру вздовж осі в розрахунку не враховується. Контурний пояс розраховується як багаторазово статично невизначена криволінійна багатопрогонова балка. Сили Q і S вважаються прикладеними у центрі тяжкості пояса. Епюри прийняті за рис. 2.4 при розрахунку оболонки на рівномірно розподілене симетричне навантаження. На рис. 2.12 ці епюри наведені як вихідні дані для розрахунку контуру, на цьому ж малюнку показано геометричну схему контуру.

Визначаємо навантаження на опорний контур (контурний ригель). Для цього контур розбиваємо на рівні ділянки 1...12 (рис. 2.13), на межах яких знаходимо зосереджені сили S та Q , спрямовані по горизонталі та вертикалі.

$$S_1 = 541 \frac{2.0\text{м}}{2} = 541 \text{ кН};$$

$$S_2 = \left(\frac{541 - 433}{2.1} 0.1 + 433 \right) 2 = 438 \cdot 2 = 876 \text{ кН};$$

$$S_3 = \left(\frac{433 - 303}{2.1} 0.1 + 303 \right) 2 = 315 \cdot 2 = 630 \text{ кН};$$

$$S_4 = \left(\frac{303 - 227}{2.1} 0.3 + 227 \right) 2 = 238 \cdot 2 = 476 \text{ кН};$$

$$S_5 = \left(\frac{227 - 175}{2.1} 0.4 + 175 \right) 2 = 185 \cdot 2 = 370 \text{ кН};$$

Визначаємо зосереджені зрізаючі сили S у точках 1...12 (див. рис. 2.12).

$$S_6 = \left(\frac{175 - 102}{4.2} 2.6 + 102 \right) 2 = 147 \cdot 2 = 294 \text{ кН};$$

$$S_7 = \left(\frac{175 - 102}{4.2} 0.6 + 102 \right) 2 = 112.5 \cdot 2 = 225 \text{ кН};$$

$$S_8 = \left(\frac{102 - 47}{4.2} 2.8 + 47 \right) 2 = 83.5 \cdot 2 = 167 \text{ кН};$$

$$S_9 = \left(\frac{102 - 47}{4.2} 0.8 + 47 \right) 2 = 57.2 \cdot 2 = 115 \text{ кН};$$

$$S_{10} = \frac{47 \cdot 3}{4.2} 2 = 67 \text{ кН};$$

$$S_{11} = \frac{47 \cdot 1}{4.2} 2 = 22 \text{ кН};$$

$$S_{12} = 0.$$

Обчислюємо зосереджені поперечні сили Q у точках 1...12:

$$Q_1 = 0;$$

$$Q_{2...4} = 5.5 \cdot 2 = 11 \text{ кН};$$

$$Q_{5...11} = 4.9 \cdot 2 = 9.8 \text{ кН};$$

$$Q_{12} = 4.9 \cdot 1 = 4.9 \text{ кН}.$$

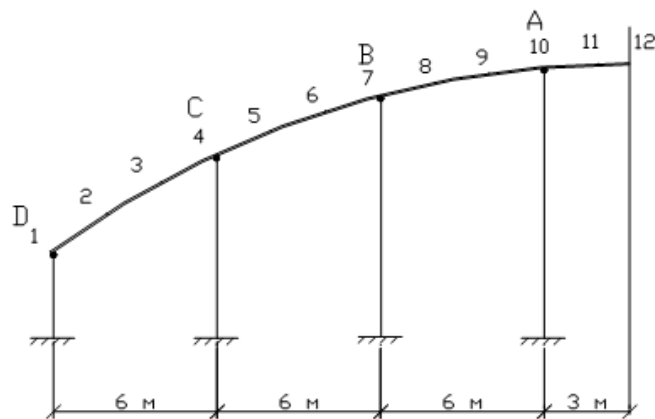


Рис. 2.13 Розподіл поперечних зусиль

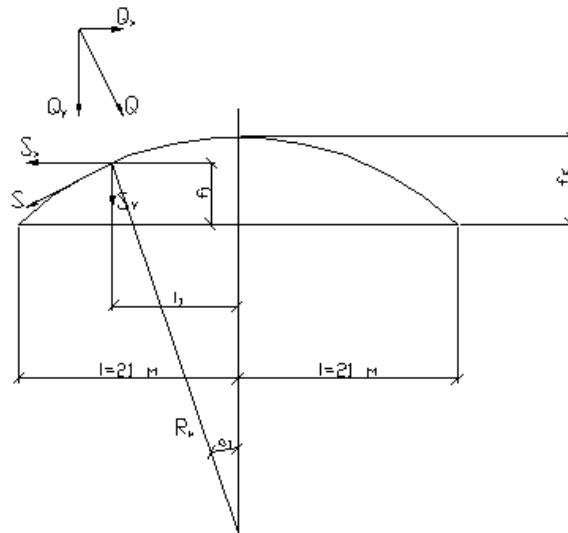


Рис. 2.14 Параметри оболонки

На рис. 2.14 наведено розрахункові параметри контуру. Радіус контуру $R_k = 49.206$ м, підйом на контурі $f_k = 4.706$ м..

Визначаємо вертикальні та горизонтальні складові сил Q та S :

$$Q_x^i = Q^i \sin \alpha_i;$$

$$Q_y^i = Q^i \cos \alpha_i;$$

$$S_x^i = S_i \cos \alpha_i;$$

$$S_y^i = S_i \sin \alpha_i,$$

де $\sin \alpha_i = l_i / R_k$;

$$\cos \alpha_i = \frac{1}{R_k} \sqrt{R_k^2 - l_i^2}.$$

$$f_i = f_k - R_k + \sqrt{R_k^2 - l_i^2} = 4.706 - 49.206 + \sqrt{49.206^2 - l_i^2} = -44.5 + \sqrt{49.206^2 - l_i^2} \text{ (м)}.$$

Висоти підйому точок 1...12 на контурі:

Результуючі вертикальні та горизонтальні сили, що діють на контур,

$$P_x^i = Q_x^i + S_x^i;$$

$$P_y^i = Q_y^i + S_y^i;$$

Результати розрахунку наведено у табл.2.2.

Визначаємо нормальні зусилля у контурному ригелі у перерізах 1...12.

$$-N_i = \sum_{k=i}^{12} P_{x(k)} \quad \text{или} \quad N_i = -(P_{x(i+1)} + P_{x(i)})$$

$$N_{12} = 0;$$

$$N_{11} = 22 \quad \text{кН};$$

$$N_{10} = 22 + 66 = 88 \quad \text{кН};$$

Найбільше зусилля, що розтягує, виходить в центрі ригеля $N=3579$ кН.

$$N_9 = 88 + 113 = 201 \text{ кН};$$

$$N_8 = 201 + 164 = 365 \text{ кН};$$

$$N_7 = 365 + 219 = 584 \text{ кН};$$

$$N_6 = 584 + 258 = 869 \text{ кН};$$

$$N_5 = 869 + 354 = 1223 \text{ кН};$$

$$N_4 = 1223 + 450 = 1673 \text{ кН};$$

$$N_3 = 1673 + 613 = 2286 \text{ кН};$$

$$N_2 = 2286 + 804 = 3090 \text{ кН};$$

$$N_1 = 3090 + 489 = 3579 \text{ кН}.$$

Використовуємо як попередньо напружену арматуру стрижні з гарячекатаної сталі періодичного профілю класу А-Шв, зміцнені витяжкою з $R_s=450$ МПа. Стики контурного бруса здійснюються зварюванням кінців за допомогою накладок із арматури класу А-Ш. Бетонування стику доцільно виконати після збирання оболонки, тобто. коли арматура, що знаходиться безпосередньо в стику, буде напружена від власної маси оболонки.

