

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

**ОС « МАГІСТР»**

**На тему:** *Спортивний комплекс в м.Суми*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"  
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

**Виконав:** *студент 2м курсу  
Фесенко Ярослав Сергійович*

**Керівник :** *к.т.н.доц. Савченко Олександр Сергійович*

**Завідувач кафедри:** *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

## ЗМІСТ

Вступ	6
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	8
1.1. Ситуаційний план	8
Кліматичні умови	8
Геологічні та гідрогеологічні умови.	9
Генеральний план	9
1.2. Об'ємно-планувальне рішення	10
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення	15
1.4. Інженерні-розрахунки	21
Теплотехнічний розрахунок конструктивних елементів	21
Розрахунок класу наслідків (відповідальності) об'єкту	23
Розділ 2. Дослідницько-розрахунковий	26
2.1. Дослідницько-розрахунковий	26
Вступ	26
Огляд досліджень.	27
Основна частина	36
Висновки	53
2.2. Розрахунок сталевих елементів куполу.	54
2.3. Розрахунок фундаментів	60
Розділ 3. Технологічно-організаційний	72
3.1. Підготовка об'єкта будівництва	72
3.2. Технологія виконання будівельних процесів	72
Список використаної літератури	78

## Вступ

Спорт – одне з найдавніших проявів культури людства: ще в античні часи люди змагалися в швидкості, силі і влучності.

Будівництво спортивних споруд дозволяє реалізувати широкий спектр завдань:

- ✓ Зміцнення здоров'я населення. За статистикою, близько чверті громадян страждає від ожиріння, близько 5% - від цукрового діабету. Саме постійні заняття фізкультурою дозволяють людині контролювати свою вагу, вживати здорову їжу, а це обов'язково принесе ефект.
- ✓ Розвиток територій. Відсутність інфраструктури – одна з ключових національних проблем. Спортивні об'єкти здатні стати центром тяжіння для молоді, урізноманітнити дозвілля населення.
- ✓ Створення нових робочих місць. Кожен новий об'єкт формує десятки вакансій, а також стає базою для розвитку підприємницької діяльності.
- ✓ Соціальна відповідальність бізнесу. Вкладення коштів в локальні і глобальні проекти дозволяє підвищити довіру до тих, хто формує грошову політику країни.

Будівництво спортивних споруд – це окремий напрямок в роботі будівельних компаній, яким сьогодні виявляється особлива увага. Адже кожна нова споруда – це не просто стіни і майданчики, це відмінно спроектовані будівлі, стадіони, лижні та гірськолижні траси, велодоріжки, водойми, катки, лижоролерні траси, скеледроми, комплекси здоров'я для пляжних видів спорту тощо, оснащені всією самою сучасною технікою для масового спорту. Ось чому так важливо сьогодні проектування спортивних споруд.

Сучасна спортивна споруда, це складний «організм» в якому переплетені і одночасно йдуть складні процеси, безперервна робота над спортивними досягненнями і оздоровленням нації. Але паралельно з цим, складні інженерні та інженерно-технічні системи, допомагають «людям спорту» досягати перемог як в

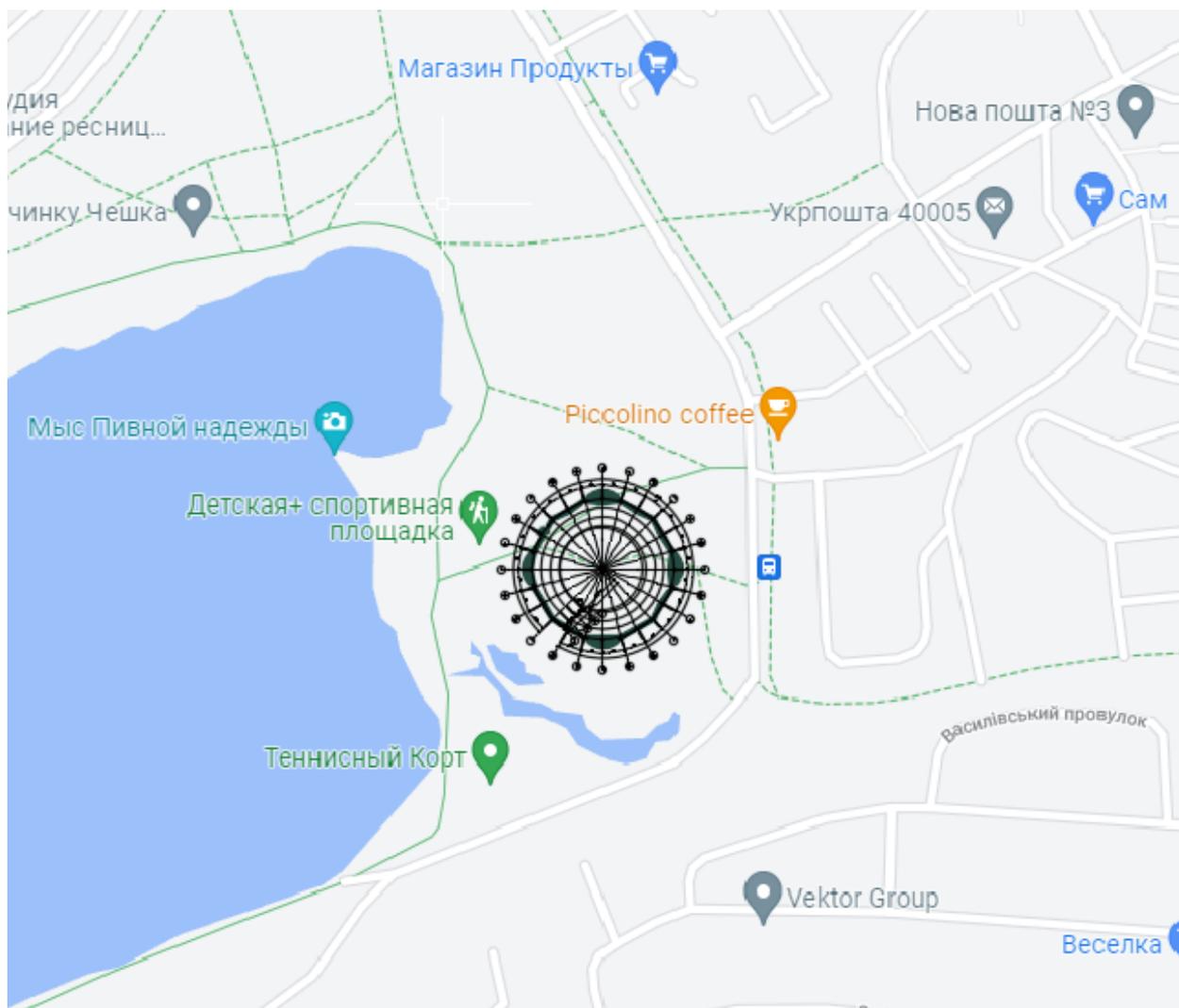
районних першостях і олімпіадах, так і просто відчувати себе краще, займаючись улюбленим видом спорту.

Повноцінна спортивна споруда – це місце зустрічі людей – об'єднання однодумців, наснаги спільнот спортсменів і уболівальників, створення атмосфери спілкування. Це об'єднання продуманої концепції, планування, технологій та дизайну. Розуміння цього є запорукою створення успішного проекту.

## Розділ 1. Архітектурно-будівельний

### 1.1. Ситуаційний план

Будівля універсального спортивно-оздоровчого комплексу розташована в м. Суми неподалік оз. Чеха по вул. Інтернаціоналістів. У відповідності до вимог «Земельного кодексу України» будівля розташована за межами захисної прибережної смуги озера шириною 100 м.



*Рисунок 1 – Ситуаційний план спортивного комплексу.*

#### ***Кліматичні умови***

Будівництво спортивного комплексу, здійснюється у м. Суми, який розташований у I архітектурно-будівельному кліматичному районі будівництва, у

2-му районі за вітровим навантаженням та у 6-му районі за сніговим навантаженням.

Цей архітектурно-будівельний кліматичний район характеризується такими параметрами:

- розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки  $-27^{\circ}\text{C}$
- розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої доби  $-30^{\circ}\text{C}$
- характеристичне значення ваги снігового покриву 1670 Па (для м. Суми у відповідності до додатку Е ДБН В.1.2-2:2006)
- вітровий режим характеризується переважанням північно-західних і західних вітрів
- кількість опадів за рік для I-го архітектурно-будівельного кліматичного району від 550 до 700 мм.
- розрахункова середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період  $-1,4^{\circ}\text{C}$
- тривалість опалювального періоду 187 діб
- сейсмічні умови без особливостей

#### ***Геологічні та гідрогеологічні умови.***

Будівельний майданчик переважно складений пілувато-глинистими ґрунтами, які мають шарувате напластування з приголосним заляганням шарів, близьким до горизонтального, витриманим за потужністю. Рельєф спокійний, рівний.

У товщі ґрунтів залягають міжпластові підземні води на глибині 2,9 м від поверхні землі. Підземні води не є агресивними по відношенню до матеріалів будівельних конструкцій.

## ***Генеральний план***

Рельєф ділянки спокійний, вільний від забудови міста. Під час розміщення будівлі передбачені проїзди та проходи до будівлі, автостоянки, зони відпочинку, відкриті спортивні майданчики. З метою збереження екологічного балансу передбачено озеленення території. Як родючий шар для газонів використовується існуючий ґрунтовий покрив з організацією його зберігання в процесі будівництва.

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кол-во
1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	58872
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	8925
3	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	33924
4	Площа твердих покриттів	м <sup>2</sup>	16023

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

Проектом передбачається об'ємно-планувальне рішення на основі «Завдання на проектування». Об'ємно-планувальне рішення виконане у відповідності до ДБН В.2.2-13-2003, ДБН В.2.2-9:2018 та ДБН В.2.2-28:2010. В варіанті забудови передбачено будівництво двоповерхового фізкультурно-оздоровчого комплексу. Будівля в плані має близьку до дванадцятикутної форму. Радіус зовнішньої літерної осі 47 м.

Евакуаційні шляхи забезпечують безпечну евакуацію всіх людей, які перебувають у приміщеннях будівель через евакуаційні виходи. Передбачено 4 евакуаційні виходи з будівлі. Евакуаційні виходи розташовуються зосереджено.

Сходові марші та майданчики мають огорожі з поручнями. Ухил маршів сходів у надземних поверхах прийнято трохи більше 1:2.

Ширина сходового маршу в будівлі прийнята 1.5 м з числом відвідувачів на найбільш завантаженому поверсі, понад 300 чол.

З коридорів на вулицю під час пожежі люди потрапляють сходовими клітками, евакуаційними зовнішніми сходами або через вікна першого поверху. Зовнішні відкриті сходи влаштовані з ухилом не більше 60° і використовуються як

другий евакуаційний вихід з другого поверху будівлі і розраховані на кількість евакуйованих не більше 70 осіб. Ширина таких сходів 0,8 м, а ширина суцільних проступів – 0,3 м. Зовнішні пожежні сходи розташовані на відстані між ними не більше 150 м по периметру будівель. Сходові клітини запроектовані з природним освітленням через прорізи у зовнішніх стінах. Двері на шляхах евакуації відчиняються у напрямку виходу з будівлі.

#### Експлікація приміщень 1-го поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>	Кат.* приміщення
1	Тамбур	48,12	
2	Вестибюль	336,28	
3	Гардероб	156,92	
4	Роздягальня	46,6	
5	Роздягальня	37,84	
6	Тренерська	28,88	
7	Коридор	35,96	
8	Коридор	124,12	
9	Роздягальня	46,6	
10	Роздягальня	37,84	
11	Суддівська	28,88	
12	Тренажерна зала	274,4	
13	Тамбур	48,12	
14	Вестибюль	336,28	
15	Гардероб	156,92	
16	Приміщення для паління	31,36	
17	Фойє для глядачів	365,8	
18	Кабінет лікаря	20,32	
19	Очікувальна	15,2	

20	Приміщення для робітників охорони громадського порядку	43,2	
21	Пожежний пост	31,36	
22	Санвузол жіночий	24,88	
23	Санвузол чоловічий	23,08	
24	Приміщення для паління	31,36	
25	Тамбур	48,12	
26	Вестибюль	336,28	
27	Приміщення для паління	33,2	
28	Більярдна з баром	153,08	
29	Доготувальна	42	
30	Мийна	35,28	
31	Буфет	72,04	
32	Коридор	115,88	
33	Інвентарна зали баскетболу	79,88	
34	Інвентарна зали волейболу	39,16	
35	Інвентарна зали боксу	39,16	
36	Приміщення для зберігання тимчасових сидінь	79,88	
37	Тамбур	48,12	
38	Вестибюль	336,28	
39	Комора прибирального інвентарю	33,2	
40	Приміщення для паління	31,36	
41	Фойє для глядачів	365,8	
42	Санвузол чоловічий	23,08	
43	Санвузол жіночий	24,88	
44	Приміщення для робітників охорони громадського порядку	43,2	
45	Очікувальна	15,2	
46	Кабінет лікаря	20,32	
47	Спортивна зала	2461,76	

## Експлікація приміщень 2-го поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>	Кат.* приміщення
48	Фойє для глядачів	365,8	
49	Тренерська	31,36	
50	Приміщення масажної	46,6	
51	Кімната відпочинку	68,28	
52	Коридор	61,8	
53	Коридор	35,96	
54	Інвентарний зал боксу	46,6	
55	Роздягальня	37,84	
56	Роздягальня	28,88	
57	Зал боксу	274,4	
58	Зал аеробіки	274,4	
59	Інвентарний зал аеробіки	46,6	
60	Роздягальня	37,84	
61	Роздягальня	28,88	
62	Коридор	61,8	
63	Коридор	35,96	
64	Кімната відпочинку	68,28	
65	Приміщення масажної	46,6	
66	Тренерська	31,36	
67	Фойє	365,8	
68	Кімната співробітників	81,8	
69	Комора	31,36	
70	Санвузол жіночий	24,88	
71	Санвузол чоловічий	23,08	
72	Бухгалтерія	31,36	
73	Кафе	265,68	

74	Мийна	52,54	
75	Доготувальна	39,88	
76	Комора продуктів	35,52	
77	Коридор	115,8	
78	Конференц зал	266,08	
79	Кафе	265,68	
80	Комендант	31,36	
81	Санвузол чоловічий	23,08	
82	Санвузол жіночий	24,88	
83	Комора	31,36	
84	Кабінет директора	43,12	
85	Кабінет заступника директора	35,6	
86	Мийна	52,24	
87	Доготувальна	39,88	
88	Комора продуктів	35,52	
89	Коридор	115,8	
90	Коментаторська	25,52	
91	Ложа преси	25,52	

### *Шляхи евакуації*

Евакуаційні шляхи забезпечують безпечну евакуацію всіх людей, які перебувають у приміщеннях будівель через евакуаційні виходи. Передбачено 4 евакуаційні виходи з будівлі. Евакуаційні виходи розташовуються зосереджено.

Сходові марші та майданчики мають огорожі з поручнями. Ухил маршів сходів у надземних поверхах прийнято трохи більше 1:2.

Ширина сходового маршу в будівлі прийнята 1.5 м з числом, що перебувають на найбільш завантаженому поверсі, більше 300 чол.

З коридорів на вулицю під час пожежі люди потрапляють сходовими клітками, евакуаційними зовнішніми сходами або через вікна першого поверху.

Зовнішні відкриті сходи влаштовані з ухилом не більше  $60^\circ$  і використовуються у всіх кліматичних районах як другий евакуаційний вихід з другого поверху будівлі і розраховані на кількість евакуйованих не більше 70 осіб. Ширина таких сходів 0,8 м-коду, а ширина суцільних проступів їх ступенів -0,3 м-коду. Зовнішні пожежні сходи розташовані на відстані між ними не більше 150 м-коду по периметру будівель. Сходові клітини запроектовані з природним освітленням через прорізи у зовнішніх стінах. Двері на шляхах евакуації відчиняються у напрямку виходу з будівлі.

### **1.3. Архітектурно-конструктивне рішення**

Будівля має самонесучі зовнішні стіни із газобетонних блоків з утеплювачем ROCKWOOL.

Монолітні залізобетонні колони і монолітні перекриття разом утворюють просторову коробку, яка сприймає всі вертикальні і горизонтальні навантаження, що діють на будівлю, і забезпечують йому міцність і стійкість.

Вертикальне навантаження сприймають колони. Горизонтальне вітрове навантаження сприймає залізобетонний каркас загалом. Щоб каркас міг працювати як єдина просторова система між її елементами, забезпечений надійний зв'язок, здатний сприймати зусилля, що виникають по лінії сполучення цих елементів між собою. Такий зв'язок забезпечується випусками арматури.

Перекриття та покриття в будівлі виконані монолітними залізобетонними товщиною 200 мм.

Конструктивні елементи.

- фундаменти окремостоячі монолітні залізобетонні з монолітною стрічкою під зовнішні стіни на пальовій основі;
- палі призматичні збірні залізобетонні С7-30;
- стіни із газобетонних блоків завтовшки 200мм;
- сходи монолітні залізобетонні;

- підлога: ковролін, керамічна плитка, паркет, бетонні;
- вікна та вітражі полівінілхлоридні зі склінням із потрійних склопакетів;
- двері зовнішні, вхідні в будівлю полівінілхлоридні;
- двері внутрішні дерев'яні та каркасно-щитові;
- покрівля виготовлена з рулонних матеріалів.

### *Заповнення прорізів*

Вікна значною мірою визначають ступінь комфорту будівлі та його архітектурно-художнє рішення. Для кріплення віконних блоків у стінах закладені дерев'яні пробки антисептовані 88×120×250 мм не менше 2-х шт. на кожную сторону.

Двері застосовані як однопільні, так і двопільні. Для забезпечення швидкої евакуації більшість дверей відчиняються назовні у напрямку руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей із будівлі під час пожежі. Дверні коробки також закріплені у прорізах до антисептованих дерев'яних пробок. Щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або ляскання, встановлені спеціальні доводчики, які тримають двері у закритому стані та плавно повертають двері у закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками, клямками та врізними замками.

### Специфікація заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк. на поверх			Маса од, кг	Примітка
			1	2	Всього		
Вікна							
ВК1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Вікно 2060×2060	12	10	22		
ВК2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Вікно 1760×1760	2	6	8		
Вітражі							
В1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення	1		1		S=25.92 м <sup>2</sup>

B2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення	1		1		S=25.92 м <sup>2</sup>
B3	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення		1	1		S=30.24 м <sup>2</sup>
B4	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення		1	1		S=30.24 м <sup>2</sup>
B5	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення	2	8	10		S=30.24 м <sup>2</sup>
B5	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Індивідуальне виготовлення		4	4		S=11.52 м <sup>2</sup>
Двері зовнішні							
1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Дверь двупольна 2660×1790	48		48		
11	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Дверь однопольна 2100×1200	1		1		
Двері внутрішні глухі							
2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-13	2	8	10		
3	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-9	28	35	63		
4	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-10	6	10	16		
5	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 24-14	5	10	15		
6	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 24-19	12		12		
7	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 24-15	4	2	6		
8	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 24-13	8		8		
9	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-8	12		12		
10	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-7	16	16	32		

### *Підлоги*

Підлоги в громадських будівлях повинні задовольняти вимоги міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізолююча здатність перекриття плюс звукоізоляція конструкції підлоги. Покриття підлоги прийняті з ламінату, дощаті, з керамічної плитки, ковроліну та бетонні.

## Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлог и	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м2
Підвал			1. Бетонна класу C20/25 25 мм	4115,5
			2. Підстилаючий шар бетон класу C8/10 15 мм	
			3. Шипоподібна геомембрана Ізостуд 400G 1 шар	
			4. Ущільнений ґрунт	
1, 13, 25, 37			1. Плитка керамічна 15 мм	192,48
			2. Клей для плитки Ceresit CM-11 5 мм	
			3. Самовирівнююча суміш Litoliv S40 Eco Фіброармована 20 мм	
			4. Монолітне перекриття 200 мм	
2, 3, 4, 5, 9, 10, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 32, 36, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 46, 48, 50, 52, 53, 55, 56, 60, 61, 62, 63, 65, 67, 69, 70, 71, 74, 75, 76, 77, 81, 82, 83, 86, 87, 88, 89			1. Плитка керамічна 15 мм	5146,06
			2. Клей для плитки Ceresit CM-11 5 мм	
			3. Гідрофобізатор водовідштовхувальний Elite Construction Ґрунтовка Класик 1 шар	
			4. Стяжка із цементно-піщаного розчину M150 40 мм	
			5. Звуко-теплоізоляція ROCKWOOL ROCKMIN PLUS 60 мм	
			6. Пароізоляційна плівка Masterplast MASTERFOL FOIL S 1 шар	
			7. Монолітне перекриття 200 мм	
6, 11, 19, 20, 31, 33, 34, 35, 44, 45, 49, 54, 57, 59, 66, 68, 73, 79			1. Ламінат класу зносостійкості 33/AC5 10 мм	1347,36
			2. Полотно Polifoam 5 мм 1 шар	
			3. Самовирівнююча суміш Litoliv S40 Eco Фіброармована 20 мм	
			4. Стяжка із цементно-піщаного розчину M150 20 мм	
			5. Звуко-теплоізоляція ROCKWOOL ROCKMIN PLUS 60 мм	

			6. Пароізоляційна плівка Masterplast MASTERFOL FOIL S	1	ша р	
			7. Монолітне перекриття	200	мм	
12, 28, 51, 58, 64, 72, 78, 80, 84, 85, 91			1. Ковролін	1	ша р	1271,48
			2. Клей для лінолеуму та ковроліну BauGut			
			3. Самовирівнююча суміш Litoliv S40 Eco	20	мм	
			4. Стяжка із цементно-піщаного розчину M150	20	мм	
			5. Звуко-теплоізоляція ROCKWOOL ROCKMIN PLUS	60	мм	
			6. Пароізоляційна плівка Masterplast MASTERFOL FOIL S	1	ша р	
			7. Монолітне перекриття	200	мм	

### Внутрішнє оздоблення

Оздоблення приміщень виконано за таким варіантом

Номер приміщення	Вид опорядження елементів інтер'єру				Примітка
	Стеля	Площа, м <sup>2</sup>	Стіни або перегородки	Площа, м <sup>2</sup>	
1, 13,25, 37	Підвісна стеля	192.48	Декоративна штукатурка	421.25	Тамбур
2, 14,26,38	Підвісна стеля	1345.12	Декоративна штукатурка	246.708	Вестибюль
3, 15	Підвісна стеля	313.84	Декоративна штукатурка	299.77	Гардероб
4, 5, 9, 10, 55, 56	Фарбування по високоякісній штукатурці по каменю	235.6	Облицювання плиткою керамічною	560.196	Роздягальня
6, 49, 66	Підвісна стеля	91.6	Шпалери по штукатурці	279.216	Тренерська
7, 8, 32, 52, 53, 62, 63, 77, 89	Підвісна стеля	703.08	Декоративна штукатурка	1631.978	Коридор
11	Підвісна стеля	28.88	Шпалери по штукатурці	85.491	Суддівська

12, 57, 58	Підвісна стеля	823.2	Декоративна штукатурка	798.462	Зали тренажерний, боксу, аеробіки
16, 24, 27, 40	Фарбування по високоякісній штукатурці по каменю	127.28	Облицювання плиткою керамічною	361.62	Курильна глядачів
17, 41, 48, 67	Підвісна стеля	1463.2	Декоративна штукатурка	875.468	Фойє для глядачів
18, 46	Підвісна стеля	40.64	Облицювання плиткою керамічною	144.376	Кабінет лікаря
19, 45	Підвісна стеля	30.4	Облицювання плиткою керамічною	271.824	Очікувальна
20, 44	Підвісна стеля	86.4	Шпалери по штукатурці	595.48	Приміщення для охорони
21	Підвісна стеля	31.36	Шпалери по штукатурці	99.309	Пожежний пост
22, 23, 42, 43, 70, 71, 81, 82	Фарбування по бетону	191.84	Облицювання плиткою керамічною	859.36	Сан вузол
28	Підвісна стеля	153.08	Декоративна штукатурка	230.052	Більярдна з баром
29, 75, 87	Фарбування по бетону	121.76	Облицювання плиткою керамічною	336.57	Доготувальна
30, 74, 86	Фарбування по бетону	139.76	Облицювання плиткою керамічною	371.973	Мийна
31	Підвісна стеля	72.04	Декоративна штукатурка	146.517	Буфет
33, 34, 35, 36, 39, 54, 59,	Підвісна стеля	364.48	Фарбування по штукатурці	864.092	Інвентарні та комори
50, 65	Підвісна стеля	93.2	Декоративна штукатурка	219.555	Приміщення масажне
51, 64	Підвісна стеля	136.56	Шпалери по штукатурці	255.99	Кімната відпочинку
68	Підвісна стеля	81.8	Шпалери по штукатурці	145.698	Кімната співробітників
69, 83	Підвісна стеля	62.72	Декоративна штукатурка	198.618	Комора

72	Підвісна стеля	31.36	Шпалери по штукатурці	90.279	Бухгалтерія
73, 79	Підвісна стеля	531.36	Декоративна штукатурка	470.106	Кафе
76, 88	Фарбування по бетону	71.04	Облицювання плиткою керамічною	206.346	Комори продуктів
78	Підвісна стеля	266.08	Декоративна штукатурка	216.384	Конференц-зал
80	Підвісна стеля	31.36	Шпалери по штукатурці	90.279	Комендант
84	Підвісна стеля	43.12	Шпалери по штукатурці	144.585	Кабінет директора
85	Підвісна стеля	35.6	Шпалери по штукатурці	136.185	Кабінет заступника директора
90	Підвісна стеля	25.52	Шпалери по штукатурці	74.592	Коментаторська
91	Підвісна стеля	26.52	Шпалери по штукатурці	74.592	Ложа преси
Сходи	Підвісна стеля	52.2	Декоративна штукатурка	332.2	

#### *Зовнішнє оздоблення*

Стіни оштукатурюються по утеплювачу із мінеральної вати на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL з оштукатуренням сумішшю CERESIT СТ 190 MV FLEX армованою склосіткою і наступним оштукатуренням декоративною штукатуркою CERESIT СТ 175 SILICONE-SILICATE AQUASTATIC. Всі металеві конструкції фарбуються емаллю ПФ 115 по ґрунтовці ГФ 021. Зовнішні сходи обробляються полірованими гранітними плитами. Дерев'яні дверні полотна фарбуються масляною фарбою.

#### **1.4. Інженерні-розрахунки**

##### *Теплотехнічний розрахунок конструктивних елементів*

Район будівництва м. Суми, у відповідності до ДБН В.2.6-31:2016 відноситься до I температурної зони.

Клімат району міста Суми помірно-континентальний, характеризується теплим літом і помірно холодною зимою з частими відлигами.

Середньорічна температура повітря: 6,8 °С

Абсолютний мінімум: -30 °С

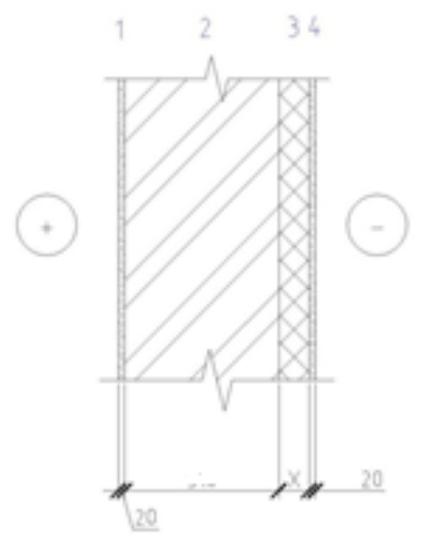
Абсолютний максимум: 28 °С

Середня температура: найбільш холодної п'ятиденки: -25 °С

Середня температура опалювального періоду: -1,4 °С

його середня тривалість 187 діб

*Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.*



У відповідності до ДБН В.2.6-31:2016 мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для I температурної зони складає:

$$R_{q,min} = 3,3$$

Вихідні дані: матеріал стін – газобетон AEROC D400; шар утеплювача – мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL; по внутрішній і зовнішній поверхні

стіни – шар цементно-піщаного розчину.

*Таблиця 1 - Вихідні дані до теплотехнічного розрахунку*

№	Найменування	$\gamma_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	$\delta, \text{м}$	$\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot^\circ\text{C}}$
1	шар цементно-піщаного розчину	1800	0,02	0,93
2	газобетон AEROC D400	400	0,25	0,1
3	мінеральна вата на основі базальтового волокна фірми FASROCK-L ROCKWOOL	90	x	0,042
4	шар мінеральної штукатурки по сітці	1800	0,02	0,93

Розрахунок ведемо при відносній вологості усередині приміщення – нормальній,  $\varphi = 55\%$ , температура внутрішнього повітря  $t_{в} = + 21^{\circ}\text{C}$ . Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт внутрішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2016:  $\alpha_{в} = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{C}}$

Коефіцієнт зовнішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2016:  $\alpha_{н} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{C}}$

Із формули визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R = \frac{1}{\alpha_{в}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{н}} \geq R_{q,min}$$

Знаходимо мінімально необхідну товщину утеплювача для утеплення зовнішньої стіни:

$$\delta_3 \geq \lambda_3 \cdot \left( R_{q,min} - \left( \frac{1}{\alpha_{в}} + \frac{1}{\alpha_{н}} \right) - \left( \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \right) = 0,042 \cdot \left( 3,3 - \left( \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} \right) - \right)$$

Із каталогу приймаємо найближчу більшу товщину, яка складає 60 мм.

### ***Розрахунок класу наслідків (відповідальності) об'єкту***

Класи наслідків (відповідальності) об'єктів визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта.

Можливі соціальні втрати від відмови повинні оцінюватися в залежності від таких факторів ризику втрат, як:

- небезпека для здоров'я і життя людей;
- різке погіршення екологічного становища у прилеглий до об'єкта місцевості (при руйнуванні сховищ токсичних рідин або газів, відмові очисних споруд систем центрального водовідведення);
- втрата пам'яток історії і культури або інших духовних цінностей суспільства;

– припинення функціонування систем і мереж зв'язку, енергопостачання, транспорту чи інших елементів життєзабезпечення населення або безпеки суспільства;

– -неможливість організувати надання допомоги потерпілим при аваріях і стихійних лихах;

– загроза обороноздатності та національній безпеці країни.

Під час підрахунку кількості осіб, здоров'ю та життю яких може загрозувати небезпека, вважають, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там 8 год та більше на добу та не менше ніж 150 днів на рік.

Особами, які періодично перебувають на об'єкті, вважають тих, які перебувають там не більше ніж 8 год на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік.

Для підрахунку можливих матеріальних збитків та/чи соціальних втрат від відмови об'єкта, пов'язаних з припиненням експлуатації або із втратою його цілісності, проектувальник визначає найімовірніші прогнози можливої аварії (наприклад, пошкодження, вихід з ладу, руйнування тощо), що сталася з техногенних або природних причин згідно з ДБН В.1.2-14.

1. Загальна характеристика будівлі: будівля двоповерхова, складної конфігурації в плані. Стіни зовнішні – кладка із газобетонних блоків. Стіни внутрішні і перегородки – кладка із газобетонних блоків.

Перекриття монолітні. Покрівля – безгорищна.

Висота поверхів 4,5 м

Будівля розташована в міській місцевості.

В будівлі розташовані приміщення для зайнять спортом і проведення змагань.

Кількість працівників – 75 чоловік.

Кількість відвідувачів, які одночасно можуть відвідати спортивно-оздоровчий комплекс – 700 чоловік.

2. У відповідності до класифікації по функціональному призначенню будівля відноситься до класу 1265 «Зали спортивні» відповідно до ДК 018-2000.

3. Визначаємо розрахункову кількість людей, які знаходяться в будівлі. Розрахункову кількість людей, які постійно знаходяться на об'єкті, приймаємо виходячи із чисельності працівників.

$$N1 = 75 \text{ чол}$$

4. Кількість людей, які періодично перебувають на об'єкті, приймаємо у відповідності до відвідувачів, які одночасно можуть відвідати спортивно-оздоровчий комплекс.

$$N2 = 700 \text{ чол}$$

5. Кількість людей, які знаходяться за межами об'єкту, визначаємо у відповідності до пункту 5.2 ДСТУ 8855:2019. Для об'єктів, що забезпечують нормальні умови життєдіяльності людей, показник кількості осіб, які перебувають зовні об'єкта,  $N3$  визначають як кількість осіб, які постійно та/або тимчасово перебувають у будівлях (будинках) та отримують відповідний ресурс та/чи транспортну доступність, зв'язок. Приймаємо як суму тих, що постійно і тимчасово перебувають на об'єкті.

$$N3 = 1200 + 75 = 775 \text{ чол}$$

У відповідності до таблиці 1 ДБН В.1.2-14:2018 за визначеними показниками будівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

## Розділ 2. Дослідницько-розрахунковий

### 2.1. Дослідницько-розрахунковий

#### *Вступ*

Розрахункова схема споруди є спрощеною схемою реальної конструкції, що відображає тільки ті параметри споруди і навантаження, що діють на неї, які мають відношення до вирішення розглянутої задачі. При виборі розрахункової схеми споруди слід керуватися двома вимогами:

1. ця схема має відображати дійсній роботі споруди;
2. вона має бути простою та зручною для розрахунку.

Вибір розрахункової схеми певною мірою відбиває рівень розвитку будівельної механіки, і навіть кваліфікації виконавця; він залежить від наявності обчислювальної техніки та інших умов. Однією з основних вимог, що висувуються до вибору розрахункової схеми, є врахування конструктивних особливостей споруди, що істотно впливають на його роботу. Розвиток обчислювальної техніки та використання електронно-рахункових машин для механізації інженерних розрахунків дозволяють застосовувати дедалі точніші розрахункові схеми, удосконалювати існуючі та розробляти нові методи розрахунку.

На сучасному етапі розвитку обчислювальної техніки та прикладних програм для розрахунку будівельних конструкцій спостерігається тяжіння конструкторів до ускладнення розрахункових схем, що на перший погляд повинно призвести до збільшення точності розрахунків.

Деталізація і ускладнення розрахункових схем вимагають завдання численних визначальних параметрів і часто призводить лише до уявної ефективності, тоді як насправді точність може навіть знизитися, і суттєво, внаслідок з нарощуванням помилок завдання вихідних даних.

Спрощення розрахункової схеми, без зміни реальної роботи конструкції, призводить до зменшення помилок при завданні розрахункової схеми, тому

роботи, присвячені дослідженню цієї тематики є актуальні в умовах розвитку розрахункових програм.

*Мета роботи* – Визначити найбільш простий варіант завантаження розрахункової схеми металевого гратчастого куполу без зменшення точності його розрахунку.

*Задачі дослідження.*

Порівняння варіантів завантаження металевого гратчастого куполу.

*Об'єкт дослідження* – напружено-деформований стан куполу спортивно-оздоровчого комплексу.

*Предмет дослідження* – розрахункова схема металевого гратчастого куполу.

*Методи дослідження* – метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

*Практична значимість* магістерської роботи полягає в тому, що отримані результати дослідження дозволяють зменшити трудомісткість робіт при виконанні розрахунків збірних залізобетонних гратчастих балок.

*Апробація роботи.*

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

***Огляд досліджень.***

Купольні конструкції відомі з давніх часів. Їх застосовували у Месопотамії, Сирії, Ірані, Стародавньому Римі. Основним матеріалом у своїй більшості був камінь. Найбільш відомі стародавні куполи мали проліт до 30-40 м, а товщину оболонки від  $\frac{l}{15-17}$  діаметра в основі до  $\frac{l}{30-40}$  у верхній частині. І це співвідношення зберігалися до кінця 19 століття. З появою залізобетону та сталі у будівництві ситуація різко змінилася – суттєво стали зростати прольоти, зменшуватись товщина оболонки.

У ХХ столітті значний внесок у розвиток купольних конструкцій внесли: Ледерер, Маковський, Отто, Райт, Фуллер, Туполєв М.С., Лінніцький М.С., Савельєв В.А.

Купольні конструкції мають велику різноманітність об'ємно-просторових форм, конструктивних рішень, технологій зведення. Це дозволяє застосовувати їх у об'єктах цивільного, промислового та сільськогосподарського призначення, а також у різних кліматичних зонах, у тому числі і в умовах суворого клімату.

Розглянемо основні типи куполів за різними ознаками:

а) по конструкції: ребристі, ребристо-кільцеві, ребристо-кільцеві зі зв'язками, сітчасті, пластинчасті, куполи-оболонки (суцільні);

б) за формою: сферичні, еліптичні, стрілочасті, парасолькові та інші форми (Рисунок 2);

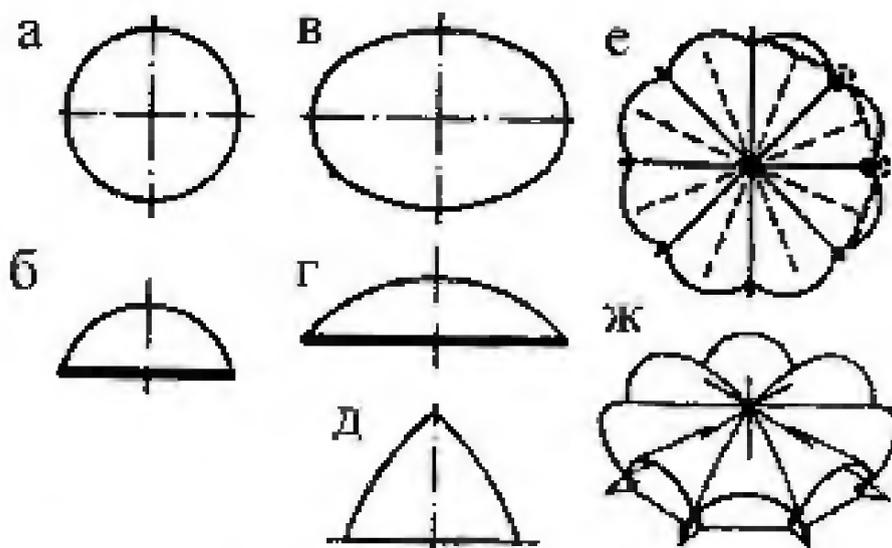


Рисунок 2 - Форми куполів: а - план сферичного куполу; б - поперечний розріз сферичного куполу; в - план еліптичного куполу; г - поперечний розріз еліптичного куполу; д - стрілочастий купол; е - план парасолькового куполу; ж - вид парасолькового куполу.

в) по стрілі підйому: підйомні (високі) бані, при висоті підйому  $1/2-1/5$  діаметра і пологі, при висоті підйому менше  $1/5$  діаметра;

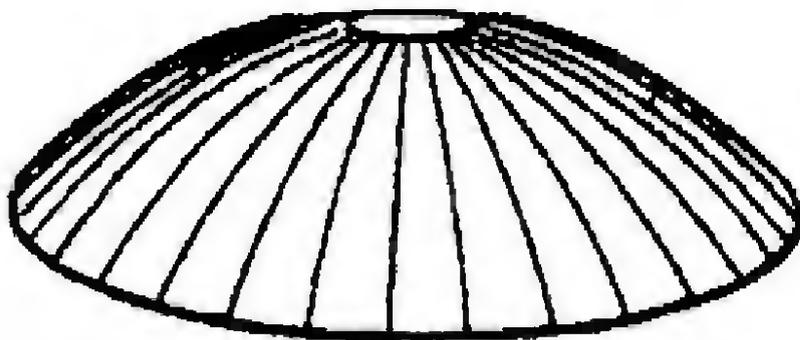
г) за умовами роботи: з елементами попередньої напруги, ненапружені;

д) за матеріалами: металеві (сталь, алюмінієві сплави залізобетонні, бетонні, з кам'яних матеріалів, дерево, пластмас, тканинних матеріалів (повітроопорні);

е) за технологією зведення: монолітні, збірно-монолітні, збірні.

