

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

на тему:
Палац спорту

Бабушок Денис Вадимович

(прізвище, ім'я та по батькові студента повністю)

Одеса2020 р.

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА
ТА АРХІТЕКТУРИ**

ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ

(інститут)

Кафедра металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

(назвакафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувачкафедри

доц. Гилодо О.Ю.

„___” _____ 2020 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

Палац спорту

(назва)

Виконав студентгрупи ЗПЦБ - 608

192 Будівництво і цивільнаінженерія

(спеціальність)

Промислове та цивільнебудівництво

(освітняпрограма)

Бабушок Денис Вадимович

(прізвище, ім'я та по батьковіповністю)

Керівник Стоянов В.В.

(прізвище таініціали)

Д.т.н., професор

(вченезвання, науковийступінь)

Одеса2020 р.

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

Інститут: Інженерно-будівельний

Кафедра: Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

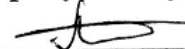
Освітній рівень: «магістр»

Спеціальність: Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма: Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Декан факультету



„25” 10 2019 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

Бабушок Денис Володимир

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Палац спорту

затверджена наказом ректора ОДАБА №__ від «__» 20__ року

2. Керівник роботи

д.т.н., проф. Стояков Володимир Васильович

(прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

3. Строк подання студентом роботи до захисту: 20.01.2020р.

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

Р. 1. Архітектурно-будівельний розділ

Р. 2. Конструктивний розділ

Р. 3. Основи та фундаменти

Р. 4. Технологія будівельного виробництва

Р. 5. Організація будівельного виробництва

Р. 6. Охорона праці і техніка безпеки

Р. 7. Економіка будівництва

Р. 8. Інноваційний розділ

5. Графічний матеріал за розділами
- P. 1. Архітектурно-будівельний розділ
- P. 2. Конструктивний розділ
- P. 3. Основи та фундаменти
- P. 4. Технологія будівельного виробництва
- P. 5. Організація будівельного виробництва
- P. 8. Інноваційний розділ

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
	15.10.19
Розділ 1. Архітектурно-будівельний розділ	01.11.19
Розділ 2. Конструктивний розділ	15.11.19
Розділ 3. Основи та фундаменти	30.11.19
Розділ 4. Технологія будівельного виробництва	25.12.19
Розділ 5. Організація будівельного виробництва	30.12.19
Розділ 6. Охорона праці і техніка безпеки	10.01.19
Розділ 7. Економіка будівництва	14.01.20
Розділ 8. Інноваційний розділ	16.01.20
Остаточне оформлення роботи	17.01.20
Направлення роботи на рецензування, перевірку на плагіат	20.01.20
Попередній захист роботи на кафедрі	

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1.	доц. Т. Я. Кошкі Т.Н.	12.11.19	
Розділ 2.	проф. Стояков В.В.	22.11.19	
Розділ 3.	Митинський В. А.	25.12.19	
Розділ 4.	Резнішківа Н.В.	16.12.19	
Розділ 5.	Райзучина О. А.	15.01.20	
Розділ 6.	Райзучина О. А.	16.01.20	
Розділ 7.	Лисенко О. Н.	11.01.20	
Розділ 8.	проф. Стояков В.В.	21.01.20	

9. Дата видачі завдання 25.10.19р

Зав. Кафедри

Гілодо О.Ю.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Стояков В.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Студент

Бабичук З.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....	6
1. Архітектурно-будівельний розділ.....	8
2. Конструктивний розділ.....	23
3. Основи і фундаменти	55
4. Технологія будівельного виробництва.....	68
5. Організація будівельного виробництва.....	88
6. Охорона праці і техніка безпеки	113
7. Економіка будівництва	118
8. Інноваційний розділ	136
Список використаних джерел.....	148

Вступ

Вимоги часу передбачають будувати економічно і особливу увагу потрібно приділяти вибору ефективних проектних рішень і конструктивних елементів, найбільш раціональних і ефективних, економічних для даних виробництв з урахуванням особливостей району будівництва.

Основні вимоги:

1. Функціональні вимоги. Полягають в тому, щоб суспільне будівництво найдоцільніше покривало потреби за своїм призначенням, тобто заданим параметром, що відбувається в ньому спортивного процесу.

Цим вимогою повинні підкорятися об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівництва його внутрішнє обладнання, повітряне середовище, освітлення.

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення потрібно приймати такі, які дозволяють змінювати і підвищувати якість внутрішнього процесу без реконструкції самої будівлі.

2. Технологічні вимоги. Полягають в забезпеченні стійкості і довговічності будови, в підвищенні пожежної безпеки для працівників споруди.

3. Архітектурно-художні вимоги. Громадське будова має мати привабливий і виразний зовнішній вигляд, який відповідає художнім потребам людини. Архітектура будівлі повинна бути гармонійною, пов'язана із забудовою комплексу і природним середовищем. Краса повинна надавати гармонійність, пропорційність і ритмічність елементів будови, а також високою якістю монтажних та оздоблювальних робіт. Інтер'єр будівлі повинен відповідати естетичним вимогам працівників і підвищувати продуктивність праці.

4. Економічні вимоги. Полягають в забезпеченні мінімально-- необхідних витрат на будівництво і експлуатацію проектованої будівлі. З цією метою необхідний вибір найбільш цілеспрямованих об'ємно-планувальних, конструктивних та архітектурно-композиційних рішень будівлі при забезпеченні оптимальної організації технологічного процесу.

Для скорочення вартості будівництва споруд потрібно також використовувати місцеві будівельні матеріали. При проектуванні не потрібно підвищувати капітальність споруджуваного об'єкта, що призводить до збільшення кошторисної вартості об'єкта.

5. Забезпечення нормальних умов праці та побутового обслуговування. Крім забезпечення нормального ходу технологічного процесу повинні бути нормальні санітарно-гігієнічні і безпечні умови праці робітників, раціонально організовані робочі місця.

Для забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних умов праці робітників на робочих місцях передбачають: температурно-вологості режим у приміщеннях; освітлення на робочих; вентиляція і кондиціонування приміщень.

Проектований об'єкт є будинком круглої форми з підземним поверхом, виконаним в конструкціях каркаса багатопверхових будівель. Стадіон розрахований на 5000 глядачів. Приміщення обладнуються згідно з нормативними документами інженерними мережами, що забезпечують комфортні і безпечні умови роботи персоналу. Проектований об'єкт є будинком круглої форми з підземним поверхом, виконаним в конструкціях каркаса багатопверхових будівель. Стадіон розрахований на 5000 глядачів. Приміщення обладнуються згідно з нормативними документами інженерними мережами, що забезпечують комфортні і безпечні умови роботи персоналу.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.

Babushok Denis Vadimovich

Institute of Civil Engineering, group PGS-616.

Certification graduation work to obtain an educational master's degree "Indoor stadium".

Specialty 192 – Construction and civil engineering. The educational program is industrial and civil construction.

Adviser – Stoynov V.V., PhD., Professor.

Key words: guys, metal, arch, wide-span construction.

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

Консультант:

доц. Плахотний Г.Н.

Магістр:

Бабушок Д.В.

1.1. Вихідні дані.

«Палац спорту» запроектований в м. Ковель на підставі документів, перелік яких наведено в проекті.

Рельєф майданчика не складний. Абсолютні позначки коливаються від 133,5м до 136м. Клімат району будівництва помірно-континентальний. Середньорічна температура повітря +5,1°С, абсолютна мінімальна -35°С, абсолютна максимальна +36°С. Середньорічна кількість опадів за рік 759мм. Глибина промерзання ґрунтів: середня - 0,95м, максимальна - 1,2м.

Район не сейсмічний. Переважаючі вітри влітку - західні, взимку - південно-західні.

Ділянка будівництва характеризується наступними кліматичними умовами:

1. Кліматичний район-ІІ.
2. Нормативне снігове навантаження-120кг/м²
3. Швидкісний нормативний тиск вітру-23кг/м²
4. Розрахункова температура зовнішнього повітря - (- 26°С)

Майданчик вільний від забудови, мереж енергозабезпечення. Рельєф ділянки спокійний. Геологічні умови характеризуються наявністю насипного ґрунту, пісків, і дрібних супісків. Під'їзд до ділянки будівництва передбачено по існуючих дорогах і проїздах. Під тимчасовий внутрішньомайданчиковий проїзд використовувати проєктований постійний без верхнього покриття. Проєктовані тимчасові дороги виконати з щебеню товщиною 15см. Витрати на влаштування проєктованих доріг без верхнього покриття, використовувані на період будівництва та проїздів під крани враховуються в розділах "Дороги та майданчики" і "Тимчасові будівлі і споруди".

Таблиця 1.1. Дані для рози вітрів

	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
Січень	31	6	18	3	4	7	6	25

Липень	29	5	14	10	14	2	4	22
--------	----	---	----	----	----	---	---	----

1.2. Генеральний план.

Проектом благоустрою передбачається якомога більше зелених насаджень у вигляді як хвойних, так і листяних дерев, чагарників різної форми посадки (груповий, вільно і самотньо зростаючої). Для швидкого і безперешкодного пересування передбачені пішохідні доріжки. У безпосередній близькості від будівлі знаходиться автостоянка. Біля входів влаштовуються місця для відпочинку.

Транспортні проїзди, автостоянка виконуються з асфальтобетону, пішохідні доріжки - з малорозмірних плит. Проектом передбачено влаштування газону з посадкою багаторічних сортів трав. Встановлюються лави, урни, контейнери для збору сміття.

Техніко-економічні показники генплану:

1. Площа забудови

2,25га

1. Площа ділянки

5га

1. Площа дорожнього покриття

0,74га

2. Площа озеленіння

2,75га

3. Коефіцієнт озеленіння

0,55

4. Коефіцієнт площі забудови

0,45

1.3. Об'ємно-планувальні і архітектурно-конструктивні рішення.

1.3.1. Об'ємно-планувальні рішення.

Проектований об'єкт є будинком круглої форми з підземним поверхом, виконаним в конструкціях каркаса багатоповерхових будівель. Стадіон розрахований на 5000 глядачів. Приміщення обладнуються згідно з

нормативними документами інженерними мережами, що забезпечують комфортні і безпечні умови роботи персоналу.

Будівля відноситься до другого класу відповідальності. Для сполучення між поверхами передбачені сходи, розташовані біля головного входу. Стадіон запроектований з технічним поверхом. Для сполучення між приміщеннями на поверхах передбачені коридори.

Покриття над льодовим майданчиком, що має овальний план, утворено двома гіперболічними параболоїдами, симетрично розташованими відносно поздовжньої осі.

Техніко-економічні показники

1. Число поверхів – -1...4.

2. Висота поверхів – 3,3м

3. Діаметр будівлі – 136,6м.

4. Загальна площа – 29310м²

5. Площа загального користування – 15030м²

6. Площа технічних приміщень – 14280м²

7. Будівельний об'єм $V_{БВД} = 216897 \text{ м}^3$.

в т.ч. - підземної частини $V_{БВД,П} = 48362 \text{ м}^3$.

8. Коефіцієнт доцільності співвідношення корисної і наведеної загальної площі по дому в цілому:

$$K_1 = \frac{S_{П}}{S_{ЗАГ}} \quad K_1 = \frac{15030}{29310} = 0,51$$

9. Коефіцієнт економічності використання будівельного об'єму:

$$K_2 = \frac{V_{СТР}}{S_{ЗАГ}} \quad K_2 = \frac{216897}{29310} = 7,4$$

1.3.2. Конструктивні рішення.

Конструктивна система - збірний металевий каркас і стінами з панелей «сандвіч» по периметру. Систему проектованої будівлі можна віднести до каркасу, в якому розташування стін здійснюється по периферії, а стійок каркаса

- всередині будівлі. Каркас металевий з плоскими перекриттями з суцільних плит.

Основною вимогою, що пред'являється до несучого остову будівлі, є забезпечення просторової жорсткості і стійкості будівлі. Загальна стійкість і жорсткість каркасу забезпечується спільною роботою рам, горизонтальних дисків перекриттів і вертикальних діафрагм жорсткості. Каркас складається з металевих колон перетином 300х300 і жорстко пов'язаних з ним в межах кожного поверху плоских дисків перекриттів із залізобетонних плит товщиною 200мм. Стіни в будинку запроектовані навісними.

Фундаменти

Конструкції фундаментів в розглянутому будинку запроектовані монолітними окремо стоячими під колони і у вигляді суцільної монолітної плити для опорної стінки трибун нижнього ярусу. Ширина плити 1500мм. Глибина закладення фундаментів призначається відповідно до об'ємно-планувальних рішень, конструктивним рішенням підземної частини, величиною і характером діючого навантаження, конструктивною схемою фундаменту, геологічними і гідрогеологічними умовами, кліматичного району будівництва. Виходячи з перерахованих вище факторів і вихідних даних, на проектування в будівлі передбачаються фундаменти на пластовому дренажі з піску середньої крупності укладеному по природному основі. Глибина закладення фундаменту визначається виходячи з висоти технічного поверху, і становить 6,2 метра для приміщень хладоцентру і 4,7 метра для решти будівлі, що перевершує глибину промерзання ґрунту в цьому районі.

Перекриття

Перекриття представляють собою жорстко пов'язаний в межах кожного поверху плоский диск з монолітних суцільних залізобетонних плит товщиною 200мм опертих на колони і діафрагми жорсткості. Перекриття над технічним

поверхом утеплюється з боку першого поверху газосилікатними блоками. Покриття покрівлі утеплюється плитами Paros AKL.

Драбини

Сходові марші в центральному холі прийняті з двома напівплощадками. Вихід на каток - збірні по металевих балках. Сходи для обслуговуючого персоналу - монолітні.

Таблиця 1.3.1 – Специфікація сходових маршів

Позиція	Визначення	Найменування	Кількість
ЛМ1		ЛМ 30.12.15	12
ЛМ2		ЛМ 30.25.15	12

Покрівля

Покрівля виконується з профнастилу, основою під таку покрівлю є ванти. Покрівля виконана поєднаною і влаштовується по плиті профнастилу, основними шарами якої є пароізоляція, утеплювач, гідроізоляційний шар.

В якості пароізоляції застосовано Repofkex. У місцях примикання покриття до стіни пароізоляція піднята на висоту не менше товщини теплоізоляційного шару. По пароізоляції укладається теплоізоляційний шар, товщина якого визначена на підставі теплотехнічного розрахунку відповідно до СНБ 2.04.01-97. У якості утеплювача застосовані плити Paros AKL і Paros KKL

По теплоізоляції влаштовується гідроізоляційний шар, що виконується з одного шару Monofkex.

Водостік в будівлі з ділянок скатних покрівель передбачається неорганізованим, який полягає в самоскиди води через слив на нижній ярус даху. Відведення атмосферних вод з покрівлі будівлі здійснюється за допомогою внутрішніх водостоків. Випуски запроектовані в дощову каналізацію. На покрівлі встановлюється 4 воронки.

Стіни

Як уже зазначалося вище, стіни в будівлі є навісними, і несуть захисну функцію. Зовнішні стіни будівлі виконані відповідно до вказівок СНБ 2.01.01-93 «Будівельна теплотехніка» у вигляді панелей «сендвіч». Така конструкція приводить до поліпшення техніко-економічних і теплотехнічних показників. Зовнішні стіни підвалу запроектовані монолітними. Внутрішні стіни будівлі цегляні на розчину кладки М50. Цоколь в проєктований будинок облицьовується плиткою «Бессер».

Проєктом передбачена гідроізоляція стін технічного поверху: горизонтальна - «гідроізол» на бітумної мастиці товщиною 5мм; вертикальна до планувальної позначки - обмазка гарячою бітумною мастикою за 2 рази, загальною товщиною шарів не менше 4мм. По периметру цоколя влаштовується вимощення шириною 1000мм, щовідводить дощові води. Заповнення дверних прорізів проводиться дерев'яними дверима відповідно до СТБ 1138-98. Двері до стін і перегородок кріпляться шурупами до дерев'яних пробок, встановлених в просвердлені отвори. Зазори між дверними коробками і стінами заповнюються пінополіуретаном, покриваються мастикою і закриваються нащільником.

Таблиця 1.3.2 – Специфікація елементів заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка (матеріал)
Двері				
Д1	Інд. Заказ	ДНСЧ 23-9Ш	16	Масив сосни
Д2	Інд. Заказ	ДВ1ДО 21-8П	8	Масив сосни
Д3	Інд. Заказ	ДВ1ДГ 21-9П	30	Масив сосни
Д4	Інд. Заказ	ДВ1ДГ	38	Масив

		23-9.1		сосни
Д5	Інд. Заказ	ДВ1ДГ 21-13П	8	Масив сосни

Зовнішнє оздоблення.

Для створення образу, відповідного призначенням проектованої будівлі передбачається застосування в оздобленні фасадів сучасних високоякісних оздоблювальних матеріалів і технологій.

Основні площині стін запроектовані з оздобленням високоякісним фарбуванням. Окремі ділянки стін, цоколь будівлі облицьовуються декоративними блоками з фактурною поверхнею виробництва СП "Бессер - Білорусь".

Внутрішнє оздоблення будівлі.

Внутрішнє оздоблення приміщень прийнято відповідно до естетичних, санітарно - гігієнічними, технологічними та експлуатаційними вимогами.

В офісі, гардеробі персоналу - скло шпалери з фарбуванням.

В санвузлах, мийної, коморах, підсобному приміщенні виконується облицювання плиткою на висоту 2,1м, вище клейове фарбування.

В інших приміщеннях - штукатурка, фарбування водоемульсійне.

Стіни сходових клітин, фарбуються водоемульсійною фарбою на висоту 1,5м, вище - клейове фарбування.

Вітраж центральної сходової клітки і світловий ліхтар над нею передбачені з алюмінієвих конструкцій зі склопакетами з тонованого скла.

Стелі.

У найбільш відповідальних приміщеннях, холах запроектовані підвісні стелі з гіпсових литих плит.

В інших приміщеннях - фарбування водоемульсійне.

Підлоги.

Підлоги в приміщеннях з перебуванням значної кількості людей запроектовані з керамічного граніту ГРЕС ВАТ "Керамін".

У коморах, душових, санвузлах - керамічна плитка для підлог розміром 300x300мм, 150x150мм.

У гардеробі, офісі - паркет.

1.4 Розрахунок опору теплопередачі покриття

Розрахунок ведеться відповідно до ДБН В.2.6-31: 2006 "Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель".

Розрахунок опору теплопередачі необхідний для знаходження власної ваги покриття.

Необхідний опір теплопередачі: $R_{т.т.р.} = \frac{(t_B - t_H) \cdot n}{\alpha_B \cdot \Delta t_B}$, де n – коефіцієнт, що

враховує контакт конструкції з повітрям, приймаємо по табл.5.3 ДБН В.2.6-31: 2006 -97, $n = 0.9$.

t_B – розрахункова температура внутрішнього повітря, °С, приймаємо згідно СНБ2.04.01-97, $t_B = 18^\circ\text{C}$ (табл.4.1).

Δt_B – розрахунковий перепад температур °С, між температурою повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, приймаємо по табл.5.5, $\Delta t_B = 4^\circ\text{C}$.

α_B – коефіцієнт тепловіддачі, Вт/(м²·°С), внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, приймаємо $\alpha_B = 8.7$ Вт/(м²·°С).

α_H – коефіцієнт тепловіддачі, Вт/(м²·°С), зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, приймаємо по табл.5.7 ДБН В.2.6-31: 2006 $\alpha_H = 12$ Вт/(м²·°С).

По таблиці 5.2 [] приймаємо інерційність захисної конструкції в межах 1.5÷4.

t_H – розрахункова температура зовнішнього повітря, приймаємо по табл.4.3 з урахуванням прийнятої інерційності.

t_H - беремо середню температуру холодних діб забезпеченістю 0.92, тобто - 26°C.

$$R_{T. TP.} = \frac{(18 + 26) \cdot 0.9}{8,7 \cdot 4} = 1,14 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm};$$

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,16}{2,04} + \frac{x}{0,067} + \frac{0,02}{0,58} + \frac{1}{12} = 1,14 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт},$$

де: λ – коефіцієнт теплопровідності.

$$\lambda_1 = 2,04 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)},$$

$$\lambda_2 = 0,067 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}$$

$$\lambda_3 = 0,58 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}, \text{ звідки } x = 0,060 \text{ м},$$

приймаємо $x = 60 \text{ мм}$.

Інерційність дорівнює $D = R_1 \cdot S_1 + R_2 \cdot S_2 + R_3 \cdot S_3$, де

$R = \delta / \lambda$ – термічний опір, S – коефіцієнт тепло засвоєння.

$$S_1 = 19,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}, S_2 = 0,715 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}, S_3 = 11,09 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)};$$

$$D = 0,16 / 2,04 \cdot 19,7 + 0,060 / 0,067 \cdot 0,715 + 0,02 / 0,58 \cdot 11,09 = 1,93.$$

Інерційність входить до довірчого інтервалу.

2) Економічнодоцільний опір теплопередачі.

$$R_{T. \text{ЭК.}} = 0,5 \cdot R_{T. TP.} + \frac{5,4 \cdot 10^{-4} \cdot C_{T. \text{Э.}} \cdot Z_{OT}(t_B - t_{H. OT.})}{C_M \cdot \lambda \cdot R_{T. TP.}};$$

$$R_{T. \text{ЭК.}} = 0,5 \cdot 1,14 + \frac{5,4 \cdot 10^{-4} \cdot 3,34 \cdot 194(18 + 0,5)}{72,6 \cdot 0,067 \cdot 1,14} = 1,74 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

3) Нормативний опір теплопередачі.

$$R_{T. H.} = 3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

Вибираємо найбільше з трьох опорів – нормативний.

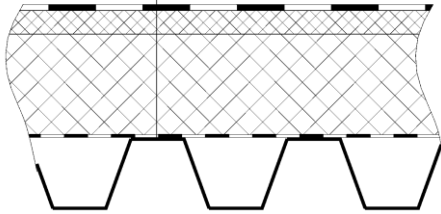
Дійсна товщина утеплювача дорівнює:

$$R_{T. H.} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{x}{0,037} + \frac{0,004}{0,58} + \frac{1}{23} = 3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт};$$

$x = 0,105 \text{ м}$, приймаємо 110 мм.

№ шару	Матеріал шару	Товщина шару, м	Коефіцієнт теплопередачі $\lambda \frac{Вт}{м^{\circ}С}$
1	Теплоізоляція	0,11	0,037
2	Гідроізоляція	0,004	0,58

Гідроізоляція (один слой "Monoflex")	4
Теплоізоляція (плита "Pargos KKL")	2
Теплоізоляція (плита "Pargos AKL")	8
Пароізоляція (один слой "Renoflex")	1
Стальной профнастил Н60-782-1	6



1.5 Інженерне обладнання будівлі

1.5.1 Водопровід і каналізація.