$$A_{s1} = N_1 / R_s = 3579 \cdot 10^3 / 450 \cdot 10^6 = 79.53 \text{ см}^2, 10\emptyset 32 (F^{\text{табл}}_s = 80.42 \text{ см}^2)$$

$$A_{s2} = N_2 / R_s = 3090 \cdot 10^3 / 450 \cdot 10^6 = 68.67 \text{ см}^2, 9\emptyset 32 (F^{\text{табл}}_s = 72.38 \text{ см}^2)$$

$$A_{s3} = N_3 / R_s = 2286 \cdot 10^3 / 450 \cdot 10^6 = 50.80 \text{ см}^2, 7\emptyset 32 (F^{\text{табл}}_s = 56.3 \text{ см}^2)$$

$$A_{s4} = N_4 / R_s = 1673 \cdot 10^3 / 450 \cdot 10^6 = 37.18 \text{ см}^2, 8\emptyset 25 (F^{\text{табл}}_s = 39.27 \text{ см}^2)$$

$$A_{s5}=N_5/R_s=1223 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=27.18 \text{ см}^2, 6\text{Ø}25(F^{\text{табл}}_s=29.45 \text{ см}^2)$$

$$A_{s6}=N_6/R_s=869 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=19.31 \text{ см}^2, 4\text{Ø}25(F^{\text{табл}}_s=19.63 \text{ см}^2)$$

$$A_{s7}=N_7/R_s=584 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=12.98 \text{ см}^2, 6\text{Ø}18(F^{\text{табл}}_s=15.27 \text{ см}^2)$$

$$A_{s8}=N_8/R_s=365 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=8.11 \text{ см}^2, 4\text{Ø}18(F^{\text{табл}}_s=10.18 \text{ см}^2)$$

$$A_{s9}=N_9/R_s=201 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=4.47 \text{ см}^2, 2\text{Ø}18(F^{\text{табл}}_s=5.09 \text{ см}^2)$$

$$A_{s10}=N_{10}/R_s=88 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=1.96 \text{ см}^2,$$

$$A_{s11}=N_{11}/R_s=22 \cdot 10^3/450 \cdot 10^6=0.49 \text{ см}^2, 2\text{Ø}12(F^{\text{табл}}_s=2.26 \text{ см}^2)$$

2.4 Розрахунок середніх колон 1-го поверху

Приймаємо до розрахунку колони з непрямым армуванням. У розрахунок вводимо лише частину площі квадратного бетонного перерізу $A_{ef} = c2ef$, обмежену осями крайніх стрижнів сітки.

Для перерізу 450x450 мм частина площі $A_{ef} = c2ef = 365 \times 365$ мм.

Гнучкість колони:

$$\lambda_{ef} = l_0 \sqrt{12}/c_{ef} = 5400 \cdot 3.464/365 = 48 < 55,$$

при якій можна використовувати непряме армування.

Задаємо сітки 74x5 із кроком $s=100$ мм. Для Ø 5Вр-I $R_s=360$ МПа; $A_s = 19.6$ мм². Довжина стрижнів сітки $l_s = 375$ мм. Коефіцієнт об'ємного армування: $\mu_{xy}=2 \cdot 6 \cdot 19.6 \cdot 375/365^2 \cdot 100=0.0066..$

Коефіцієнт, за формулою (17, 2.4):

$$\psi=0.0066 \cdot 360/(14.5+10)=0.097.$$

Ефективність непрямого армування:

$$\phi=1/(0.25+0.097)=3.058..$$

Наведена призмова міцність бетону:

$$R_{b,red}=14.5+3.058 \cdot 0.0066 \cdot 360=21.8 \text{ МПа} > R_b=14.5 \text{ МПа}.$$

$$\text{Коефіцієнт } \delta_{e,min}=0.5 - 0.01 \cdot 5400(0.1 \cdot 5400/365 - 1)/365 - 0.01 \cdot 14.5 = 0.304.$$

$$\text{Момент інерції наведеного перерізу } I=365^4/12=1479 \cdot 10^6 \text{ мм}^4..$$

Попередньо прийнята поздовжня арматура 4 Ø 32 А-III с $(A_s' + A_s)=3217$ мм².

$$I_s = 3217(365 - 2 \cdot 20)^2 / 4 = 8495 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$$

Критична сила, за формулою (17, 2.10):

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 27000(0.25 + 0.05 \cdot 5400/365)}{5400^2} \times \\ \times \left[\frac{1479 \cdot 10^6}{1.89} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.304} + 0.1 \right) + 8495 \cdot 10^4 \cdot 7.4 \right] = 5945 \text{ кН};$$

$$\eta = 1 / (1 - 3471 / 5945) = 2.5;$$

$$e = 2.4 \cdot 13.3 + 0.5 \cdot 365 - 20 = 194 \text{ мм}.$$

Характеристика стиснутої зони бетону, за формулою (17, 2.8), при

$$\delta_2 = 10 \cdot 0,0066 = 0,066 < 0.15:$$

$$\omega = 0.85 - 0.088 \times 14.5 + 0.066 = 0.8 < 0.9.$$

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону при арматурі $\varnothing 10 \dots 40$ А-III з $R_s = 365$ МПа та врахуванні $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа, $\xi_R = 0.8 / [1 + 365(1 - 0.8/1.1) / 500] = 0.667$.

Відносна висота стиснутої зони бетону, за формулою (17, 2.11):

$$\xi_{ef} = 3470000 / [0.9 \cdot 21.8 \cdot 365(365 - 20)] = 1.4 > \xi_R.$$

Необхідна площа перерізу симетричної арматури, за формулою (17, 2.17):

$$A_s' = A_s = (3470000 \cdot 194 - 0.5 \cdot 0.9 \cdot 21.8 \cdot 365^3) / [365(365 - 40)] = 1653 \text{ мм}^2$$

Різниця $(2 \cdot 1653 - 3217) / 3217 = 0,028 < 0.03$ допустима.

Загальна маса сталі, що витрачається на одну колону $l = 5$ м: при непрямому армуванні для $\varnothing 5$ $m = 0.1444 \cdot 0.775 \cdot 12 \cdot 51 = 33$ кг.

Схема армування колони представлена рис. 2.3.1.