Правильне визначення технічних характеристик купола є важливим при виборі архітектурного рішення та техніко-економічному обґрунтуванні застосовуваного рішення.

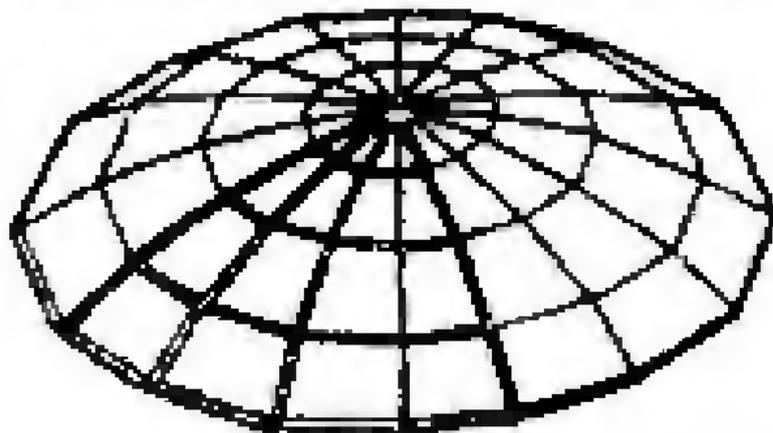
Ребристі купола (Рисунок 3) складаються з окремих плоских ребер, поставлених у радіальному напрямку; верхні пояси ребер утворюють поверхню купола. При прямолінійних ребрах утворюються пірамідальні або конічні купола; у вершині купола радіально розташовані ребра примикають до верхнього кільця. Іноді, при частому розташуванні ребер або при влаштуванні на вершині купола ліхтаря, верхнє опорне кільце виходить значних розмірів; тоді з метою підвищення жорсткості та стійкості воно скріплюється внутрішніми ребрами принаймні у двох діаметральних площинах.



*Рисунок 3 - Ребристий купол*

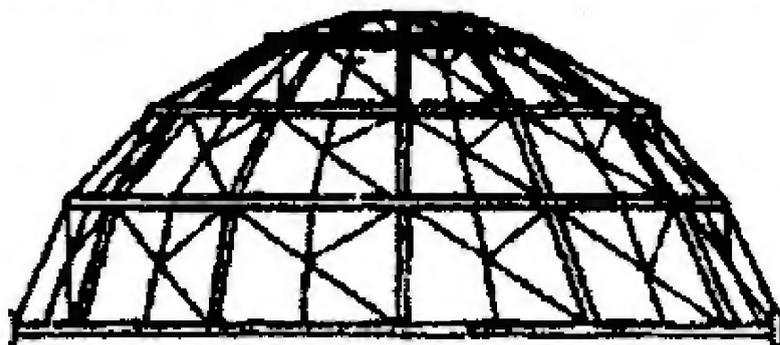
Влаштування та включення в роботу конструкції кільцевих прогонів призводить до створення ребристо-кільцевої схеми (Рисунок 4). Прогони можуть бути використані як затяжки купола. У цьому випадку кільця не тільки працюють на місцевий згин від навантажень покрівлі, але і сприймають нормальні зусилля від ребер купола, а у разі жорсткого сполучення кілець з ребрами - і згинальні моменти. Однак внаслідок малої жорсткості кілець і ребер у площинах, дотичних

до поверхні купола, впливом жорсткості вузлів можна знехтувати і вважати, що кільця примикають до ребер шарнірно.



*Рисунок 4 - Ребристо-кільцевий купол.*

Ребристо-кільцеві куполи зі зв'язками є подальшим збільшенням зв'язності системи шляхом введення в конструкцію розкосів між ребрами.



*Рисунок 5 - Купол ребристо-кільцевий зі зв'язками.*

Формоутворення ребристих, ребристо-кільцевих та ребристо-кільцевих зі зв'язками куполів зводиться до визначення форми та координат плоскої арки, утвореної з двох діаметральних ребер. Форма арки визначається на етапі архітектурного проектування, розрахунок координат ведеться за відомими формулярами аналітичних геометрії.

Вибір та розрахунок геометричної схеми купола є першою та дуже відповідальною стадією проектування, оскільки саме від цього залежать кількість

типорозмірів елементів, конструкція вузлів сполучення, способи виготовлення та монтажу елементів і, зрештою, ефективність конструкції.

У процесі формоутворення поверхні купола можна виділити три етапи:

- вибір поверхні;
- вибір способу розрізання (під терміном «розрізка» розуміється спосіб нанесення на вибрану поверхню «мережі геометричних ліній каркасу бані»);
- розрахунок координат вузлів.

Економічна ефективність конструкції купола значною мірою визначається конструкцією вузлового з'єднання, яке має забезпечувати достатню несучу здатність, низьку трудомісткість виготовлення та збирання, малу матеріаломісткість. Конструкція вузлового з'єднання залежить від геометричної схеми каркаса купола. У процесі конструювання важливо забезпечити центрацію зусиль в елементах, оскільки можливо наступне взаємне розташування стрижнів у вузлі (рис. 3.1). На рис. 3.1, а показано теоретичне з'єднання стрижнів у вузлі. На рис. 3.1 б - можливе фактичне розташування кінців стрижнів внаслідок початкових недосконалостей форми оболонки, впливу допусків при виготовленні стрижнів, що призводить до виникнення моментів у вузлі (рис. 3.1, в), що несприятливо позначаються на роботі конструкції в цілому і вузла зокрема.

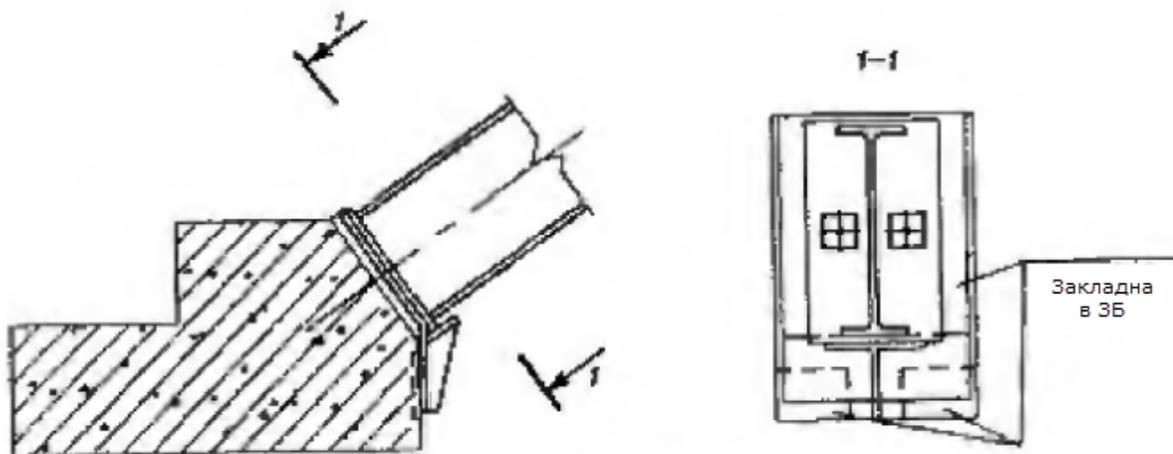
Велике значення для забезпечення високих техніко-економічних показників купола має раціональний профіль перерізу стрижнів. Найбільш ефективним профілем для стрижневих куполів є труба круглого перерізу. За умови однакової гнучкості стисненого стрижня застосування круглої труби дозволяє заощаджувати до 15% маси металу в порівнянні з парних рівнополічних кутників, з'єднаних між собою прокладками, за аналогією з конструкцією будівельних ферм. Замість круглих труб можна використовувати холодногнуті зварні труби квадратного перерізу. На практиці при будівництві будівлі з купольним покриттям зустрічаються різноманітні перерізи елементів з прокатних профілів:

рівнополичних кутників, таврів, двотаврів, швелерів. Різноманітність конструктивних рішень стрижнів у сукупності із системами розрізання поверхонь, способами з'єднання та видами монтажного збирання зумовили велику кількість варіантів вузлових з'єднань та безперервну роботу щодо їх удосконалення.

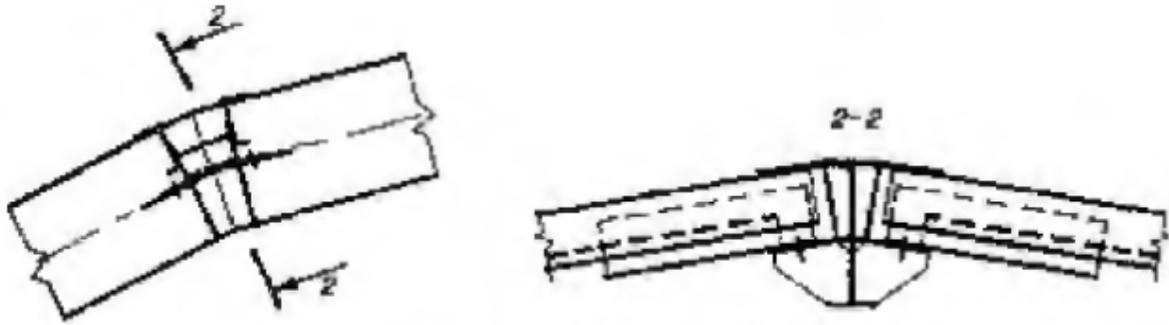
Вузли ребристих, ребристо-кільцевих, ребристо-кільцевих зі зв'язками куполів переважно будівельного виготовлення, відрізняються масивністю, в основному на болтах, зварні або комбіновані. Для цих вузлів важко забезпечити центрацію зусиль.

На Рисунку 8 представлені вузли ребристо-кільцевого купола діаметром 90 м, висотою підйому  $\frac{1}{7,2}$  діаметра, зі зв'язками та ребрами у вигляді двопоясної тришарнірної гратчастої арки.

На Рисунку 6, 7 представлені вузли ребристо-кільцевого куполу зі зв'язками діаметром 36 м, висотою підйому  $\frac{1}{6}$  діаметра і ребрами у вигляді суцільностінної тришарнірної арки.



*Рисунок 6 - Опорний вузол ребристо-кільцевого купола зі зв'язками.*



*Рисунок 7 - Вузол з'єднання ребра і кільці ребристо-кільцевого купола зі зв'язками*

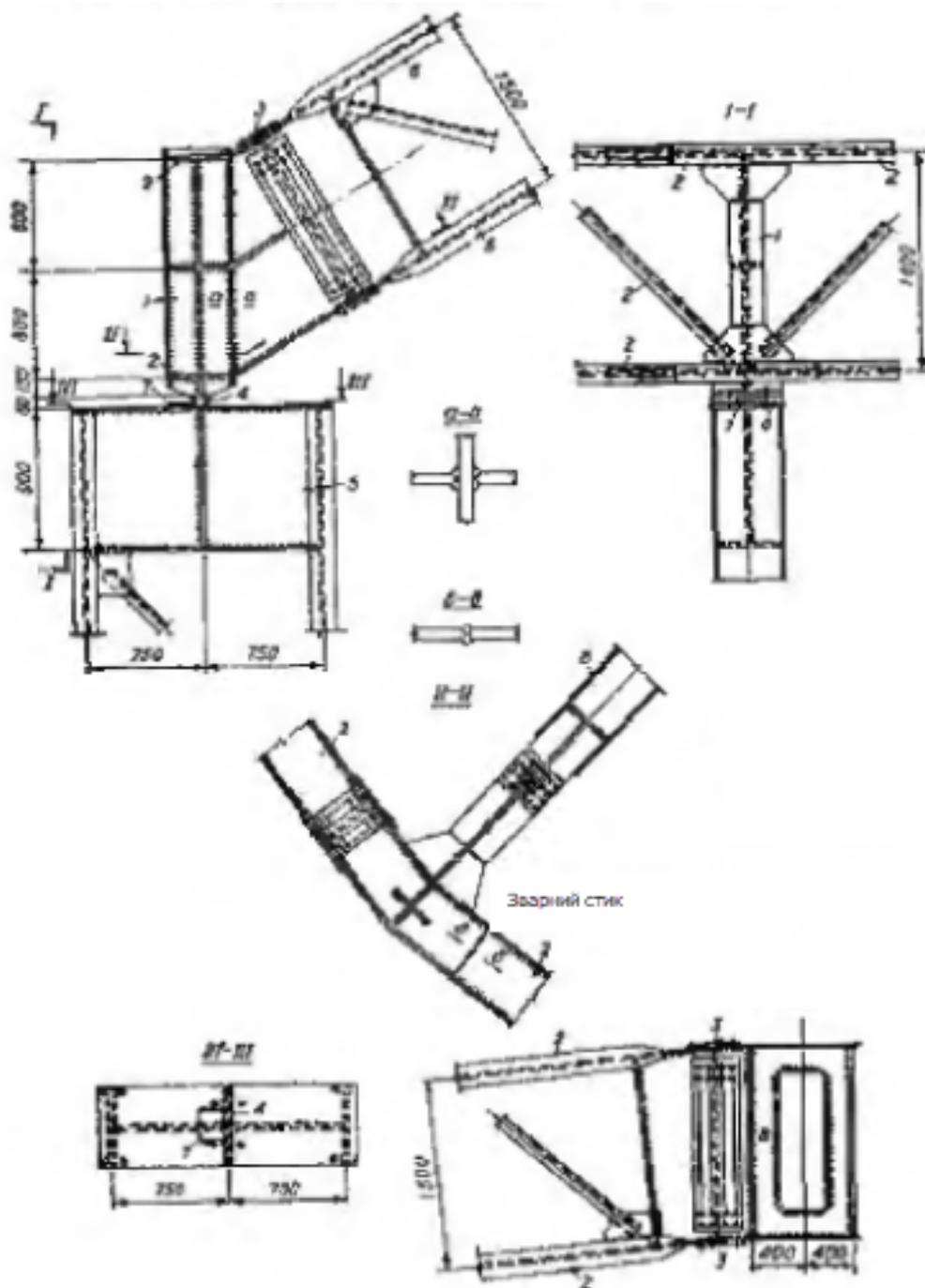


Рисунок 8 - Вузли ребристо-кільцевого купола

Ребристий купол при розрахунку на вертикальне, симетричне щодо осі купола навантаження, може бути розчленований на окремі плоскі арки, кожна з яких сприймає навантаження з вантажної площі, що припадає на неї. Якщо розпір купола сприймається опорним кільцем, то кільце може бути замінено умовною

затяжкою, що знаходиться в площині кожної пари ребер, що утворюють плоску арку.

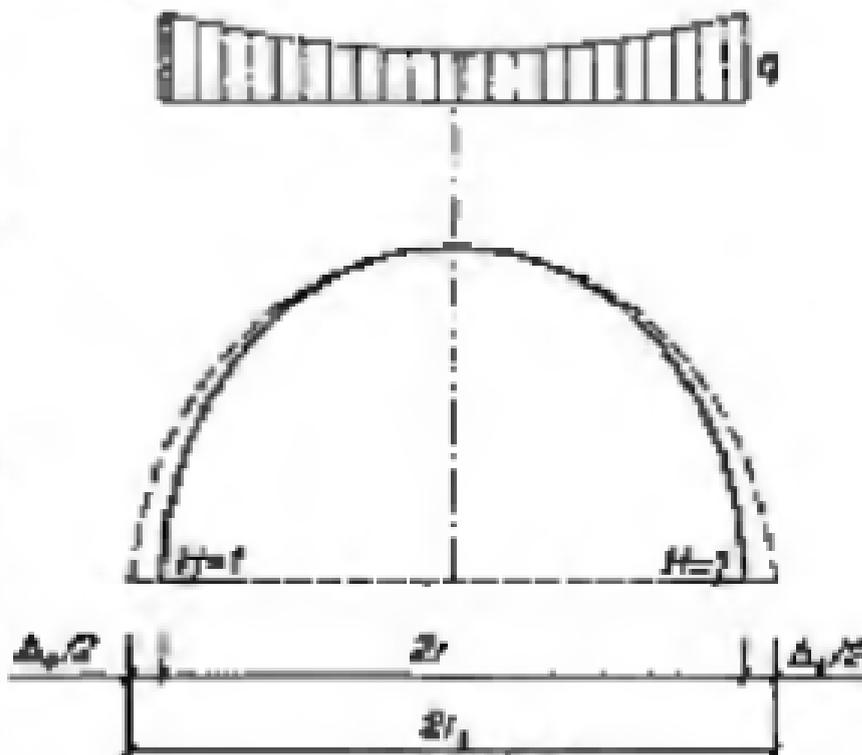


Рисунок 9 - Схема умовної арки до розрахунку ребристого купола на вертикальне навантаження.

Перерізи купола, що знаходяться в площинах кільцевих протонів, не мають вільних горизонтальних переміщень, оскільки вони пов'язані між собою твердими кільцями. Вага ребер в ребристо-кільцевій конструкції купола зменшується завдяки включенню в роботу кільцевих прогонів. Найбільш просте конструктивне рішення виходить, коли ребра та кільцеві прогони зроблені з прокатних профілів. У цьому випадку сполучення ребер з прогонами можна конструювати на кшталт шарнірних сполучень у балкових системах.

Кільцеві прогони в ребристо-кільцевому куполі працюють так само, як опорне кільце в ребристому куполі, і можуть бути замінені умовними затяжками (Рисунок 10). Таким чином, при симетричному щодо осі купола навантаженні розрахунок купола можна вести, розчленовуючи його на плоскі арки із затяжками

на рівні кільцевих прогонів (Рисунок 9). Площа перерізів умовних затягувань визначається за формулами (1) або (2).

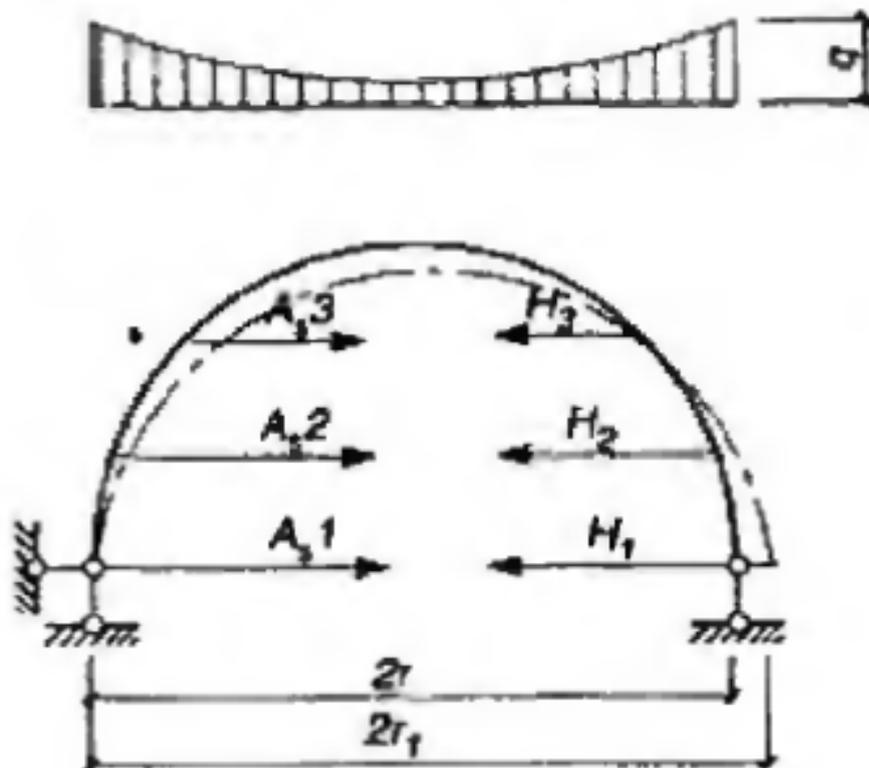


Рисунок 10 - До розрахунку ребристо-кільцевого купола на вертикальне навантаження

$$A_3 = \frac{2\pi A_k E_k}{n E_3} \quad (1)$$

$$A_3 = \frac{4r_1 A_k E_k}{l E_3} \cdot \frac{\varphi}{2} \quad (2)$$

Невідомі зусилля в затяжках найпростіше визначати методом сил, вирішуючи систему рівнянь з N невідомими, де N - кількість умовних затяжок. При горизонтальних навантаженнях ребристо-кільцевий купол розраховують так само, як і ребристий, умовно вважаючи, що перерізи купола зміщуються один щодо іншого без поперечних деформацій.