Проектом внутрішніх систем водопроводу і каналізації передбачається влаштування внутрішньої системи господарсько-питного водопроводу, об'єднаного з протипожежним водопроводом, системи гарячого водопостачання і системи побутової каналізації.

Джерелом водопостачання служить міська мережа водопроводу. Підключення внутрішніх систем водопроводу виконується від проектного введення водопроводу. На ввіді водопроводу встановлюється водомірний вузол за типовою серією 5.901-1. Калібр лічильника розрахований на пропуск витрат води на пожежогасіння і господарсько-побутові потреби.

Відповідно до табл. 1 ДБН В.2.5-64:2012 "Внутрішні мережі водопроводу і каналізації будівель" для даного типу будівлі і даного обсягу передбачається влаштування внутрішньої системи пожежогасіння з розрахунку гасіння пожежі одним струменем витратою 2,5л/с. Пожежогасіння передбачається від пожежних кранів діаметром 50мм, діаметром sprisku наконечника 16мм і довжиною рукава 20м. Пожежні крани встановлюються в пожежних шафах, розташованих в коридорах біля евакуаційних виходів.

Система водопостачання будівлі прийнята господарсько-питною, об'єднаною з протипожежним водопроводом.

Проектом передбачається організований відвід дощових і талих вод з покрівлі будівлі. Дощові і талі води збираються на покрівлі в воронки і далі по стояках, відвідних трубопроводах і випусків відводяться в дворову закриту мережу дощової каналізації. Розміщення водостічних воронок на покрівлі будинку прийнято з урахуванням її рельєфу, допустимої площі водозбору на одну воронку і конструкції будівлі.

Система внутрішніх водостоків монтується з чавунних каналізаційних труб по ГОСТ 6942.3-80.

У якості санітарно-технічних приладів в будівлі встановлені:

- унітази з косим випуском;
- керамічні умивальники;
- сталеві душові піддони;
- пісуари керамічні.

Мережі каналізації монтуються з чавунних каналізаційних труб по ГОСТ 6942.3-80.

Для огляду, ремонту та чистки мережі каналізації на трубопроводах передбачаються ревізії і прочищення.

Вентиляція мережі каналізації передбачається через вентиляційні стояки діаметром 100мм, що виводяться вище покрівлі будівлі на 0,5м.

1.5.2. Електротехнічне обладнаннябудівлі

Відповідно до технічних умов проект передбачає установку комплектної трансформаторної підстанції прохідного типу з кабельними В/В введеннями і н/в кабельними виводами, що випускається електротехнічним заводом ім. В.І. Козлова м. Мінська.

Проект передбачає влаштування зовнішнього контуру заземлення проекрованої КТП.

Високовольтні кабелі марки прокладаються в ґрунті на глибині 0,7м від поверхні землі з покриттям цеглою.

Низьковольтні мережі 0,4кВ виконуються кабелем марки - 4 х 50 до ввідного пристрою АЗС. Кабелі проведені по втраті напруги, технічної стійкості і по однофазним струмів КЗ.

Освітлення території автозаправного комплексу виконується світильниками, що встановлюються на залізобетонних опорах. Живлення освітлення здійснюється від ввідного пристрою АЗС кабелями, які прокладаються в землі.

Блискавкозахист споруд виконується по II категорії згідно РД 34.21.122-87 і здійснюється блискавкоприймачем, що встановлюються на даху.

Напруга мережі - 380/220В.

Живлення електроенергією струмоприймачів здійснюється від проектного ввідно-розподільчого пристрою.

Освітлювальні мережі виконуються приховано під шаром штукатурки і відкрито або за підшивною стелею. Мережі освітлення захищені від перевантаження. Для захисту від ураження електричним струмом передбачається захисне заземлення всіх металевих не струмоведучих частин електрообладнання, що нормально не знаходяться під напругою, але можуть опинитися під струмовими при пошкодженні ізоляції.

Заземлення проводиться шляхом металевого приєднання до робочого нульового проводу мережі і до розеток додатково третьою жилою дроту, починаючи від щитка.

1.5.3. Зовнішні мережі телефонізації.

Мережа телефонізації виконується за підшивними стелями і на стінах.

Для гучномовного зв'язку передбачається установка звукових колонок під навісом, зв'язок здійснюється від оператора.

Мережа оповіщення при пожежі виконується проводом 1 х 2 х 0,8 з установкою гучномовців з демонтованими регуляторами гучності. Спосіб оповіщення - мовний, ручний, для чого в приміщенні оператора встановлюється підсилювач і магнітофон.

1.5.4. Пожежна сигналізація.

Прилад приймально-контрольний охоронно-пожежний МАЕСТРО-1600КР-1001/8 встановлюється в приміщенні оператора на негорючій основі.

У якості автоматичних пожежних оповіщувачів використовується - тепловий ІП 104-01, димовий ІП 212-02 (АС-02) і ручний - ІПР-1. Мережі пожежної сигналізації виконуються проводом ЛТБ-П 2 х 0,6 за підвісною стелею і відкрито з кріпленням скобами.

Датчики монтувати після монтажу світильників на відстані не менше 0,5м від останніх. При пожежній сигналізації передбачається відключення припливно-витяжної вентиляції.

1.6. Опалення і вентиляція будівлі.

1.6.1. Опалення.

Проектом передбачається влаштування системи опалення з механічною циркуляцією теплоносія.

Температурний графік тепlopостачання при розрахунковій опалювальній температурі зовнішнього повітря - 26°C становить 95-70°C.

Схема опалення прийнята однотрубною горизонтальною з розбивкою системи на окремі гілки, увезенні між собою гідравлічно.

Проектом передбачається відключення кожної гілки і зливу з неї води при ремонтних роботах.

В якості нагрівальних приладів встановлені сталеві опалювальні радіатори СПМ.

Регулювання тепловіддачі нагрівальних приладів проводиться за допомогою регулюючих кранів, встановлених на зворотних підводках до приладів.

Розміщення регулюючих кранів на опалювальних приладах прийнято тих приміщень, де потрібне регулювання тепловіддачі приладу за санітарними нормами.

Для випуску при заповненні системи опалення та експлуатаційного обслуговування в верхніх пробках радіаторів передбачені мікровоздушники.

Дренаж магістралей системи опалення передбачається через дренажні клапани. Дренаж окремих гілок і стояків передбачається через дренажні клапани за допомогою гумового шланга на вимощення біля будівлі або в найближчий умивальник санвузла.

Магістральні трубопроводи системи опалення, прокладені в канал і в місцях можливого замерзання тепло ізолюються.

1.6.2. Вентиляція.

Проектом передбачається влаштування систем припливно-витяжної механічної та природної вентиляції будівлі.

Параметри припливного повітря, повітрообмін в приміщеннях і температури повітря всередині приміщень прийняті відповідно до чинних нормативних документів з проектування будівель різного призначення і ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 "Будівельна Кліматологія".

В якості вентиляційних агрегатів до установки прийняті вентилятори фірми «КОНДІ».

У припливної установки П1 в зимовий час повітря підігрівається електронагрівачем.

Повітроводи систем припливно-витяжної вентиляції передбачаються металевими з оцинкованої тонколистової покрівельної сталі і в будівельних конструкціях.

Повітроводи прийняті круглого і прямокутного перерізу по ВСН 353 та ТУ 36-736-78.

Прокладка повітропроводів по коридору передбачається в підвісній стелі.

КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

Консультант:

проф. Стоянов В.В.

Магістр:

Бабушок Д.В.

2.1. Розрахунок вантового покриття.

Розрахунок висячого покриття проводиться відповідно до [1].

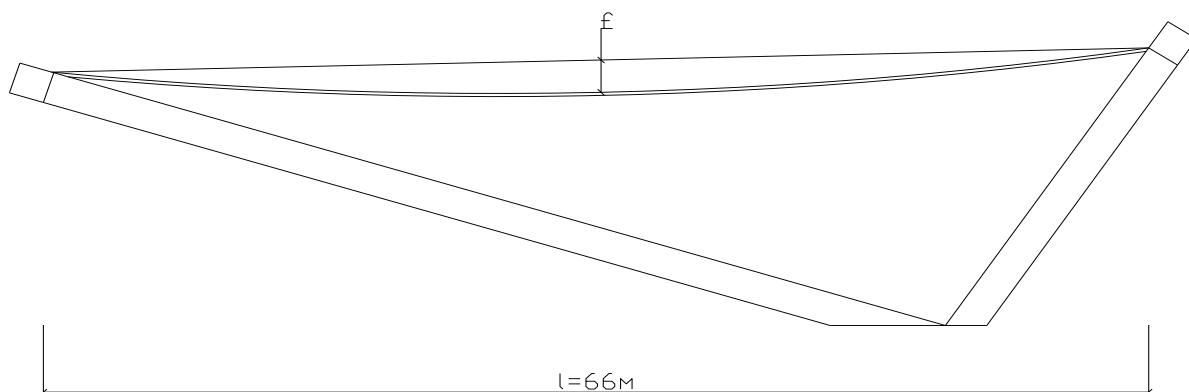


Рис.2.1. Конструктивна схема покриття

2.1.1. Визначення розрахункових постійного і тимчасового навантаження.

Найкраще збирати навантаження в табличній формі (табл.2.1).

Навантаження на 1м² покриття

Таблиця 2.1

Склад покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження			
Гідроізоляція (одношаровий килим Monoflex 4PY G/F)	0.060	1.35	0.081
Теплоізоляція (плити PAROC KKL δ= 20мм, δ= 230кг/м ³ + AKL δ= 85мм, δ= 110кг/м ³)	0.140	1.35	0.189
Пароізоляція (одношаровий килим Renoflex)	0.014	1.35	0.019
Сталевий профільований настил Н60-782-1	0.133	1.1	0.146
Сталеві канати	0.1	1.1	0.11
Р а з о м	0.447	–	0.545
Тимчасове навантаження			
Снігове навантаження для II снігового району	1.2	1.6	1.92
Р а з о м	1.647	–	2.465

Розрахункове постійне навантаження становить 0.545кН/м^2 . Лінійне постійне навантаження на ниті $g = 0.545 \cdot 2 = 1.09 \text{кН/м}$. Снігове навантаження для II снігового району $s = 1.2 \text{кН/м}^2$, відповідно до зміни №1 до [18]. Коефіцієнт надійності за навантаженням при відносно нормативном навантаженні від власної ваги покриття до нормативного снігового навантаження $0.545/1.2 = 0.654 < 0.8$ дорівнює $\gamma_c = 1.6$. Розрахункове снігове навантаження $s = 1.92 \cdot 2 = 3.84 \text{кН/м}^2$.

Стрілки при першому наближенні: несучої нитки $f_n = (1/20)$ $\ell_n = 3.3 \text{м}$; стабілізуючої $f_s = (1/13)$ $\ell_s = 15.4 \text{м}$. У першому наближенні коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами $\alpha = 0.25$.

Падіння контактного навантаження при повному завантаженні покриття постійним і сніговим навантаженнями

$$q = (g + s) \frac{\alpha \cdot f_s}{f_n (\ell_s^2 / \ell_n^2) + \alpha \cdot f_s} \cdot \frac{a_s}{a_n} = (1.09 + 3.84) \frac{0.25 \cdot 15.4}{3.3(200^2 / 66^2) + 0.25 \cdot 15.4} \cdot \frac{3}{2} = 0.836 \text{кН/м}^2$$

де: α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами

g - лінійне постійне навантаження на нитки

s - розрахункове снігове навантаження

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої і стабілізуючої ниток

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої і стабілізуючої ниток

Залишкове контактне навантаження при повному завантаженні покриття $\Delta q = 0.3 \cdot q = 0.3 \cdot 0.836 = 0.251 \text{кН/м}^2$, тоді початкове контактне навантаження буде дорівнювати $q_0 = q + \Delta q = 0.836 + 0.251 = 1.087 \text{кН/м}^2$.

2.1.2. Підбор площини канатів.

Для цього необхідно визначити розпір в несучій і стабілізуючій нитках по формулі

$$H_n = (g + s + \Delta q) \ell^2 / (8f_n)$$

Необхідна площа каната визначається за формулою

$$A_n = 1.6 \cdot H_n / k_p \cdot R_{um} \quad [18]$$

де: g - лінійне постійне навантаження на нитки

s - розрахункове снігове навантаження

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої і стабілізуючої ниток

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої і стабілізуючої ниток

Δq - залишкове контактне навантаження при повному завантаженні.

Підбір площі несучої нитки

$$H_n = (g + s + \Delta q) \ell^2 / (8f_n) = (1.09 + 3.84 + 0.251) 66^2 / (8 \cdot 3.3) = 854.87 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу спірального канату ЛК-Р при нормативному опорі дротів $R_u = 137.2 \text{ кН/см}^2$

$$A_n = 1.6 \cdot H_n / k_p \cdot R_{um} = 1.6 \cdot 854.87 / (0.81 \cdot 137.2) = 12.16 \text{ см}^2 = 1216 \text{ мм}^2.$$

Даній умові відповідає канат діаметром 46.5 мм з площею перетину $A_n = 1398.22 \text{ мм}^2$. Модуль пружності $E = 1.6 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$.

Підбір площини стабілізуючої нитки

$$H_s = q_0 \ell^2 / (8f_s) = 1.087 \cdot 200^2 / (8 \cdot 15.4) = 352.9 \text{ кН.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу спірального канату ЛК-Р при $R_u = 137.2 \text{ кН/см}^2$

$$A_s = 1.6 \cdot H_s / k_p \cdot R_{um} = 1.6 \cdot 352.9 / (0.81 \cdot 137.2) = 4.53 = 453 \text{ мм}^2.$$

Даній умові відповідає канат діаметром 29.5 мм з площею перетину $A_s = 504.55 \text{ мм}^2$. Модуль пружності $E = 1.6 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$.

Відношення довжин ниток до прольоту

$$m_n = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{\ell_n} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3.3}{66} \right)^2 = 1.0067; \quad m_s = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_s}{\ell_s} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{15.4}{200} \right)^2 = 1.0158$$

Коефіцієнт α дорівнює

$$\alpha = \frac{m_n^2 E_s A_s f_s}{m_s^2 E_n A_n f_n} \left(\frac{\ell_n^2}{\ell_s^2} \right) = \frac{1.0067^2 \cdot 504.55 \cdot 15.4}{1.0158^2 \cdot 1398.22 \cdot 3.3} \left(\frac{66^2}{200^2} \right) = 0.2$$

Уточнення значення контактних навантажень при $\alpha = 0.2$

$$q = (g + s) \frac{\alpha \cdot f_s}{f_n (\ell_s^2 / \ell_n^2) + \alpha \cdot f_s} \cdot \frac{a_s}{a_n} = (1.09 + 3.84) \frac{0.2 \cdot 15.4}{3.3(200^2 / 66^2) + 0.18 \cdot 15.4} \cdot \frac{3}{2} = 0.62$$

$$\Delta q = 0.3 \cdot q = 0.3 \cdot 0.62 = 0.19 \text{ кН/м}, \quad q_0 = q + \Delta q = 0.19 + 0.62 = 0.81 \text{ кН/м}.$$

де: α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами

Δq - залишкове контактне навантаження при повному завантаженні

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої і стабілізуючої ниток

A_n, A_s - площа поперечного перерізу несучої і стабілізуючої ниток

m_n, m_s - відношення довжин несучої і стабілізуючої ниток до прольоту

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої і стабілізуючої ниток

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої і стабілізуючої ниток.

2.1.3. Повторний підбір перерізу ниток з урахуванням уточненого значення контактного навантаження.

Для цього необхідно крім розпору визначити балочну опорну реакцію $V_n = (g + s + \Delta q) \ell / 2$. Найбільше зусилля у ванті буде дорівнювати $T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2}$ [9]

Несуча нитка

$$H_n = (g + s + \Delta q) \ell^2 / (8 f_n) = (1.09 + 3.84 + 0.19) 66^2 / (8 \cdot 3.3) = 844.8 \text{ кН}.$$

$$V_n = (g + s + \Delta q) \ell / 2 = (1.09 + 3.84 + 0.19) 66 / 2 = 168.96 \text{ кН}.$$

$$T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2} = \sqrt{844.8^2 + 168.96^2} = 861.53 \text{ кН}.$$

$$T_n = \frac{T}{0.6} = \frac{861.53}{0.6} = 1435.88 \text{ кН}.$$

Даній умові відповідає канат діаметром 59.5мм з площею перетину $-A_n=1601.17\text{мм}^2$. Модуль пружності $E=1.6\cdot 10^5\text{Н/см}^2$, $T_{rupt}=1440\text{кН}$; $R_{un}=117.6\text{кН/см}^2$

Розрахункове розривне зусилля каната

$$T_{calc,r} = 0.6 \cdot T_{rupt} = 0.6 \cdot 1440 = 864\text{кН}$$

Необхідна площа перерізу в результаті може бути трохи вище отриманої при першому наближенні.

Визначення максимально можливого навантаження:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{ql^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{ql}{2}\right)^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q^{\max} = \frac{N}{\sqrt{\left(\frac{l^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}}$$

$$q^{\max} = \frac{864}{\sqrt{\left(\frac{66^2}{8 \cdot 3.3}\right)^2 + \left(\frac{66}{2}\right)^2}} = 24.39\text{кН/м}$$

При визначенні q не враховувалися пружні деформації, що призводить до дещо завищеним значенням розпору і йде в запас міцності. При цьому похибка становить від 2.2 до 7.7% при $f = \frac{1}{20} \cdot l$ - для несучої нитки і $f = \frac{1}{13} \cdot l$ - для стабілізуючої, або $q_{calc} = q \cdot k$ [9]

$$q_{calc} = 24.39 \cdot 1.07 = 26.1\text{кН/м.}$$

Тоді постійне розрахункове навантаження буде:

$$g = q_{calc} - s$$

$$g = 24.39 - 3.84 = 20.55\text{кН/м.}$$

Стабілізуюча нитка

$$H_s = q_0 l^2 / (8f_s) = 1.087 \cdot 200^2 / (8 \cdot 15.4) = 352.9\text{кН.}$$

$$V_s = q_0 l / 2 = 1.087 \cdot 200 / 2 = 108.7\text{кН.}$$

$$T_s = \sqrt{H_s^2 + V_s^2} = \sqrt{352.9^2 + 108.7^2} = 369.26\text{кН.}$$

$$T_s = \frac{T}{0.6} = \frac{369.26}{0.6} = 615.43\text{кН.}$$

Даній умові відповідає канат діаметром 46.5мм з площею перетину $-A_n=988.71\text{мм}^2$. Модуль пружності $E=1.6\cdot 10^5\text{Н/см}^2$. $T_{rupt}=1050\text{кН}$; $R_{un}=117.6\text{кН/см}^2$

Розрахункове розривне зусилля каната

$$T_{calc,r} = 0.6 \cdot T_{rupt} = 0.6 \cdot 1050 = 630\text{кН}$$

$$q^{\max} = \frac{630}{\sqrt{\left(\frac{200^2}{8 \cdot 15.4}\right)^2 + \left(\frac{200}{2}\right)^2}} = 6,2\text{кН/м}$$

$$q_{calc} = 6.2 \cdot 1.07 = 6.634\text{кН/м.}$$

Тоді постійне розрахункове навантаження буде:

$$g = 6.2 - 3.84 = 2.36\text{кН/м.}$$

Позначення:

α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами

E - модуль пружності сталі

H_n, H_s - розпір в несучій і стабілізуючій нитках

A_n, A_s - площа поперечного перерізу несучої і стабілізуючої ниток

R_u - нормативний опір проволоч

m_n, m_s - відношення довжин несучої і стабілізуючої ниток до прольоту

V_n, V_s - балкові опорні реакції

T_n, T_s - найбільше зусилля у ванті

$T_{calc,r}$ - розрахункове розривне зусилля каната

M - згинальні моменти

D - параметр від постійних і тимчасових навантажень

P_2 - власна вага канатів

P_1 - власна вага покрівлі і пригрузу

g - лінійне постійне навантаження на нитки

2.1.4. Перевірка міцності ванги з урахуванням пружних деформацій

Розпір з урахуванням ваги елементів кріплення визначається за формулою:

$$H_0 = \frac{g_0 l^2}{8 f_0}$$

Навантаження на нитку з урахуванням осідання снігу нерівномірно розподілено по всій ширині прольоту (рис.2.2).

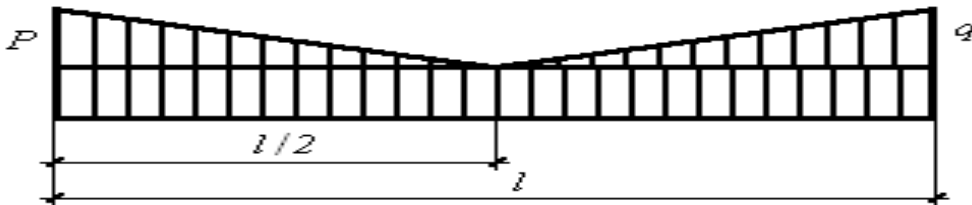


Рис. 2.2. Схема навантаження від снігу

Для прийнятої схеми завантаженості гнучкої нитки:

$$D_0 = \frac{g^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

$$D = \frac{g_{calc}^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g_{calc} \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

Для точного визначення розпору можна скористатися кубічним рівнянням:

$$H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EAD}{2l}$$

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} < T_{calc,r}$$

де: l - довжина ниток

H - розпір в нитках

A - площа поперечного перетину ниток

D – параметр від постійних і тимчасових навантажень

Розрахункове навантаження від каната з урахуванням ваги елементів кріплення $0,15 \text{ кН/м}$

Розпір в несучій нитки

$$H_{0n} = \frac{0.15 \cdot 66^2}{3.3} = 198 \text{ кН}$$

$$D_0 = \frac{15^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{15 \cdot 1.92 \cdot 66^3}{16} + \frac{1.92^2 \cdot 66^3}{80} = 5.4 \cdot 10^6 (kH)^2 \cdot m;$$

$$D = \frac{26.1^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{26.1 \cdot 1.92 \cdot 66^3}{16} + \frac{1.92^2 \cdot 66^3}{80} \cdot 6.25 \cdot 10^5 (kH)^2 \cdot m$$

$$H^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 5.4 \cdot 10^6}{2 \cdot 6600 \cdot 198^2} - 198 \right) H^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 6.25 \cdot 10^5}{2 \cdot 6600}, \text{ або}$$

$$H^3 + 20104.2 \cdot H^2 = 92.12 \cdot 10^6 \quad H = 67,6 kH$$

2.1.5. Перевірка жорсткості системи при симетричному навантаженні

Для визначення розпору від постійних і тимчасових навантажень необхідно попередньо визначити параметри для рівняння розпорів [9].