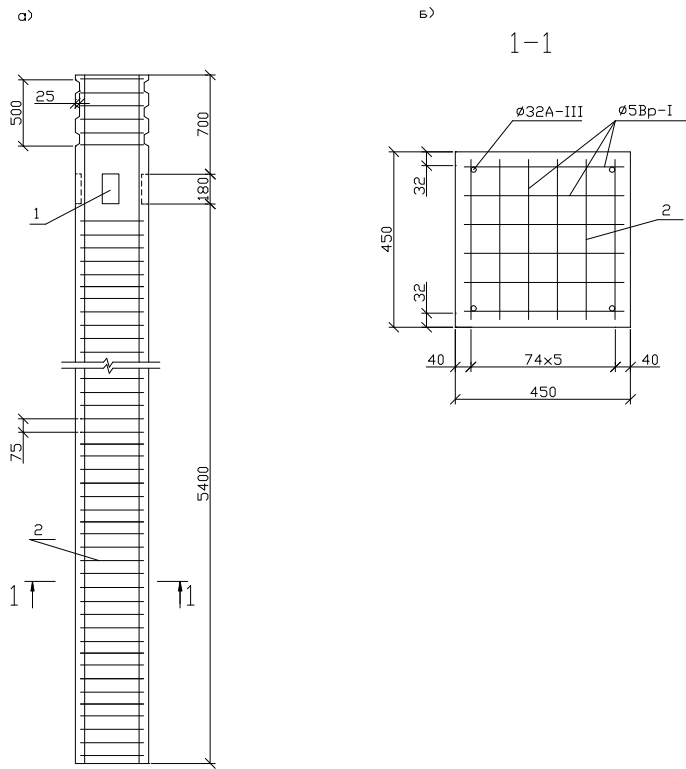


Рис. 2.3.1. Схема армування колони з непрямою арматурою:

а) – вид збоку;

б) – перетин 1 – 1;

1 – заставні деталі;

2 – зварні сітки.

РОЗДІЛ 3. Основи та фундаменти

3.1 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунту основи

Основою для будівництва є суглинок.

Визначаємо фізичні характеристики ґрунту основи фундаментів.

$$- \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{15.0}{1+0.212} = 1.38 \text{ кН/м}^2 \text{ питома вага ґрунту:}$$

$$- e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{18.2 - 12.38}{12.38} = 0.47 \text{ коефіцієнт пористості:}$$

– ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0.212 \cdot 18.2}{0.47 \cdot 10} = 0.82$$

Фізико-механічні характеристики ґрунтів занесені до табл.3.1.

Таблиця 3.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунту	Вихідні фізичні характеристики				Обчислені характеристики			Механічні характеристики			
	γ	γ_s	w	I_L	γ_d	e	S_r	c	ϕ	E	R_0
	кН/м ³	кН/м ³			кН/м ³			кПа	град	МПа	кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
суглинок	15.0	18.2	0.21	0.55	12.38	0.47	0.82	24	26	10	169

3.2 Збір навантажень на фундамент

Розмір вантажної площі для фундаменту середнього ряду колон:

$$F = BL = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2, \text{ де } B - \text{ крок колон; } L - \text{ проліт.}$$

Неодночасне завантаження перекриття врахуємо коефіцієнтом поєднання:

для торгових залів -

$$\varphi_{A2} = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{A_0 / A_2}} = 1, \quad \varphi_{n2} = 0.5 + \frac{\varphi_{A2} - 0.5}{\sqrt{n}}$$

$$\varphi_{A2} = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{36 / 36}} = 1, \quad \varphi_{n2} = 0.5 + \frac{1 - 0.5}{\sqrt{1}} = 1.$$

Де n-число перекриттів, від яких розраховуються навантаження фундаменту.

Збір навантажень на обріз фундаменту ведемо у табличній формі (табл. 3.2).

Таблиця 3.2. Збір навантажень на фундамент

Вид навантаження	q		γφ	q	
	кН/м ²	кН		кН/м ²	кН
1	2	3	4	5	6
Постійне:					
1. Покриття					
➤ від ваги гідроізоляційного килима та пароізоляції	0.200	7.2	1.3	0.26	9.36
➤ від утеплювача	1.0	36	1.3	1.3	46.8
➤ від цементної стяжки	0.72	25.92	1.3	0.93	33.70
➤ від з/б плит	1.575	56.7	1.1	1.73	62.37
	Всього:	125.82			152.23
2. Перекриття:					
➤ мозаїчна підлога	2.375	85.5	1.2	2.85	102.6
➤ перекриття	4.275	153.9	1.1	4.702	169.29
	Всього:	239.4			271.89
3. Колона		28.86	1.1		31.75
Тимчасове:					
➤ снігове		36	1.4		50.4
➤ тимчасове		14.25	1.2		17.10
➤ від перекриття з урахуванням □n2=1		54	1.2		64.8
	Всього:	104.25			132.3
	F _v =	498.33		F _v =	588.17

3.3 Визначення ширини підшови фундаменту

$$b_0 = \sqrt{\frac{F_v}{(R_0 - \gamma_{cs} \cdot d_1) \eta}}$$

Попередня ширина підшови фундаменту:

Де F_v – вертикальне навантаження, кН/м²;

R_0 - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_{cs} - усереднена вага фундаменту та ґрунту на його уступах, кН/м²;

d - відношення сторін фундаменту;

d_1 – глибина закладення.

$$b_0 = \sqrt{\frac{588.17}{(169 - 20 \cdot 1.65)1}} = 2.08 \text{ м.}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}),$$

де γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнт умов роботи, що приймаються за [19, табл. III.1];

k - коефіцієнт, що враховує спосіб визначення характеристик міцності під подошвою фундаменту;

γ_{II} - значення питомої ваги ґрунту нижче подошви фундаменту;

γ'_{II} - значення питомої ваги ґрунту вище за подошву фундаменту;

$d_b = 0$;

$k_z = 1$ – для ширини подошви менше 10 м;

M, M_g, M_c - коефіцієнти, що визначаються по [19, табл. III.2];

c_{II} - питоме зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту.

$$R_1 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} (0.84 \cdot 1 \cdot 208 \cdot 15 + 4.37 \cdot 1.65 \cdot 17 + 69 \cdot 24) = 3497 \text{ кПа};$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{588.17}{(342.97 - 20 \cdot 1.65) \cdot 1}} = 1.4 \text{ м ширина подошви};$$

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} (0.84 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 15 + 4.37 \cdot 1.65 \cdot 17 + 6.9 \cdot 24) = 333.62 \text{ кПа}$$

тоді ширина подошви:

$$b_2 = \sqrt{\frac{588.17}{(333.62 - 20 \cdot 1.65) \cdot 1}} = 1.39 \text{ м}$$

Оскільки $(1 - b_2/b_1) = (1 - 1.39/1.4) = 0.007 < 0.1$, то наступне наближення припиняємо.

В результаті даних, а також з урахуванням конструктивних і експлуатаційних вимог приймаємо квадратний у плані монолітний фундамент з розмірами подошви 3.0 x 3.0 м.

Визначаємо опір під подошвою прийнятого фундаменту:

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} (0.84 \cdot 1 \cdot 3.0 \cdot 15 + 4.37 \cdot 1.65 \cdot 17 + 6.9 \cdot 24) = 355.61 \text{ кПа}$$

3.4 Перевірка тиску під подошвою фундаменту

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \gamma_{cs} \cdot d_1 + \frac{F_v}{A}, \text{ де } A - \text{ площа підошви, м}^2.$$

$$P = 20 \cdot 1.65 + \frac{588.17}{9.0} = 98.35 \text{ кПа} < 355.61 \text{ кПа} = R$$

Крайовий тиск під підошвою фундаменту відсутній через відсутність моменту.

3.5 Розрахунок осідання фундаменту

Перевіримо взаємовплив фундаментів за формулою:

$$K_c \cdot h_f \leq L_g,$$

де $L_f = 6\text{м}$ - відстань між фундаментами в осях;

$L_g = 450 \text{ см.}$ - [19, рис. П.3а];

$K_c = 0.06/b(E-10)+1$, де b – ширина підошви впливу фундаменту, м;

$E = 10 \text{ МПа}$ - модуль деформації ґрунту.

$$K_c = 0.06/300(10-10)+1=1,$$

$$1 \cdot 600 = 600 \text{ см.} > 450 \text{ см.}$$

Оскільки умова виконується, взаємодію фундаментів не враховуємо.