На сучасному етапі розвитку обчислювальної техніки та прикладним програм для розрахунку будівельних конструкцій переважна більшість розрахунків виконується за допомогою таких програм. Одним із найбільш

важливих етапів такого розрахунку є складання розрахункової схеми, яка б відповідала реальній роботі конструкції.

### ***Основна частина***

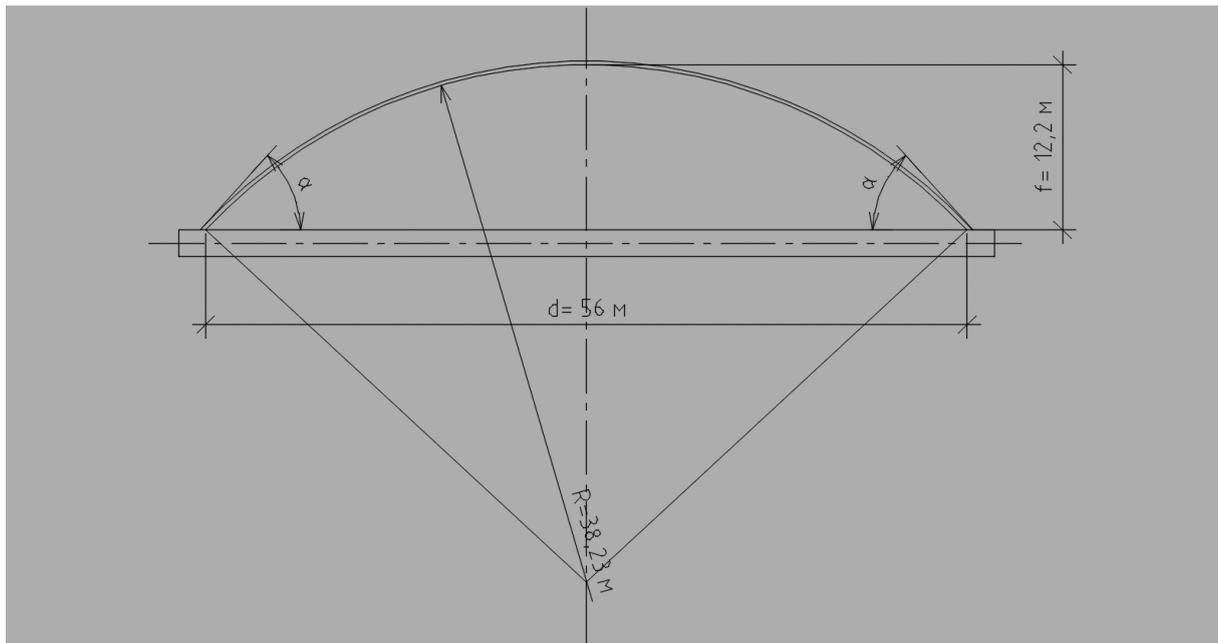
#### *Загальна характеристика купола*

Купольне покриття над будівлею спортивно-оздоровчого комплексу, виконане у вигляді ребристо-кільцевого купола зі зв'язками, що встановлюються через сектор. Конструкція куполу відноситься до категорії Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А. Воно спирається на 36 колон розміром мм. Конструкція купола складається з 36 ребер, встановлених у радіальному напрямку і що з'єднуються між собою 5 рядами кілець, що утворюють спільно жорстку просторову систему. Ребра купола та зв'язки виконані зі зварених гнутих замкнутих прямокутних профілів «Молодечно», проміжні кільця – з електрозварної прямошовної труби. Верхнє опорне кільце – зі прокатного сталевго швелеру. Нижнє опорне кільце – залізобетонне, квадратного перерізу з опорним скосом для спирання ребер.

- діаметр купола:  $d = 56$  м;
- стріла підйому купола:  $f = 12,2$  м;
- радіус кривини купола:  $R = \frac{d^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2} = \frac{56^2}{8 \cdot 12,2} + \frac{12,2}{2} = 38,23$  м;
- тангенс кута дотичної купола від опори:  $tg \alpha = \frac{\frac{d}{2}}{R \cdot f} = \frac{28}{38,23 \cdot 12,2} = 1,076$ ;
- кут  $\alpha = 47$ .

Геометрія куполу показана на Рисунку 11.

З метою забезпечення природнього освітлення всередині будівлі, конструкція покриття куполу прийнята із світлопрозорого матеріалу. В якості такого матеріалу прийнятий стільниковий полікарбонат LEXAN™ THERMOCLICK™ SHEET LTC509X.



*Рисунок 11 - Геометричні характеристики купола.*

При такому типі покриття конструкцію куполу буде діяти навантаження виключно від ваги стільникового полікарбонату, яка приймається із технічних характеристик даного матеріалу і дорівнює  $5,15 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ . Тоді характеристичне постійне навантаження на конструкцію куполу:

$$g^{ch} = 50,5 \text{ Па}$$

Розрахункове значення постійного навантаження з урахуванням коефіцієнту надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,2$

$$g = 50,5 \cdot 1,2 = 60,61 \text{ Па}$$

#### *Визначення снігового навантаження*

Снігове навантаження на купол визначається у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006. У відповідності до додатка Е характеристичне значення снігового навантаження для м. Суми

$$S_0 = 1670 \text{ Па}$$

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C \quad (3)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, який визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції. Строк експлуатації несучих конструкцій повинен дорівнювати строку експлуатації будівля, який для громадських будівель дорівнює 100 років, а в такому випадку  $\gamma_{fe} = 1,14$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} \quad (4)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

Коефіцієнт  $\mu$  визначається залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження.

Для будівель зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями можливо 2 варіанта навантаження:

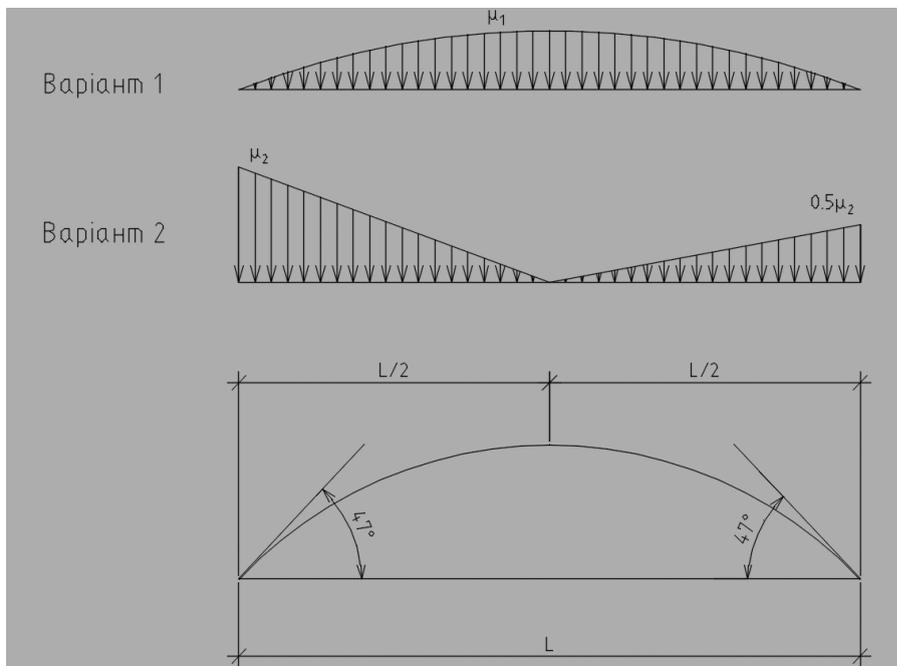


Рисунок 12 - Варіант завантаження купола сніговим навантаженням

Для варіанту 1  $\mu_1 = \cos \cos 1,8\alpha$

Для варіанту 2  $\mu_2 = 2,4 \cos \cos 1,4\alpha$

Для кута нахилу  $\alpha = 47^\circ$

$$\mu_1 = \cos \cos (1,8 \cdot 47) = 0,094$$

$$\mu_2 = 2,4 \cos \cos (1,4 \cdot 47) = 0,98$$

При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт  $C_e$  допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

При висоті розміщення будинку понад 500 м над рівнем моря величину  $C_{alt}$  приймаємо рівною 1.

Підставляючи визначені значення в (4), отримаємо:

$$C_1 = \mu C_e C_{alt} = 0,094 \cdot 1 \cdot 1 = 0,094$$

$$C_2 = \mu C_e C_{alt} = 0,98 \cdot 1 \cdot 1 = 0,98$$

Підставляємо отримані значення в (3), отримаємо:

$$S_{m,1} = 1,14 \cdot 1670 \cdot 0,094 = 179 \text{ Па}$$

$$S_{m,2} = 1,14 \cdot 1670 \cdot 0,98 = 1866 \text{ Па}$$

*Визначення вітрового навантаження.*

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

У відповідності до додатка Е характеристичне значення вітрового тиску для м. Суми

$$W_0 = 420 \text{ Па}$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C \quad (5)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C \quad (6)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження  $\gamma_{fm}$  визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ . При  $T_{ef} = 100$  років  $\gamma_{fm} = 1,14$ .

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження  $\gamma_{fe}$  залежить від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть

порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ , при якому  $\gamma_{fe} = 0,21$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (6)$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти;

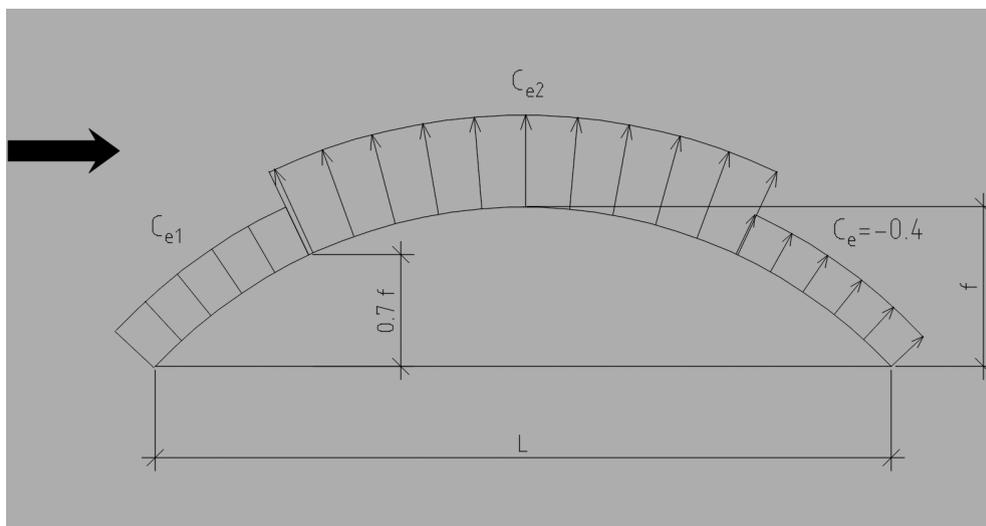
$C_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу;

$C_{dir}$  – коефіцієнт напрямку;

$C_d$  – коефіцієнт динамічності.

Аеродинамічні коефіцієнти  $C_{aer}$  визначаються залежно від форми споруди або конструктивного елемента.

Для будівель зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями варіанти розподілення аеродинамічних коефіцієнтів по покриттю будуть мати вигляд:



При співвідношенні висоти до опори куполу до діаметру куполу  $\frac{9,92}{56} = 0,177$  і співвідношенні стріли підйому до діаметру  $\frac{12,2}{56} = 0,216$ :

$$C_{e1} = -0,0193$$

$$C_{e2} = - 0,877$$

$$C_{e3} = - 0,4$$

Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі, типу навколишньої місцевості і визначається за графіками. При типі місцевості IV:

$$C_h = 1,5$$

Коефіцієнт географічної висоти  $C_{alt}$  враховує висоту  $H$  розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і при  $H < 0,5$  км  $C_{alt} = 1$ .

Коефіцієнт рельєфу  $C_{rel}$  враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі.

Коефіцієнт напрямку  $C_{dir}$  враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці.

Коефіцієнт динамічності  $C_d$  враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнта для вітрового навантаження на конструкцію купола приймаємо за рисунком 9.6 ДБН В.1.2-2:2006, у відповідності до якого  $C_d = 0,95$ .

Підставивши всі визначені коефіцієнти до (6), отримаємо:

$$C_1 = - 0,0193 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = - 0,0275$$

$$C_2 = - 0,877 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = - 1,25$$

$$C_3 = - 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = - 0,57$$

Знак «-» позначає направлення вітрового навантаження назовні купола.

*Створення розрахункової моделі купола.*

Грати розрахункової схеми створені за допомогою поверхні обертання, після цього в одному секторі додаємо зв'язки і шляхом копіювання елементів поворотом

створюємо їх в інших секторах, таким самим способом створюємо пластину. Пластина в даній схемі необхідна для створення рівномірного навантаження на купол, вагу пластини приймаємо рівною вазі полікарбонатних листів.

Всі вузли фундаменту колон закріплені по осях  $Z$ ,  $X$  і  $Y$ , перед закріпленням у вузлах фундаменту колон створюємо локальні осі таким чином, щоб ось  $Z1$  була спрямована до центру куполу.

Елементом було присвоєно такі жорсткості:

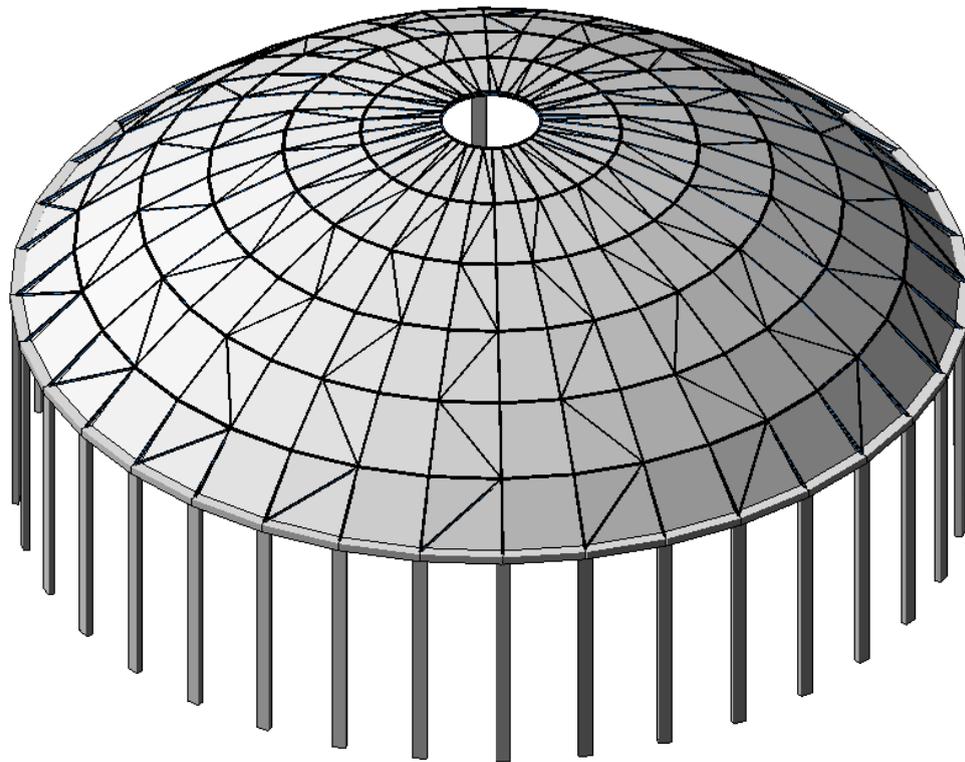
- 1 тип жорсткості – нижнє опорне кільце – брус 700×500;
- 2 тип жорсткості – радіальні ребра – профіль «Молодечно» 180×100×8;
- 3 тип жорсткості – проміжні кільця – труба електрозварна прямошовна 180×5;
- 4 тип жорсткості – верхнє опорне кільце – швелер 30П;
- 5 тип жорсткості – зв'язки – профіль «Молодечно» 120×80×5;
- 6 тип жорсткості – покрівля – пластина Н5
- 7 тип жорсткості – колони – брус 800×400.

Параметри жорсткості елементів наведені в Таблиці 2.

Таблиця 2 - Жорсткості елементів розрахункової схеми купола.

Тип жорсткості	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (кН, см) расп. вес- (кН, см) )
1	Брус 70 X 50 (Опорное кольцо ж/б)	$R_0=2.5e-005, E=2300, GF=0$ $B=70, H=50$
2	Профиль "Молодечно" 180 x 100 x 8 (Радиальные ребра)	$q=0.00308223$ $EF=824824, EI_y=3.29e+007$ $EI_z=1.31e+007, GI_k=1.18e+007$ $Y1=3.18, Y2=3.18, Z1=4.43, Z2=4.43, RU Y=0, RU Z=0$
3	Труба 180 x 5 (промежуточные кольца)	$q=0.00211627$ $EF=566294, EI_y=2.17e+007$ $EI_z=2.17e+007, GI_k=1.64e+007$ $Y1=4.26, Y2=4.26, Z1=4.26, Z2=4.26, RU Y=0, RU Z=0$
4	Швеллер 30П (Верхнее опорное кольцо)	$q=0.00311651$ $EF=834300, EI_y=1.2e+008$ $EI_z=8.1e+006, GI_k=9.25e+004$ $Y1=1.35, Y2=3.43, Z1=9.6, Z2=9.6, RU Y=0, RU Z=0$

5	Профіль "Молодечно" 120 х 80 х 5 (Связи)	$q=0.00145437$ $EI_x=389340, EI_y=7.44e+006$ $EI_z=3.96e+006, GI_k=3.05e+006$ $Y_1=2.54, Y_2=2.54, Z_1=3.19, Z_2=3.19, RU_Y=0, RU_Z=0$
6	Пластина Н 5 (пластина)	$E=220, V=0.4, H=5, R_o=5.15e-006$
7	Брус 80 X 40	$R_o=2.5e-005, E=2300, GF=0$ $B=80, H=40$



*Рисунок 13 - Просторова модель купола*

Розрахунок виконуємо за декількома варіантами розрахункової схеми і варіантами її завантаження:

1 варіант – жорстке закріплення металевих елементів купола між собою, тимчасове навантаження прикладене як розподілене на пластини покриття куполу.

2 варіант – шарнірне закріплення проміжних кілець і зв'язків до радіальних ребер, тимчасове навантаження прикладене як розподілене на пластини покриття куполу.

3 варіант – жорстке закріплення металевих елементів купола між собою, тимчасове навантаження прикладене як розподілене на проміжні кільця і

радіальні ребра, при цьому ширина вантажної площі визначається як відстань між суміжними конструкціями проміжних кілець або радіальних ребер.

4 варіант – шарнірне закріплення проміжних кілець і зв'язків до радіальних ребер, тимчасове навантаження прикладене як розподілене на проміжні кільця і радіальні ребра, при цьому ширина вантажної площі визначається як відстань між суміжними конструкціями проміжних кілець або радіальних ребер.