Параметр від власної ваги каната і його кріплень

$$D_0 = \frac{g^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

Можна припустити, що прогин залишається таким же, як при розрахунковому навантаженні від ваги канатів і кріплень, тобто $f_n = 3,3 \text{ м}$, $f_s = 15,4 \text{ м}$

$$H_0 = \frac{0.136 \cdot 66^2}{8 \cdot 3.3} = 22.44 kH;$$

$$D_0 = \frac{0.136^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{0.136 \cdot 1.92 \cdot 66^3}{16} + \frac{1.92^2 \cdot 66^3}{80} = 443 (kH)^2 \cdot m;$$

Параметр від власної ваги канату, його кріплень, конструкції покрівлі і пригрузу

$$D_1 = \frac{g^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

$$D_1 = \frac{0.136^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{0.136 \cdot 18.55 \cdot 66^3}{16} + \frac{18.55^2 \cdot 66^3}{80} = 8.37 \cdot 10^6 (kH)^2 \cdot m;$$

Параметр від постійного і тимчасового навантажень (власної ваги канату, його кріплень, конструкції покрівлі, пригрузу і снігової)

$$D_2 = \frac{g^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g \cdot (p_1 + p_2)^2 \cdot l^3}{16} + \frac{(p_1 + p_2)^2 \cdot l^3}{80}$$

$$D_2 = \frac{0.136^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{0.136 \cdot (18,55 + 1,92)^2 \cdot 66^3}{16} + \frac{(18,55 + 1,92)^2 \cdot 66^3}{80} = 10,1 \cdot 10^6 (\kappa H)^2 \text{ м};$$

Рівняння для розпору $H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EAD}{2l}$

$$H_1^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22,44^2} - 22,44 \right) H_1^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 8,37 \cdot 10^6}{2 \cdot 6600}$$

$$H_1^3 + 107,23 \cdot H_1^2 = 123,4 \cdot 10^7 \quad H_1 = 1038 \kappa H$$

$$H_2^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22,44^2} - 22,44 \right) H_2^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 10,1 \cdot 10^6}{2 \cdot 6600}$$

$$H_2^3 + 107,23 \cdot H_2^2 = 148,87 \cdot 10^7 \quad H_2 = 1107 \kappa H$$

Визначення стрілки провисання нитки при дії постійних і тимчасових навантажень

$$f_1 = \frac{M_{x_1}}{H_1} = \frac{p_1 l^2}{8H_1} \quad f_1 = \frac{18,686 \cdot 66^2}{8 \cdot 1038} = 5,8 \text{ м};$$

$$f_2 = \frac{M_{x_2}}{H_2} = \frac{(p_1 + p_2) \cdot l^2}{8H_2} \quad f_2 = \frac{M_{x_2}}{H_2} = \frac{(p_1 + p_2) \cdot l^2}{8H_2} = \frac{20,61 \cdot 66^2}{8 \cdot 1107} = 5,98 \text{ м}.$$

де: l - довжина ниток

g - лінійне постійне навантаження на нитки

p_2 - власна вага канатів

p_1 - власна вага покрівлі і пригрузу

M - згинальні моменти

Визначення прогину в середній точці і перевірка жорсткості системи від симетричного навантаження

$$\Delta f_{cp} = f_2 - f_1$$

$$\Delta f_{cp} = f_2 - f_1 = 5,98 - 5,8 = 0,18 \text{ м};$$

$$\frac{\Delta f_{cp}}{l} = \frac{0,18}{66} = \frac{1}{366} < \frac{1}{300},$$

Таким чином, жорсткість системи при дії симетричного навантаження забезпечена.

2.1.6. Перевірка жорсткості системи від несиметричного навантаження

Відмінною особливістю перевірки жорсткості системи від несиметричного навантаження є те, що визначають стрілки провисання і прогини в трьох точках: по середині, на відстані $1/3$ і $1/4$ від опори (з боку додавання несиметричного навантаження).

Проведені розрахунки показали, що найбільші прогини при несиметричному навантаженні виходять на відстані $1/4$ від опори, тому далі наводяться розрахунки тільки для цього перерізу

Визначення вантажного параметра для несиметричного навантаження і рішення рівняння для розпору

$$D_3 = \frac{p_1^2 l^3}{12} + \frac{p_1 p_2 l^3}{12} + \frac{5}{192} \cdot p_2^3 l^3$$

Рівняння для розпору

$$H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EAD}{2l}$$

$$D_3 = \frac{p_1^2 l^3}{12} + \frac{p_1 p_2 l^3}{12} + \frac{5}{192} \cdot p_2^3 l^3 = 8,37 \cdot 10^6 + \frac{18,686 \cdot 1,92 \cdot 66^3}{12} + \frac{5 \cdot 1,92^2 \cdot 66^3}{192} = 25,7 \cdot 10^6 (\text{кН})^2 \cdot \text{м}$$

$$H_3^3 + \left(\frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22,44^2} - 22,44 \right) H_3^2 = \frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 25,67 \cdot 10^6}{2 \cdot 6600}$$

$$H_3^3 + 107,23 \cdot H_3^2 = 378,4 \cdot 10^7 \quad H_1 = 1523 \text{кН}$$

Визначення стрілки провисання на відстані $1/4$ прольоту від опори

Згинальні моменти від симетричного навантаження

$$M_{1/4} = \frac{pl}{2} \cdot \frac{l}{4} - \frac{pl}{4} \cdot \frac{l}{8} = \frac{3}{32} pl^2$$

Згинальні моменти від несиметричного навантаження на половині прольоту

$$M_{1/4} = \frac{3}{8} \cdot pl \cdot \frac{l}{4} - \frac{pl}{4} \cdot \frac{l}{8} = \frac{pl^2}{16}$$

Тоді величини стрілок провисання від постійної симетричного навантаження

$$f_{1/4} = \frac{M_{1/4}}{H_1} = \frac{3p_1 l^2}{32H_1}$$

$$f_{1/4} = \frac{3 \cdot 18,686 \cdot 66^2}{32 \cdot 1038} = 5,02 \text{ м}$$

і від несиметричного навантаження (на половині прольоту) і симетричного на всьому прольоті

$$f_{1/4} = \frac{M_{1/4}}{H_3} = \frac{p_2 l^2}{16H_3} + \frac{3}{32} \cdot \frac{p_1 l^2}{H_3}$$

$$f_{1/4} = \frac{1,92 \cdot 66^2}{16 \cdot 1523} + \frac{3}{32} \cdot \frac{18,686 \cdot 66^2}{1523} = 5,35 \text{ м.}$$

де: l - довжина ниток

g - лінійне постійне навантаження на нитки

p_2 - власна вага канатів

p_1 - власна вага покрівлі і пригрузу

M - згинаючі моменти

Визначення прогину від тимчасового несиметричного навантаження і зрівняння з допустимим

$$\Delta f_{1/4} = f_{1/4\left(\frac{1}{2}p_2+p_1\right)} - f_{1/4(p_1)} \leq 0,4 \text{ м,}$$

$$\Delta f_{1/4} = 5,35 - 5,02 = 0,33 \text{ м} < 0,4 \text{ м,}$$

Жорстокість при несиметричному навантаженні забезпечена.

Для величини при грузу визначають навантаження, яке можуть витримати канати з деяким запасом міцності

$$q = \frac{T_{rupt}}{\sqrt{\left(\frac{l^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}}$$

$$\frac{EA}{2l} = \frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 12,16}{2 \cdot 6600} = 92,12 \text{ кН / см}$$

$$q = \frac{1440}{113,38} = 12,7 \text{ кН / м}$$

Постійне розрахункове навантаження буде складати $g = q - s$

$$g = 12,7 - 3,84 = 8,86$$

нормативне – $\frac{8,86}{1,1} = 8,05 \text{ кН / м}$

Визначення вантажних параметрів системи, приймаючи розрахункове навантаження від канатів таким, що дорівнює 0,2кН/м. Нормативне навантаження буде дорівнювати 0,182кН/м. Оскільки міцність свідомо забезпечена і необхідна лише перевірка жорсткості, то вантажні параметри системи обчислюються тільки для нормативних навантажень

$$H_0 = \frac{gl^2}{8f_0}; \quad D_0 = \frac{g^2l^3}{12}; \quad D_1 = \frac{p_1^2l^3}{12}; \quad D_2 = \frac{(p_1 + p_2)^2l^3}{12};$$

$$D_3 = \frac{p_1l^3}{12} + \frac{p_1p_2l^3}{12} + \frac{5}{192}p_2^2l^3$$

$$H_0 = \frac{gl^2}{8f_0} = \frac{0,182 \cdot 66^2}{8 \cdot 3,3} = 30,03 \text{кН}; \quad D_0 = \frac{g^2l^3}{12} = \frac{0,182^2 \cdot 66^3}{12} = 793,6(\text{кН})^2 \text{ м};$$

$$D_1 = \frac{p_1^2l^3}{12} = \frac{8,05^2 \cdot 66^3}{12} = 1,55 \cdot 10^6 (\text{кН})^2 \text{ м};$$

$$D_2 = \frac{(p_1 + p_2)^2l^3}{12} = \frac{9,97^2 \cdot 66^3}{12} = 2,38 \cdot 10^6 (\text{кН})^2 \text{ м};$$

$$D_3 = \frac{p_1l^3}{12} + \frac{p_1p_2l^3}{12} + \frac{5}{192}p_2^2l^3 = \frac{8,05^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{8,05 \cdot 1,92 \cdot 66^3}{12} + \frac{5}{192} \cdot 1,92^2 \cdot 66^3 = 1,95 \cdot 10^6 (\text{кН})^2 \text{ м}$$

$$H_1^3 + \left(\frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22,44^2} - 22,44 \right) H_1^2 = \frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 8,37 \cdot 10^6}{2 \cdot 6600}$$

$$H_1^3 + 107,23 \cdot H_1^2 = 214,18 \cdot 10^6 \quad H_1 = 565 \text{кН}$$

$$H_2^3 + 107,23 \cdot H_2^2 = 288,5 \cdot 10^5 \quad H_2 = 627 \text{кН}$$

$$H_3^3 + 107,23 \cdot H_3^2 = 287,42 \cdot 10^6 \quad H_3 = 626 \text{кН}$$

H – розпір в нитках

D – параметр від постійних і тимчасових навантажень

p_2 – власна вага канатів

p_1 – власна вага покрівлі і при грузу

g - лінійне постійне навантаження на нитки

Визначення стрілки провисання нитки при дії постійних і тимчасових навантажень

$$f_{1(cp)} = \frac{M_{x_{1cp}}}{H_1} = \frac{p_1 l^2}{8H_1} = \frac{509 \cdot 60^2}{8 \cdot 44300} = 5,167 \text{ м}$$

$$f_{1\left(\frac{1}{4}\right)} = \frac{M_{x_1(1/4)}}{H_1} = \frac{3 p_1 l^2}{32 H_1} = \frac{3}{32} \cdot \frac{8,09 \cdot 66^2}{565} = 5,85 \text{ м}$$

$$f_{2(cp)} = \frac{M_{x_2(cp)}}{H_2} = \frac{p_2 l^2}{8H_2} = \frac{9,97 \cdot 66^2}{8 \cdot 627} = 5,356 \text{ м}$$

$$f_{3\left(\frac{1}{4}\right)} = \frac{M_{x_3\left(\frac{1}{4}\right)}}{H_3} = \frac{p_2 l^2}{16H_3} + \frac{3p_1 l^2}{32H_3} = \frac{1,92 \cdot 60^2}{16 \cdot 626} + \frac{3}{32} \cdot \frac{8,09 \cdot 66^2}{626} = 6,12 \text{ м}$$

Визначення прогинів від тимчасових симетричних і несиметричних навантажень і зрівняння їх з допустимими:

$$\Delta f_{(cp)} = f_{2(cp)} - f_{1(cp)} = 5,356 - 5,167 = 0,19 \text{ м} < \frac{1 \cdot 66}{300} = 0,22 \text{ м}$$

$$\Delta f_{\left(\frac{1}{4}\right)} = f_{2\left(\frac{1}{4}\right)} - f_{1\left(\frac{1}{4}\right)} = 6,12 - 5,85 = 0,27 \text{ м} < \frac{1}{150} \cdot 66 = 0,44 \text{ м}$$

Таким чином, необхідна жорсткість забезпечена.

2.1.7. Перевірка деформативності всього покриття при дії вітрового навантаження

Для I-го вітрового району $w^n = 0.23 \text{ кН/м}^2$ [18]

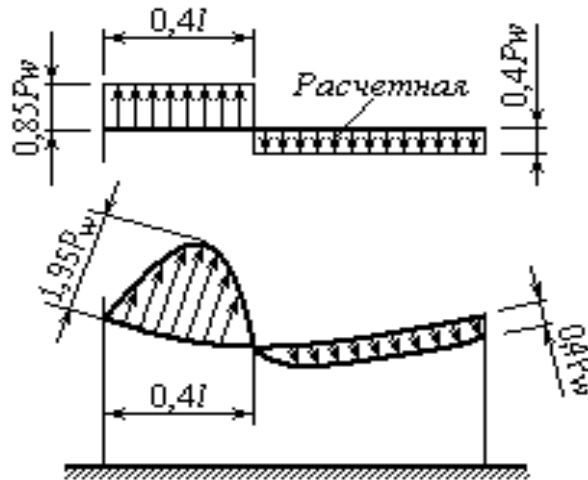


Рис.2.3. Схема вітрового навантаження для увігнутого покриття

Крім вітрового навантаження, враховується навантаження від власної ваги покриття, тобто

$$g^n = 0.545 \text{ кН/м}^2$$

Визначення сумарного навантаження від власної ваги покриття і дії вітру

перша ділянка $g^n + w^n c_1 = 0.545 + 35(-0.85) = -33.12 \text{ кН/см}^2$

друга ділянка $g^n + w^n c_2 = 0.545 + 35(+0.4) = 14.54 \text{ кН/см}^2$

Лінійне навантаження відповідно $g = 1.19 \text{ кН/м}$ ($g + p'$) = 1.734 кН/м

вантажні параметри системи $H_0 = 22.44 \text{ кН}$; $D = 5.96 \cdot 10^4 (\text{кН})^2 \text{ м}$;

$$D'_1 = \frac{g^2 l^3}{12} = \frac{0.545^2 \cdot 66^3}{12} = 7.116 \cdot 10^3 (\text{кН})^2 \text{ м};$$

$$D_4 = \frac{(g')^2 l^3}{12} + \frac{(p')^2 a^3}{12l} (4l - 3a) + (p')(g')a^2 \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{3} \right) = \frac{1.19^2 \cdot 66^3}{12} + \frac{0.544^2 \cdot 0.544^2 \cdot (0.6 \cdot 66)^3}{12 \cdot 66} \times$$

$$\times (4 \cdot 66 - 3 \cdot 0.6 \cdot 66) + 0.544 \cdot 0.545 (0.4 \cdot 66)^2 \left(\frac{66}{2} - \frac{0.4 \cdot 66}{3} \right) = 18.57 \cdot 10^4 (\text{кН})^2 \text{ м}.$$

Складання рівняння для розпору від різних навантажень і вирішення їх методом пробних спроб -

$$H_1^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22.44^2} - 22.44 \right) H_1^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 7,116 \cdot 10^3}{2 \cdot 6600}$$

$$H_1^3 + 107,23 \cdot H_1^2 = 10,5 \cdot 10^5 \quad H_1 = 75 \text{кН}$$

$$H_4^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 443}{2 \cdot 6600 \cdot 22.44^2} - 22.44 \right) H_4^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 12.16 \cdot 18,57 \cdot 10^4}{2 \cdot 6600}$$

$$H_4^3 + 107,23 \cdot H_4^2 = 27,4 \cdot 10^6 \quad H_4 = 121 \text{кН}$$

Визначення стрілок провисання нитки

Для визначення стрілок провисання нитки визначаються згинаючі моменти від несиметричного навантаження по середині і в $\frac{1}{4}$ прольоту

$$M_{cp} = 0,42 p'l \frac{l}{2} - \frac{p'l}{2} \cdot \frac{l}{4} = 0,085 p'l^2$$

$$M_{1/4} = 0,42 p'l \frac{l}{4} - \frac{p'l}{4} \cdot \frac{l}{8} = 0,0737 p'l^2$$

$$M_{cp} = 201 \text{кНм} \quad M_{1/4} = 174,64 \text{кНм}$$

Тоді стріла провисання ниток в м буде

$$f'_{1(cp)} = \frac{gl^2}{8H_1} = \frac{0,545 \cdot 66^2}{8 \cdot 75} = 3,96$$

$$f'_{1(1/4)} = \frac{3}{32} \cdot \frac{gl^2}{H_1} = \frac{3 \cdot 0,545 \cdot 66^2}{32 \cdot 75} = 2,97$$

$$f'_{4(cp)} = \frac{gl^2}{8H_4} + 0,085 \frac{p'l^2}{H^4} = \frac{1,19 \cdot 66^2}{8 \cdot 121} + 0,085 \frac{0,544 \cdot 66^2}{121} = 4,25$$

$$f'_{4(1/4)} = \frac{3}{32} \cdot \frac{gl^2}{H_4} + 0,0737 \frac{p'l^2}{H_4} = \frac{3 \cdot 1,19 \cdot 66^2}{32 \cdot 121} + 0,0737 \frac{0,544 \cdot 66^2}{121} = 3,34$$

Визначення прогинів від вітрового навантаження

$$\Delta f_{(1/4)} = f_{4(1/4)} - f_{1(1/4)} = 3,34 - 2,97 = 0,37 \text{м} < 0,44 \text{м}$$

$$\Delta f_{(cp)} = f_{4(cp)} - f_{1(cp)} = 4,25 - 3,96 = 0,26 \text{м} < \frac{1}{150} \cdot 66 = 0,44 \text{м}$$

Таким чином, при дії вітрового навантаження жорсткість системи забезпечена.

2.1.8. Визначення довжини заготовок для вант.

Для визначення вихідних довжин заготовок ниток необхідно обчислити розпори в нитках від контактної навантаження, по наступним формулам:

$$H_n = q_0 \ell^2 / (8f_n), H_s = q_0 \ell^2 / (8f_s)$$

Довжини ниток, можна визначити наступним чином:

$$L_n = \ell \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{\ell} \right)^2 - \frac{H_n}{EA_n} \right], L_s = \ell \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_s}{\ell} \right)^2 - \frac{H_s}{EA_s} \right].$$

Оскільки необхідно вчислити довжини 50 несучих вант і 22 стабілізуючих, то краще зробити це в табличній формі.

Визначення довжини заготовок для вант.

Таблиця 2.2

№	Проліт ?, м	Стріла подйому f , м	Розпор H , кН	Жорсткість, Н	Довжина ниті L , м
1	2	3	4	5	6
Несучі ванти					
1	66,00	3,30	92,40	2,037*10 ⁸	66,44
2	65,98	3,30	92,37	2,037*10 ⁸	66,42
3	65,95	3,30	92,33	2,037*10 ⁸	66,39
4	65,86	3,29	92,20	2,037*10 ⁸	66,30
5	65,70	3,29	91,98	2,037*10 ⁸	66,14
6	62,45	3,12	87,43	2,037*10 ⁸	62,87
7	65,06	3,25	91,08	2,037*10 ⁸	65,49
8	64,70	3,23	90,57	2,037*10 ⁸	65,13
9	64,28	3,21	89,99	2,037*10 ⁸	64,71
10	63,82	3,19	89,34	2,037*10 ⁸	64,24
11	63,30	3,16	88,62	2,037*10 ⁸	63,72
12	62,73	3,14	87,82	2,037*10 ⁸	63,15
13	62,11	3,11	86,95	2,037*10 ⁸	62,52
14	61,43	3,07	86,01	2,037*10 ⁸	61,84
15	60,71	3,04	84,99	2,037*10 ⁸	61,11
16	59,94	3,00	83,91	2,037*10 ⁸	60,34
17	59,11	2,96	82,76	2,037*10 ⁸	59,51
18	58,24	2,91	81,53	2,037*10 ⁸	58,63
19	57,32	2,87	80,24	2,037*10 ⁸	57,70
20	56,34	2,82	78,88	2,037*10 ⁸	56,72
21	55,32	2,77	77,45	2,037*10 ⁸	55,69
22	54,25	2,71	75,95	2,037*10 ⁸	54,61
23	53,13	2,66	74,38	2,037*10 ⁸	53,48
24	51,95	2,60	72,74	2,037*10 ⁸	52,30
25	50,73	2,54	71,03	2,037*10 ⁸	51,07

1	2	3	4	5	6
26	49,46	2,47	69,25	2,037*10 ⁸	49,79
27	48,14	2,41	67,40	2,037*10 ⁸	48,47
28	46,77	2,34	65,48	2,037*10 ⁸	47,09
29	45,36	2,27	63,50	2,037*10 ⁸	45,66
30	43,89	2,19	61,44	2,037*10 ⁸	44,18
31	42,36	2,12	59,31	2,037*10 ⁸	42,65
32	40,79	2,04	57,11	2,037*10 ⁸	41,07
33	39,17	1,96	54,84	2,037*10 ⁸	39,43
34	37,49	1,87	52,49	2,037*10 ⁸	37,74
35	35,77	1,79	50,07	2,037*10 ⁸	36,01
36	33,99	1,70	47,58	2,037*10 ⁸	34,21
37	32,15	1,61	45,01	2,037*10 ⁸	32,37
38	30,26	1,51	42,36	2,037*10 ⁸	30,46
39	28,31	1,42	39,64	2,037*10 ⁸	28,50
40	26,31	1,32	36,84	2,037*10 ⁸	26,49
41	24,25	1,21	33,95	2,037*10 ⁸	24,41
42	22,13	1,11	30,98	2,037*10 ⁸	22,28
43	19,95	1,00	27,92	2,037*10 ⁸	20,08
44	17,70	0,89	24,78	2,037*10 ⁸	17,82
45	15,39	0,77	21,55	2,037*10 ⁸	15,49
46	13,01	0,65	18,22	2,037*10 ⁸	13,10
47	10,56	0,53	14,79	2,037*10 ⁸	10,63
48	8,04	0,40	11,26	2,037*10 ⁸	8,10
49	5,44	0,27	7,62	2,037*10 ⁸	5,48
50	2,76	0,14	3,87	2,037*10 ⁸	2,78
Стабілізуючі ванги					
51	100,67	7,75	91,52	8,334*10 ⁷	102,26
52	142,27	10,95	129,34	8,334*10 ⁷	144,52
53	173,81	13,38	158,01	8,334*10 ⁷	176,56
54	200,00	15,40	181,82	8,334*10 ⁷	203,46
55	194,68	14,99	176,98	8,334*10 ⁷	197,76
56	189,14	14,56	171,95	8,334*10 ⁷	192,13
57	183,34	14,12	166,67	8,334*10 ⁷	186,24
58	177,25	13,65	161,14	8,334*10 ⁷	180,06
59	170,91	13,16	155,37	8,334*10 ⁷	173,61
60	164,24	12,65	149,31	8,334*10 ⁷	166,84
61	157,23	12,11	142,94	8,334*10 ⁷	159,72
62	149,85	11,54	136,23	8,334*10 ⁷	152,22
63	142,05	10,94	129,13	8,334*10 ⁷	144,29
64	133,76	10,30	121,60	8,334*10 ⁷	135,88
65	124,91	9,62	113,55	8,334*10 ⁷	126,88
66	115,40	8,89	104,91	8,334*10 ⁷	117,23
67	105,06	8,09	95,51	8,334*10 ⁷	106,72
68	93,63	7,21	85,12	8,334*10 ⁷	95,11
69	80,72	6,22	73,38	8,334*10 ⁷	81,99
70	65,50	5,04	59,54	8,334*10 ⁷	66,53
71	45,89	3,53	41,72	8,334*10 ⁷	46,62

2.2.1.Збір навантажень на зовнішню арку

На арку діє навантаження, що передається з покриття через ванти. Тобто на арку діють зосереджені сили, що дорівнюють відповідній проекції зусилля в ванті, з кроком 2 метри. Також необхідно врахувати навантаження від температурних впливів.