Тиск від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg, i-1} = \sigma_{zg, i-1} + \gamma_i \cdot h_i,$$

де $\sigma_{zg, i-1}, \sigma_{zg, i}$ - напруга від власної ваги ґрунту

на покрівлі i -го шару, кПа;

γ_i - питома вага ґрунту кН/м

h_i - потужність шару, м.

Додаткова напруга:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i p_0,$$

де α_i коефіцієнт, який приймається по [19, табл. П.3.].

$P_0 = P - \sigma_{zg, 0}$ - додатковий тиск на основу;

де P – середній тиск під підошвою $P = 98.35 \text{ кПа}$;

$\sigma_{zg, 0}$ - вертикальний тиск від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту.

$$\sigma_{zg, 0} = \gamma h_s' = 15 \cdot 1.65 = 24.75 \text{ кПа},$$

$$P_0 = 98.35 - 24.75 = 73.6 \text{ кПа.}$$

Для визначення цієї межі стисненої товщі будуюмо епюру напруги від власної ваги та епюру додаткових напруг (рис.3.1).

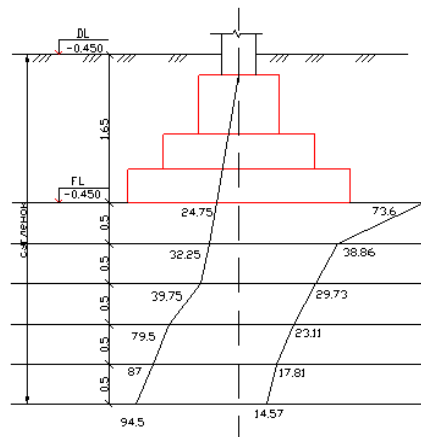


Рис.3.1. До розрахунку осідання фундаменту

$$1 \text{ шар: } \sigma_{zg1} = \gamma_1 h_1 = 15 \cdot 1.65 = 24.75 \text{ кПа;}$$

$$2 \text{ шар: } \sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 h_2 = 24.75 + 0.5 \cdot 15 = 32.25 \text{ кПа;}$$

$$3 \text{ шар: } \sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 h_3 = 32.25 + 0.5 \cdot 15 = 39.75 \text{ кПа;}$$

$$4 \text{ шар: } \sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 h_4 = 79.5 \text{ кПа;}$$

$$5 \text{ шар: } \sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_5 h_5 = 87 \text{ кПа;}$$

$$6 \text{ шар: } \sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_6 h_6 = 94.5 \text{ кПа.}$$

Побудову епюри додаткових тисків проводимо у табличній формі (табл. 3.3).

Таблиця 3.3. Розрахунок усадки основи

Шар	h, м	z, м	$\xi=2z/b$	α	$0.2\sigma_{zg}$, кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zp} , кПа	E, кПа	S, м
1	1.65	0	0	1	4.95	73.6		10000	
							56.23		0.002
2	0.5	2.15	1.43	0.528	6.45	38.86			0.001
							34.30		0.001
3	0.5	2.65	1.77	0.404	7.95	29.73			0.001
							26.42		0.001
4	0.5	3.15	2.10	0.315	15.9	23.11		0.0008	
							20.46	0.0008	
5	0.5	3.65	2.43	0.242	17.4	17.81		0.0006	
							16.19	0.0006	
6	0.5	4.15	2.77	0.198	18.9	14.57			

Глибина товщі, що стискається $H_c = 4.15$ м.

Усадку визначаємо за формулою:

$$S = 0.8 \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} h_i}{E_i},$$

де $\bar{\sigma}_{zp,i} = 0.5(\sigma_{zp,i+1} + \sigma_{zp,i})$ – середнє значення додаткової напруги у шарі, кПа;

h_i - товщина шару, м;

E_i – модуль деформації шару, кПа.

Розрахунок опади зведено у табл. 3.3.

Сумарна усадка становитиме:

$$S_i = 0.002 + 0.001 + 0.0008 + 0.0006 = 0.0044 \text{ м} = 0.4 \text{ см.}$$

Гранична усадка для будівлі [19, табл. П.1.] - $S_u = 8$ см.

Сумарна усадка основи $S = 0.4$ см, що набагато менше допустимої $S_u = 8$ см.

3.6 Розрахунок фундаменту за матеріалом

Необхідно розрахувати фундамент під колони середнього ряду. Бетон класу В15, арматура нижньої сітки зі сталі класу А-II, конструктивна арматура - класу А-I.

Розрахункові характеристики матеріалів:

- для бетону класу В15:

$$R_b = 8.5 \text{ МПа,}$$

$$R_{bt} = 0.75 \text{ МПа,}$$

$$\gamma_{b2} = 0.9$$

- для арматури класу А-II:

$$R_s = 280 \text{ МПа.}$$

Розрахункова навантаження фундамент (табл. 3.2) – 588.17 кН/м.

Перетин колони 45x45 см.

Визначаємо висоту фундаменту. Обчислюємо найменшу висоту фундаменту з умов продавлювання його колоною поверхні піраміди

продавлювання при дії розрахункового навантаження, використовуючи наближену формулу:

$$h_{0,\min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{0.9R_{bt} + p_{sf}}}$$

$$\text{де } p_{sf} = N_1 / A_f = 588.17 / 9 = 65.35 \text{ кН/ м}^2 = 6.5 \text{ Н/ см}^2$$

Напруга в основі фундаменту від розрахункового навантаження,

$$R_{bt} = 0.75 \text{ МПа} = 0.75 \cdot 10^3 \text{ кН/ м}^2$$

$$h_{0,\min} = -\frac{0.45 + 0.45}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{588.17}{0.9 \cdot 0.75 \cdot 10^3 + 6.5}} = 0.41 \text{ м.}$$

Повна мінімальна висота фундаменту:

$$H_{\min} = h_0 + a_b = 41 + 4 = 45 \text{ см.}, \text{ де } a_b = 4 \text{ см} - \text{ товщина захисного шару бетону.}$$

Висота фундаменту з умов закладання колони в залежності від розмірів її перерізу: $H = 1.5h_c + 25 \text{ см.} = 1.5 \cdot 45 + 25 = 92.5 \text{ см.}$

З конструктивних міркувань, враховуючи необхідність надійно заанкерувати стрижні поздовжньої арматури та жорсткого закладення колони в фундаменті, висоту фундаменту рекомендується також приймати рівною не менше: $H_f > h_{qf} + 20 \text{ см} = 60 + 20 = 80 \text{ см.}$

де h_{qf} – глибина склянки фундаменту, що дорівнює $30d_1 + \delta = 30 \cdot 1.8 + 5 = 60 \text{ см};$

d_1 – діаметр поздовжніх стрижнів колони;

$\delta = 5$ – зазор між торцем колони та дном склянки.

Приймаємо висоту фундаменту $H_f = 150 \text{ см.}$ (Рис. 3.2), число ступенів - два. Висоту ступенів призначаємо з умов забезпечення бетону достатньої міцності за поперечною силою без поперечного армування в похилому перерізі.

Розрахункові перерізи: 3 – 3 за межею колони, 2 – 2 за межею верхнього ступеня та 1 – 1 по нижній межі піраміди продавлювання.