5 варіант – жорстке закріплення металевих елементів купола між собою, тимчасове навантаження прикладається як зосереджене навантаження у вузлах з'єднання проміжних кілець і радіальних ребер.

6 варіант – шарнірне закріплення проміжних кілець і зв'язків до радіальних ребер, тимчасове навантаження прикладається як зосереджене навантаження у вузлах з'єднання проміжних кілець і радіальних ребер.

Порівняння варіантів розрахунку виконуємо за величиною максимального згинального моменту і поздовжнього зусилля в найбільш завантаженому радіальному ребрі .

Для кожного варіанту розрахункової схеми формуємо розрахункове сполучення зусиль (Рисунок 14).

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: ДБН\_1

Строительные нормы: ДБН В.1.2 - 2:2006

Номер загрузки: 1 Постоянная нагрузка

Вид загрузки: Постоянное(0) По умолчанию

N группы объединяемых временных загружений: 0

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимноисключающих загружений: 0

NN сопутствующих загружений: 0 0

Отношение коэффициентов  $Y_m / Y_k$ : 1.10

Отношение  $P_q / P_{ch}$ : 1.00

Не учитывать для II-го пред. сост.:

Ограничения для кранов и тормозов: Кран  Тормоз

Кoeffициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Аварийн.	Авар.(б.С)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.95	0.80	0.95	0.00	0.00
3	1.00	0.95	0.80	0.95	0.00	0.00
4	1.00	0.95	0.80	0.95	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

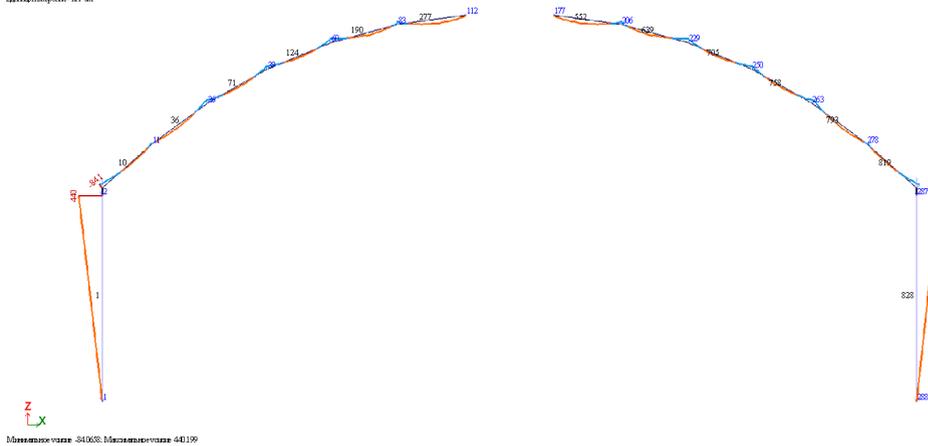
№	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ								Кoeffициенты РСУ				
1	Постоянная ...	Постоянное(0)	0	0	0	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00
2	Снеговая наг...	Длительное ...	1	0	0	0	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.80	0.95	
3	Ветровая наг...	Длительное ...	1	0	0	1	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.80	0.95	
4	Ветровая наг...	Длительное ...	1	0	0	1	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.80	0.95	

Рисунок 14 - Розрахункове сполучення зусиль.

Для порівняння результатів розглянемо одну поперечну арку (два радіальних ребра, які розташовані в одній площині)

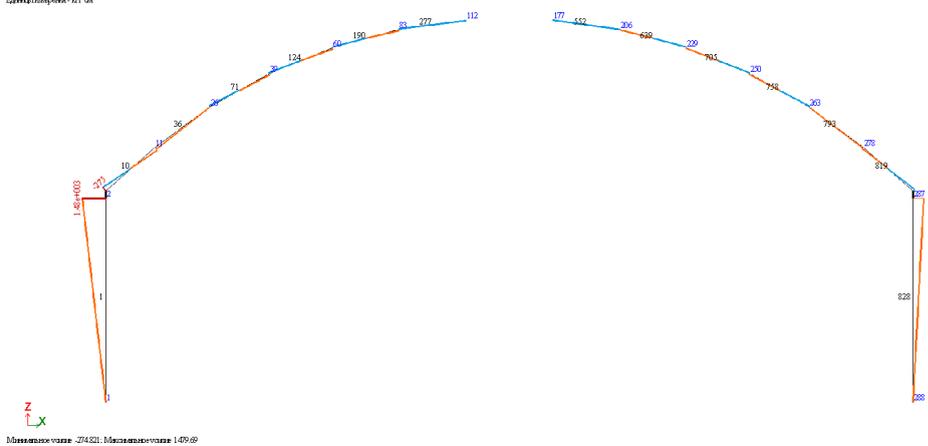
**1 варіант:**

Система координат  
ЄвроМоду  
Єдиниця вимірювання: НР\*ох



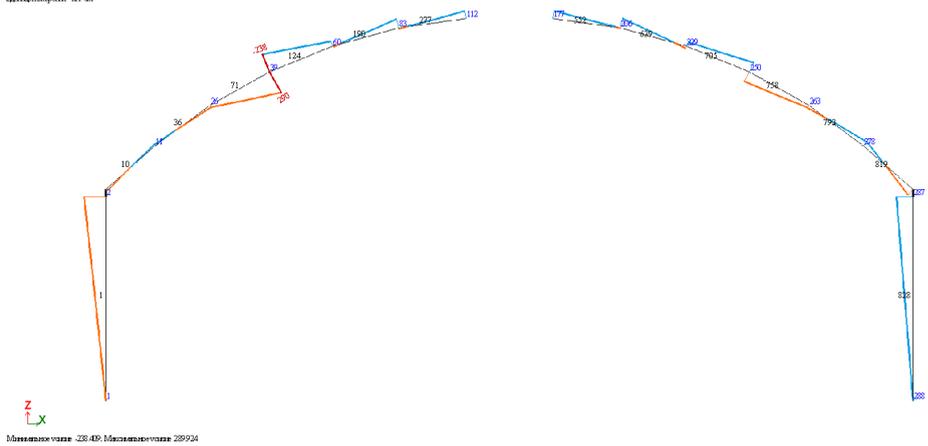
*Рисунок 15 - Епюра згинальних моментів при постійному навантаженні*