Розглядаються три варіанти завантаження, для яких отримують зусилля в нитки для подальшого статичного розрахунку арки. Перший варіант завантаження - власна маса покриття, другий - сніг на весь проліт, сніг на підлогу прольоту.

Вихідні навантаження мають такі значення:

$$q_{c.v.} = 0.545 \cdot 2 = 1.09 \text{ кН/м}, \quad q_{c.v.}^n = 0.447 \cdot 2 = 0.894 \text{ кН/м},$$

$$s = 0.784 \cdot 2 = 1.57 \text{ кН/м}, \quad q_{c.v.}^n = 0.56 \cdot 2 = 1.12 \text{ кН/м}.$$

Зусилля в несучих вантах для необхідних завантажень розраховуються по наступним формулам:

$$H = q\ell^2 / (8f_n), \quad V_n = q\ell / 2, \quad T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2}$$

H - розпір

V_n - балочна опорна реакція

T_n - найбільше зусилля

ℓ - проліт

снігове навантаження

$$H = q\ell^2 / (8f_s) = 1.57 \cdot 66^2 / (8 \cdot 3.3) = 259.05 \text{ кН}.$$

$$V = q\ell / 2 = 1.57 \cdot 66 / 2 = 51.8 \text{ кН}.$$

$$T = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{259.05^2 + 51.8^2} = 264.2 \text{ кН}.$$

власна вага

$$H = q\ell^2 / (8f_s) = 1.09 \cdot 66^2 / (8 \cdot 3.3) = 169.95 \text{ кН}.$$

$$V = q\ell / 2 = 1.09 \cdot 66 / 2 = 34.0 \text{ кН}.$$

$$T = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{169.95^2 + 34^2} = 173.3 \text{ кН}.$$

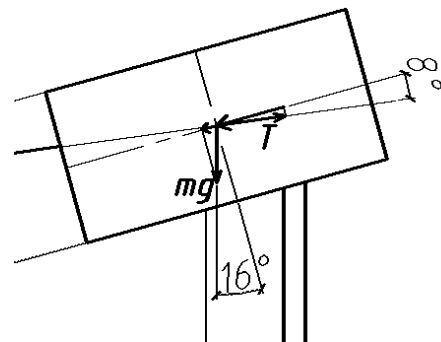


Рис. 2.4

Розміщення арки в профілі

Визначення кінцевих навантажень на арку

$$q_{c.v.покр.} = T_{c.в} \cdot \cos 8 / 2 = 173.3 \cdot 0.99 / 2 = 85.78 \text{кН/м.}$$

$$q_{c.v.арки} = mg \cdot \sin 16 = 46.8 \cdot 0.27 = 12.63 \text{кН/м.}$$

$$q_{c.в} = 12.63 + 85.78 = 98.41 \text{кН/м}$$

$$s = T_{снег.} \cdot \cos 8 / 2 = 264.2 \cdot 0.99 / 2 = 130.8 \text{кН/м.}$$

Визначення температурних впливів.

Нормативні значення змін середніх температур по перерізу елемента відповідно в теплу Δt_w і холодну Δt_c пору року слід визначити згідно [18] по формулах:

$$\Delta t_w = (t_w - t_{oc}) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n;$$

$$\Delta t_c = (t_c - t_{ow}) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

де: t_w, t_c — нормативні значення середніх температур по перерізу елемента в теплу і холодну пору року;

t_{ow}, t_{oc} — початкові температури в теплу і холодну пору року;

γ_f — коефіцієнт надійності по навантаженню для температурних кліматичних впливів, приймається рівним $\gamma_f = 1.1$.

Для конструкцій, що знаходяться на відкритому повітрі t_c і t_w згідно ДБН [19] визначають по формулі:

$$t_w = t_{ew},$$

$$t_c = t_{ec},$$

де: t_{ew}, t_{ec} — середні добові температури зовнішнього повітря відповідно в теплу і холодну пору року, визначаються по формулах:

$$t_{ew} = t_{vII} + \Delta_{vII},$$

$$t_{ec} = t_I - \Delta_I,$$

де: t_{vII}, t_I — багаторічні середні місячні температури повітря відповідно в липні і січні, прийняті відповідно до [19]; для м.Ковель $t_{vII} = 20^\circ\text{C}$, $t_I = -5^\circ\text{C}$;

Δ_{vII}, Δ_I — відхилення середніх добових температур від середніх місячних (Δ_I приймається відповідно до [19]), і дорівнюють $\Delta_{vII} = 6^\circ\text{C}$, $\Delta_I = 15^\circ\text{C}$.

$$t_w = t_{ew} = 20 + 6 = 26^\circ\text{C},$$

$$t_c = t_{ec} = -5 - 15 = -20^\circ\text{C}.$$

Початкову температуру, що відповідає замиканню конструкції або її частини в закінчену систему, в теплу t_{ow} і холодну t_{oc} пору року слід визначати по формулах:

$$t_{ow} = 0.8 \cdot t_{VII} + 0.2 \cdot t_I = 0.8 \cdot 20 + 0.2 \cdot (-5) = 15^\circ \text{C},$$

$$t_{oc} = 0.2 \cdot t_{VII} + 0.8 \cdot t_I = 0.2 \cdot 20 + 0.8 \cdot (-5) = 0^\circ \text{C}.$$

Тоді розрахункові значення змінення середніх температур по перерізу елемента відповідно в теплу Δt_w і холодну Δt_c пору року дорівнюють:

$$\Delta t_w = (26 - 0) \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 27.2^\circ \text{C},$$

$$\Delta t_c = (-20 - 15) \cdot 1.1 \cdot 0.95 = -36.6^\circ \text{C}.$$

2.2.2. Статичний розрахунок зовнішньої арки

Статичний розрахунок арки проводиться на EOM за допомогою програмного продукту MSC/Nastran for Windows. Арка розраховується як двохшарнірна із затягуванням. У якості затягування використовуються два двотавра №100Ш1 з площею 369см^2 (по сортаменту). Перетин арки прийнято коробчастим розміром $3 \times 2\text{м}$.

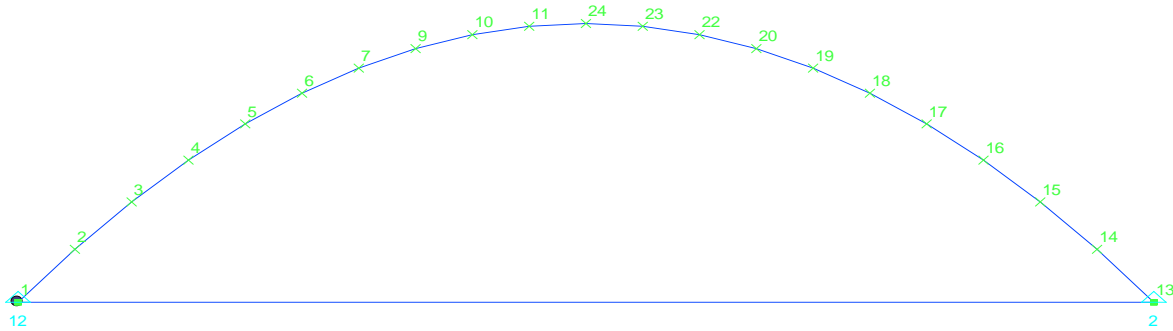


Рис.2.5. Розрахункова схема арки.

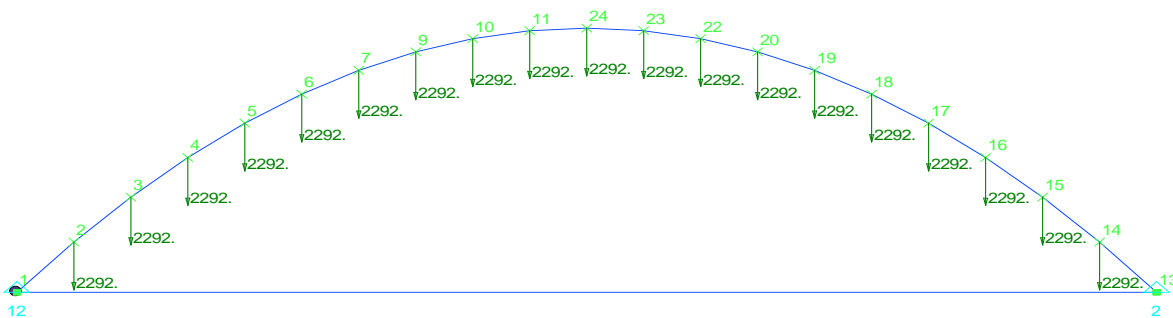


Рис.2.6. Перша схема завантаження (постійне + сніг на весь прольот), кН.

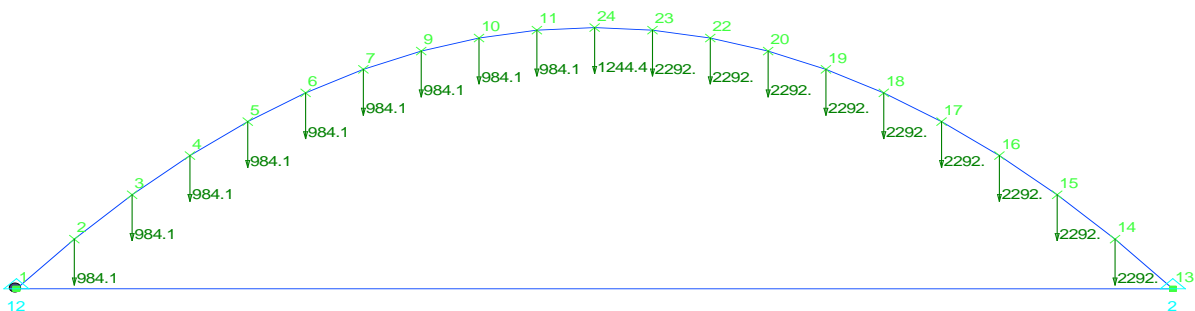


Рис.2.4. Друга схема завантаження (постійне + сніг на пів прольоту), кН.

Епюри M, Q, N для першого завантаження.

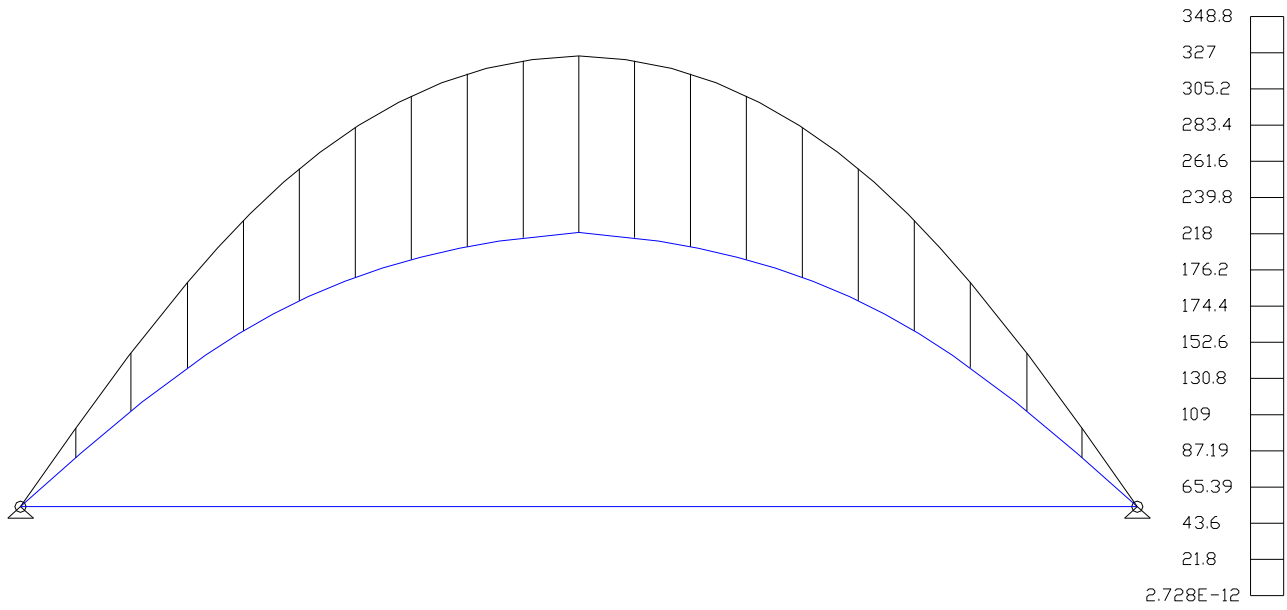


Рис.2.7Епюра M, кНм.

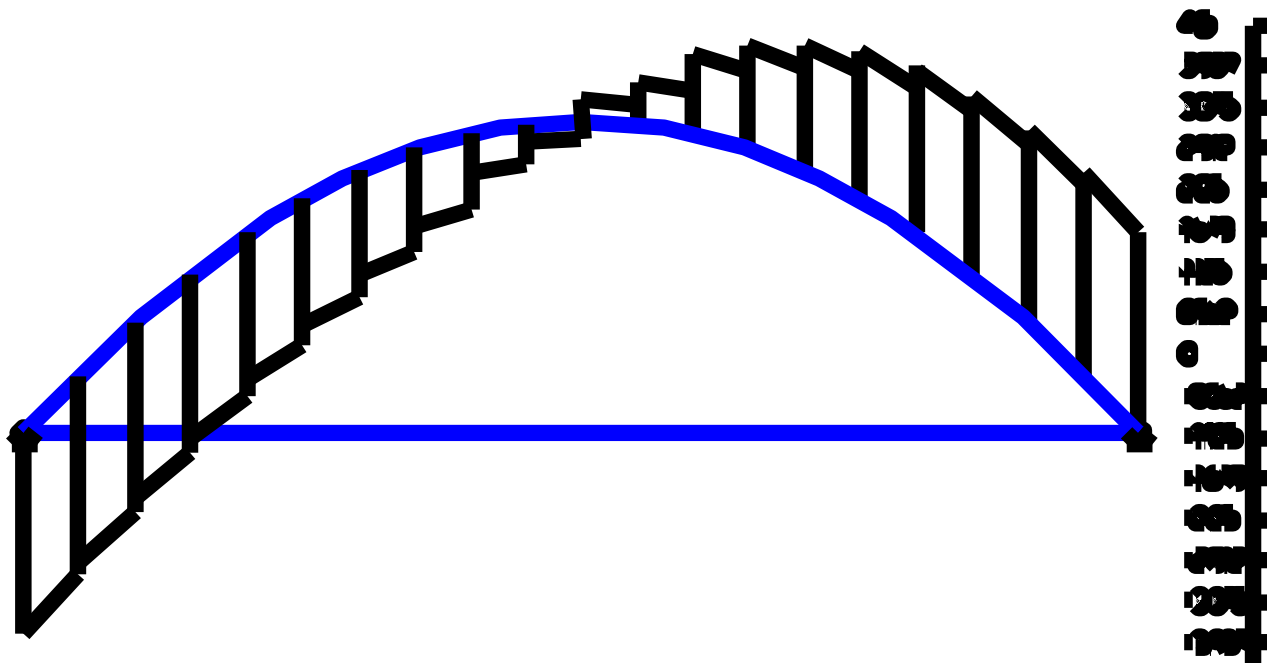


Рис.2.8Епюра Q, кН.

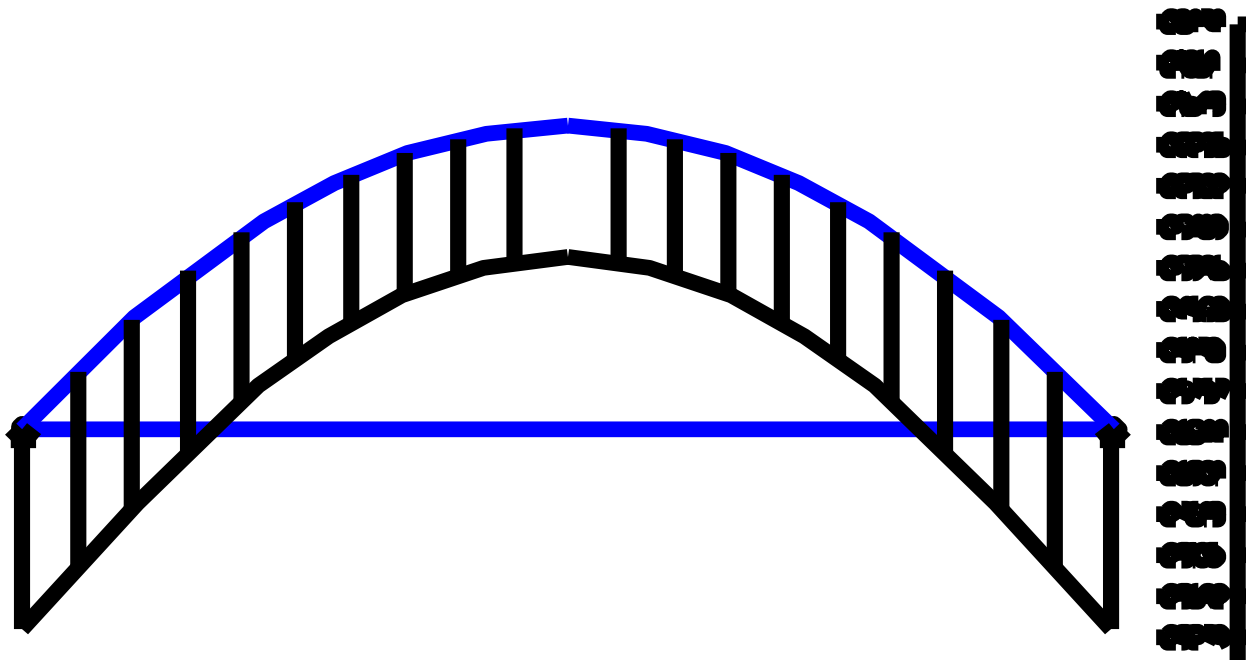


Рис.2.9 Епюра N, кН.

Зусилля в затяжці дорівнює 20443кН.

Епюри M, Q, N для другого завантаження.

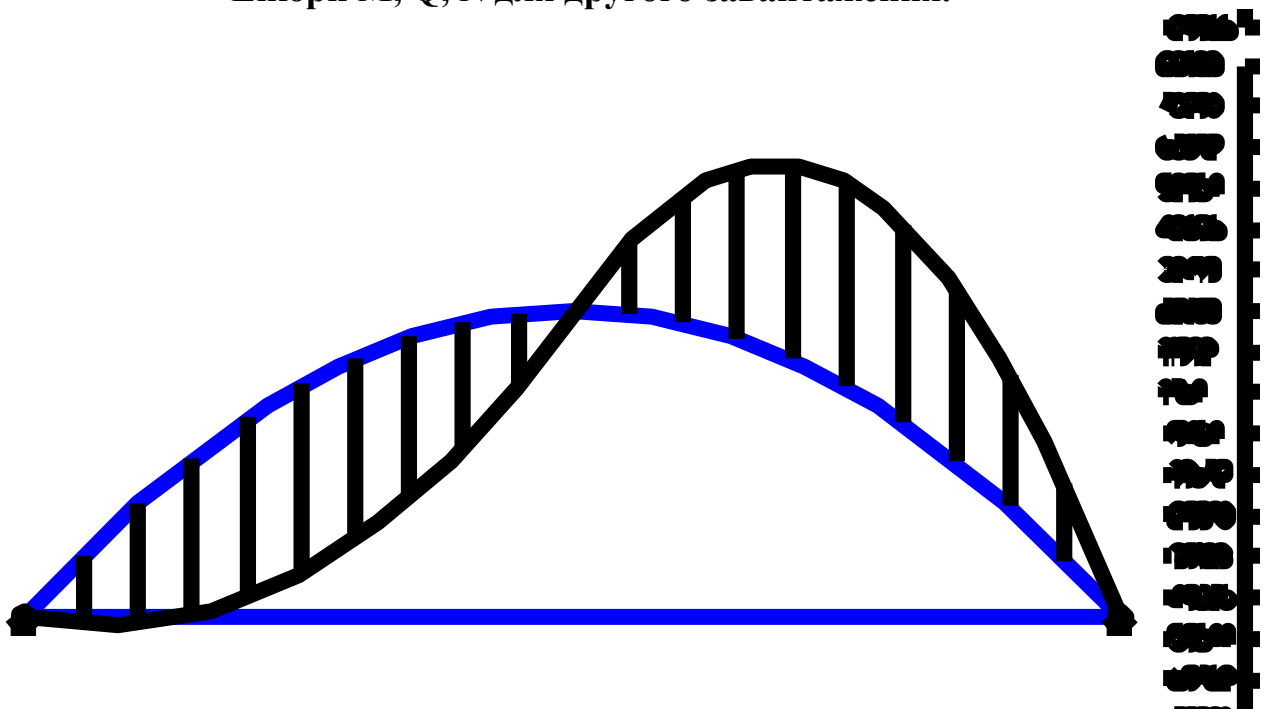


Рис.2.10 Епюра M, кНм.