Мінімальну робочу висоту першого (знизу) ступеня визначаємо за формулою:

$$h_{01} = \frac{p_{sf}(a-h_c-2h_0)}{\sqrt{k_2 R_{bt} p_{sf}}} = \frac{6.5(300-45-2 \cdot 52)}{\sqrt{2 \cdot 0.75(100) \cdot 6.5}} = 16 \text{ см.}$$

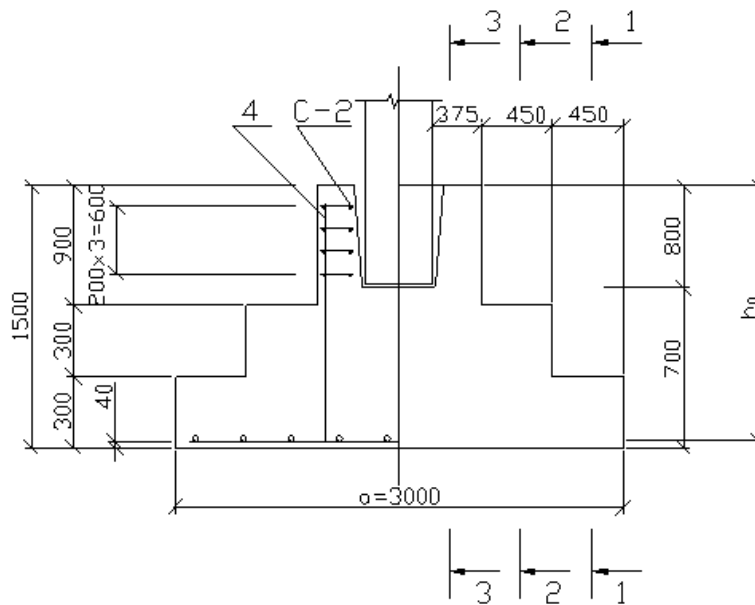


Рис.3.2 Фундамент під середню колону

$$h_1 = h_{01} + 4 \text{ см} = 16 + 4 = 20 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $h_1 = 30 \text{ см.}$, $h_{01} = 30 - 4 = 26 \text{ см.}$

Перевіряємо відповідність робочої висоти нижнього ступеня фундаменту $h_{01} = 30 - 4 = 26 \text{ см}$ умовою міцності поперечної сили без поперечного армування в похилому перерізі 1 - 1.

На один метр ширини цього перерізу поперечна сила:

$$Q_1 = 0.5(a - h_c - 2h_0)p_{sf} = 0.5(3 - 0.45 - 2 \cdot 0.52) 65 = 49.08 \text{ кН.}$$

Мінімальне поперечне зусилля Q_b , що сприймається бетоном [6]:

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0 = 0.6 \cdot 0.9 \cdot 0.75(100)150 \cdot 26 = 157960 \text{ Н} = 158 \text{ кН,}$$

де $\varphi_{b3} = 0.6$ – для важкого бетону;

$\varphi_f = 0$ – для плит суцільного перерізу;

$\varphi_n = 0$ – через відсутність поздовжніх сил.

Оскільки $Q_1 = 49.09 \text{ кН} < Q_b = 158 \text{ кН}$, умова міцності задовольняється.

Розміри другого ступеня фундаменту приймаємо 300 мм.

Перевіряємо міцність фундаменту на продавлювання по поверхні піраміди продавлювання: $F < \alpha R_{bt} h_0 u_m$,

$$\text{де } F = N_1 - A_{ofp} p_{sf} = 588.17 \cdot 10^3 - 24.65 \cdot 10^3 \cdot 6.5 = 430 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

$A_{0fp} = (h_c + 2h_0)^2 = (45 + 2 \cdot 56)^2 = 24.65 \cdot 10^3 \text{ см}^2$ – площа основи піраміди продавлювання при квадратних у плані колоні та фундаменті.

u_m – середня арифметична між параметрами верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання рівна:

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2) \text{ або при } h_c = b_c,$$
$$u_m = 4(h_c + h_0) = 4(45 + 56) = 404 \text{ см}$$

Тоді отримуємо:

$$F = 430 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0.9 \cdot 0.75(100) \cdot 56 \cdot 404 = 1527 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Отже, умова проти продавлювання задовольняється.

При підрахунку арматури для фундаменту за розрахункові приймаємо згинальні моменти за перерізами, що відповідають розташуванню уступів фундаменту як для консолі із защемленим кінцем:

$$M_I = 0.125 p_{sf} (a - a_1)^2 b = 0.125 \cdot 65 \cdot (3 - 2.10)^2 \cdot 3 = 19.74 \text{ кН м}$$

$$M_{II} = 0.125 p_{sf} (a - a_2)^2 b = 0.125 \cdot 65 \cdot (3 - 1.2)^2 \cdot 3 = 79.74 \text{ кН м}$$

$$M_{III} = 0.125 p_{sf} (a - h_c)^2 b = 0.125 \cdot 65 \cdot (3 - 0.45)^2 \cdot 3 = 158.5 \text{ кН м},$$

де $p_{sf} = 65 \text{ кН/м}^2$.

Підрахунок необхідної кількості арматури у різних перерізах фундаменту в одному напрямку:

$$A_{sI} = M_I / 0.9 h_{01} R_s = 1974000 / 0.9 \cdot 26 \cdot 280(100) = 5,72 \text{ см}^2$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0.9 h_{02} R_s = 7900000 / 0.9 \cdot 56 \cdot 280(100) = 8,72 \text{ см}^2$$

$$A_{sIII} = M_{III} / 0.9 h_{03} R_s = 15850000 / 0.9 \cdot 146 \cdot 280(100) = 14,38 \text{ см}^2$$

Приймаємо нестандартну сітку з арматури діаметром 12 мм. класу А-II за перерізом 3 - 3 з осередками 16x16 см з $A_s^{\text{таб}} = 20.36 \text{ см}^2$

Відсоток армування:

$$\mu = A_{sIII} / b_1 h_{03} \cdot 100\% = 20,36 / 135 \cdot 96 \cdot 100\% = 0,157\%$$

Що більше $\mu_{\min} = 0.1\%$, встановленого нормами.

Верхню сходинку армуємо конструктивно горизонтальними сітками з арматури діаметром 8 класу А – I, що встановлюються через 150 мм за висотою. Розташування сіток фіксуємо вертикальними стрижнями діаметром 8 класу А – I.

РОЗДІЛ 4. Науково-дослідний

4.1 Визначення частот власних коливань куполу

Для визначення частот власних коливань куполу при дії сейсмічних навантажень, в середовищі програмного комплексу «ЛПРА» створено скінченно-елементу модель купола. Розміри оболонки, матеріали відповідають параметрам, які визначені в розділі 2. Частоти власних коливань обчислювались при комплексній дії власної ваги оболонки ваги покрівлі та снігового навантаження.

Проведено модальний аналіз, в результаті якого визначено особливості деформування куполу при дії сейсмічних навантажень та обчислено частоти коливань та їх періоди для перших ста форм (Табл.4.1).

На рис.4.1-4.6 зображено деформації купола при певних формах коливань.