Система координат  
ЄвроМоду  
Єдиниця вимірювання: НР\*ох



*Рисунок 16 - Епюра згинальних моментів при сніговому навантаженні*

Система координат  
ЄвроМоду  
Єдиниця вимірювання: НР\*ох



*Рисунок 17 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні ліворуч*

Діаграма згинальних моментів  
Елементу  
Елемент: 18704

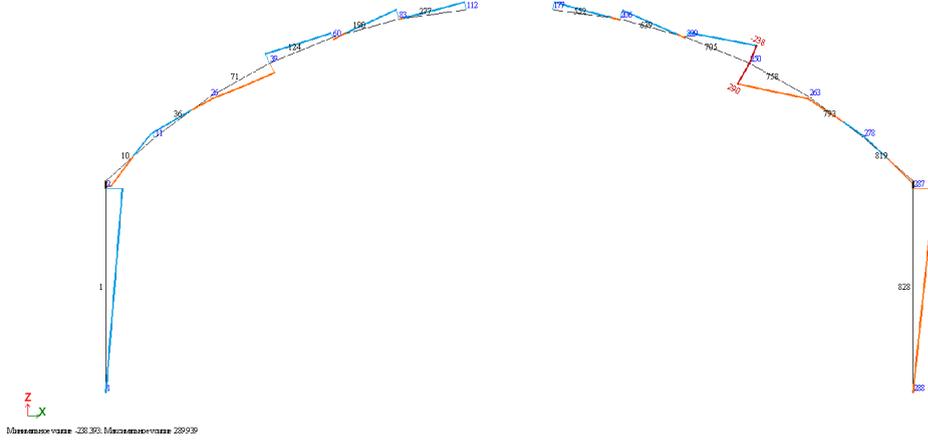


Рисунок 18 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч

## 2 варіант:

Проектна температура  
Строї:Му  
Єдиниця вимірювання: Н\*М/м

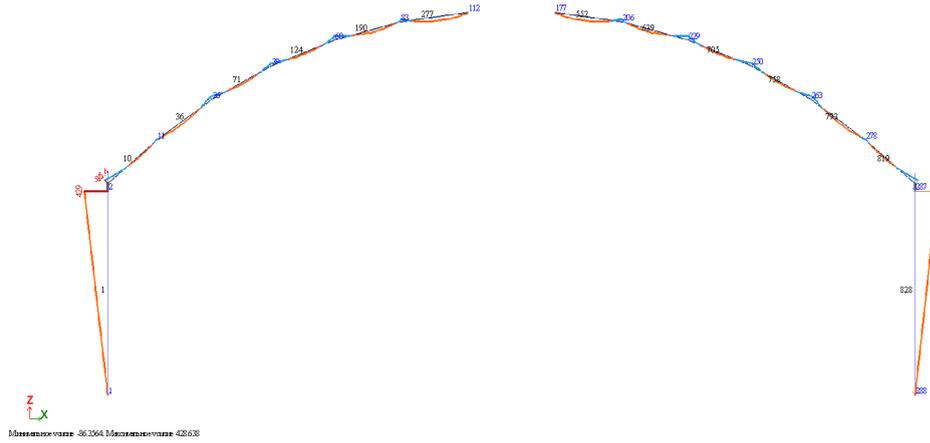


Рисунок 19 - Епюра згинальних моментів при постійному навантаженні

Проектна температура  
Строї:Му  
Єдиниця вимірювання: Н\*М/м

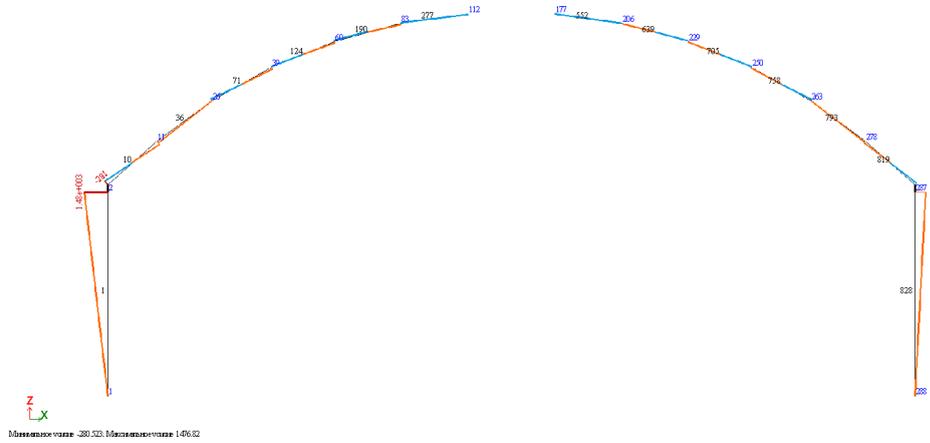


Рисунок 20 - Епюра згинальних моментів при сніговому навантаженні

Проектна температура  
Строї:Му  
Єдиниця вимірювання: Н\*М/м

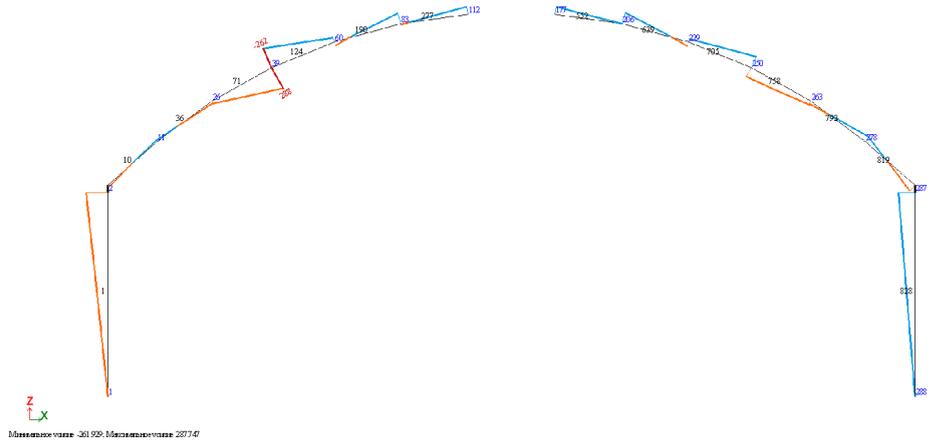


Рисунок 21 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні ліворуч

Діагностика структури  
Стрижень  
Единиця вимірювання: кН·м

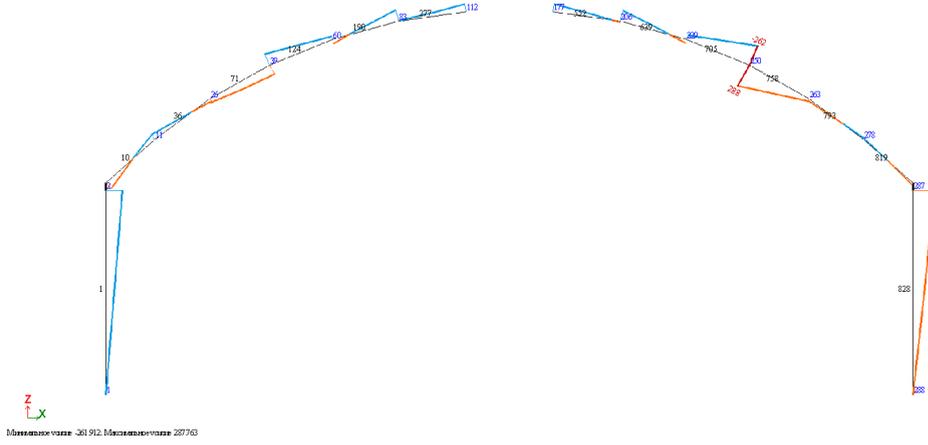


Рисунок 22 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч

### Варіант 3:

Постійне навантаження  
Стрижень  
Единиця вимірювання: кН·м

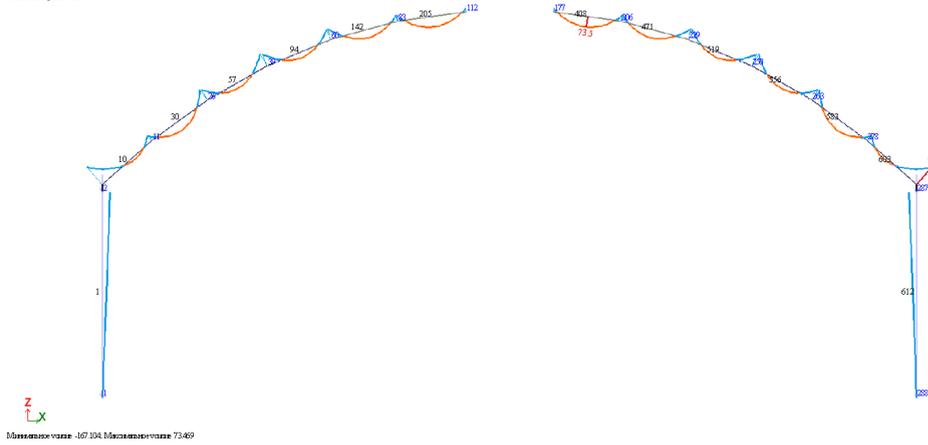


Рисунок 23 - Епюра згинальних моментів при постійному навантаженні

Снігове навантаження  
Стрижень  
Единиця вимірювання: кН·м

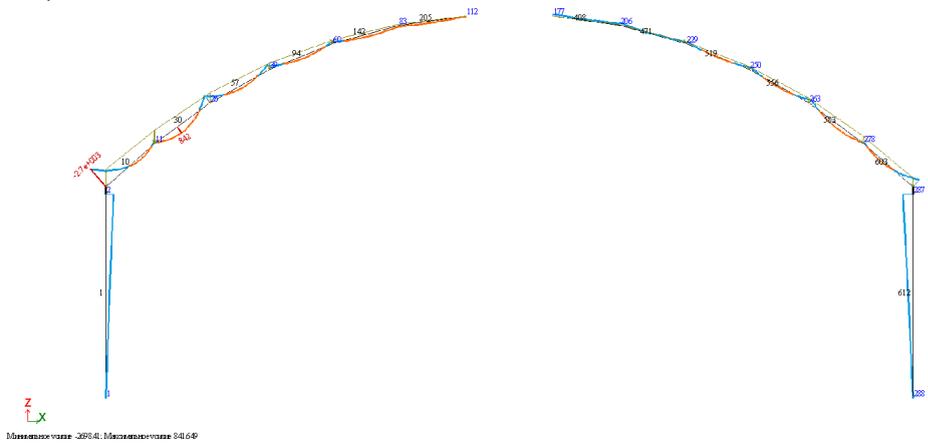


Рисунок 24 - Епюра згинальних моментів при сніговому навантаженні

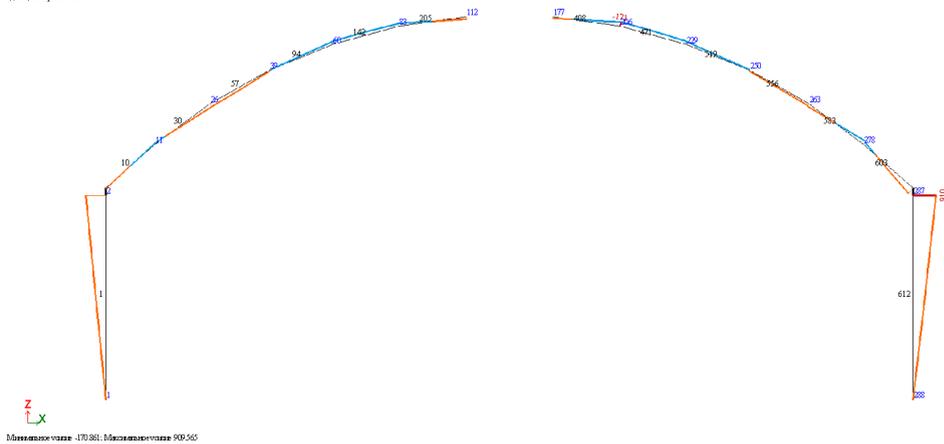


Рисунок 25 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні ліворуч

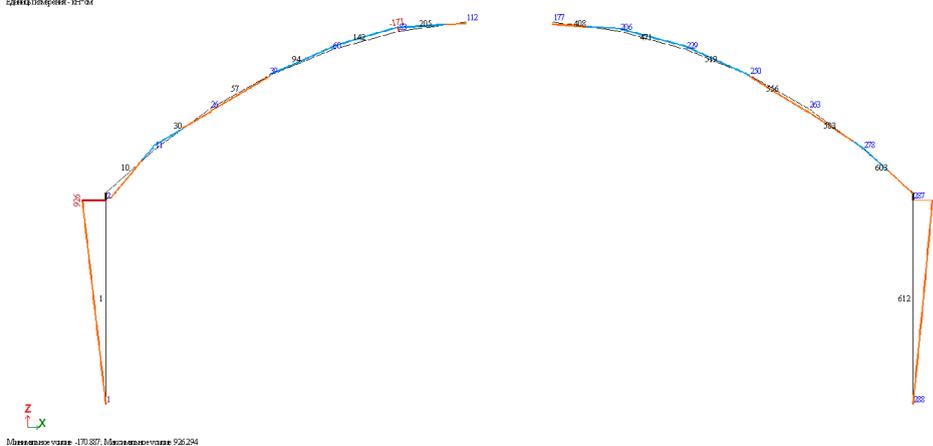


Рисунок 26 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч

### Варіант 4:

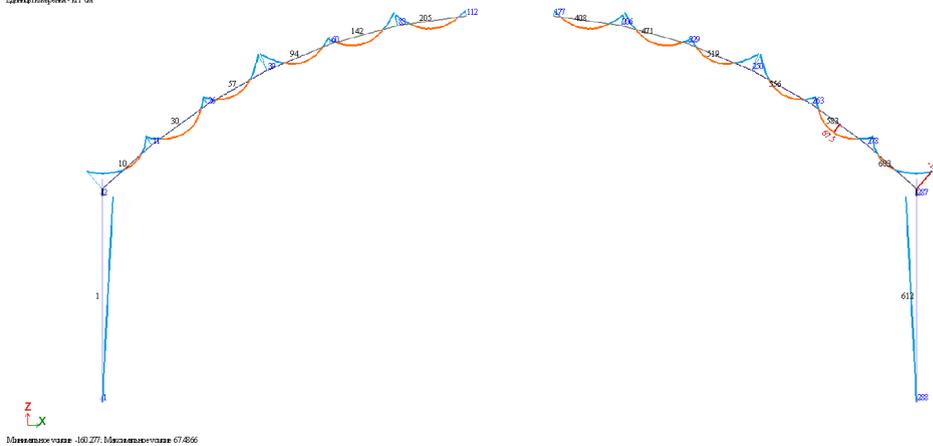


Рисунок 27 - Епюра згинальних моментів при постійному навантаженні

Векторна структура  
Сторінку  
Єдиниця вимірювання: -kPa·m

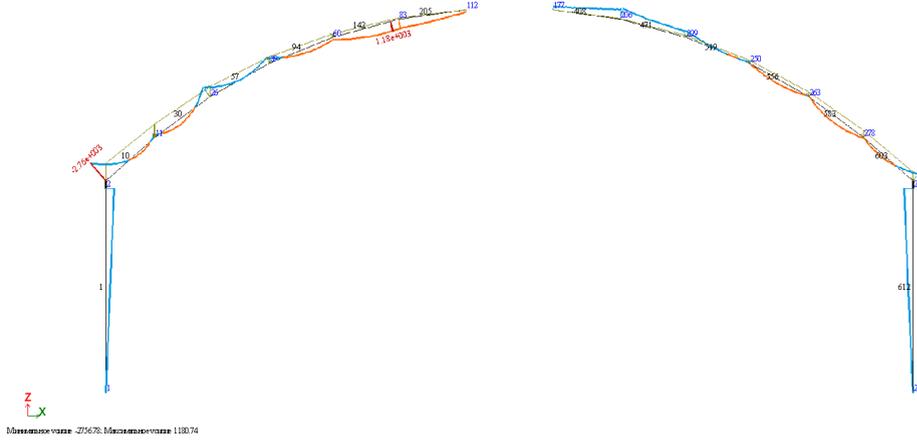


Рисунок 28 - Епюра згинальних моментів при сніговому навантаженні

Векторна структура  
Сторінку  
Єдиниця вимірювання: -kPa·m

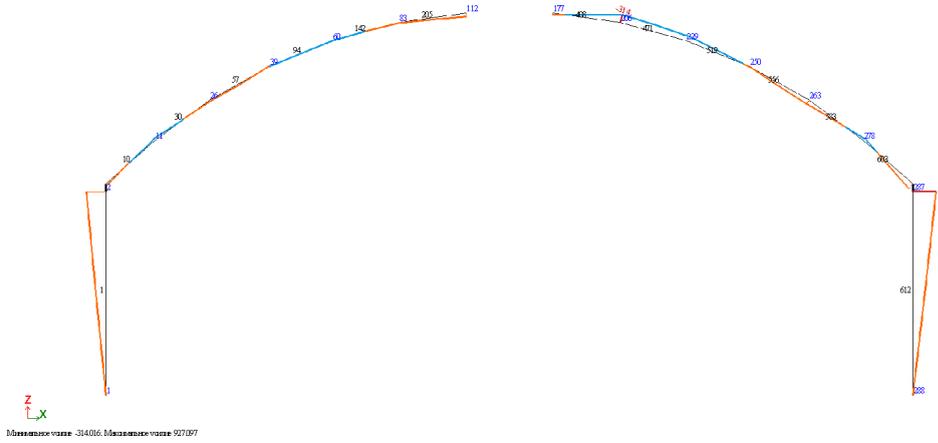


Рисунок 29 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні ліворуч

Векторна структура  
Сторінку  
Єдиниця вимірювання: -kPa·m

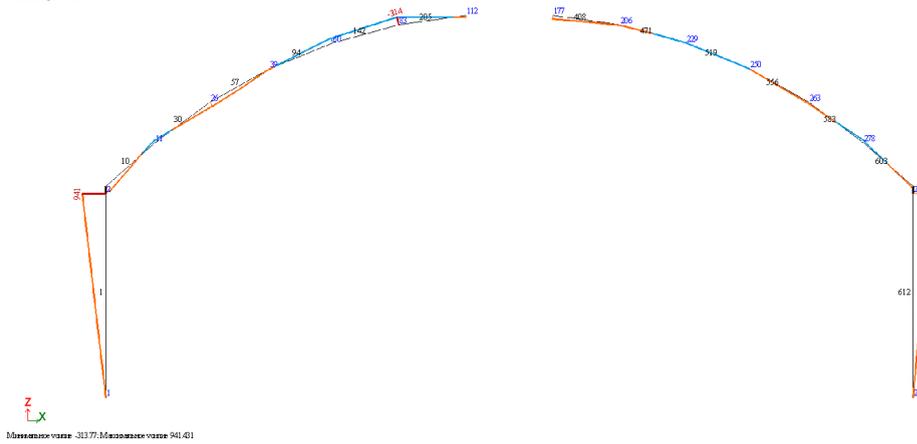
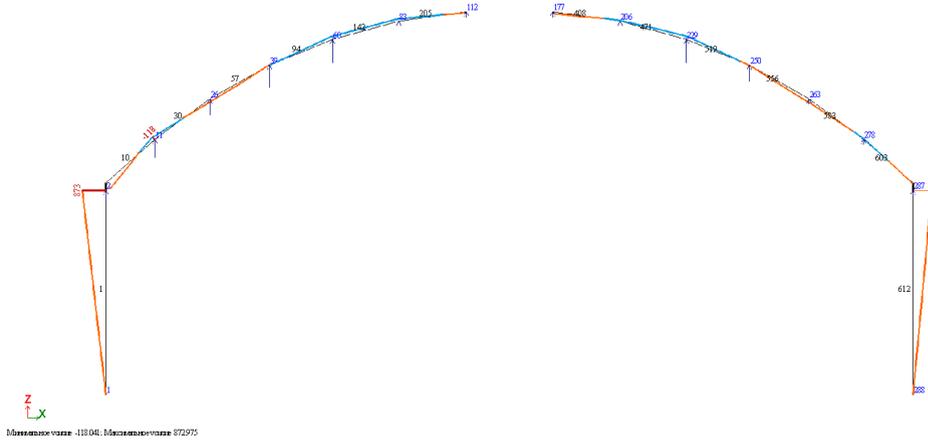


Рисунок 30 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч



Діючі напруження  
Сигнатур  
Єдиниця вимірювання: -кПа

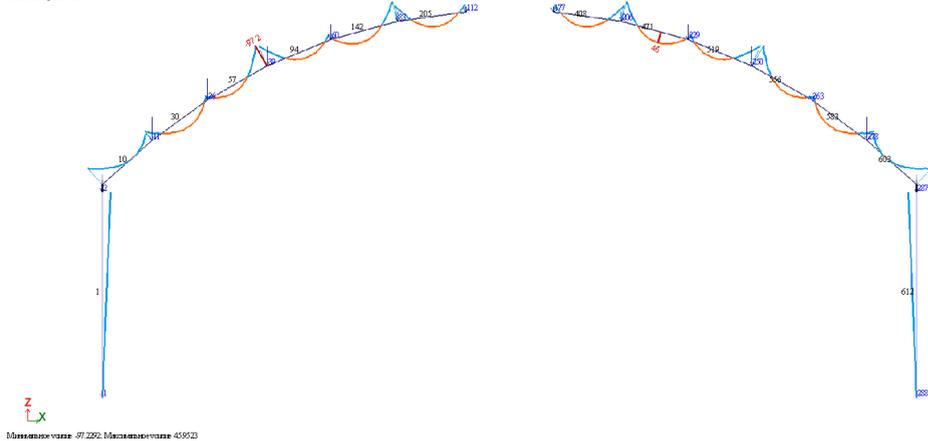


Мінімальне значення: -118.041; Максимальне значення: 972.975

Рисунок 34 - Епюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч

### Варіант 6:

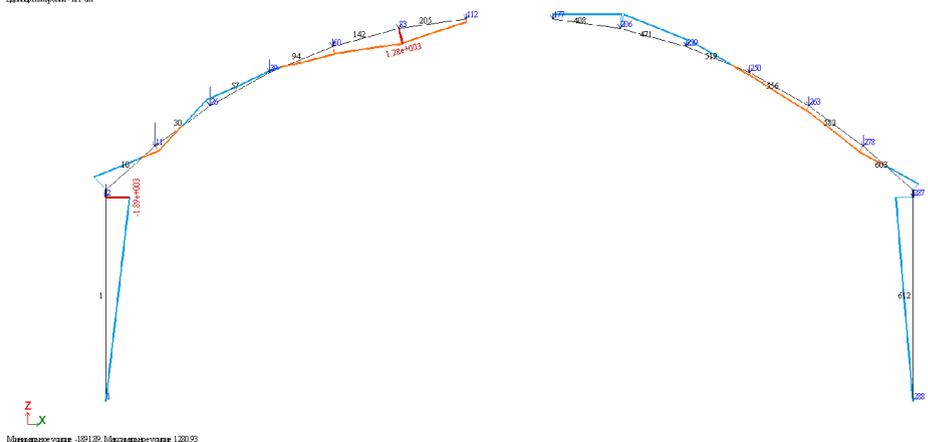
Діючі напруження  
Сигнатур  
Єдиниця вимірювання: -кПа



Мінімальне значення: -97.2282; Максимальне значення: 435.623

Рисунок 35 - Епюра згинальних моментів при постійному навантаженні

Діючі напруження  
Сигнатур  
Єдиниця вимірювання: -кПа



Мінімальне значення: -189.135; Максимальне значення: 1288.75

Рисунок 36 - Епюра згинальних моментів при сніговому навантаженні

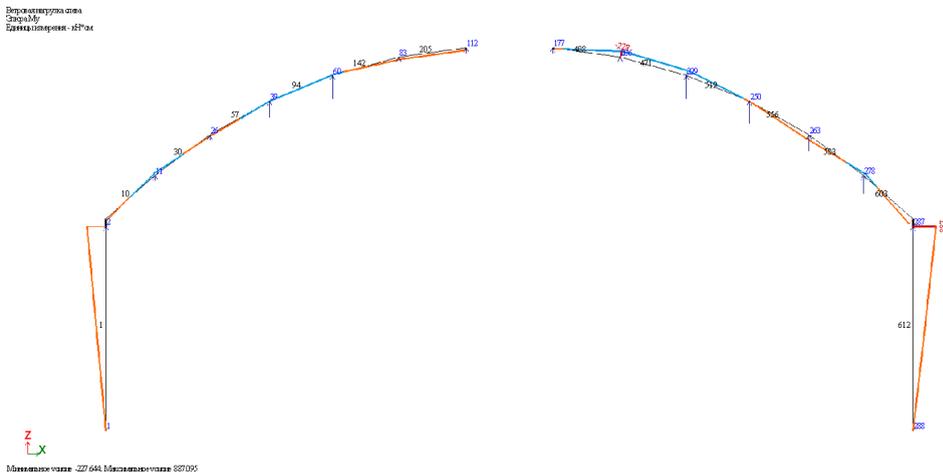


Рисунок 37 - Еюра згинальних моментів при вітровому навантаженні ліворуч

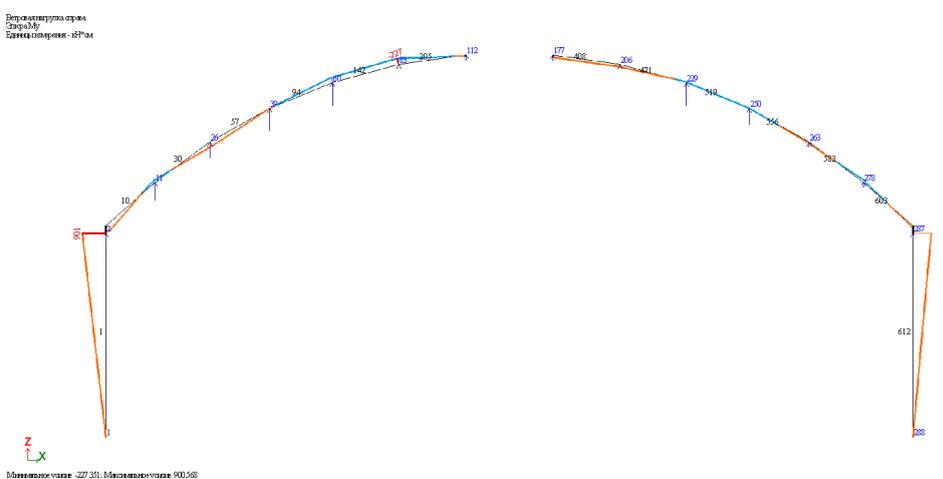


Рисунок 38 - Еюра згинальних моментів при вітровому навантаженні праворуч

Для порівняння результатів складаємо порівняльну таблицю максимальних згинальних моментів в радіальних елементах куполу:

Таблиця 3 - Порівняння максимальних згинальних моментів

Варіант розрахунку	Номер елемента											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	-358,89	129,24	328,99	-339,85	-143,58	-81,55	-78,15	-143,57	-313,42	278,49	-73,59	-214,69
2	-366,87	136,95	347,29	-350,30	-164,50	-87,86	-87,83	-164,50	-329,51	288,15	-81,95	-220,00
3	-2865,14	-1085,28	-914,59	-586,47	-391,62	-211,83	-436,22	-361,8	-372,19	-490,36	-550,2	-1259,95
4	-2916,6	-1410,64	-1338,99	-781,91	1033,03	982,22	-14480	-1603,04	-868,52	-145,69	-157,59	-1239,36
5	-1648,07	654,43	-122,51	-166,78	244,25	230,19	-265,02	-290,01	-200,27	69,78	346,79	-639,4
6	-1521,72	-559,21	-566,02	605,35	1221,43	1209,97	-1356,6	-1405,4	-757,17	559,43	547,56	-756,56

## **Висновки**

За результатами порівняння результатів розрахунку за різними варіантами розрахункової схеми можна зробити наступні висновки:

1. Виключення конструкцій із розрахункової схеми значно впливає на результати розрахунків.
2. Включення шарнірів в елементи зв'язків і проміжних кілець незначно збільшує згинальні моменти, в найбільш напружених елементах таке збільшення досягає 5-6%.

*Таблиця 4 - Відхилення в зусиллях елементів при включенні шарнірів в елементи зв'язків і проміжних кілець*

Варіант розрахунку	Номер елемента											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	-358,89	129,24	328,99	-339,85	-143,58	-81,55	-78,15	-143,57	-313,42	278,49	-73,59	-214,69
2	-366,87	136,95	347,29	-350,30	-164,50	-87,86	-87,83	-164,50	-329,51	288,15	-81,95	-220,00
%	102,2	106,0	106,0	103,1	114,6	107,7	112,4	114,6	105,1	103,5	111,4	102,5

На основі зроблених висновків можна сказати, що спрощення розрахункової схеми, в нашому випадку, значно вплинуло на результати розрахунку. Включення шарнірів в розрахункову схему дозволить забезпечити запас міцності і суттєво не вплине на перевитрати матеріалів, тому ми пропонуємо використовувати саме другу розрахункову схему, шарнірне закріплення проміжних кілець і зв'язків до радіальних ребер, тимчасове навантаження прикладене як розподілене на пластини покриття куполу, при подальших розрахунках елементів куполу.

### **2.2. Розрахунок сталевих елементів куполу.**

Розрахунок металевих елементів купола виконуємо у відповідності до ДБН В.2.6-198:2014. Переріз елементів приймаємо однаковим по всій його довжині, тому для розрахунку із отриманих результатів за комп'ютерним розрахунком обираємо найбільші величини зусиль (Таблиця 5).

Таблиця 5 - Розрахункові зусилля в елементах купола

Найменування елемента	1 варіант		2 варіант	
	$M_{max}$	$N_{відп}$	$M_{відп}$	$N_{max}$
Радіальні ребра	366,88	-74,66	317,15	-79,42
Проміжні кільця				-107,6
Верхнє опорне кільце	402,49	-55,96	402,49	-55,96
Зв'язки				-34,67
Нижнє опорне кільце	1966,14	-94,33	675,08	1761,02

Підбір перерізу елементів проміжних кілець.

Розрахунок елементів суцільного перерізу на стійкість при центральному стиску виконується за формулою

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi AR_y\gamma_c} \leq 1 \quad (8)$$

де  $A$  – площа перерізу елемента;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску і згину за границею плинності, для сталі СтЗкп2  $R_y = 230$  МПа;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, у відповідності до таблиці 5.1 ДБН В.2.6-198:2014  $\gamma_c = 0,9$ ;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю, у відповідності до таблиці 5 ДБН В.1.2-14:2018 для класу відповідальності будівлі СС2 і категорії відповідальності конструкції А  $\gamma_n = 1,1$ ;

$\varphi$  – коефіцієнти стійкості при центральному стиску.

Для практичних розрахунків коефіцієнти стійкості  $\varphi$  можливо використовувати за додатком Ж ДБН В.2.6-198:2014, який залежить від умовної гнучкості  $\bar{\lambda}$  і типу кривої стійкості.

Для типу поперечного перерізу у вигляді круглої або прямокутної труби тип кривої стійкості у відповідності до таблиці 8.1 ДБН В.2.6-198:2014 приймаємо А. Оскільки поперечний переріз невідомий, то попередньо приймаємо умовну гнучкість елемента  $\bar{\lambda} = 2,5 \dots 3$ . При  $\bar{\lambda} = 2,6$   $\varphi = 0,785$ .

Із формули (8) визначаємо мінімально потрібну площу поперечного перерізу елемента

$$A_{nec} \geq \frac{N\gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{107,6 \cdot 1,1}{0,785 \cdot 23 \cdot 0,9} = 7,28 \text{ см}^2$$

Визначаємо необхідний радіус інерції перерізу за формулою:

$$i_{nec} = \frac{l_{ef}}{\lambda}$$

де  $l_{ef}$  – розрахункова довжина елемента

$$l_{ef} = \mu \cdot l$$

тут  $\mu$  – коефіцієнт приведення розрахункової довжини, оскільки закріплення кінців прийняте шарнірне, то  $\mu = 1$

$$l_{ef} = 1 \cdot 428 = 428 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{\bar{\lambda}}{\sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \frac{2,6}{\sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}}} = 77,8$$

$$i_{nec} = \frac{428}{77,8} = 5,5 \text{ см}$$

За значеннями  $A_{nec}$  і  $i_{nec}$  із сортаменту труб приймаємо трубу 159×3,2, для якої  $A = 15,66 \text{ см}^2$ ,  $i = 5,51 \text{ см}$ ,  $I = 475,44 \text{ см}^4$ ,  $W = 59,8 \text{ см}^3$ .

Визначаємо дійсне значення гнучкості:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{428}{5,51} = 77,7$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77,7 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,596$$

Із таблиці Ж.1 шляхом інтерполяції визначаємо значення  $\varphi = 0,786$

Перевіряємо гнучкість елемента.