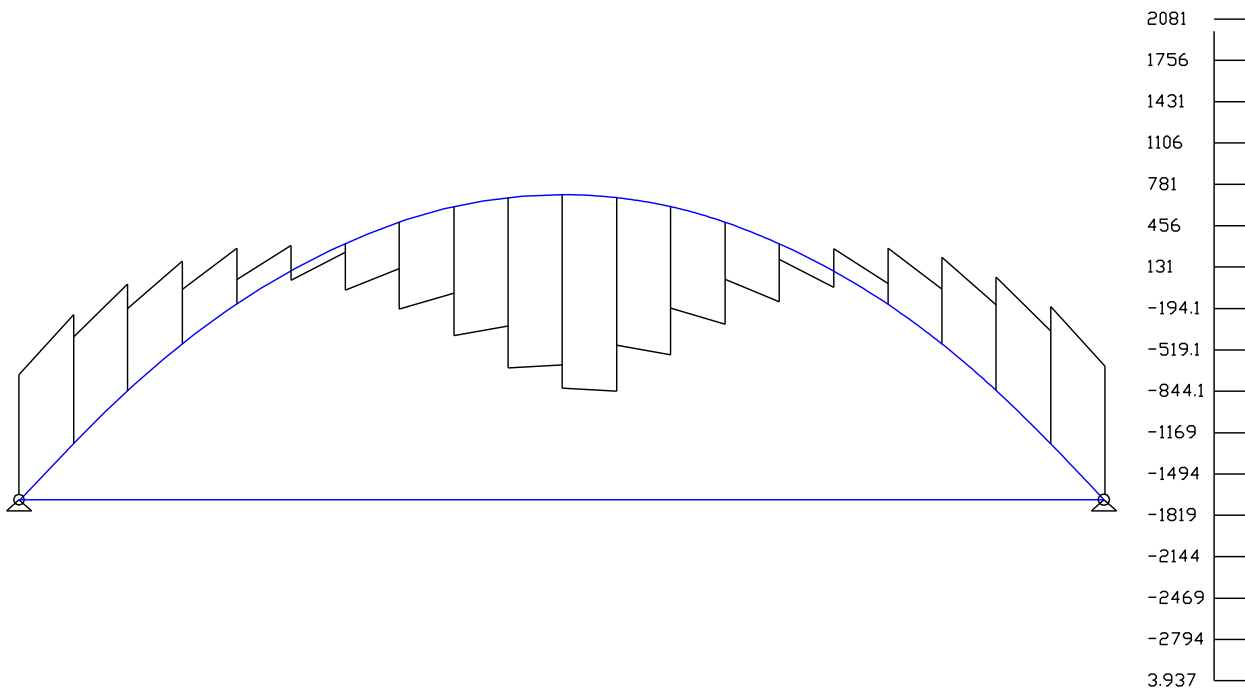
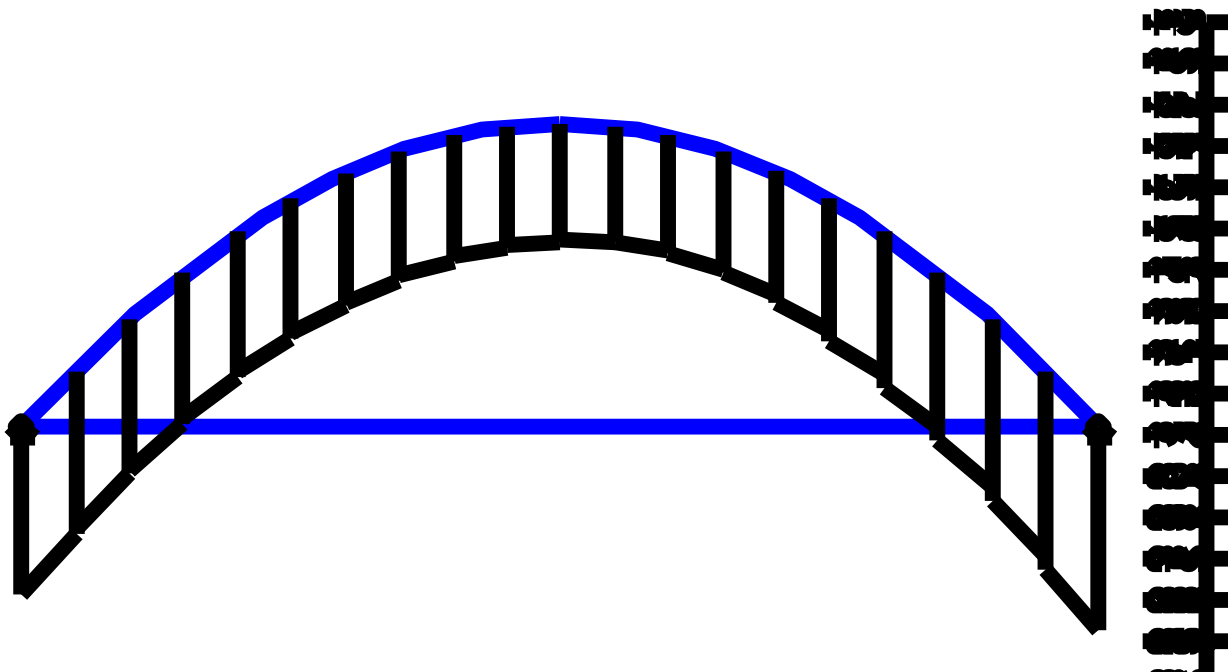


Рис.2.11Еюра Q, кН.



2.2.3. Розрахунок зовнішньої арки

Необхідна площа перерізу арки визначається виходячи з умови міцності для поза центрових стиснутих елементів при пружній роботі сталі.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c$$

$$A_{cal} \geq \frac{6M + N \cdot h \cdot (2\alpha + 1)}{R_y \gamma_c h \cdot (2\alpha + 1)}$$

де: σ - нормальна напруга

γ_c – коефіцієнт умов роботи

N – поздовжня сила (по епюрі N)

M – згинаючий момент (по епюрі M)

R_y - розрахунковий опір сталі по межі плинності

h – висота перерізу

У якості матеріалу - сталь С345 с $R_y = 280$ МПа. Коефіцієнт умов роботи γ_c дорівнює одиниці. Висоту арки приблизно можна визначити як h_{opt} для балок, в межах $(1/50 \dots 1/80)L$.

$$h = \sqrt[3]{1.5 \lambda_w \frac{M}{R_y}} = \sqrt[3]{1.5 \cdot 120 \cdot \frac{83508 \cdot 10^3}{280 \cdot 10^6}} \approx 3.7 \text{ м}$$

При даній висоті перерізу оптимальним буде $\alpha = 0.5$, $\lambda_w = 120$ приймаємо за умовою забезпечення місцевої стійкості.

Тоді необхідна площа перерізу арки буде дорівнювати:

$$A_{cal} \geq \frac{6M + N \cdot h \cdot (2\alpha + 1)}{R_y \gamma_c h \cdot (2\alpha + 1)} = \frac{6 \cdot 83508 \cdot 10^3 + 18083 \cdot 10^3 \cdot 3.7 \cdot (2 \cdot 0.5 + 1)}{280 \cdot 10^6 \cdot 3.7 \cdot (2 \cdot 0.5 + 1)} = 0.3064 \text{ м}^2$$

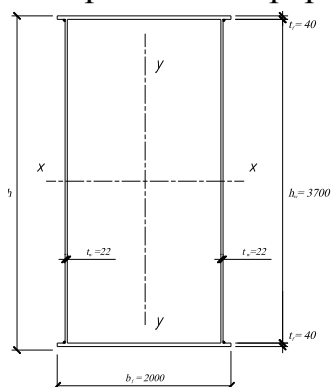
Оскільки ми прийняли $\alpha = 0.5$, то $A_w = A_f = 0.5A$. Виходячи з цього

$$t_w = A_w / 2h_w = 0.1532 / (2 \cdot 3.7) = 0.021 \text{ м},$$

По сортаменту приймаємо $t_w = 22$ мм. По конструктивним міркуванням товщину полиці приймаємо $t_f = 40$ мм.

Тоді $b_f = A_f / t_f = 0.1532 / (2 \cdot 0.04) = 1.915$ м., приймаємо 2 м.

Отриманий переріз має наступний вигляд:



Даний переріз має наступні геометричні характеристики, отримані за допомогою програми MSCNastran.

$$A = 0.3228 \text{ м}^2; J_x = 0.74523 \text{ м}^4; J_y = 0.1838 \text{ м}^4;$$

$$W_x = J_x / y = 0.74523 / 1.89 = 0.3943 \text{ м}^3$$

Рис.2.13. Переріз зовнішньої арки

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.74523}{0.3228}} = 1.52 \text{ м}; i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.1845}{0.3228}} = 0.76 \text{ м}.$$

де: W_x – момент опору відн. x

J_x, J_y – моменти інерції перерізу

y – відстань до центру тяжіння перерізу

i_x – радіус інерції перерізу

Розрахунок на міцність і стійкість.

Перевірка міцності арки проводиться як для поза центрових зжатих елементів при пружній роботі сталі.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{18083 \cdot 10^3}{0.3228} + \frac{83508 \cdot 10^3}{0.3943} = 267.8 \text{ МПа} \leq R_y = 280 \text{ МПа}$$

$$\sigma_t = \pm 2.36 \cdot \Delta t \cdot h / f$$

$$\sigma_t = 2.36 \cdot (-36.6) \cdot 3.78 / 51 = -6.4 \text{ МПа}$$

$$\sigma_t = 2.36 \cdot 27.2 \cdot 3.78 / 51 = 4.76 \text{ МПа}$$

де: σ_t – нормальна напруга, що діє в перерізі

f – стріла підйому

Умова міцності виконується.

Крім перевірки на міцність необхідно перевірити стійкість арки з її площини на ділянці між точками, закріпленими в горизонтальному напрямку системою зв'язків.

Згідно [19] розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c$$

де: c – коефіцієнт, що враховує вплив моменту

φ_y – коефіцієнт поздовжнього вигину, що визнач в залежності від гнучкості

λ_y

Гнучкість і ексцентриситети:

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{83508 \cdot 10^3}{18083 \cdot 10^3} \cdot \frac{0.3228}{0.3943} = 3.78$$

$$\lambda_y = \ell_{ef} / i_y = 600 \cdot 1.05 / 76 = 8.3; \lambda_c = 3.14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3.14 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 85.2.$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + (0.55 + 0.05 m_x) m_x} = \frac{1}{1 + (0.55 + 0.05 \cdot 3.78) 3.78} = 0.264$$

де: M_x – згинаючий момент по осі x

m_x – відносний ексцентриситет

R_y – розрахунковий опір по межі плинності

E – модуль пружності

$$\frac{N}{c\varphi_y A} = \frac{18083 \cdot 10^3}{0.264 \cdot 0.973} = 70.4 \text{ МПа} \leq 280 \text{ МПа.}$$

Стійкість із площини арки забезпечується.

Арка, як криволінійний брус вимагає перевірки стійкості в площині дії моменту. Стійкість арки можна перевірити за наступним виразом:

$$1.4 \cdot p \leq p_{cr} = k \frac{EJ_x}{\ell^3}$$

де: p — навантаження на одиницю довжини арки;

1.4 — коефіцієнт безпеки на стійкість;

p_{cr} — критичне навантаження.

$$1.4 \cdot 229.21 = 321 \text{ кН/м} \leq 30 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 0.75 / 200^3 = 579.3 \text{ кН/м}$$

Стійкість в площині арки забезпечується.

Перевірка стійкості стінки арки.

Для забезпечення місцевої стійкості стінок необхідно, щоб дотримувалася умова:

$$\frac{h_{ef}}{t} \geq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Гнучкість елемента в площині дії моменту дорівнює:

$$\lambda_1 = \ell_{ef} / i_y = 200 \cdot 1.05 / 1.39 = 151.1;$$

$$m = e \cdot A / W = (83508 / 18083) \cdot 0.3228 / 0.3943 = 3.78 > 1$$

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 151.1 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 5.57.$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.31 \bar{\lambda}_1, \text{ але не більш } 3.1.$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot 5.57 = 3.14 > 3.1$$

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{3.7}{0.022} = 168 \geq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3.1 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 84$$

Стійкість стінки не забезпечується, необхідне встановлення поздовжніх ребер.

Розрахунок ребер жорсткості.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3.4}{0.025} \sqrt{\frac{280}{2.06 \cdot 10^5}} = 5.01$$

Необхідна постановка поперечних ребер, також встановимо в центрі поздовжнє ребро.

Поперечні ребра встановлюємо з кроком на більш 6.8м, в місцях кріплення вант. У місцях кріплення ферм влаштовуємо додаткове посилення. Перетин поздовжніх ребер наступне: $b = 160\text{мм}$, $t = 12\text{мм}$.

Перевірка стійкості полки арки.

Стійкість полки забезпечується при

$$m \geq 1 \text{ и } \bar{\lambda} \geq 2 + 0.04m = 2 + 0.04 \cdot 1.54 = 2.06, \text{ якщо}$$

$$\frac{b_{ef}}{t} \geq (0.4 + 0.3\bar{\lambda})(1 - 0.01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{2}{0.04} = 50 \leq (0.4 + 0.3 \cdot 5.57)(1 - 0.01 \cdot 3.78) \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 54.05$$

Місцева стійкість полиці забезпечується.

2.2.4. Розрахунок з'єднання поясів балки зі стінками.

З'єднання поясів головної балки зі стінкою приймаємо двосторонніми швами. Розрахунок швів, що з'єднують пояси головної балки зі стінкою виконують за формулами:

$$\frac{T}{2\beta_f k_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c ; \quad \frac{T}{2\beta_z k_f} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$

де: β_f – коефіцієнт, що залежить від виду зварювання

k_f – катет зварного шва

R_{wf} – розрахунковий опір по металу шва

R_{wz} – розрахунковий опір по металу границі зварювання

γ_{wf} – коефіцієнт умов роботи шва

$T = \tau t_w = 41.33 \cdot 10^6 \cdot 0.022 = 909.3 \text{ кН/м}$ – зсувне зусилля на одиницю довжини

$$\tau = \frac{QS'_a}{I_a t_w} = \frac{3119 \cdot 10^3 \cdot 6.88 \cdot 10^{-2}}{0.118 \cdot 0.044} = 41.33 \text{ МПа}$$

де: Q – поперечна сила

S – статистичний момент

I_a – момент інерції перерізу

t_w – товщина стінки

Приймаємо напівавтоматичне зварювання в середовищі вуглекислого газу.

Приймаємо зварювальний дріт Св-08Г2С

Приймаємо $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$.

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 450 = 202.5 \text{ МПа}$.

$k_{f,\min} = 8 \text{ мм}$. Максимальний катет шва $k_{f,\max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 22 = 26.4 \text{ мм}$.

$\beta_f = 0,9$ $\beta_z = 1,05$

$$\gamma_{wf} = 1, \gamma_{wz} = 1.$$

$$k_f = \frac{T\gamma_n}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{909.3 \cdot 10^3 \cdot 1}{2 \cdot 0.9 \cdot 215 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} = 2.3 \text{ мм} \text{ — по металлу шва}$$

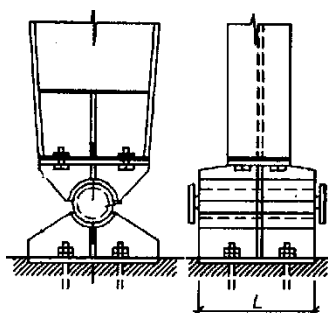
$$k_f = \frac{T\gamma_n}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{909.3 \cdot 10^3 \cdot 1}{2 \cdot 1.05 \cdot 202.5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1} = 2.1 \text{ мм} \text{ — по металлу границі зварювання}$$

Катет шва приймається конструктивно, згідно вимогам: $k_f = 8 \text{ мм}$.

2.2.5 Розрахунок опорного вузла зовнішньої арки.

В якості опори використовується конструкція балансованого шарніра що зображений на рисунку 2.14.

Діаметр цапфи визначимо виходячи з наступної



$$\text{УМОВИ } \sigma_{\max} = \frac{1.6N}{d\ell} \leq R_{\ell p}$$

Рис. 2.14 балансирний шарнір

де σ_{\max} — найбільша напруга в цапфі;

N — стискаючі зусилля;

d — діаметр цапфи;

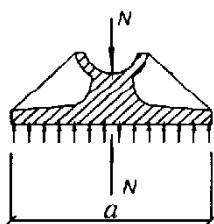
ℓ — довжина цапфи;

$R_{\ell p}$ — розрахунковий опір на місцеве зминання в циліндричних шарнірах при щільному торканні.

З даної умови можна знайти діаметр цапфи. Довжина ℓ дорівнює b_f .

$$R_{\ell p} = 200 \text{ МПа.}$$

$$d = \frac{1.6N}{R_{\ell p} \ell} = \frac{1.6 \cdot 29866 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^6 \cdot 2} = 0.119 \text{ м, приймаємо } d = 125 \text{ мм.}$$



Підшва балансира подібно плитам баз розраховується на вигин під рівномірною відсічкою фундаменту.

Проектуємо фундамент із бетону С12/15, отже, $f_{cd} = 7.5 \text{ МПа}$. Приймаємо попередньо $f_{cd \text{ loc}} = 1.4 f_{cd} = 1.4 \cdot 7.5$

= 10.5МПа.

Рис. 2.15. Підшва балансира

$$a = \frac{N}{f_{cdloc} \cdot \ell} = \frac{29866 \cdot 10^3}{10.5 \cdot 10^6 \cdot 2.4} = 1.19 \text{ м, приймаємо } a = 1.4 \text{ м}$$

де: f_{cdloc} — розрахунковий опір бетону місцевому стисканню;

f_{cd} — розрахунковий опір бетону стисканню

Розмір фундаменту приймаємо 3.4x2.8м. Тоді

$$f_{cdloc} = 7.5 \cdot \sqrt[3]{\frac{9.52}{5.04}} = 9.3 \text{ МПа.}$$

$$a = \frac{N}{f_{cdloc} \cdot \ell} = \frac{29866 \cdot 10^3}{9.3 \cdot 10^6 \cdot 2.4} = 1.33 \text{ м}$$

Підберемо товщину плити.

$$q = \sigma_b = \frac{N}{a \cdot \ell} = \frac{29866 \cdot 10^3}{1.4 \cdot 2.4} = 8.9 \text{ МПа}$$

Перевіримо ділянки, оперті на два, три, чотири канта.

$$M_4 = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0.067 \cdot 8.9 \cdot 10^6 \cdot 0.48^2 = 137.4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_3 = \beta \cdot q \cdot a^2 = 0.095 \cdot 8.9 \cdot 10^6 \cdot 0.48^2 = 194 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a^2 = 0.06 \cdot 8.9 \cdot 10^6 \cdot 0.548^2 = 160.4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

де: M — найбільший згинальний момент, діючий на смузі 1см в пластинах, опертих на два, три, чотири канта;

q — розрахунковий тиск на 1см² плити, що дорівнює напрузі на фундамент;

α — коефіцієнт, що залежить від відношення найдовшої сторони b до найкоротшої a ;

β — коефіцієнт, що залежить від відношення закріпленої сторони пластинки b_1 до вільної a_1 .

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 194 \cdot 10^3}{280 \cdot 10^6 \cdot 1.1}} = 61 \text{ мм, приймаємо } 70 \text{ мм.}$$

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Консультант:

доц. Митинський В.М.

Магістр:

Бабушок Д.В.

3.1. Конструктивна характеристика будівлі

«Палац спорту» запроектований в м. Ковель. Будівля що проектується має круглу форму в плані, в осях - 136.6м. Конструктивна схема будівлі змішаний каркас, з несучим куполом, і стінами. Купол складається з металевих наскрізних арок розташованих з кроком 3,3м, прольотом 19,5м, висота підйому арки 8,7м.

Залежно від чутливості до осідань будівля відноситься до відносно жорстких.

Величини граничних деформацій основи:

– відносна різниця осідань $(\Delta S/L)_u = 0,004$;

– максимальні осідання $(S_{\max,u}) = 15\text{см}$.

3.2. Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Розрахунок виконується по ДБН В. 2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будівель і споруд».

Візуальними спостереженнями при інженерно-геологічному рекогносцируванні небезпечні фізико-геологічні процеси і явища не виявлені.

Таблиця 3.1. Фізичні властивості ґрунтів

№	Найменування шару	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	ω	ω_L	ω_p	E МПа	φ град	C кПа
1	Насипний ґрунт	-	1,55	-	-	-	-	-	-
2	Ґрунтово-рослинний шар	-	1,48	-	-	-	-	-	-

3	Супісок щебенистий	2,65	1,87	0,12	0,17	0,11	7,8	18	5
4	Супісок сіро- коричневий	2,66	1,63	0,14	0,20	0,15	11	21	4,5
5	Супісок з включенням піску дрібнозернистого, темно-сірий	2,68	1,60	0,17	0,18	0,14	5	15	3
6	Аргіліт «рухляк» чорний	2,45	1,82	0,2	0,26	0,15	12	20	4

Інженерно-геологічний розріз



Рис. 3.1

Шар-1: насипний шар, потужність шару 0,8м.

Шар-2: ґрунтово-рослинний шар, потужність шару 1,0м.

ІГЕ-3: супісок щєбенистий, потужність шару 2,0м.

ІГЕ-4: супісок сіро-коричневий, потужність шару 4,8м.

ІГЕ-5: супісок з включенням піску дрібнозернистого, темно-сірий, потужність шару 7,9м.

ІГЕ-6: аргіліт "рухляк" чорний, потужність шару 11,2м.

На глибину буріння рівень ґрунтових вод зустрінутий не був.

Перед початком будівельних робіт передбачити вертикальне планування території, шляхом зрізання насипного шару висотою 0,5м.