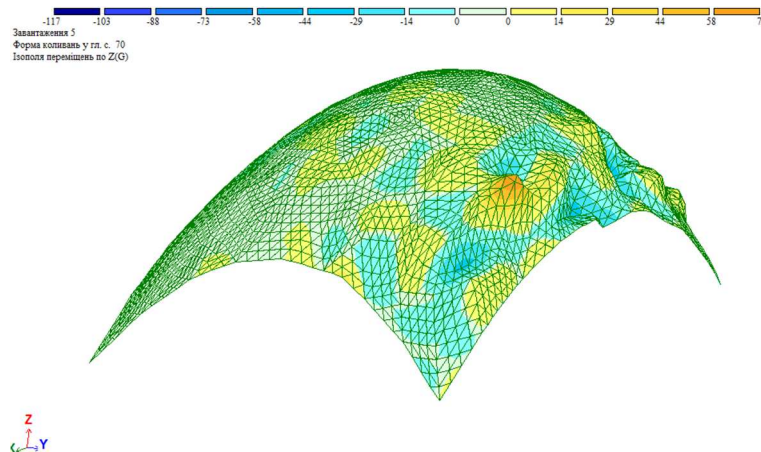


Рис. 4.1 Переміщення по осі ОУ за першою формою коливань

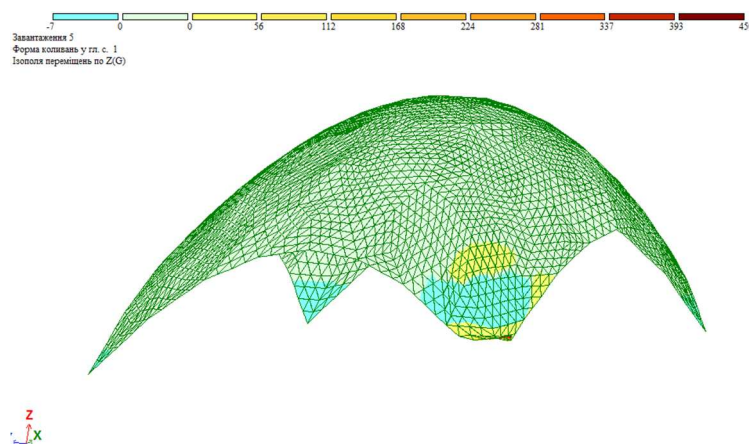


Рис. 4.2 Переміщення по осі ОУ за десятою формою коливань

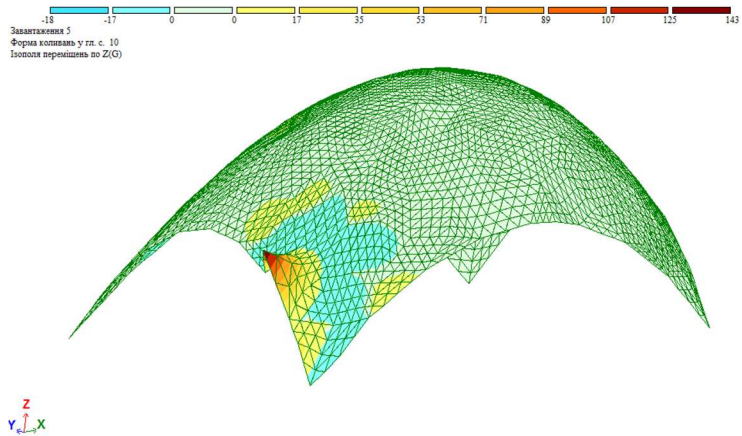


Рис. 4.3 Переміщення по осі ОУ за двадцятою формою коливань

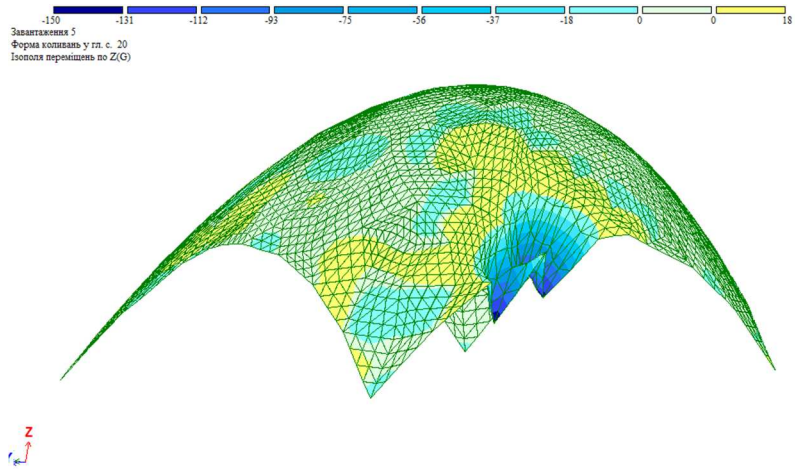


Рис. 4.4 Переміщення по осі ОУ за тридцятою формою коливань

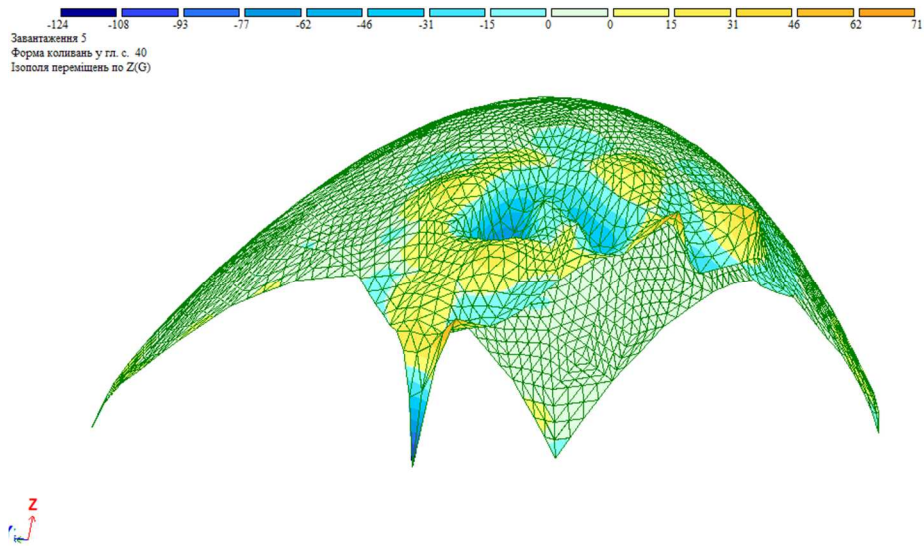


Рис. 4.5 Переміщення по осі ОУ за п'ятдесятою формою коливань

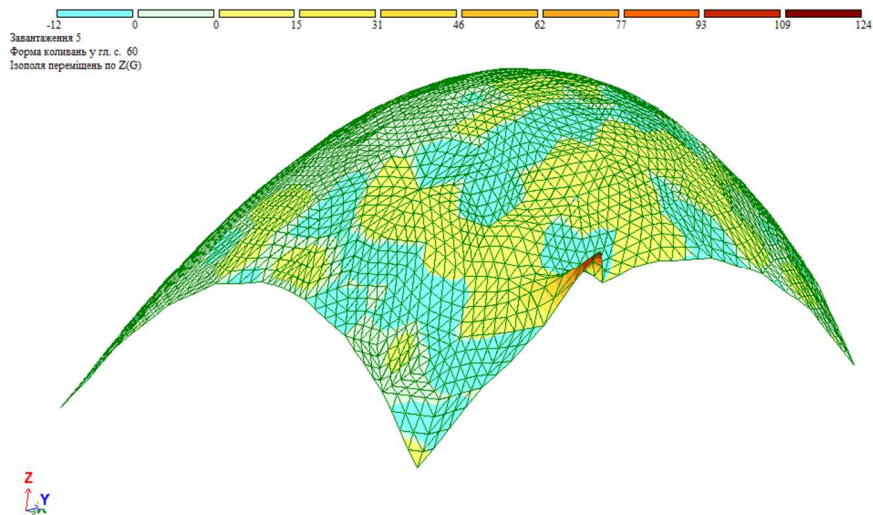


Рис. 4.6 Переміщення по осі ОУ за сотою формою коливань

Таб. 4.1 Параметри власних коливань куполу

N п/п	Власн. значення	Частоти		Періоди,с	Коефіцієнт розподілу	Модальна маса	
		Рад/с	Гц			%	%
1	0.002	478.48	76.19	0.013	-0.05	0.03	0.03
2	0.002	493.13	78.52	0.012	0.16	0.35	0.39
3	0.002	495.85	78.95	0.012	0.05	0.04	0.44
4	0.001	502.39	79.99	0.012	0.05	0.04	0.48
5	0.0007	1280.90	203.96	0.0049	-0.009	0.001	0.48
6	0.0007	1287.90	205.08	0.0048	-0.02	0.007	0.49
7	0.0007	1292.02	205.73	0.0048	0.05	0.03	0.52
8	0.0007	1301.08	207.17	0.0048	0.01	0.001	0.53
9	0.0007	1351.71	215.24	0.0046	0.20	0.53	1.06
10	0.0007	1418.32	225.84	0.0044	-0.039	0.019	1.08
11	0.0006	1471.22	234.27	0.0042	-0.09	0.12	1.2
12	0.0006	1511.88	240.74	0.0041	-0.11	0.16	1.36
13	0.0006	1536.91	244.73	0.0040	-0.13	0.21	1.58
14	0.0006	1556.71	247.88	0.0040	0.007	0.00	1.58
15	0.0006	1558.56	248.179	0.0040	0.04	0.02	1.61
16	0.0006	1563.12	248.90	0.0040	-0.29	1.08	2.69
17	0.0006	1582.30	251.95	0.0039	0.12	0.18	2.88
18	0.0006	1587.32	252.75	0.0039	-0.13	0.22	3.10
19	0.0006	1594.56	253.91	0.0039	-0.171	0.37	3.48
20	0.0006	1620.08	257.97	0.0038	-0.03	0.01	3.49
21	0.0006	1661.46	264.56	0.0037	0.02	0.006	3.50
22	0.0006	1666.94	265.43	0.0037	-0.09	0.11	3.61
23	0.0006	1679.40	267.42	0.0037	0.35	1.60	5.2
24	0.0005	1703.61	271.27	0.0036	-0.05	0.036	5.25
25	0.0005	1746.96	278.17	0.0035	0.18	0.43	5.69
26	0.0005	1751.92	278.96	0.0035	-0.26	0.89	6.58
27	0.0005	1754.31	279.34	0.0035	-0.16	0.35	6.94
28	0.0005	1760.27	280.29	0.0035	0.18	0.44	7.38

29	0.0005	1775.82	282.77	0.0035	-0.09	0.10	7.49
30	0.0005	1790.65	285.13	0.0035	-0.01	0.004	7.49