Гранична гнучкість стиснутого елемента визначається за формулою

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,465 = 152,1$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{107,6 \cdot 1,1}{0,785 \cdot 15,66 \cdot 23 \cdot 0,9} = 0,465$$

$$\lambda = 77,7 < \lambda_u = 152,1$$

Виконуємо перевірку стійкості центрально стиснутого елемента за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{107,6}{0,786 \cdot 15,66} = 8,74 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 87,4 \text{ МПа} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 23 \frac{0,9}{1,1} = 18,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 188 \text{ МПа}$$

Недонапруження становить

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{23 \cdot 1,1 - 8,74}{23 \cdot 1,1} \cdot 100\% = 65\% > 5\%$$

Але зменшення перерізу призведе до збільшення гнучкості і перевищення її граничної.

*Підбір перерізу елементів проміжних зв'язків.*

Підбір перерізу зв'язків виконуємо аналогічно підбору перерізу проміжних кілець.

Марку сталі та коефіцієнти умов роботи і надійності за відповідальністю приймаємо аналогічними.

При  $\bar{\lambda} = 2,6$   $\varphi = 0,785$ .

$$A_{\text{нec}} \geq \frac{N\gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{34,67 \cdot 1,1}{0,785 \cdot 23 \cdot 0,9} = 2,35 \text{ см}^2$$

$$l_{ef} = 1 \cdot 654 = 654 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{\bar{\lambda}}{\sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \frac{2,6}{\sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}}} = 77,8$$

$$i_{\text{нec}} = \frac{654}{77,8} = 8,4 \text{ см}$$

Приймаємо прямокутну трубу  $240 \times 120 \times 8$ , для якої  $A = 52,84 \text{ см}^2$ ,  $i = 8,45 \text{ см}$ ,  $I = 3772 \text{ см}^4$ ,  $W = 314,3 \text{ см}^3$ .

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{654}{8,45} = 77,4$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77,4 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,586$$

Із таблиці Ж.1 шляхом інтерполяції визначаємо значення  $\varphi = 0,787$

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,044 = 177,36$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{34,67 \cdot 1,1}{0,787 \cdot 52,84 \cdot 23 \cdot 0,9} = 0,044$$

$$\lambda = 77,4 < \lambda_u = 177,3$$

Виконуємо перевірку стійкості центрально стиснутого елемента за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{34,67}{0,787 \cdot 52,84} = 0,83 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 8,3 \text{ МПа} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 23 \frac{0,9}{1,1} = 18,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 188$$

Недонапруження становить

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{23 \cdot 1,1 - 0,83}{23 \cdot 1,1} \cdot 100\% = 97\% > 5\%$$

При такому недонапруженні необхідно зменшити переріз елемента.

Приймаємо прямокутну трубу  $180 \times 100 \times 5$ , для якої  $A = 26,36 \text{ см}^2$ ,  
 $i = 4,14 \text{ см}$ ,  $I = 452 \text{ см}^4$ ,  $W = 90,4 \text{ см}^3$ .

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{654}{4,14} = 157,97$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 157,97 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,278$$

Із таблиці Ж.1 шляхом інтерполяції визначаємо значення  $\varphi = 0,273$

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,256 = 164,64$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{34,67 \cdot 1,1}{0,273 \cdot 26,36 \cdot 23 \cdot 0,9} = 0,256$$

$$\lambda = 157,97 < \lambda_u = 164,64$$

Виконуємо перевірку стійкості центрально стиснутого елемента за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{34,67}{0,273 \cdot 26,36} = 4,82 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 48,2 \text{ МПа} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 23 \frac{0,9}{1,1} = 18,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 188$$

Недонапруження становить

$$\frac{R_{y_c} \gamma_c - \sigma}{R_{y_c}} \cdot 100\% = \frac{23 \cdot 1,1 - 4,82}{23 \cdot 1,1} \cdot 100\% = 81\% > 5\%$$

Однак, значення гнучкості елемента наближене до граничного, тому зменшувати переріз елемента неможливо.

*Підбір перерізу елементів радіального ребра.*

Елемент працює на одночасну дію поздовжніх зусиль, та згинальних моментів. При такому напружено-деформованому стані елемент розраховується за формулою:

$$\left( \frac{N \gamma_n}{A_n R_{y_c}} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_{xn,min} R_{y_c}} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn,min} R_{y_c}} \leq 1 \quad (9)$$

де  $N$ ,  $M_x$  і  $M_y$  – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації розрахункових навантажень;

$n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  – коефіцієнти, які приймаються згідно таблиці М.1 ДБН В.2.6-198:2014

$W_{xn,min}$  – мінімальне з двох значень моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осі  $x - x$ , обчислених відповідно для розтягнутого та стиснутого волокна;

$W_{yn,min}$  – те саме, відносно осі  $y - y$ .

Зусилля в елементі, відповідно Таблиці 5:

$$N = 74,66 \text{ кН}$$

$$M_x = 366,88 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

$$M_y = 6,7 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

Марку сталі та коефіцієнти умов роботи і надійності за відповідальністю приймаємо аналогічними, як і в попередніх розрахунках.

Приймаємо поперечний переріз у вигляді прямокутної труби  $180 \times 100 \times 5$ , для якої  $A = 26,36 \text{ см}^2$ ,  $i = 4,14 \text{ см}$ ,  $I_x = 1124 \text{ см}^4$ ,  $W_x = 124,9 \text{ см}^3$ ,  $I_y = 452 \text{ см}^4$ ,  $W_y = 90,4 \text{ см}^3$ .

В такому випадку з таблиці М.1  $n = 1,5$ ,  $c_x = 1,28$ ,  $c_y = 1,2$

Перевіряємо прийнятий переріз за формулою (9)

$$\left( \frac{74,66 \cdot 1,1}{26,36 \cdot 23 \cdot 0,9} \right)^{1,5} + \frac{366,88 \cdot 1,1}{1,28 \cdot 124,9 \cdot 23 \cdot 0,9} + \frac{6,7 \cdot 1,1}{1,2 \cdot 90,4 \cdot 23 \cdot 0,9} = 0,42 < 1$$

Умова виконується, тож прийнятий переріз приймаємо для конструювання купола.

*Підбір перерізу елементів верхнього опорного ребра.*

Зусилля в елементі, відповідно Таблиці 5:

$$N = 55,96 \text{ кН}$$

$$M_x = 402,49 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_y = 5,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Марку сталі та коефіцієнти умов роботи і надійності за відповідальністю приймаємо аналогічними, як і в попередніх розрахунках.

Приймаємо поперечний переріз у вигляді швелера 20П, для якого  $A = 23,40 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 8,08 \text{ см}$ ,  $I_x = 1530,0 \text{ см}^4$ ,  $W_x = 153,0 \text{ см}^3$ ,  $i_y = 2,39 \text{ см}$ ,  $I_y = 134,00 \text{ см}^4$ ,  $W_y = 25,20 \text{ см}^3$ .

В такому випадку з таблиці М.1  $n = 1,5$ ,  $c_x = 1,6$ ,  $c_y = 1,07$

Перевіряємо прийнятий переріз за формулою (9)

$$\left( \frac{55,96 \cdot 1,1}{23,4 \cdot 23 \cdot 0,9} \right)^{1,5} + \frac{402,49 \cdot 1,1}{1,6 \cdot 153,0 \cdot 23 \cdot 0,9} + \frac{5,7 \cdot 1,1}{1,07 \cdot 25,2 \cdot 23 \cdot 0,9} = 0,14 < 1$$

Умова виконується, тож прийнятий переріз приймаємо для конструювання купола.

### 2.3. Розрахунок фундаментів

Рельєф майданчика рівний, спокійний та має ухил 1.47 %.

Геологічна будова майданчика:

Геологічна будова майданчика характеризується геологічними виробками – свердловинами №1, №2, №3 з яких з глибини 1.8 м, 4.0 м, 9.0 м, 12.0 м, відібрано зразки ґрунту для лабораторних випробувань.

Оцінка властивостей окремих пластів ґрунту

*1шар* – насип.

*2шар* – пілувато-глинистий ґрунт.

Визначаємо число пластичності за формулою

$$I_p = W_L - W_p = 34,3 - 18 = 16,3 - \text{ґрунт} - \text{суглинок, оскільки } 7 < I_p < 17$$

$W_L$  – вологість на межі плинності;

$W_p$  – вологість на межі пластичності.

Визначаємо показник плинності:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{30 - 18}{16,3} = 0,736$$

Відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 тип ґрунту суглинок, різновид якого за показником плинності – м'якопластичний, оскільки  $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ .

За рівнем вологості  $S_r$  визначаємо водонасиченість ґрунту.

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + 0,01 \cdot W)} = \frac{1,92}{1 + 0,01 \cdot 30} = 1,477 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,54 - 1,477}{1,477} = 0,72$$

$e$  – коефіцієнт пористості ґрунту.

$$S_r = \frac{W \cdot 0,01 \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,3 \cdot 2,54}{0,72 \cdot 1} = 1,058 - \text{насичений водою.}$$

$W$  – природна вологість ґрунту;

$\rho$  – природна щільність ґрунту, т/м<sup>3</sup>;

$\rho_s$  – щільність частинок, т/м<sup>3</sup>;

$\rho_d$  – щільність сухого ґрунту, т/м<sup>3</sup>;

$\rho_w = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$  – щільність води.

Для попередньої оцінки набухання ґрунту знаходимо показник просідання. Цю властивість мають тільки пілувато-глинисті ґрунти. Ґрунт вважається просадним, якщо  $S_r < 0,8$  і показник просідання знаходиться в діапазоні:

$\Pi < 0,1$  при  $0,1 > I_L \geq 0,01$

$\Pi < 0,17$  при  $0,1 \leq I_L < 0,14$

$\Pi < 0,24$  при  $0,14 \leq I_L < 0,22$

суглинок,  $S_r = 1,058 > 0,8$ ;  $I_L = 0,736$ ;  $e = 0,72$

$$e_L = \frac{W_L \times \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,343 \times 2,54 \times 9,8}{10} = 0,854;$$

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,854 - 0,72}{1,72} = 0,078. \text{ – непросідаючий.}$$

$e_L$  – коефіцієнт, що відповідає вологості на межі плинності.

$e$  – коефіцієнт пористості природного ґрунту.

Ґрунт вважається набухаючим, якщо  $\Pi > 0,3$ .

Висновок: ґрунт – суглинок м'якопластичний, непросадочний, ненабухаючий, пучинистий.

3 шар – пілувато-глинистий ґрунт.

Визначаємо число пластичності за формулою:

$$I_P = W_L - W_P = 26,4 - 14,9 = 11,5$$

Ґрунт – суглинок, оскільки  $7 < I_L \leq 17$

Визначаємо показник плинності:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{27,4 - 14,9}{26,4 - 14,9} = 1,087$$

Тип ґрунту суглинок, різновид якого за показником плинності - плинний, оскільки  $I_L > 1$ .

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту.

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1+0,01 \cdot W)} = \frac{1,88}{1+0,01 \cdot 27,4} = 1,476 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,7 - 1,476}{1,476} = 0,829$$

Визначаємо ступінь вологості ґрунту. За рівнем вологості визначаємо водонасиченість ґрунту.

$$S_r = \frac{W \cdot 0,01 \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,274 \cdot 2,7}{0,829 \cdot 1} = 0,892; \quad \text{— ґрунт насичений водою, оскільки } S_r > 0,8.$$

Знаходимо показник просідання.

$$\text{суглинок, } S_r = 0,892 > 0,8; \quad I_L = 1,087; \quad e = 0,829$$

$$e_L = \frac{W_L \times \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,264 \times 2,7 \times 9,8}{10} = 0,698$$

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,698 - 0,829}{1,829} = -0,071 \quad \text{— непросідаючий}$$

Висновок: ґрунт-суглинок важкий пілуватий текучий, насичений водою, непросадочний, ненабухаючий, сильнопучинистий.

*4 шар* — пілувато-глинистий ґрунт.

Визначаємо число пластичності за формулою

$$I_P = W_L - W_P = 37 - 22 = 15$$

ґрунт суглинок, оскільки  $7 < I_L \leq 17$

Визначаємо показник плинності:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25 - 22}{37 - 22} = 0,2$$

Тип ґрунту суглинок, різновид, якого за показником плинності – напівтвердий, оскільки  $0 \leq I_L \leq 0,25$ .

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту.

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1+0,01 \cdot W)} = \frac{1,98}{1+0,01 \cdot 25,0} = 1,584 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,7 - 1,584}{1,584} = 0,704$$

Визначаємо ступінь вологості ґрунту. За рівнем вологості визначаємо водонасиченість ґрунту.

$$S_r = \frac{W \cdot 0,01 \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,25 \cdot 2,7}{0,704 \cdot 1} = 0,959 \quad - \text{ ґрунт насичений водою, оскільки}$$

$$S_r > 0,8$$

Знаходимо показник просідання.

$$\text{суглинок, } S_r = 0,959 > 0,8 ; I_L = 0,2 ; e = 0,704$$

$$e_L = \frac{W_L \times \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,37 \times 2,7 \times 9,8}{10} = 0,979$$

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,979 - 0,704}{1,704} = 0,16. \quad - \text{ непросідаючий}$$

Висновок: ґрунт-суглинок напівтвердий, непросадочний, ненабухаючий, середньопучинистий.

5 шар – пісок.

Для визначення типу ґрунту за крупністю частинок необхідно підсумовувати дані відсоткового вмісту частинок

свердловина №2 (глибина від поверхні 12,0 м)

Для частинок більше 2,0 мм – 2,5%

більше 0,5 мм – 2,5+37,5=40%

більше 0,25 мм – 40+29,7=69,7% > 50% – отже, пісок

середньої крупності.

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту.

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1+0,01 \cdot W)} = \frac{2,021}{1+0,01 \cdot 23,4} = 1,638 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,652 - 1,638}{1,638} = 0,619 > 0,55 \text{ і } < 0,7, \text{ отже, ґрунт середньої}$$

щільності, оскільки  $0,55 < 0,67 < 0,7$ .

Визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{W \cdot 0,01 \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,234 \cdot 2,652}{0,619 \cdot 1} = 1 - \text{пісок, насичений водою, оскільки } S_r > 0,8.$$

Висновок: ґрунт-пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, практично непучинистий.

Таблиця 6 - Зведена таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п ИГЭ	1	2	3	4	5
Найменування ґрунту	Росл. шар	Суглинок важкий пілуватий м'якопластичний	Суглинок важкий пілуватий текучий	Суглинок важкий пілуватий напівтвердий	Пісок середньої густини насичений водою
А) Нормативні значення природна вологість $W$ , %	-	30	27,4	25,0	23,4
Вологість на межі плинності $W_L$ , %	-	34,3	26,4	37,0	-
Вологість на межі розкочування, $W_p$ , %	-	18	14,9	22,0	-
Число пластичності, $I_p$	-	16,3	11,5	15	-
Показник консистенції, $I_L$	-	0,736	1,087	0,2	-
Ступінь вологості, $S_r$	-	1,058	0,892	0,959	1
Коефіцієнт пористості, $e$	-	0,72	0,829	0,704	0,619
Об'ємна маса $\gamma$ , $\text{кН/м}^3$	16,67 7	18,835	18,443	19,424	19,826
Об'ємна маса скелета $\gamma_d$ , $\text{кН/м}^3$	-	14,489	14,479	15,54	16,069
Об'ємна маса частинок $\gamma_s$ , $\text{кН/м}^3$	-	24,92	26,487	26,487	26,016

Питоме зчеплення $C$ , кПа	-	18	10	16	-
Модуль деформації $E$ , МПа	-	36,9		11,16	19,7
Кут внутрішнього тертя, $\varphi$ , град	-	16	14	17	30
Розрахунковий опір $R_0$ , кПа	-	193,675		235,253	400

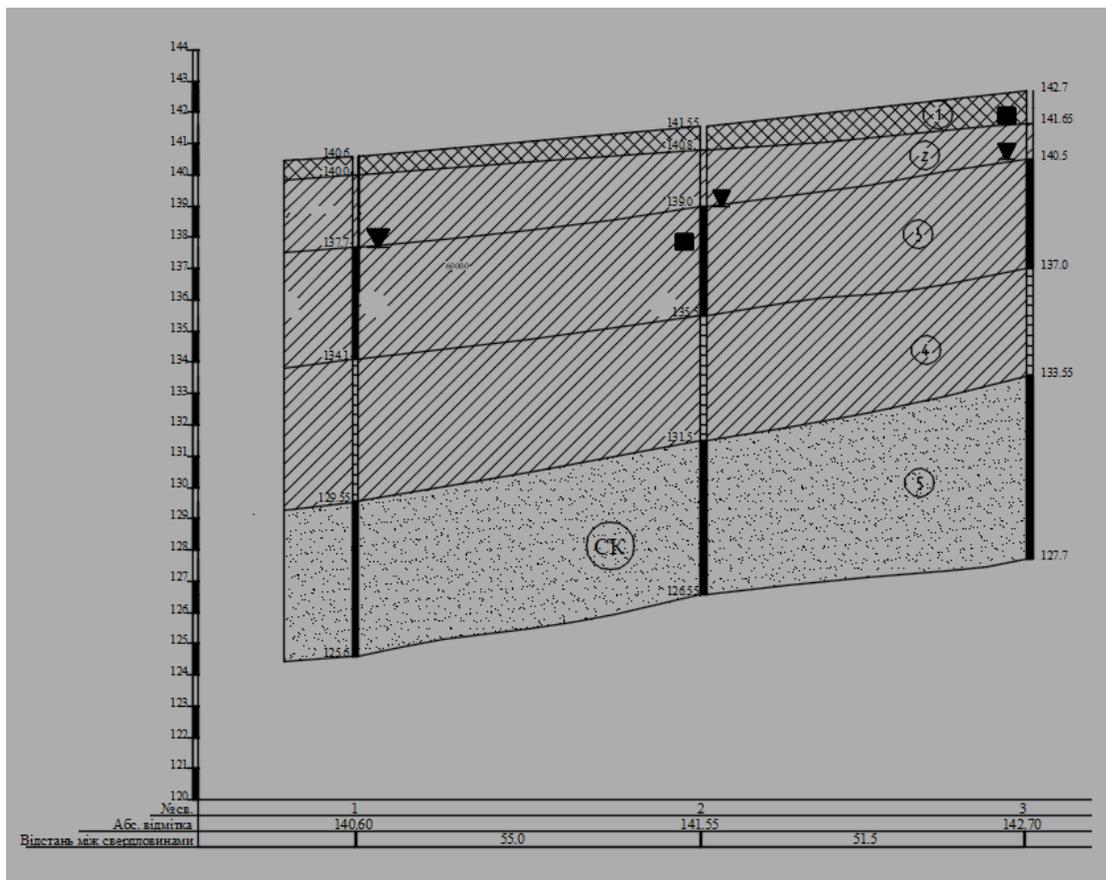


Рисунок 39 - Інженерно-геологічний розріз

Проектуємо окремі монолітні фундаменти під колони каркаса перерізом 800×400мм. При відмітці підлоги підвалу -4,500, з урахуванням товщини конструкції підлоги і глибини закладання фундаменту нижче рівня підлоги підвалу, основою для окремих монолітних фундаментів під колони каркасу є суглинок важкий пилуватий текучий (3 шар).

*Фундамент під колону купола*

Збір навантажень на обріз фундаменту отримуємо у ПК «ЛИРА-САПР»

Фундамент позацентрово навантажений.

Зусилля в площині згину

$$M = 357,96 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$N = 212,45 \text{ кН};$$

$$Q = 0,59 \text{ кН}.$$

Визначаємо попередній розрахунковий опір основи для умови, коли  $b = 0$ .