За наведеними основними показниками фізичних властивостей визначимо похідні показники:

1. Щільність сухого ґрунту ρ_d :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega}, \text{ г/см}^3,$$

$\rho_{d3} = 1,87 / (1 + 0,12) = 1,67 \text{ г/см}^3$ - середньостисливий

$\rho_{d4} = 1,63 / (1 + 0,14) = 1,43 \text{ г/см}^3$ - середньостисливий

$\rho_{d5} = 1,60 / (1 + 0,17) = 1,38 \text{ г/см}^3$ - сильностисливий

$\rho_{d6} = 1,82 / (1 + 0,20) = 1,52 \text{ г/см}^3$ - середньостисливий

2. Коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1,$$

$e_3 = (2,65 / 1,67) - 1 = 0,59$

$e_4 = (2,66 / 1,43) - 1 = 0,86$

$e_5 = (2,68 / 1,38) - 1 = 0,94$

$e_6 = (2,45 / 1,52) - 1 = 0,61$

3. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{e}{1 + e},$$

$n_3 = 0,59 / (1 + 0,59) = 0,37$

$n_4 = 0,86 / (1 + 0,86) = 0,46$

$n_5 = 0,94 / (1 + 0,94) = 0,48$

$$n_6=0,61/(1+0,61)=0,38$$

4. Коефіцієнт водо насичення S_r :

$$S_r = \frac{\omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}; \rho_w = 1g/cm^3,$$

$$S_{r3}=0,12 \cdot 2,65/1 \cdot 0,59=0,54 - \text{середнього ступеня водонасичення}$$

$$S_{r4}=0,14 \cdot 2,66/1 \cdot 0,86=0,43 - \text{малого ступеня водонасичення}$$

$$S_{r5}=0,17 \cdot 2,68/1 \cdot 0,94=0,68 - \text{середнього ступеня водонасичення}$$

$$S_{r6}=0,20 \cdot 2,45/1 \cdot 0,61=0,80 - \text{водонасичений}$$

5. Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_P$$

$$I_{p3}=0,17-0,11=0,06 - \text{супісок}$$

$$I_{p4}=0,20-0,15=0,05 - \text{супісок}$$

$$I_{p5}=0,18-0,14=0,04 - \text{супісок}$$

$$I_{p6}=0,26-0,15=0,11 - \text{суглинок}$$

6. Показник текучості:

$$I_L = (\omega - \omega_P)/I_p$$

$$I_{L3}=(0,12-0,11)/0,06=0,17 - \text{пластичний}$$

$$I_{L4}=(0,14-0,15)/0,05=-0,20 - \text{твердий}$$

$$I_{L5}=(0,17-0,11)/0,04=1,50 - \text{текучий}$$

$$I_{L6}=(0,20-0,15)/0,11=0,45 - \text{тугопластичний}$$

7. Питома вага γ :

$$\gamma = \rho \cdot g = 10 \cdot \rho,$$

$$\gamma_1=15,5\text{кН/м}^3$$

$$\gamma_2=14,8\text{кН/м}^3$$

$$\gamma_3=18,7\text{кН/м}^3$$

$$\gamma_4=16,3\text{кН/м}^3$$

$$\gamma_5=16,0\text{кН/м}^3$$

$$\gamma_6=18,2\text{кН/м}^3$$

По отриманим результатам розрахунків і наявних характеристиках ґрунтів проводимо аналіз кожного інженерно-геологічного елемента:

ІГЕ-3: супісок щербенистий–середнього ступеня водонасичення, пластичний, середньостисливий. Такі ґрунти використовуються як природні основи фундаментів і для пірамідальних і козових паль. В окремих випадках як основа висячих паль.

ІГЕ-4: супісок сіро-коричневий – середнього ступеня водонасичення, твердий, середньостисливий.

ІГЕ-5: супісок з включенням піску дрібнозернистого, темно-сірий – середнього ступеня водонасичення, текучий, сильностисливий. Такі ґрунти не використовуються у якості природної основи фундаментів. Не можуть служити основою для пальових фундаментів. Можуть використовуватися для влаштування пірамідальних паль.

ІГЕ-6: аргіліт "рухляк" чорний- водонасичений, тугопластичний, середньостисливий.

3.3. Діючі навантаження на фундаменти і вибір можливих варіантів фундаментів

Збір навантажень виконано у Розділі 2 "Конструктивний розділ". Навантаження на фундаменти складають:

$$N=246,43\text{кН}; M=0,843\text{кНм}; Q=2,594\text{кН}.$$

Вибір типу основ і фундаментів здійснюємо на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва з урахуванням кліматичних умов (глибини промерзання), величини навантаження від споруди і його конструктивних особливостей.

У цих умовах раціональним варіантом фундаментів може служити:

1. Стрічковий фундамент за несучий шар, приймаємо ІГЕ-3 - супісок щербенистий, з модулем деформації $E_0=7,8\text{МПа}$.

2. Пальові фундаменти з пірамідальних паль - за несучий шар, приймаємо ІГЕ-4 - супісок сіро-коричневий, з модулем деформації $E_0=11,0\text{МПа}$.

3.4. Проектування фундаментів неглибокого закладання

3.4.1 Глибина закладання підшви фундаментів

Оскільки проектуємо під колони каркасної будівлі стовпчасті фундаменти, висотою 1,8м, то глибина промерзання ґрунту і потужність насипного та ґрунтово-рослинного шарів (складає 1,3м) на глибину закладання не впливають.

3.4.2. Визначення розмірів підшви фундаменту

Попередньо визначаємо площу підшви стовпчастого фундаменту:

$$A = \frac{1,1 \cdot N}{R_0} = 1,1 \cdot 246,43 / 291 = 1,1 \cdot 96 / 190 = 0,93 \text{ м}^2;$$

$R_0 = 291 \text{ кПа}$; (для супісків при $\rho_d = 1,67 \text{ г/см}^3$)

$\bar{\gamma} = 20 \text{ кН/м}^3$ (середнє значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах)

$d_n = 1,8 \text{ м}$ - глибина закладання підшви фундаменту.

Враховуючи дію згинального моменту приймаємо фундаменти з розмірами:

$$l \times b = 2,4 \times 1,5 \text{ м}, \quad A = 2,4 \times 1,5 = 3,6 \text{ м}^2.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c)$$

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$ - коефіцієнти, визначувані по таблиці МВ;

$k = 1$; $k_z = 1$;

$M_\gamma = 0,42$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$ - коефіцієнти, що визначаємо згідно таблиці ДБН залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту ($\varphi_{II} = 18^\circ$);

$b = 1,500 \text{ м}$ - прийнята ширина підшви фундаменту;

$d_n = 1,800 \text{ м}$ - глибина закладання підшви фундаменту;

$\gamma_{II} = (0,2 \cdot 18,7 + 2,05 \cdot 16,3) / 2,25 = 16,51 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви (визначається на глибині, що дорівнює $1,5b = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}$ - ширина фундаментів дорівнює 1,5м);

$\gamma_{II}' = (0,8 \cdot 15,5 + 0,2 \cdot 14,8 + 0,8 \cdot 18,7) / 1,8 = 16,84 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за підшву;

$c_{II} = 5 \text{ кПа}$ - питоме зчеплення ґрунту, кН/м^2 ;

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,42 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 16,51 + 2,73 \cdot 1,8 \cdot 16,84 + 5,31 \cdot 5) = 143,6 \text{ кПа}$$

Виконуємо перевірки тисків по підшві фундаменту :

$p_{cp} = (N + G_{\phi}) / A_{пр}$ - для стовпчастого фундаменту;

G_{ϕ} - вага фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G_{\phi} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma$$

$$p_{cp} \leq R$$

$$p_{cp} = \frac{246,43 + 129,6}{3,6} = 104,5 \text{ кПа} < R = 143,6 \text{ кПа} - \text{умова виконується}$$

$$G_{\phi} = 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 = 129,6 \text{ кН}$$

$$P_{\max/\min} = P \pm \frac{M + Q \times d}{W},$$

$$\text{де: } W = \frac{b \times l^2}{6} = \frac{1,5 \times 2,4^2}{6} = 1,44 \text{ м}^3.$$

$$P_{\max} = 104,5 + \frac{0,843 + 2,594 \times 1,8}{1,44} = 108,3 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 143,6 = 172,32 \text{ кПа} -$$

умова виконується.

$$P_{msh} = 104,5 - \frac{0,843 + 2,594 \times 1,8}{1,44} = 100,7 \text{ кПа} > 0$$

$$\frac{P_{\min}}{P_{\max}} = \frac{100,7}{108,3} = 0,93 \geq 0,2$$

Усі умови перевірок виконуються, отже, розміри фундаментів прийняті правильно.

3.4.3. Розрахунок осідання фундаменту на природній основі методом пошарового підсумовування

Осідання фундаменту, S , визначаємо за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}$$

де: β - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикальної нормальної напруги від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - число шарів, на яке розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma}$, i - середнє значення вертикальної напруги від власної ваги ґрунту, витягнутого з котловану, в i -му шарі ґрунту, яка проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту.

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою траєкторії первинного навантаження;

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту :

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_n = 0,8 \cdot 15,5 + 0,2 \cdot 14,8 + 0,8 \cdot 18,7 = 30,32 \text{ кПа}$$

Визначаємо товщину елементарного шару:

$$h_i = 0,4 \cdot 1,5 = 0,60 \text{ м.}$$

Додаткова напруга на підшві фундаменту складає:

$$\sigma_{zp0} = 104,5 \text{ кПа.}$$

Коефіцієнт (приймаємо по таблиці ДБН залежно від співвідношень $\xi = 2z/b$ $\eta = \ell/b$: $\eta = \ell/b = 2,4/1,5 = 1,6$.

Розрахунки за визначенням осідання основи зручно виконувати в табличній формі. За отриманими результатами будемо епюри σ_{zp} , σ_{zg} і $\sigma_{z\gamma}$.

Нижню межу стисливої товщі, визначаємо на глибині, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

Результати визначення величини $\sigma_{z\gamma}$

z , м	$\xi = 2z/b$	$\alpha_{тр}$	$\sigma_{z\gamma}$, кПа
0,0	0,0	1,000	30,32
0,2	0,003	0,999	30,29

3,0	0,043	0,987	29,93
6,1	0,087	0,973	29,50
9,4	0,133	0,959	29,08

$\xi=2z/B_k$, де коефіцієнт приймався, як для котловану круглої форми ($B_k=141,0\text{м}$).

Розрахунок осідання фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy}^* , кПа	σ_{zpi} , кПа	σ_{zyi} , кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$, кПа	h_i , см	E, кПа	S_i , см
0,0	0	1,000	30,32	104,5	30,32	97,03	30,28	66,75	60	9933	0,32
0,60	0,8	0,857	40,58	89,56	30,24	70,44	30,20	40,24	60	11000	0,18
1,20	1,6	0,491	50,36	51,31	30,16						
1,80	2,4	0,291	60,14	30,41	30,08	24,87	30,05	-5,18	60	11000	0
2,40	3,2	0,185	69,92	19,33	30,01	16,30	29,97	-13,67	60	11000	0
3,00	4,0	0,127	79,70	13,27	29,93						

$$0,2\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\sum S_i = 0,55\text{см}$$

Для стовпчастого фундаменту на глибині від подошви фундаменту, що дорівнює 2,8м виконується вище приведена умова $\sigma_{zp}=13,27\text{кПа} < 0,2\sigma_{zg}=0,2 \cdot 79,70=15,94\text{кПа}$. Отже - глибина стисливої товщі $H_c=2,8\text{м}$.

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює $S=0,55\text{см}$.

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S = 0,55\text{см} < S_u = 15,0\text{см}.$$

$S_{\max,u} = 15\text{см}$ – максимальне значення осідання фундаменту ДБН [20].

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

3.5. Розрахунок пального фундаменту з пірамідальних паль.

Метод ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1, 2

Пірамідальні палі рекомендується застосовувати в піщаних ґрунтах незалежно від їх крупності, що залягають вище або нижче за рівень ґрунтових вод; у пилюватих пісках; у шаруватих відкладеннях ґрунтів, що складаються з комплексу піщаних, супіщаних, суглинистих і глинистих шарів різного генезису.

Пірамідальні палі можуть бути різного виду і мати різні геометричні розміри залежно від конструктивної схеми будівлі, ґрунтових умов і діючого навантаження.

Пірамідальна паля при її занурення в ґрунти під навантаженням працює враспор, подібно об'ємному клину, це дозволяє у процесі її занурення створювати у бічних площин палі значний обсяг ущільненого ґрунту, що сприяє збільшенню вертикального навантаження. Таким чином, головна особливість пірамідальних паль полягає в тому, що навантаження від палі не передається на ґрунт який залягає нижче за її подошву, а врівноважується в межах об'єму ущільненої зони ґрунту, розташованого навколо бічних граней пірамідальних паль

Несуча здатність F_{db} , кН пірамідальної палі з нахилом бічних граней $i_p \leq 0,025$ визначається за формулою:

$$F_{db} = \gamma_c [R \cdot A + \sum h_i (u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r)]$$

де: i_p – нахил бічних граней палі в частках одиниці;

ζ_r – реологічний коефіцієнт, приймається 0,8;

u_i – периметр i -го перерізу палі, м;

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, $\gamma_c = 1$;

R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, кН/м², визначається за таблицею ДБН [20];

A – площа поперечного перерізу палі брутто, м²;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м;

$u_{0,i}$ – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу палі, м, які мають нахил до осі палі;

k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту і приймається за таблицею ДБН [20];

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту навколо бічної поверхні палі, кПа, який визначається за результатами компресійних випробувань, МПа;

f_i - розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі, приймається по таблиці ДБН [20], кН/м²;

При розрахунку пірамідальних паль із нахилом бічних граней $i_p > 0,025$, допускається приймати значення $i_p = 0,025$.

Розрахункове навантаження, що допускається на палю:

$$P = N \gamma_g;$$

$$\gamma_g = 0.5 D_n$$

де D_n - частина постійного навантаження в сумарному (в частках одиниці).

Кількість паль у куші:

$$n = \left[\left(\sum N + 0,1N \right) / p \right] k_m$$

де: $k_m = 1$ для позакентрове завантажених фундаментів.

Висота ростверку в плані:

$$h_p = h_c + 0.05 + 0.3$$

де: h_c – висота стакану, м.

Фактичне розрахункове навантаження на палю:

$$P_\phi = \sum N / n + (M_x \cdot y) / \sum y_i^2 + (M_y \cdot x) / \sum x_i^2 \leq P$$

Приймам палю ПП 3 – 40 – 20 перерізом зверху 40×40 см, знизу 20×20 см і довжиною 3,0м.

Приймаємо ростверк висотою 1,4м, його підшва розташована на відмітці – 1,4м. Довжина палі нижче підшви ростверку $l_p = 3 - 0,1 = 2,9$ м.

У розрахунках враховуємо частини палі в шарі 3 ($h_3 = 0,6$ м) і в шарі 4 ($h_4 = 2,3$ м).

Для визначення несучої здатності палі необхідні проміжні величини R :

$$R = 8300 + \frac{8800 - 8300}{10} \cdot 3 = 8450 \text{ кПа}$$

Розмір сторони перерізу палі в рівні покрівлі шару 3:

$$b_{P3} = 0,4 - 0,6 \cdot \text{tg}1,9^\circ = 0,38\text{м.}$$

Розмір сторони перерізу палі в рівні підосви шару 4:

$$b_{P4} = 0,4 - 2,3 \cdot \text{tg}1,9^\circ = 0,32\text{м.}$$

Периметр у середині шарів 3 і 4:

$$u_3 = u_{03} = 4 \cdot \frac{0,38 + 0,32}{2} = 1,40;$$

$$u_4 = u_{04} = 4 \cdot \frac{0,32 + 0,20}{2} = 1,04;$$

Інші параметри: $f_3 = 42 \text{ кПа}$; $f_4 = 48,33 \text{ кПа}$; $i_0 = \frac{0,4+0,2}{2} = 0,075 > 0,025$,

приймаєм $i_c = 0,025$; $E_3 = 7800 \text{ кПа}$; $E_4 = 11000 \text{ кПа}$; $k_3 = k_4 = 0,5$; $\xi_p = 0,8$.

Несуча здатність палі:

$$F_d = 1[8450 \cdot 0,16 + 0,6 \cdot (1,40 \cdot 42 + 1,40 \cdot 0,025 \cdot 7800 \cdot 0,5 \cdot 0,8) + 2,3 \cdot (1,04 \cdot 48,33 + 1,04 \cdot 0,025 \cdot 11000 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] = 1831,5\text{кН.}$$

Розрахункове навантаження, що допускається на палю:

$$p = \frac{1831,5}{1,4} = 1308,2\text{кН.}$$

Кількість палей у фундаменті:

$$n = (246,43 \cdot 1,1) / 1308,2 = 0,21; \text{ приймаємо дві пірамідальні палі.}$$

Фактичне навантаження на палю складає:

$$P_\phi = \frac{1,1 \cdot 246,43}{2} + \frac{0,843 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,6^2} = 136,2 \text{ кН} < 1308,2 \text{ кН.}$$

Умова розрахунку пального фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи виконана.

3.6. Техніко-економічне обґрунтування прийнятих варіантів улаштування фундаментів

Для остаточного вибору проектного вирішення основ і фундаментів розглянемо запроєктовані фундаменти з точки зору їх техніко-економічної доцільності.

Техніко-економічне порівняння проектних варіантів проводимо за укрупненими одиничними розцінками на земляні роботи і влаштування фундаментів. Обчислення ведемо в табличній формі.

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Вартість за од. вим., грн.	Кількість	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунту	м ³	10-00	709,8	7098
2	Доопрацювання ґрунту уручну	м ³	60-00	70,2	4212
3	Зворотна засипка з пошаровим ущільненням	м ³	13-00	747,98	9723,74
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	м ³	1100-00	4,42	4862
2	Влаштування монолітних з/б фундаментів	м ³	1150-00	27,6	31740
Разом:					57635,74
II варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунту	м ³	10-00	624	6240
2	Зворотна засипка з пошаровим ущільненням	м ³	13-00	601,3	7816,9
Б. Влаштування фундаментів					
1	Палі залізобетонні	шт.	2500-00	20	50000
2	Занурення з/б паль	м ³	70-00	5,4	378
3	Влаштування бетонної підготовки під ростверк	м ³	1100-00	4,0	4400
4	Влаштування ростверку	м ³	1150-00	18,7	21505
Разом:					90339,9

Висновок: При розгляді техніко-економічних показників проєктованих варіантів фундаментів, очевидно, що найбільш вигідним за вартістю і матеріаломісткістю є I варіант – фундамент неглибокого закладання. Цей варіант і буде використовуватись при будівництві будівлі що проєктується.

ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Консультант:

доц. Дмитрієва Н.В.

Магістр:

Бабушок Д.В.

4.1. Технологічна карта на монтаж зовнішніх арок.

4.1.1 Область застосування.

Дана технологічна карта розроблена на монтаж зовнішніх арок, виконаних з металу, що мають коробчастий перетин.

Арки монтуються з відправних марок, довжиною близько 12м. Маса однієї відправної марки близько 32 тонни. Зовнішні арки монтуються на колони, а внутрішні колони на тимчасові опори. Об'єднання монтажних блоків передбачається виконувати без установки лісів, за допомогою автомобільного підйомника для зовнішніх арок, і з майданчиків, розташованих на тимчасових опорах, для внутрішніх арок. Максимальна висота монтажного горизонту 18м.

4.1.2. Нормативні посилання

При розробці даної технологічної карти були використані наступні нормативно-технічні документи:

- ЕНіР. Збірник Е5 "Монтаж металевих конструкцій".
- ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці и промислова безпека в будівництві.

4.1.3. Підрахунок обсягів монтажних і допоміжних робіт

Визначимо обсяги монтажних і допоміжних робіт і занесемо їх в наступну таблицю.

Таблиця 4.1.3.1 Підрахунок об'ємів монтажних і допоміжних робіт

№	Найменування конструктивних елементів і будівельних процесів	Одиниці виміру	Кількість на всю будівлю	Примітка
1	Збірка тимчасових опор	100шт.	0,72	
2	Подача конструкцій до місця монтажу	1т	1460	
3	Підйом і встановлення окремих укрупнених блоків	1шт.	36	

4.1.4. Вибір і обґрунтування методів виробництва монтажних робіт

Вибір методу виконання монтажних робіт проводиться виходячи з об'ємно-планувальної та конструктивної характеристик будівлі і попередньо обраних способів виробництва робіт. Монтаж збірних конструкцій повинен проводитися з дотриманням наступних вимог. Послідовності монтажу, що забезпечує стійкість і геометричну незмінність змонтованої частини будівлі на всіх стадіях монтажу, міцність монтажних з'єднань: комплектності установки конструкцій кожної ділянки (блоку, секції, поверху) будинку, що дозволяє виробляти на змонтованій ділянці наступні роботи; безпеки монтажних робіт.

Так як ми маємо багатоповерхову двоповерхову будівлю, то при її зведенні приймемо комбінований метод монтажу. Комбінований метод відрізняється тим, що частина конструкцій монтується диференційовано (колони, підкранові балки), а інша частина комплексно (елементи покриття).

За способом ведення монтажу приймемо поздовжній метод, кран рухається вздовж прольоту (арки). Так як при використанні даного методу кран має найменшу кількість стоянок, і шляхи руху крана від стоянки до стоянки найкоротші. Це дозволяє з найбільшою ефективністю використовувати кран за часом і збільшити його змінне вироблення.

Так само при даному способі монтажу, шляхи руху кранів і монтажні позиції можна вибрати найбільш ефективно, в порівнянні з іншими методами, тобто так, щоб кран з однієї позиції зміг монтувати якомога більше число елементів.

Технічні вказівки

Роботи зі зведення будинків і споруд слід виконувати за затвердженим проектом виробництва робіт (ПВР), в якому поряд із загальними вимогами ДБН А.3.1-5-2009 повинні бути передбачені: послідовність установки конструкцій; заходи, що забезпечують необхідну точність установки; просторову незмінність конструкцій в процесі їх укрупненого і установки в проектне положення; стійкість конструкцій і частин будівлі (споруди) в процесі зведення; ступінь укрупнення конструкцій та безпечні умови праці.

Поєднаний монтаж конструкцій та обладнання слід проводити за ПВР, який містить порядок суміщення робіт, взаємопов'язані схеми монтажних ярусів і зон, графіки підйомів конструкцій і устаткування.

В необхідних випадках в складі ПВР повинні бути розроблені додаткові технічні вимоги, спрямовані на підвищення будівельної технологічності конструкцій, що зводяться, які повинні бути в установленому порядку узгоджені з організацією - розробником проекту і внесені у виконавчі робочі креслення.

Дані про виробництво будівельно-монтажних робіт слід щодня вносити в журнали робіт по монтажу будівельних конструкцій (обов'язковий додаток 1), зварювальних робіт (обов'язковий додаток 2), антикорозійного захисту зварних з'єднань (обов'язковий додаток 3), замонолічування монтажних стиків і вузлів (обов'язковий додаток 4), виконання монтажних з'єднань на болтах з контрольованим натягом (обов'язковий додаток 5), а також фіксувати по ходу монтажу конструкцій їх положення на геодезичних виконавчих схемах.

Конструкції, вироби та матеріали, що застосовуються при зведенні бетонних, залізобетонних, сталевих, дерев'яних і кам'яних конструкцій, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів, технічних умов і робочих креслень.

Перевезення і тимчасове складування конструкцій (виробів) в зоні монтажу слід виконувати відповідно до вимог державних стандартів на ці конструкції (вироби), а для не стандартизованих конструкцій (виробів) дотримуватися вимог.