31	0.0005	1855.19	295.41	0.0033	-0.03	0.01	7.51
32	0.0005	1881.58	299.61	0.0033	-0.003	0.00	7.51
33	0.0005	1893.51	301.51	0.0033	-0.02	0.005	7.51
34	0.0005	1901.57	302.79	0.0033	-0.04	0.02	7.54
35	0.0005	1905.56	303.43	0.0032	0.02	0.01	7.55
36	0.0005	1910.23	304.17	0.0032	0.25	0.81	8.36
37	0.0005	1932.97	307.79	0.0032	0.0079	0.00	8.36
38	0.0005	1955.06	311.31	0.0032	-0.04	0.03	8.40
39	0.0005	1960.38	312.16	0.0032	0.16	0.33	8.73
40	0.0005	1979.63	315.22	0.0031	-0.03	0.017	8.75
41	0.0005	1994.27	317.55	0.0031	-0.02	0.007	8.76
42	0.0004	2003.21	318.98	0.0031	0.015	0.00	8.76
43	0.0004	2003.40	319.013	0.0031	-0.03	0.01	8.78
44	0.0004	2014.48	320.77	0.0031	-0.09	0.12	8.90
45	0.0004	2017.18	321.20	0.0031	-0.12	0.19	9.10
46	0.0004	2023.04	322.14	0.0031	-0.12	0.199	9.30
47	0.0004	2027.64	322.87	0.0030	-0.13	0.24	9.54
48	0.0004	2032.91	323.71	0.00308	0.031	0.0174	9.56
49	0.0004	2075.0	330.41	0.0030	0.18	0.42	9.99
50	0.0004	2084.935	331.99	0.0030	0.05	0.04	10.03
51	0.0004	2088.04	332.49	0.0030	0.09	0.10	10.14
52	0.0004	2090.88	332.94	0.0030	0.09	0.12	10.26
53	0.0004	2098.20	334.10	0.0029	0.12	0.18	10.44
54	0.0004	2103.07	334.88	0.0029	0.14	0.25	10.70
55	0.0004	2107.2	335.54	0.0029	0.02	0.015	10.71
56	0.0004	2139.96	340.75	0.0029	0.09	0.11	10.83
57	0.0004	2141.34	340.97	0.0029	-0.25	0.82	11.65
58	0.0004	2143.42	341.31	0.0029	-0.04	0.02	11.67
59	0.0004	2146.09	341.73	0.0029	-0.07	0.07	11.74
60	0.0004	2176.45	346.56	0.0028	0.19	0.47	12.22
61	0.0004	2190.89	348.86	0.0028	-0.003	0.0001	12.22
62	0.0004	2196.73	349.79	0.0028	0.096	0.11	12.34
63	0.0004	2198.17	350.02	0.0028	0.174	0.3791	12.72
64	0.0004	2204.48	351.03	0.0028	0.03	0.018	12.74
65	0.0004	2228.78	354.90	0.0028	-0.364	1.68	14.42
66	0.0004	2235.56	355.98	0.0028	0.19	0.46	14.88
67	0.0004	2240.62	356.78	0.0028	0.05	0.04	14.92
68	0.0004	2246.09	357.65	0.0027	-0.12	0.21	15.13
69	0.0004	2246.71	357.75	0.0027	0.06	0.04	15.18
70	0.0004	2254.14	358.94	0.0027	-0.10	0.13	15.32
71	0.0004	2291.14	364.83	0.0027	0.14	0.280	15.60
72	0.0004	2296.18	365.63	0.0027	0.09	0.15	15.71
73	0.0004	2301.89	366.54	0.0027	0.09	0.10	15.81
74	0.0004	2312.03	368.1	0.0027	0.0	0.00	15.81
75	0.0004	2315.31	368.68	0.0027	-0.04	0.02	15.84