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_q k_z d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

де  $\gamma_{c1} = 1,1$ ,  $\gamma_{c2} = 1,0$  - коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7

$\gamma'_{II} = 18,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  - питома вага ґрунту, розташованого нижче підшви фундаменту

$\gamma_{II} = 18,443 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  - питома вага ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту

$M_\gamma = 0,29$ ;  $M_q = 2,17$ ;  $M_c = 4,69$  - коефіцієнти за табл. Е.8 залежно від величини кута внутрішнього тертя основи  $\varphi_{II}$

$d_b = 2 \text{ м}$  (глибина підвалу для споруд з глибиною понад 2 м приймається  $d_b = 2 \text{ м}$ )

$d_1$  - глибина закладання фундаменту

$$d_1 = 0,6 + 0,2 \frac{20}{18,4} = 0,82 \text{ м}$$

$c_{II} = 10 \text{ кПа}$  - питоме зчеплення ґрунту основи фундаменту

$$R_{pr} = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [2,17 \cdot 1,8 \cdot 3,67 + (2,17 - 1) \cdot 3,9 \cdot 18,4 + 4,69 \cdot 10] = 162,38$$

Визначаємо попередній розмір підшви фундаменту

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_v}{R_{pr} - q}}$$

де  $q$  – навантаження на підлогу

$F_v$  – навантаження на фундамент

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{212,45}{162,38-5}} = 1,16 \text{ м}$$

Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи із використанням попередньої ширини підшви фундаменту.

$$R_{sp} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} k_z b_{pr} \gamma_{II} + R_{pr}$$

$k_z = 1$  при  $b_{pr} < 10 \text{ м}$

$$R_{sp} = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot 0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,16 \cdot 18,443 + 162,38 = 169,2 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розмір фундаменту в плані:

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{212,45}{169,2-5}} = 1,14 \text{ м}$$

У відповідності до норм проектування розміри підшви фундаменту приймають кратними 300 мм. Приймаємо фундамент з підшвою  $1,5 \times 0,9 \text{ м}$  з площею підшви  $A = 1,5 \cdot 0,9 = 1,35 \text{ м}^2$ .

Визначаємо власну вагу фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G = b a d_{\phi} \gamma = 1,35 \cdot 0,8 \cdot 20 = 21,6 \text{ кН}$$

Звідси уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \\ = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 18,443 + 2,17 \cdot 0,8 \cdot 21,6 + (2,17 - 1) \cdot 3,9 \cdot 18,4 + 4,6]$$

Середній тиск під підшвою фундаменту

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q$$

Де  $A$  - площа підшви фундаменту,  $\text{м}^2$

Визначаємо ексцентриситет рівнодіючої від дії сумарного згинального моменту на рівні підшоши фундаменту. При цьому сумарний згинальний момент визначається:

$$\Sigma M = M + Q \cdot h = 3,6 + 0,59 \cdot 0,8 = 4,07 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$e = \frac{4,07}{212,45+17,28} = 0,02 \text{ м}$$

Тиск на ґрунт біля краю підшоши фундаменту:

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{F_v + G}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W} + q$$

$W$  – момент опору підшоши фундаменту

$$W = \frac{0,9 \cdot 1,5^2}{6} = 0,338 \text{ м}^3$$

$$p_{max} = \frac{212,45+21,6}{1,35} + \frac{3,58}{0,338} + 5 = 188,96 \text{ кПа} < 1,2R = 209,72 \text{ кПа}$$

$$p_{min} = \frac{212,45+21,6}{1,35} - \frac{3,58}{0,338} + 5 = 167,78 \text{ кПа} > 0$$

*Розрахунок фундаменту під колону внутрішнього ряду.*

Вантажна площа 81,35 м<sup>2</sup>

*Таблиця 7 - Збір навантажень на колону середнього ряду*

Навантаження	Характеристичне кН/м <sup>2</sup>	Коеф надійності $\gamma_{fm}$	Розрахункова кН/м <sup>2</sup>
<b>Постійні навантаження:</b>			
<i>Покриття:</i>			
- вага покриття по монолітному перекриттю	0.33	1.20	0.4
- вага монолітного перекриття	4.76	1.1	5
<b>Разом:</b>	5.09		5.40
<i>Перекриття:</i>			
- паркет $\delta = 0,03 \text{ м}; \gamma = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0.15	1.30	0.2
- цементно-піщана стяжка $\delta = 0,02 \text{ м}; \gamma = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0.36	1.30	0.47
- утеплювач, $\delta = 0,03 \text{ м}; \gamma = 2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0.06	1.30	0.08

- монолітна з/б плита перекриття $\delta = 0,2$ м; $\gamma = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	5	1.05	6.5
<b>Разом із двох поверхів:</b>	11.4		14.48
<i>Колона:</i>			
- колона залізобетонна перетином $400 \times 800$ мм, висотою 14.5 м, $\gamma = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	1.37	1.30	1.79
<b>Разом:</b>	1.37		1.79
<b>Разом постійні:</b>	<b>17.84</b>		<b>23.17</b>
<b>Тимчасові навантаження:</b>			
- снігове навантаження	1.68		2.4
- тимчасова тривала, від відвідувачів (повне значення)	4.00	1.20	4.8

Повне нормативне навантаження на обріз фундаменту:

$$NI = (17,84 + (1,68 + 2 \cdot (4 + 1,4) \cdot 0,706) \cdot 0,9) \cdot 81,35 = 2146 \text{ кН}$$

Повне розрахункове навантаження на обріз фундаменту:

$$NII = (23,17 + (2,4 + 2 \cdot 4,8 \cdot 0,706) \cdot 0,95) \cdot 81,35 = 2594 \text{ кН}$$

1. Визначення попереднього розрахункового опору основи для умови, коли  $b = 0$ .

$$R_{pr} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

де  $\gamma_{c1} = 1,1$ ,  $\gamma_{c2} = 1,0$

$\gamma'_{II} = 18,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  – питома вага ґрунту, розташованого вище підшоши

фундаменту

$M_q = 2,17$ ;  $M_c = 4,69$  – коефіцієнти за табл. Е.8 залежно від величини кута внутрішнього тертя основи  $\varphi_{II}$

$d_b = 2$  м (глибина підвалу для споруд з глибиною понад 2 м приймається

$d_b = 2$  м)

$d_1$  – глибина закладання фундаменту

$$d_1 = 0,6 + 0,2 \frac{20}{18,4} = 0,82 \text{ м}$$

$c_{II} = 10$  кПа – питоме зчеплення ґрунту основи фундаменту

$$R_{pr} = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [2,17 \cdot 1,8 \cdot 3,67 + (2,17 - 1) \cdot 3,9 \cdot 18,4 + 4,69 \cdot 10] = 162,38$$

2. Розрахунок попередніх розмірів фундаменту в плані

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{F_v}{R_{pr} - (\gamma d_{\phi} + q)}}$$

де  $\gamma = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  – питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах

$d_{\phi}$  – висота фундаменту

$q$  – навантаження на підлогу

$F_v$  – навантаження на фундамент

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{2594}{162,38 - (20 \cdot 0,8 + 5)}} = 4,3 \text{ м}$$

3. Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи із використанням попередньої ширини подошви фундаменту.

$$R_{sp} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} k_z b_{pr} \gamma_{II} + R_{pr}$$

$M_{\gamma} = 0,29$  – коефіцієнт залежно від величини кута внутрішнього тертя основи  $\varphi_{II}$

$k_z = 1$  при  $b_{pr} < 10$  м

$\gamma_{II} = 18,443$  кН/м<sup>3</sup> – питома вага ґрунту, розташованого нижче подошви фундаменту

$$R_{sp} = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot 0,29 \cdot 1,0 \cdot 4,3 \cdot 18,443 + 162,38 = 185,38 \text{ кПа}$$

4. Уточнений розмір фундаменту в плані

$$b_{pr} = \sqrt{\frac{2594}{185,38 - (20 \cdot 0,8 + 5)}} = 3,97 \text{ м}$$

Приймаємо фундамент з подошвою  $4,2 \times 3,9$  м

5. Визначення власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G = b a d_{\phi} \gamma = 4,2 \cdot 3,9 \cdot 0,8 \cdot 20 = 262,08 \text{ кН}$$

Звідси уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} k_b \gamma_{II} + M_d d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 4,$$

6. Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q$$

Де  $A$  - площа подошви фундаменту,  $\text{м}^2$

$$p = \frac{2594 + 262,08}{16,38} + 5 = 179,36 \text{ кПа} < R = 185,26 \text{ кПа}$$

7. Обчислюється запас для центрально-завантаженого фундаменту

$$\frac{R - p}{R} \cdot 100\% = \frac{185,26 - 179,36}{185,26} \cdot 100\% = 3\% < 10\%$$

## Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

### 3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Ділянка будівництва розташована в м. Суми. Ділянка будівництва межує:

-з заходу – озеро Чеха;

-з півночі – автошлях регіонального значення «МЗ «Україна»-Десна», далі землі ЗАТ «Будсиндикат», передбачені для будівництва комплексної малоповерхової житлової забудови з розвиненою соціальною інфраструктурою;

Рельєф на ділянці відносно рівний. Ділянка вільна від забудови.

Транспортна інфраструктура цієї ділянки будівництва розвинена.

Основний під'їзд автотранспорту здійснюється автомобільною дорогою місцевого значення (вул. Інтернаціоналістів) зі східної частини ділянки.

На період будівництва не передбачається проблем із трудовими ресурсами. Це завдання вирішується підрядною організацією із залученням власного персоналу та місцевого, забезпеченого житлом чи забезпечує залучених працівників житлом самостійно.

### 3.2. Технологія виконання будівельних процесів

Технологічна карта на монтаж ребристо-кільцевого сталюого куполу.

Область застосування

Справжня технологічна карта розроблена на виконання робіт, пов'язаних з влаштуванням каркасу ребристо-кільцевого купола спортивно-оздоровчого комплексу в м. Суми.

*Організація та технологія виконання робіт*

Підготовчі процеси

До початку робіт, пов'язаних з влаштуванням каркасу необхідно:

- прокласти проїзди та під'їзні шляхи для транспорту та будівельної техніки;
- підготувати місця складування, доставити монтажне оснащення та пристрої;

- завести на склад усі конструктивні елементи, кріпильні та допоміжні деталі;
- зробити розмітку положення опор купола відповідно до проекту;
- виконати перевірку завершеності попередніх робіт.

#### Монтажні роботи

Елементи (елементи каркасу, елементи кріплення) на будівельний майданчик повинні надходити комплектно, розсортованими за типами.

Контроль доставлених на будівельний об'єкт комплектів повинен містити:

- зовнішній візуальний огляд;
- перевірку комплектності;
- перевірку якості матеріалів, що використовуються;
- перевірку геометричних розмірів складальних одиниць та елементів;
- перевірка наявності маркування на виробках.

Доставлені на будівельний майданчик елементи мають бути розміщені у зоні дії монтажного крана. Вони повинні зберігатися, розсортованими за марками та типорозмірами та в умовах, що виключають механічні пошкодження.

Каркас, що несе, складається з стрижнів, що з'єднуються за допомогою зварювання.

#### Послідовність влаштування каркаса купола

- встановлення монтажної щогли;
- встановлення риштування;
- укрупнювальне складання сегмента купола;
- встановлення та закріплення елементів нижнього опорного кільця купола на колони;
- встановлення верхнього опорного кільця з тимчасовим опиранням на монтажну щоглу;
- монтаж укрупнених секцій купола (попарно);
- монтаж елементів проміжних кілець (від опор до центру);
- опускання монтажної щогли, обтиснення верхнього опорного кільця.

Вимоги до якості та приймання робіт

Контроль якості зварних з'єднань

Якість зварних з'єднань перевіряють шляхом зовнішнього огляду (виявляють тріщини, подрізи, маломірність, зовнішні пори), фізичними методами та ін. Число місць і довжина швів, що піддаються фізичним методам контролю, встановлюється ДБН та проектом.

Монтажні з'єднання на болтах

При збиранні з'єднань отвори в деталях конструкцій повинні бути суміщені і деталі зафіксовані від зміщення пробками. У зібраному пакеті болти заданого в проекті діаметра повинні пройти в 100 % отворів. Допускається прочищення 20% отворів свердлом, діаметр якого дорівнює діаметру отвору. При цьому в з'єднаннях з роботою болтів на зріз і з'єднаних елементів на зминання допускається чорнота (неспівпадіння отворів у суміжних деталях зібраного пакета) до 1 мм – 50% отворів, до 1,5 мм – 10% отворів. Забороняється застосування болтів і гайок, що не мають тавра підприємства-виробника та маркування, що позначає клас міцності.

Під гайки болтів слід встановлювати не більше двох круглих шайб. Різьблення болтів не повинно входити в глиб отвору більш ніж наполовину товщини крайнього елемента пакета з боку гайки.

Техніка безпеки під час виконання робіт

Усі роботи слід вести у суворій відповідності до ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)».

На ділянці (захопленні), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт та перебування сторонніх осіб.

При будівництві забороняється виконувати роботи, пов'язані зі знаходженням людей в одній секції на ярусах, над якими здійснюються

переміщення, встановлення та тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій.

Способи стропування елементів конструкцій та обладнання повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення у положенні, близькому до проектного.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнання під час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання у висячому положенні.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати інвентарні сходи, перехідні містки та трапи, що мають огорожу.

Не допускається перехід монтажників за встановленими конструкціями та їх елементами, на яких неможливо встановити огорожу, що забезпечує ширину проходу відповідно до ДБН А.3.2-2-2009, без застосування спеціальних запобіжних пристроїв.

До виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну умовними сигналами між особою, керівним монтажем та машиністом. Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), крім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, який помітив явну небезпеку.

Монтаж конструкцій кожного наступного ярусу споруди слід проводити лише після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу згідно з проектом.

У процесі монтажу конструкцій, будівель чи споруд монтажники повинні перебувати на раніше встановлених та надійно закріплених конструкціях чи засобах підмашування.

Укрупнювальне збирання і довіготовлення конструкцій і обладнання, що підлягають монтажу (підгонка стиків тощо) повинні виконуватися, як правило, на спеціально призначених для цього місцях.

У процесі виконання складальних операцій суміщення отворів та перевірка їх збігу в деталях, що монтуються, повинні проводитися з використанням спеціального інструменту (конусних оправок, складальних пробок та ін.). Перевіряти збіг отворів у деталях, що монтуються, пальцями рук не допускається.

Засоби підмащування повинні мати рівні робочі настили із зазором між дошками не більше 5 мм, а при розташуванні настилу на висоті 1,3 м і більше – огорожі та бортові елементи.

Висота огороження має бути не менше 1,1 м, бортового елемента – не менше 0,15 м, відстань між горизонтальними елементами огороження – не більше 0,5 м.

100 т	0,37	§ЕНІР 1-5	0,9000	5,0	0,3330	0,1665	Машиніст 6 розр. -1 Тележист 2 р.-2
							0,4500
1 т	37	§ЕНІР 5-1-1	0,65	0,32	3,0063	1,4800	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 4, 3 розр. -1
							0,0813
1 шт	43	§ЕНІР 5-1-2	0,27	5,5	1,4513	29,5625	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 4, 3 розр. -1
							0,0338
1 т	10	§ЕНІР 19-46	44,62	13,41	55,7750	16,7625	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 6,5,3 розр. -1, 4р-2 Електрозварювальник 5р. -1
							5,5775
1 м2	211	§ЕНІР 19-46	0,37	0,13	9,7588	3,4288	Машиніст крана 6 розр. -1 Тесляр 3р-5, 2р-5
							0,0463
1 т	5	§ЕНІР 19-46	11,5	0,13	7,1875	0,0813	Арматурник 4 р.-1, 2р.-1 Машиніст 6р.-2
							1,4375
100 м3	0,89	§ЕНІР 19-46	0,42	1,1	0,0467	0,1224	Машиніст 6 розр. -1 Бетонник 2 розр.-2
							0,0525
1 м3	89	§ЕНІР 19-46	0,85	1,1	9,4563	12,2375	Бетонник 4 розр. -6 Бетонник 2 розр. -6
							0,1063
1 м2	211	§ЕНІР 19-46	0,15	1,1	3,9563	29,0125	Машиніст крана 6 розр. -1 Тесляр 3р-5, 2р-5
							0,0188
1 т	27	§ЕНІР 5-1-3	34,32	5,64	115,8300	19,0350	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 6,5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварювальник 5р.-1
							4,2900
1 т	27	§ЕНІР 5-1-6	16,3	5,64	55,0125	19,0350	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 6,5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварювальник 5р.-1
							2,0375
1 т	10	§ЕНІР 6-13	44,62	13,41	55,7750	16,7625	Машиніст крана 6 розр. -1 Монтажник 6,5, 3 розр. -1, 4р-2 Електрозварювальник 5р.-1
							5,5775
					317,5885	147,6864	

НОІ

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Водний кодекс України : Кодекс України від 06.06.1995 р. № 213/95-ВР : станом на 2 жовт. 2021 р. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/213/95-вр#Text> (дата звернення: 08.11.2021).
2. Земельний кодекс України : Кодекс України від 25.10.2001 р. № 2768-III : станом на 28 жовт. 2021 р. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2768-14#Text> (дата звернення: 08.11.2021).
3. ГОСТ 8645-68. Труби сталеві прямокутні. Сортамент. На заміну ГОСТ 8645-57 ; чинний від 2021-01-01. Вид. офіц. 1969. 7 с.
4. ГОСТ 10704-91. Труби сталеві електрозварні прямошовні. Сортамент. На заміну ГОСТ 10704-76 ; чинний від 2021-01-01. Вид. офіц. Москва, 1991. 7 с.
5. ГОСТ 13663-86. Труби сталеві профільні. Технічні вимоги. На заміну ГОСТ 13663-68 ; чинний від 2021-01-01. Вид. офіц. Москва : Государственный комитет по стандартам, 1986. 5 с.
6. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80\* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2013. 116 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 30 с.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.

9. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. На заміну ДБН В.2.1-10-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 36 с.
10. ДБН В.2.2-13-2003. Будинки і споруди. Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди. На заміну ВСН 46-86 ; чинний від 2004-03-01. Вид. офіц. Київ : Держ. ком. України з буд-ва та архітектури, 2004. 101 с.
11. ДБН В.2.2-28:2010. Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення. На заміну СНиП 2.09.04-87 ; чинний від 2011-10-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 48 с.
12. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-9-2009 ; чинний від 2019-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 43 с.
13. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2006 ; чинний від 2017-05-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 30 с.
14. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1 ; чинний від 2015-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с.
15. ДК 018-2000. Державний класифікатор будівель та споруд. Чинний від 2001-01-01. Вид. офіц. Київ : Держ. ком. України по стандартизації, метрології та сертифікації, 2000. 83 с.
16. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. На заміну ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93) (зі скасуванням в Україні: СТ СЭВ 1633-79, СТ СЭВ 2825-80, СТ СЭВ 2826-80, СТ СЭВ 4937-84) ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с.
17. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. На

заміну СНиП 2.01.01-82 ; чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2011. 61 с.

18. ДСТУ 3436-96. Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент (ГОСТ 8240-97). На заміну ГОСТ 8240-89 ; чинний від 1999-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 1999. 12 с.

19. ДСТУ 8539:2015. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 27772-88 ; чинний від 2016-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 19 с.

20. ДСТУ 8807:2018. Балки двотаврові та швелери сталеві спеціальні. Сортамент. На заміну ГОСТ 19425-74 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2018. 5 с.

21. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). На заміну ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2019. 13 с.

22. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009 ; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2020. 56 с.

23. Абрамян С. Г., Ишмаметов Р. Х. Устройство светопрозрачных покрытий современных зданий и сооружений: материалы и технологии : монографія. Волгоград : ВолгГТУ, 2017. 131 с.

24. Тур В. И. Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности : Учебное пособие. Москва : Издательство ЛСВ, 2004. 96 с.

25. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 : Учебное пособие / Д. А. Городецкий та ін. ; ред. А. Городецкий. Киев-Москва : Электронное издание, 2013. 376 с.

26. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції : Підручник / ред. Ф. Клименко. 2-ге вид. Львів : Світ, 2002. 320 с.
27. Металеві конструкції : Підручник / О. О. Нілов та ін. ; ред.: О. Нілов, О. Шимановський. 2-ге вид. Київ : Сталь, 2010. 869 с.