Конструкції повинні знаходитися, як правило, в положенні, що відповідає проектному (балки, ферми, плити, панелі стін і т.п.), а при неможливості виконання цієї умови - в положенні, зручному для транспортування і передачі в монтаж (колони, сходові марші і т. п.) за умови забезпечення їх міцності.

Конструкції повинні спиратися на інвентарні підкладки і прокладки прямокутного перетину, що розташовуються в місцях, зазначених в проекті; товщина прокладок повинна бути не менше 30мм і не менше ніж на 20мм перевищувати висоту стропувальних петель і інших виступаючих частин конструкцій; при багатоярусному вантаженні і складуванні однотипних конструкцій підкладки і прокладки повинні розташовуватися на одній вертикалі по лінії підйомних пристроїв (петель, отворів) або в інших місцях, зазначених у робочих кресленнях.

Конструкції повинні бути надійно закріплені для запобігання від перекидання, поздовжнього і поперечного зміщення, взаємних ударів один об одного або об конструкції транспортних засобів; кріплення повинні забезпечувати можливість вивантаження кожного елемента з транспортних засобів без порушення стійкості інших.

Офактурені поверхні необхідно захищати від пошкодження та забруднення.

Випуски арматури і виступаючі деталі повинні бути забезпечені від пошкодження; заводське маркування повинно бути доступним для огляду.

Дрібні деталі для монтажних з'єднань слід прикріплювати до відправних елементів або відправляти одночасно з конструкціями в тарі, забезпеченою бирками із зазначенням марок деталей і їх числа; ці деталі слід зберігати під навісом.

Кріпильні вироби слід зберігати в закритому приміщенні, розсортованими за видами і марками, болти і гайки - за класами міцності і діаметрами, а високоміцні болти, гайки і шайби - і по партіях.

Конструкції при складуванні слід сортувати по маркам і укладати з урахуванням черговості монтажу.

Забороняється переміщення будь-яких конструкцій волоком.

Для забезпечення схоронності дерев'яних конструкцій при транспортуванні і зберіганні слід застосовувати інвентарні пристрої (ложементи, хомути, контейнери, м'які стропи) з установкою в місцях обпирання і зіткнення конструкцій з металевими деталями м'яких прокладок та підкладок, а також охороняти їх від впливу сонячної радіації, поперемінного зволоження і висушування.

Збірні конструкції слід встановлювати, як правило, з транспортних засобів або стендів укрупнення.

Перед підйомом кожного монтажного елемента необхідно перевірити:

- відповідність його проектної марці;
- стан заставних виробів і настановних рисок, відсутність бруду, снігу, криги, пошкоджень обробки, ґрунтовки і фарбування;
- наявність на робочому місці необхідних сполучних деталей і допоміжних матеріалів;
- правильність і надійність закріплення вантажне захоплювальних пристроїв;

А також оснастити відповідно до ПВР засобами підмоцнування, сходами і огорожами.

Стропування елементів, які монтують належить проводити в місцях, зазначених у робочих кресленнях, і забезпечити їх підйом і подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного. При необхідності зміни місць стропування вони повинні бути узгоджені з організацією - розробником робочих креслень.

Забороняється стропування конструкцій в довільних місцях, а також за випуски арматури.

Схеми стропування укрупнених плоских і просторових блоків повинні забезпечувати при підйомі їх міцність, стійкість і незмінність геометричних розмірів і форм.

Монтовані елементи слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування і обертання, як правило, із застосуванням відтяжок. При підйомі вертикально розташованих конструкцій використовують одну відтяжку, горизонтальних елементів і блоків - не менше двох.

Піднімати конструкції слід в два етапи: спочатку на висоту 20-30см, потім, після перевірки надійності стропування, виконувати подальший підйом.

При установці монтажних елементів повинні бути забезпечені:

- стійкість і незмінність їх положення на всіх стадіях монтажу; безпека виконання робіт;
- точність їх положення за допомогою постійного геодезичного контролю; міцність монтажних з'єднань.

Конструкції слід встановлювати в проектне положення по прийнятим орієнтирам (рискам, штирям, упорам, граням і т.і.).

Конструкції, які мають спеціальні закладні або інші пристрої для фіксації, слід встановлювати по цих пристроях.

Встановлюючи монтажні елементи до розтроповки повинні бути надійно закріплені.

До закінчення вивірки і надійного (тимчасового або проектного) закріплення встановленого елемента не допускається спирати на нього розміщені вище конструкції, якщо таке спирання не передбачено ПВР.

При відсутності в робочих кресленнях спеціальних вимог граничні відхилення суміщення орієнтирів (граней або рисок) при установці збірних елементів, а також відхилення від проектного положення закінчених монтажем (зведенням) конструкцій не повинні перевищувати значень, наведених у відповідних розділах цих норм і правил.

Відхилення на установку монтажних елементів, положення яких може змінитися в процесі їх постійного закріплення та навантаження наступними конструкціями, повинні призначатися в ПВР з таким розрахунком, щоб вони не перевищували граничних значень після завершення усіх монтажних робіт. У разі відсутності в ПВР спеціальних вказівок величина відхилення елементів при установці не повинна перевищувати 0,4 граничного відхилення на приймання.

Використання встановлених конструкцій для прикріплення до них вантажних поліспастів, відвідних блоків і інших вантажопідйомних пристосувань допускається тільки у випадках, передбачених ПВР і узгоджених при необхідності з організацією, яка виконала робочі креслення конструкцій.

Монтаж конструкцій будівель (споруд) слід починати, як правило, з просторово-стійкої частини: зв'язного осередку, ядра жорсткості і т. і.

Монтаж конструкцій будівель і споруд великої протяжності або висоти слід виробляти просторово-стійкими секціями (прольоти, яруси, поверхи, температурні блоки і т.д.).

Виробничий контроль якості будівельно-монтажних робіт слід здійснювати відповідно до ДБН А.3.1-5-2009.

При приймальному контролі повинна бути представлена така документація:

- виконавчі креслення з внесеними (при їх наявності) відступами, допущеними підприємством - виробником конструкцій, а також монтажною організацією, узгодженими з проектними організаціями - розробниками креслень, і документи про їх погодження;
- заводські технічні паспорти на сталеві, залізобетонні і дерев'яні конструкції;
- документи (сертифікати, паспорти), що засвідчують якість матеріалів, які застосовувались при виконанні будівельно-монтажних робіт;
- акти огляду прихованих робіт;
- акти проміжного прийняття відповідальних конструкцій;
- виконавчі геодезичні схеми положення конструкцій;
- журнали робіт;

- документи о контролі якості зварних з'єднань;
- акти випробування конструкцій (якщо випробування передбачені додатковими правилами дійсних норм і правил або робочими кресленнями);
- інші документи, зазначені в додаткових правилах або робочих кресленнях.

Допускається в проектах при відповідному обґрунтуванні призначати вимоги до точності параметрів, обсягів і методів контролю, що відрізняються від передбачених цими правилами. При цьому точність геометричних параметрів конструкцій слід призначати на основі розрахунку точності по ГОСТ 21780-83.

4.1.5. Вибір монтажного оснащення і пристосування

Для подачі відправних марок застосовуємо траверсу КБ 7016-17, вантажопідйомністю 35т, масою 1,2т, висотою стропування 3м. Дана траверса представлена на рисунку 4.1.5.1.

Для монтажу тимчасових стійок і колон застосовуємо траверсу уніфіковану ЦНІОМППТ, вантажопідйомністю 10т, масою 0,33т, висотою стропування 1м. Дана траверса представлена на рисунку 4.1.5.2.

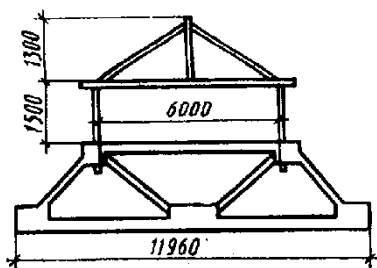


Рис. 4.1.5.1

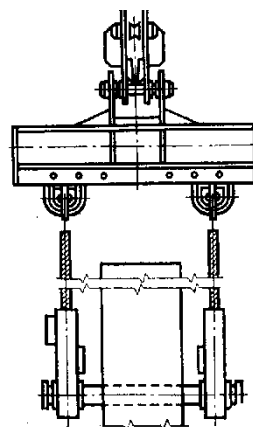


Рис. 4.1.5.2

4.1.6. Вибір монтажного механізму

Вибір типу крана залежить від об'ємно-планувального рішення і конструктивного рішення споруджуваного об'єкту, геометричних параметрів і маси елементів, їх розташування в плані і по висоті.

Вибір кранів проводять на підставі необхідних параметрів, які в свою чергу залежать від монтажних характеристик конструкцій, а саме:

M_m — монтажна вага, т

H_m — монтажна висота, м

ℓ_m — монтажний виліт гака, м

Необхідна вантажопідйомність (монтажна вага) визначається по формулі:

$$M_m = M_k + M_c$$

M_k — вага конструкції

M_c — вага строповки

Необхідна висота (монтажна висота) підйому гака визначається по формулі:

$$H_m = h_o + h_z + h_{эл} + h_c + h_n$$

h_o — висота монтажного горизонту

h_z — запас по висоті (0,5м)

$h_{эл}$ — висота монтувального елемента

h_c — висота стропа

h_n — висота поліспасти (1,5м)

Необхідний виліт гака визначається по формулі:

$$\ell = \frac{(a + d) \cdot (H_m - h_m)}{h_n + h_c} + c$$

h_m — висота шарніру п'яти стріли від рівня стоянки крану (1,5м)

c — відстань від осі обертання шарніру п'яти стріли до осі обертання крану (2м)

a — відстань від стріли крану до крайньої точки вантажу (1м)

d — відстань від центру строповки вантажу до точки, що знаходиться ближче всього до стріли крану.

Необхідна довжина стріли визначається по формулі:

$$L = \sqrt{(\ell_m - c)^2 + (H_m - h_m)^2}$$

Для крану, який обладнаний монтажним гуськом

$$\ell_m = c + d + (\underline{h}_2 + h_3 + h_{эл} + h_c) \cdot ctg 70^\circ$$

Розрахункові характеристики.

$$\ell_m = \frac{(1 + 0.7) \cdot (18 - 1.5)}{1.5 + 3.2} + 2 = 6 \text{ м}$$

$$M_m = 32 + 3.2 = 35.2 \text{ т}$$

$$H_m = 0.5 + 18 + 3.9 + 3.2 = 25.6 \text{ м}$$

$$L = \sqrt{(6 - 2)^2 + (18 - 1.5)^2} = 9.5 \text{ м}$$

Вищезазначеним характеристикам відповідає кран КС-8161. Його характеристики представлені на рисунку 4.5.1.

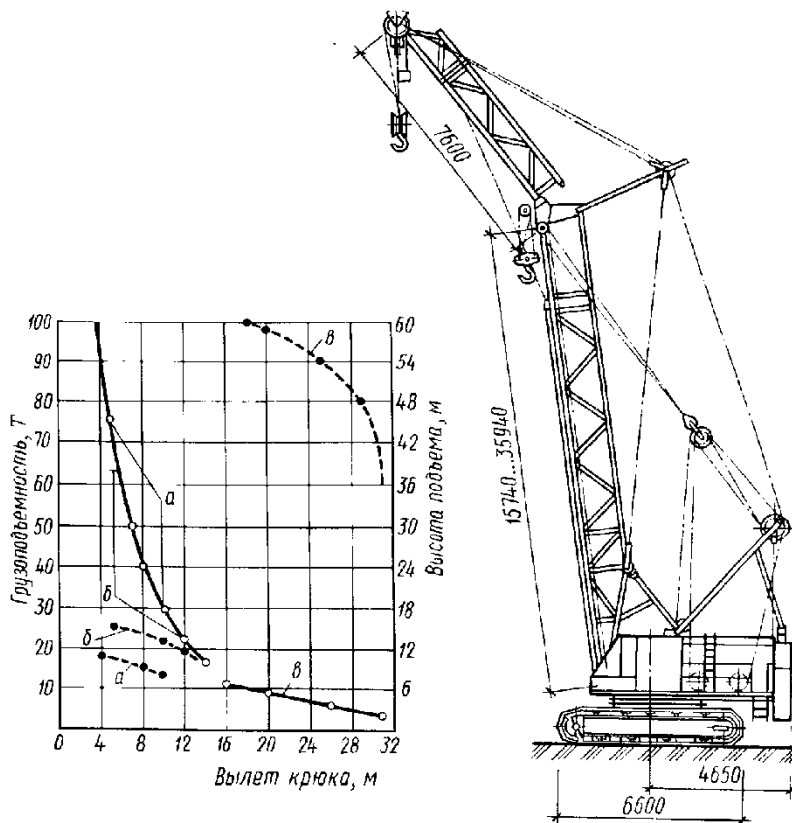


Рис. 34.4. Гусеничный кран КС-8161 и его грузовые характеристики с дополнительным противовесом 13,2 т; для стрел длиной 12 м (а); 15,7 м (б); для стрелы 36 м с гуськом длиной 29 м (в)

Рис. 4.1.6.1

4.1.7. Опис технологічного процесу монтажу арок

До монтажу арок необхідно приступати після завершення бетонування фундаментів і виконання з'єднувальних їх з'язок, а також слідом за улаштуванням проїздів для монтажних кранів. Монтажні блоки арок найважчі елементи покриття, тому в якості основних механізмів прийняті два гусеничних башено-стрілових крана КС-8161.

Зовнішній контур монтуємо методом нарощування одночасно обох арок в напрямку від устоїв до центру споруди. Блоки арок встановлюють на монтажних опорах в положення, близьке до проектного, вивіряють і тимчасово закріплюють, потім приварюють до раніше змонтованих частин арок. Опорні блоки приварюють до опорних вузлів устоїв і до випусків арматури.

Монтажні опори внутрішніх арок є ґратчастими баштами з розмірами квадратного плану 2 х 2м і базами, ущемленими в залізобетонних фундаментах. Верхні частини опор мають робочу площадку, що виконує функції риштування, і спеціальну підставку, що служить для установки, вивірки і тимчасового кріплення блоків арок в проектному положенні, а в подальшому - і для розкалюжевання арок.

Монтажні з'єднання блоків арок - зварні. Кожен блок має один торець з привареним до нього на заводі фланцем, а інший - без фланця, з розібраними під зварювання крайками. Блоки арок з'єднують приварюванням вільних кромek коробчастого перетину блоку до фланцевому листу товщиною 40мм, привареного заводським швом до торця сусіднього блоку.

У зв'язку з тим, що доступ до стиків арок утруднений і не можна використовувати механізовані способи зварювання в різних просторових положеннях, застосована ручна дугова зварка.

Всі шви піддати ультразвуковому контролю дефектоскопом ДУК-66П. Гамма-просвічування інших конструкцій виконати дефектоскопом «Стапель-5» з використанням в якості джерела випромінювання іридію - 192.

Ферми і зв'язки між арками монтують паралельним потоком зі зварюванням стиків секцій арок, при цьому зварювання випереджає монтаж ферм на одну секцію.

Після закінчення монтажу арок, ферм і зв'язків проводиться розкалюжевання арок. Розкалюжевання арок зовнішнього контуру не повинно становити труднощів, так як деформації арок в вертикальному напрямку з розрахунку складають кілька міліметрів.

Дві арки внутрішнього контуру необхідно виконувати розкалюжевання одночасно, так як вони конструктивно з'єднані між собою фермами і зв'язками. Роботи виконувати за допомогою 16 гідравлічних домкратів ручної дії вантажопідйомністю по 100т кожен, які встановлюються на чотирьох парах (по дві пари з кожної сторони). Розкалюжевання виробляти ступенями. На кожному ступені величина опускання домкратів повинна відповідати одній і тій же частині розрахункового прогину арки над даної тимчасової опорою. Кожна фаза складається з наступних трьох операцій: сприйняття домкратами навантаження від арок і освіту зазору в 1мм між підставками арок і тимчасовими опорами; видалення однієї прокладки між підставками і опорами; опускання арки домкратами на товщину прокладки + 1мм.

4.1.8. Вимоги до якості і приймання робіт

При виконанні монтажних робіт основна увага приділена дотриманню необхідної якості виконання окремих конструктивних елементів будівлі або споруди в цілому.

Якість елементів будівлі і всієї споруди в цілому повинно відповідати вимогам [17].

Для вивірки і контролю якості устаткування елемента, що монтується застосовується монтажна оснастка.

Конструкції, що поступають повинні мати паспорт, добре видиме маркування і штамп заводу виготівника з датою виготовлення. Перевіряють відповідність паспортних даних та здійснюють зовнішній огляд і обмір

конструкцій. При прийманні робіт пред'являють журнали монтажних і зварювальних робіт, документи лабораторних аналізів і випробувань при зварюванні, акти огляду прихованих робіт.

У контроль якості монтажу конструкцій каркасу входить:

- вхідний контроль якості конструкцій і використовуваних матеріалів;
- операційний контроль якості виконуваних робіт;
- приймальний контроль виконуваних робіт.

Перед монтажем конструкції її елементи потрібно очистити від бруду, сміття і, якщо треба від снігу та криги.

Зварювання конструкцій при укрупненні і в проектному положенні слід проводити після перевірки правильності складання. Розміри конструктивних елементів крайок і швів зварних з'єднань, виконаних при монтажі, і граничні відхилення розмірів перетину швів зварних з'єднань повинні відповідати нормативної літератури.

Зварювання слід проводити при стабільному режимі.

Тріщини всіх видів і розмірів в швах зварних з'єднань конструкцій не допускаються і повинні бути усунені з подальшою заваркою і контролем. Контроль швів зварних з'єднань конструкцій неруйнівними методами слід проводити після виправлення неприпустимих дефектів, виявлених зовнішнім оглядом.

Контроль якості виконаних робіт

Таблиця 4.1.8.1

Параметр, що контролює			Об'єм контролю	Періодичність контролю	Метод контролю	Засоби контролю, випробувальне обладнання	Виконувач	Оформлення результатів контролю
Найменування	Номінальне значення, мм	Граничне відхилення, мм						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Відмітка опорних вузлів	0	10	Кожний вузол	Постійно	Вимір ювальний	Нівелір, геодезична рейка, рулетка	Майстер (виконроб), геодезист	Журнал робіт
Встановлення блоків арок	0	0,004 висоти блока	Кожний блок	Постійно	Вимір ювальний	Теодоліт, сталева рулетка, уклономірВ ізуально	Геодезична служба	Журнал робіт

4.1.9 Калькуляція трудових витрат

Складемо калькуляцію трудових витрат і заробітної плати.

Витрати праці (трудомісткість) виробництва робіт визначають по формулі:

$$T = \frac{H_{ep} \cdot V}{E_n \cdot N_{cm}}, \text{ чол.-дн.}$$

Заробітна плата визначається по формулі:

$$З = \frac{C_{ед} \cdot V}{E_n}, \text{ грн.}$$

де: H_{ep} — норма часу, чол.-дн;

N_{cm} — кількість робочих годин в зміні;

$C_{ед}$ — розцінка;

V — об'єм робіт.

Калькуляцію трудових витрат представимо у вигляді таблиці 4.1.9.1

Таблиця 4.1.9.1 Калькуляція витрат праці, машинного часу і заробітної плати

Найменування робіт	Обґрунтування	Од. вимірювання	Об'єм робіт	Норма часу на одиницю вимірювання, чол.-г, маш.-г	Витрати праці на весь об'єм робіт, чол.-дн, маш.-змін	Розцінка на одиницю вимірювання, грн.	Вартість витрат на весь об'єм робіт грн.
Встановлення тимчасових опор (збірка)	E25-9-1	т	140	$\frac{4.2}{1.4}$	$\frac{73.5}{24.5}$	4-63	648-8
Встановлення тимчасових опор (розбирання)	E25-9-1	т	140	$\frac{2.43}{0.81}$	$\frac{42.5}{14.18}$	2-67,1	373-94
Підйом і встановлення укрупнених блоків	E5-1-6	шт.	36	$\frac{10.2}{3.4}$	$\frac{45.9}{15.3}$	6-65	239,4
Добавка на кожну тону	E5-1-6	т	1460	$\frac{0.88}{0.29}$	$\frac{160.6}{52.93}$	0-57,3	836,58
Разом					$\frac{206.5}{68.23}$		1075,98

4.1.10. Матеріально-технічні ресурси

Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах, інвентарі і пристроях приведена в таблиці 4.1.10.1

Таблиця 4.1.10.1 Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах, інвентарі

Найменування	Тип	Марка	Кількість	Технічна характеристика
Кран монтажний	Гусеничний, обладнаний монтажним гуськом	КС 8161	2	Вантажопідйомність до 100т
Автовишка	На базі ЗІЛ 130	АГП - 22	2	h=22м, 300кг
Траверса	-	КБ 7016-17	2	Вантажопідйомність 35т
Теодоліт	-	Т-15, 10529-86	1	-
Нівелір	-	Н-10, 10528-76	1	-
Рейка нівелірна	-	РН-10, 11158-83	2	-

4.1.11 Техніка безпеки при монтажі.

Безпека виробництва монтажних робіт передбачається при розробці проекту будівлі або споруди. Вибір типів конструкцій, їх з'єднань, способів закріплення і пристрої стиків багато в чому визначає умову праці та безпеку виконання робіт.

При монтажі необхідно дотримуватися таких вимог техніки безпеки.

До підйому блоку виконують статичне випробування кранів навантаженням на 25% перевищує його розрахункову вантажопідйомність, з метою перевірки його вантажної стійкості: піднімають вантаж на 100 ... 150мм і витримують його в цьому положенні протягом 10 ... 15 хв.

Перед монтажем повинна бути встановлено чіткий і однозначний зв'язок між кранівником і бригадиром монтажників.

До установки блоку на колони або тимчасові опори знаходження людей під ними заборонено. При установці на колони (в процесі вивірки і виконання проектного кріплення) блок додатково підтримують за допомогою кранів.

Не дозволяється піднімати блок на проектну відмітку при вітрі більше 10м/с.

Ширина зони безпеки знаходиться на відстані 6,6м по горизонталі від можливого місця падіння вантажу при переміщенні його краном і повинна бути чітко позначена.

До роботи на висоті допускаються особи не молодше 18 років, монтажники зі стажем роботи не менше 1 року і з розрядом не нижче 4-го.

Монтажники повинні бути забезпечені спецодягом встановленого зразка, запобіжними поясами, касками та спеціальним взуттям.

4.1.12 Техніка безпеки, охорона праці і навколишнього середовища.

Необхідно пам'ятати, що заходи з техніки безпеки - це не те саме, що правила з техніки безпеки. Заходи - це інженерні рішення, які розроблені в проекті та запропоновані для забезпечення виконання основних правил техніки безпеки при монтажі будівельних конструкцій.