76	0.0004	2320.02	369.43	0.0027	0.015	0.001	15.84
77	0.0004	2333.66	371.60	0.0026	0.2	0.52	16.36
78	0.0004	2338.48	372.37	0.0026	-0.076	0.07	16.44
79	0.0004	2348.984	374.04	0.0026	0.01	0.002	16.44
80	0.0004	2349.80	374.17	0.0026	-0.04	0.02	16.47
81	0.0004	2352.29	374.56	0.0026	-0.25	0.81	17.28
82	0.0004	2354.57	374.93	0.0026	-0.02	0.01	17.29
83	0.0004	2354.65	374.94	0.0026	0.19	0.49	17.78
84	0.0004	2368.83	377.20	0.0026	0.01	0.001	17.78
85	0.0004	2380.67	379.08	0.0026	-0.016	0.003	17.79
86	0.0004	2399.51	382.089	0.0026	-0.16	0.36	18.15
87	0.0004	2407.43	383.35	0.0026	0.007	0.0	18.15
88	0.0004	2420.16	385.37	0.0025	0.08	0.09	18.24
89	0.0004	2420.49	385.42	0.0025	-0.09	0.11	18.36
90	0.0004	2424.82	386.11	0.0025	-0.12	0.19	18.56
91	0.0004	2452.0	390.44	0.0025	-0.01	0.0019	18.56
92	0.0004	2452.12	390.46	0.0025	0.16	0.36	18.93
93	0.0004	2460.14	391.74	0.0025	-0.08	0.08	19.01
94	0.0004	2485.92	395.84	0.0025	0.01	0.003	19.01
95	0.0004	2486.43	395.92	0.0025	-0.007	0.0	19.01
96	0.0004	2496.81	397.58	0.0025	-0.01	0.004	19.0
97	0.0003	2526.93	402.37	0.0024	-0.07	0.07	19.10
98	0.0003	2557.26	407.20	0.0024	-0.14	0.2	19.37
99	0.0003	2579.58	410.76	0.0024	-0.01	0.0	19.37
100	0.0003	2597.094	413.55	0.0024	0.06	0.051	19.42
101	0.0003	2599.74	413.97	0.0024	-0.07	0.06	19.48
102	0.0003	2616.90	416.70	0.0024	0.09	0.10	19.59
103	0.0003	2621.01	417.35	0.0023	-0.18	0.45	20.04
104	0.0003	2635.17	419.61	0.0023	-0.13	0.22	20.26
105	0.0003	2650.07	421.98	0.0023	-0.0008	0.00	20.26

4.2 Висновки

В результаті визначення параметрів частот власних коливань встановлено, що явище резонансу при дії сейсмічних навантажень не виникатиме, оскільки частота коливань земної кори при землетрусі знаходиться в межах 5-7 Гц. Деформації за всіма обчисленими формами коливань мають локальний характер та не викликають загальної втрати стійкості куполу.

РОЗДІЛ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

5.1 Охорона праці

5.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикаються до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирьком. Конструкція огороження повинна задовільняти вимоги [27]: конструкція огороження повинна бути збірно-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирьком становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирьок встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом 20° в сторону тротуару, панелі козирька повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги [27]: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі

дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захистним огороженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно технологічної карти, розстроповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огороження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикаються, повинні бути розміщені на опорі і перекивати її не менше ніж на 0,2 м в кожену сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м² проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пиловидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (привітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель, складів, майстерень встановлюються пожежні щити, стенди та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості палих речовин і матеріалів, а також дотримуватися інших вимог [28].

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;
- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згоряння, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об'єктах системи блискавкозахисту.

На будівельному майданчику повинні бути організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум'я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, що можуть samozagortitsya і т. ін.

$$\eta_b \text{ та } \eta_r R_{II} = \left(\frac{2360}{2\pi \cdot 50} \right) \ln \left(\frac{50}{0,04 \cdot 0,8} \right) = 84 \text{ Ом.}$$

Визначаємо приблизну к-сть n одиночних стержневих заземлювачів за формулою:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 1} = 48 \text{ шт.}$$

Приймаємо розміщення вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами рівним $2l$.

За табл. 3.2 та 3.3 [11] знаходимо дійсні значення коефіцієнта використання:

$$\eta_b \text{ та } \eta_r. \text{Значення } \eta_b = 0,66 \text{ та } \eta_r = 0,39.$$

Знаходимо необхідну к-сть вертикальних заземлювачів:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 0,66} \approx 73 \text{ шт.}$$

Визначаємо загальний розрахунковий опір заземлюючого пристрою R з врахуванням з'єднувальної полоси:

$$R = \frac{R_b \cdot R_r}{R_b \cdot \eta_r + R_r \cdot \eta_b \cdot n} = \frac{192 \cdot 84}{192 \cdot 0,39 + 84 \cdot 0,66 \cdot 73} \approx 3,91 \text{ Ом.}$$

Розрахунок виконаний вірно так як $R \leq [r_3] 3,91 < 4$.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Оцінка стійкості об'єкта до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об'єкта. Основні з цих такі [30]:

1. Будинки і спорудження на об'єкті необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам'яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будинки повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям, забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

Вирішення проблеми захисту інформації полягає у використанні організаційно-технологічних (адміністративних), технічних і програмних заходів, а так само в профілактичній роботі серед користувачів для зменшення можливостей для несанкціонованого доступу до інформації. Реалізація

системи захисту інформації та інформаційних ресурсів розпадається на три незалежні завдання: забезпечення системи цілісності інформації та інформаційних систем; організація авторизованого доступу до інформації; неприпустимість появи у відкритому доступі інформації, що становить державну таємницю або має конфіденційний характер.

При розслідуваннях небезпека полягає і в тому, що обвинувачені можуть спробувати застосувати законодавство, аби завадити публікації, тому працівники ЗМІ повинні добре знати закони та уникати їх порушення, не отримувати інформацію незаконним шляхом, діяти в рамках етичних стандартів. Найціннішу інформацію рекомендується публікувати, бо це теж один зі способів захистити журналіста: як тільки інформація стає відомою, репресії проти журналіста чи видання одразу ж видадуть не зацікавлених в її оприлюдненні. Бажано таку інформацію поширити й серед колег, коли сам матеріал ще не готовий – це теж захистить журналіста. Тож, на нашу думку, в Україні настав час законодавчо виписати захист журналістів, що працюють у цьому жанрі.

Для забезпечення оптимальної освітленості в робочому приміщенні, яка нормується згідно [31] 200Лк, передбачено устрій системи штучного освітлення з використанням люмінесцентних ламп типу ЛБ або ЛД потужністю від 40 до 80 Вт. Крім системи штучного освітлення використовується природне бокове освітлення.

Для забезпечення оптимальних параметрів повітряного середовища передбачено виконання вимог по [32].

Усі працівники при прийнятті на роботу і за місцем роботи повинні проходити інструктажі з питань пожежної безпеки (далі - протипожежні інструктажі). Протипожежні інструктажі поділяються на вступний, первинний, повторний на робочому місці, позаплановий та цільовий.

Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта

вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на промисловому об'єкті

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [14].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;

- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направлення основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрози або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.

- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦО з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стає горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВОК

Запроектована будівля громадського призначення – торгівельно-виставочний павільйон.

При будівництві торгово-виставкового павільйону передбачається використовувати всі сучасні методи ведення робіт та нові матеріали, застосування яких веде до зменшення матеріаломісткості, збільшення продуктивності праці, підвищення ефективності будівництва.

Об'єм будівлі повністю відповідає функціональному процесу, що протікає у будівлі.

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

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці. 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.

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано фундаменти під будівлю.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель купала. Досліджено власні частоти і періоди коливань при дії сейсмічних навантажень. Встановлено, що немає необхідності в додаткових інженерних заходах по підвищенню сейсмостійкості досліджуваної 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 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 SerProceedings 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. Містечтво 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. Клампущ М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампущ, 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., Пшеничний В.А., Картузов 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.