До основних заходів, розроблених в ПВР для забезпечення безпечних умов монтажу, слід віднести:

1. Огорожа небезпечної зони ведення робіт.

Радіус небезпечної зони під час виконання робіт стріловим вантажопідйомним устаткуванням дорівнює:

$$R = r + 0,5 \cdot l_{\max} + l_{\text{без}}$$

де r – максимальний робочий виліт стріли;

$0,5 \cdot l_{\max}$ – половина довжини найбільшого вантажу, що переміщується.

$l_{\text{без}}$ – приймається при висоті підйому вантажу h до 10м - $0,3h+1$ м, а при великій висоті – так само, як монтажна зона.

2. Послідовність монтажу конструкцій, що розроблена в проекті, забезпечує стійкість окремих конструкцій і змонтованої частини будівлі на будь-якій стадії монтажних робіт. Крім зазначених, можуть бути розроблені заходи для виконання ряду інших правил: правил евакуації, виробництва електрозварювальних робіт, закладення стиків бетоном.

Монтажний кран розташовується на будівельному майданчику відповідно до ПВР. Забороняється робота монтажних кранів і інших машин безпосередньо під проводами діючих ліній електропередач будь-якої напруги. Робота машин поблизу діючих ЛЕП дозволяється за умови видачі крановику наряду-допуску.

Монтажні крани повинні бути обладнані автоматичними приладами безпеки і сигналізації, а також запобіжними пристроями.

Крім того, необхідно:

- забезпечити монтажників міцними, випробуваними такелажними пристосуваннями необхідних типів і відповідної вантажопідйомності;

- розробити способи правильного стропування вантажів, графічне зображення яких вивішуються в місцях виконання монтажних робіт;

- маса вантажу, що піднімається з урахуванням такелажних пристроїв не повинна перевищувати максимальної вантажопідйомності крана, на певному вильоті стріли.

Ліси, підмости і ін. засоби підмоцнування повинні бути, як правило, інвентарними. Конструкції і елементи, що піднімаються монтажним краном, необхідно утримувати від розгойдування і обертання відтяжками з пенькових або сталевих канатів.

При підйомі конструкцій з транспортних засобів не дозволяється переміщати вантаж над кабіною водія.

Допуск до виконання зварювальних робіт повинен здійснюватися після ознайомлення з технічною документацією (ПВР, ТК) і проведенням інструктажу з експлуатації обладнання та охорони праці.

Підключення та відключення мережі живлення електрозварювального устаткування, а також його ремонт повинен проводити електротехнічний персонал.

При виробництві зварювальних робіт на висоті більше 5 метрів електрозварники повинні користуватися запобіжними поясами. Робітники повинні мати спеціальні сумки для інструменту і збору огарків електродів.

Металеві частини електрозварювального устаткування, що знаходяться під напругою, а також зварювальні конструкції на весь час проведення зварювальних робіт повинні бути заземлені. У зварювального трансформатора, крім того, необхідно з'єднати заземлюючий болт корпусу із затискачем вторинної обмотки, до якого підключається зворотний провід.

ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Консультант:

доц. Файзуліна О.А.

Магістр:

Бабушок Д.В.

5.1. Календарне планування.

5.1.1. Визначення об'ємів будівельно-монтажних робіт, їх трудомісткості та машиномісткості.

Для визначення обсягів будівельно-монтажних робіт необхідно вивчити архітектурно-будівельну частину проекту, провести виробничий аналіз конструкцій будівлі з метою забезпечення ефективного використання матеріальних засобів, зниження трудомісткості робіт на будмайданчику та скорочення термінів будівництва.

Потім встановлюється номенклатура будівельно-монтажних робіт і послідовність їх виконання. Номенклатура будівельних і монтажних робіт використовується для підрахунку обсягів робіт, витрат праці, матеріалів, напівфабрикатів і виробів, машино-змін будівельних машин і механізмів.

Для визначення трудомісткості робіт використовуються ресурсно-кошторисні норми.

Трудомісткість спеціальних робіт у відсотках від суми трудомісткості всіх БМР:

- по внутрішнім сантехнічним роботам - 8%;
- по електротехнічним роботам - 4%;
- по благоустрою території - 3%;
- трудомісткість інших неврахованих робіт - 5%;

Результати розрахунків по визначенню обсягів робіт і їх трудомісткості зводимо в таблицю 5.1.

Конструктивні рішення.

Конструктивна система - збірний металевий каркас і стінами з панелей «сандвіч» по периметру. Систему проектованої будівлі можна віднести до каркасу, в якому розташування стін здійснюється по периферії, а стійок каркаса - всередині будівлі. Каркас металевий з плоскими перекриттями з суцільних плит.

Основною вимогою, що пред'являються до несучого остову будівлі, є забезпечення просторової жорсткості і стійкості будівлі. Загальна стійкість і жорсткість каркаса забезпечується спільною роботою рам, горизонтальних дисків перекриттів і вертикальних діафрагм жорсткості. Каркас складається з металевих колон перетином 300х300мм і жорстко пов'язаних з ним в межах кожного поверху плоских дисків перекриттів із залізобетонних плит товщиною 200мм. Стіни в будинку запроектовані навісними.

5.1.2. Визначення потреби в основних будівельних матеріалах, виробих і конструкціях.

Потреба в основних будівельних матеріалах, деталях і конструкціях визначається за кресленнями проекту. Результати визначення зводимо в т. 5.3.

Зведена відомість потреби в матеріалах.

Таблиця 5.3

№	Найменування матеріалів та виробів	Од. вим.	Кіл-ть
1	2	3	4
1	Щити опалубки	м ²	345
2	Арматура	т.	32,05
3	Мастика морозостійка бітумна МБ - 50	т.	0,84
6	Цегла керамічна	тис. шт.	105,6
	Сходові марші	шт.	24
7	Плити перекриття	шт.	1018
8	Колони металічні	шт.	624
9	Плити теплоізоляційні (пінополістирол)	м ³	168,895
11	Бітумна мастика гаряча	т.	0,37
12	Блоки дверні	м ²	391
16	Електроди Э42	т	0,97
17	Розчин М25	м ³	141,535

18	Піна поліуретанова	мл	74324,46
19	Болти анкерні	т	0,24
20	Розчин М100	м ³	21,08
21	Пісок природний	м ³	46,39
22	Паливо дизельне	т	1,21
23	Плівка поліетиленова	м ²	14600
26	Руберойд підкладний	м ²	792,8
28	Бруківка	м ²	383,3
30	Розчин М150	м ³	249,5
31	Бетон важкий	м ³	1978
32	Плитка керамічна "ГРЕС"	м ²	850
	Граніт "ГРЕС"	м ²	11200
36	Розчини будівельні оздоблювальні	м ³	49,25
40	Шпаклівка клейова	т	1,01
41	Фарби сухі	т	0,061
43	Профнастил	т	4,25
44	Самонарізні болти	т	0,0678

5.2. Обґрунтування рішень по виконанню робіт в зимній час.

При розробці ґрунту в зимовий час доцільно розпушування ґрунту. Однак при розробці невеликого обсягу мерзлого ґрунту бульдозером більш економічним є застосування більш потужного бульдозера в порівнянні з літнім періодом.

Доставка бетонної суміші здійснюється авто бетонозмішувачами з гріючим кузовом. При укладанні суміші її температура повинна бути не нижче + 15°C.

Витримування бетону проводиться з використанням методу електропрогріву. Електропрогрів здійснюється електродним методом. Електропрогрів проводиться при зниженій напрузі 50-120 Вольт. В даному випадку застосовуються внутрішні стрижневі електроди діаметром 6мм. Їх розміщують таким чином, щоб вони не стикалися з робочою арматурою.

Виробництво санітарно-технічних і електротехнічних робіт починають після влаштуванні дверних і віконних блоків. Перший етап цих робіт проводиться до оздоблювальних робіт і полягає в прокладці трас і підключенні постійного теплопостачання. На другому етапі (після оздоблювальних робіт) проводиться підключення водопостачання, влаштування розбірних пристроїв, а також влаштування електротехнічних пристроїв.

При проведенні штукатурних робіт до дерев'яних поверхонь листи кріплять оцинкованими цвяхами або шурупами.

5.3. Обґрунтування рішень по виконанню робіт.

Монтаж основних несучих конструкцій проводиться двома гусеничними кранами КС-8161 зі стріловим обладнанням (стріла довжиною 36м) Даний варіант виконання робіт найбільш раціональний, так як, згідно сетівому графіку є перерви в їх роботі. При необхідності крани, під час перерв, можуть використовуватися на інших роботах, що веде до зниження витрат пов'язаних з простоєм кранів. Сходові марші, каркаси, опалубка складуються в відкритих складах, в зоні дії монтажного крана.

При виконанні робіт по влаштуванню рулонної покрівлі подача матеріалу на дах здійснюється за допомогою електричних підйомників розташованих в торцях будівлі. Застосування крана для подачі матеріалу нераціонально, так як він не буде використовуватися на всю свою потужність, будуть значні простой в його роботі.

Оздоблювальні роботи всередині будівлі починаю після завершення влаштування покрівлі.

При шпатлюванні, фарбуванні стель, стін використовують засоби малої механізації.

Всі оздоблювальні роботи виконують потоковим методом, що дозволяє значно скоротити тривалість будівництва об'єкта (в порівнянні з послідовним методом виконання робіт). Всі роботи виконуються в суворій технологічній послідовності (штукатурка стін, шпатлювання стель, шпатлювання стін, фарбування стель, фарбування стін, влаштування підлог).

Роботи з благоустрою території починаються після демонтажу підвісних кошиків і лісів. Вони виконуються (згідно сетівому графіку) в листопаді - грудні. Ці роботи полягають в очищенні майданчика будівництва від будівельного сміття, побутових і допоміжних приміщень. Заходи з облагороджування територій навколо будівлі, що зводиться виконуються силами замовника навесні. Ці заходи включають в себе: роботи з озеленення прилеглої територій (посадка дерев, кущів, влаштування клумб, газонів), влаштування тротуарів з плитки,

під'їздів і автостоянок. При необхідності сюди входять також роботи зі створення додаткового освітлення територій в темний час доби.

5.4.Обґрунтування організації виконання робіт.

Організацію будівельного виробництва можна розбити на два основних періоди: період підготовки до будівництва і період основних робіт, що відрізняються специфічними методами, взаємовідносинами учасників будівництва та документацією. Підготовчий період, наступний після виконання організаційних заходів, включає роботи, які необхідно виконати, щоб підготувати майданчик до будівництва. Склад і порядок виконання робіт підготовчого періоду різні в залежності від галузі будівництва, прийнятої технології і місцевих умов.

Зведення даного об'єкта можна розділити на три цикли.

Перший цикл включає в себе будівництво підземної частини будівлі і передбачає наступні роботи: розробка ґрунту екскаватором Е-10011Е з ковшем місткістю 0,4м³. Потім ведуться роботи по влаштуванню монолітних фундаментів і одночасно роблять підсипку з піщаної підготовки, зворотна засипка пазух котловану та влаштування утрамбованого шару всередині будівлі.

Другий цикл містить роботи по зведенню надземної частини будівлі: зведення несучих конструкцій, влаштування покрівлі.

Третій цикл, що завершає будівництво, складається з опоряджувальних робіт. Внутрішнє оздоблення ведеться комплексної бригадою по приміщеннях. При виробництві оздоблювальних робіт використовується механізований інструмент.

Завершується процес будівництва влаштуванням санітарно-технічних і електротехнічних пристроїв.

Тривалість механізованих робіт повинна встановлюватися тільки виходячи з продуктивності машин. Тривалість виконання механізованих робіт $T_{\text{мех}}$ визначають по формулі:

$$T_{\text{мех}} = N_{\text{маш-год}} / (n_{\text{маш}} \cdot m) \quad (5.1)$$

де: $N_{\text{маш-год}}$ – трудомісткість машино-годин

$n_{\text{маш}}$ – кількість машин

m – кількість годин роботи в добу.

Чисельний склад бригади повинен відповідати продуктивності ведучої машини, тому за основу розрахунку необхідно приймати термін робіт ведучої машини. Кількісний склад бригади визначають підсумовуванням чисельності робітників усіх ланок, складових бригаду.

Складання графіка слід починати з провідної роботи або процесу, від якого у вирішальній мірі залежить загальна тривалість будівництва об'єкта. Зіставляючи з нормативом, можна при необхідності скоротити тривалість ведучого процесу, збільшуючи змінність і число механізмів при механізованих роботах або число виконавців на роботах, які виконуються вручну. Залежно від періоду, на який розрахований графік, і складності об'єкта може бути декілька провідних процесів. Терміни інших процесів прив'язують до ведучого. Все незначні процеси за характером планування можна розділити на процеси, що виконуються поточно і процеси, що виконуються поза потоком.

На основі сітьового графіка і прийнятих методів робіт будують графіки використання ресурсів. Епюри ресурсів наочно показують рівень потреби, витрати, наявності, виявляють недолік або надлишок ресурсів. Ресурсні графіки бувають диференційні (відображають витрати ресурсів по тимчасових інтервалах) і інтегральні (відображають сумарну витрату ресурсу після початку запланованого періоду). Прикладом застосування епюри ресурсів можуть служити графік руху робочої сили і визначений на його основі коефіцієнт нерівномірності K_n , який дорівнює відношенню максимального числа робітників у день за час дії потоку до їх середньому числу в день.

Табл. 5.1.

№ п / п	Об'єкт ування ЕНІР, РСН.	Найменування робіт і процесів.	Од-вим.	Кіл-ть.	Склад ланки.	Н. часу на од.		Н. часу на V.	
						Чол/год	Маш/год	Чол/год Чол/дні.	Маш/год Маш/дні.
1	E2-1-5	Розробка ґрунту бульдозером потужністю 79 (108) КВТ (Л.С.) при переміщенні ґрунту до 10м.	1000 м ²	1,47	Маш бр-1	-	0,84	-	1,231
2	E2-1-13	Розробка ґрунту однокішшовим екскаватором з відсіпанням його у відвал, обладнаним зворотною лопатою з гідравлічним приводом, ємністю ковша 0,4м ³ .	100м ³	293	Маш бр-4	-	2,6	-	761,824
3	E4-1-34,	Встановлення опалубки під фундамент	1м ²	1728	Тес.4р-1 Тес.2р-1 *4	0,51	-	881,2814	-
4	E4-1-44,Б,6	Встановлення арматурних сіток і каркасів	1сітка	360	Арм.3р-1 Арм.2р-2 Маш бр-1 *2	0,24	0,12	86,42	43,22
5	E4-1-49,Б,1	Укладка бетонної суміші в конструкції (фундамент)	1м ³	518	Бет.4р-1 Бет.2р-1 *2	0,3	-	155,45	-
6	E4-1-34	Зняття опалубки	1м ²	1728	Тес.3р-1 Тес.2р-1 *3	0,13	-	224,645	-
7	E4-1-4	Встановлення колон на фундаменти	1шт.	360	Мон.4р-1 Мон.3р-1 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	0,3	0,1	1083	363
8	E2-1-34	Засипка траншей і котлованів бульдозерами марки ДЗ-18, при відстані переміщення ґрунту до 50м.	100м ³	73	Маш 5р-2	-	2,74	-	200,024
9	E2-1-59	Трамбування ґрунту при ущільненні під підлоги електричною трамбівкою, круглою, при товщині ущільненого шару до 0,2м.	100м ²	146	З/к 2р-1 З/к 1р-1 *4	-	2,3	-	335,86
10	E4-1-6	Встановлення ригелів(до 10т)	1шт	180	Мон.4р-1 Мон.3р-1 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	1,6	0,53	2886	95,46
11	E4-1-7	Уклаання плит перекриття	1шт	1018	Мон.4р-1 Мон.3р-1 Маш.6р-1 *2	1,1	0,55	111935	559,935
12	E4-1-49,Б,1	Бетонування підлоги техніч. поверху	1м ³	1460	Бет.4р-1 Бет.2р-1 *4	0,3	-	4387	-
13	E4-3-45	Встановлення сходових маршів до 2,5т.	1шт.	24	Мон.4р-2 Мон.3р-1 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	2,2	0,55	52,81	13,21

1 4	E4-1-4	Встановлення колон на нижчестоящі колони	1шт.	264	Мон.4р-2 Мон.3р-1 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	0,3	0,1	79,2 2	26,4 2
1 5	E4-1-6	Встановлення ригелів (до 10т)	1шт	132	Мон.4р-2 Мон.3р-1 Маш.6р-1 *2	1,6	0,53	211,2 5	69,96 5
1 6	E3-3	Кладка перегородок	1м ³	237,6	Мул. 3р-2 *2	3,2		237,6 8	
1 7	E25-9-1	Встановлення тимчасових опор (збірка)	т	140	Мон.3р-2 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	4.2	1.4	588 13	196 13
1 8	E25-9-1	Встановлення тимчасових опор (розбирання)	т	140	Мон.3р-2 Мон.2р-1 Маш.6р-1 *2	2.4 3	0.81	340,2 7	113,4 7
1 9	E5-1-6	Підйом і встановлення укрупнених блоків	шт.	36	Мон.4р-2 Мон.3р-1 Маш.6р-1 *2	10. 2	3.4	367,2 8	122,4 8
2 0	E6-13-A	Встановлення віконних блоків площею до 3м ²	100м ²	3,24	Маш.5р-1 Тес.4р-1 Тес.2р-1 *2	16	8	51,84 2	25,92 2
2 1	E6-13-A	Встановлення дверних блоків в отвори до 2м ²	100м ²	3,91	Маш.5р-1 Тес.4р-1 Тес.2р-1 *2	13, 4	6,7	52,4 2	26,2 4
2 2	E5-1-8	Влаштування квантової мережі	1т	103	Мон.4р-2 Мон.3р-1 *2	14, 01	-	1443, 03 30	-
2 3	E5-1-11	Укладання профнастилу	1т	146	Покр. 3р-2 Покр. 2р-2 *2	1,8 5	0,62	270,1 6	90,52 6
2 4	E7-13	Пристрій пароізоляції основ під крівлю рулонними матеріалами.	100м ²	146	Покр. 3р-2 Покр. 2р-1 *2	0,6 7	-	97,8 2	-
2 5	E7-14	Пристрій теплоізоляції, укладка жорстких плит утеплювача.	100м ²	146	Покр. 4р-2 Покр. 2р-1 *2	3,1	-	452,6 10	-
2 6	E7-1	Пристрій рулонного килима	100м ²	146	Покр. 4р-2 Покр. 3р-1 *2	4,8	-	700,8 15	-
2 7	E7-6	Покриття окремих елементів і оброблення примикань крівлі із рулонних і штучних матеріалів покрівельної листової сталлю.	1м шва	89,2	Покр. 4р-2 Покр. 3р-1 *2	0,1	-	8,92 1	-
2 8	E8-1-2	Штукатурка перегородок	100м ²	39,6	Штук. 4р-2 Штук. 3р-2 *2	4	-	158,4 5	-
2 9	E8-1-17	Шпатлювання поверхні внутрішніх стін	100м ²	75,4	Маш. зміш. 3р-1 Мал.4р-1 *4	1	1,1	75,4 3	82,94 3

30	E8-1-17	Шпатлювання поверхні стель	100м ²	292	Маш. зміш. 3р-1 Мал.4р-1 *4	1,5	1,1	438 13	321,2 10
31	E8-1-17	Фарбування стель електрофарбоюльтом	100м ²	292	Мал.3р-1 *4	0,1 3	-	37,96 2	-
32	E8-3-14	Влаштування підвісних стель	10м ²	1460 0	Мон. 4р-1 Мон. 3р-1 *9	0,1 5	-	2190 15	-
33	E8-1-35	Облицювання внутрішніх поверхонь керамічної плиткою розмірами 150x150 на цементно-піщаному розчині.	1м ²	850	Обл 4р-1 Обл 3р-1 *8	1,6	-	1760 11	-
34	E8-2-15	Облицювання підлоги гранітними плитами	1м ²	1120 0	Обл 5р-1 Обл 4р-1 *10	0,4	-	4480 28	-
35	E8-1-15	Фарбування внутрішніх стін валиком	100м ²	75,4	Мал.4р-1 *4	1,7	-	128,1 8 4	-
36	E11-19-1	Влаштування вимощення.	100м ²	4,29	Бет 3р-1 Бет 2р-1 *2	24, 3	-	91,4 3	-

$$\begin{aligned} & \text{На весь V.} \\ \sum T_p(\text{чол/год}) &= 1761 \\ & \text{д)} = 3,75 \\ \sum T_p(\text{маш/год}) &= 3121, \\ & = 49 \end{aligned}$$

Обчислюємо трудомісткість спеціальних робіт. Результати розрахунку приведені в таблиці 5.2.

Табл. 5.2.

Найменування робіт і процесів	% від трудомісткості загальнобудівельних робіт	Трудомісткість, чол.-год.	Кількість працюючих	Тривалість в змінах
Підготовчі роботи	7	1232,96	14	11
Внутрішні сантехнічні роботи	8	1409,1	10	19
Електротехнічні роботи	4	704,55	5	19
Благоустрій території	3	528,41	13	5
Підготовка об'єкта до здачі	2	352,27	14	3
Інші роботи	5	880,68	18	6

Загальна трудомісткість робіт по об'єкту дорівнює:

$$T_p = 22721.72 \text{чол.} - \text{год}$$

5.5. Техніко-економічні показники календарного планування.

- 1) Тривалість будівництва - 233 дні, (визначена з сітьового графіка);
- 2) Загальна трудомісткість - 22721,72 люд.-год, (визначена з таблиці 5.1);
- 3) Трудомісткість на 1м^3 - 0,105 люд.-год/ м^3 , (визначаємо шляхом ділення загальної трудомісткості на обсяг будинку - 216897м^3);
- 4) Трудомісткість на 1м^2 - 0,78 люд.-год/ м^2 , (визначаємо шляхом ділення загальної трудомісткості на площу будівлі - 29310м^2);
- 5) Коефіцієнт нерівномірності $K_n = 1.49$, (визначаємо по епюрі руху робочої сили, а саме $R_{cp} = S_p / T_{заг.}$
де: $S_p = 3681,4$ - площа епюри;
 $T_{заг.} = 233$ дн. - загальна тривалість будівництва,
 $K_h = R_{max} / R_{cp}$,
де - R_{max} - максимальне число робочих в одну зміну.
- 6) Середнє число робочих $R_{cp} = 15.8$ чоловік, (визначаємо за графіком руху робочої сили).

5.6. Розрахунок елементів будженплану

5.6.1. Розрахунок чисельності персоналу будівництва

Підставою для розрахунку складу персоналу будівництва є графік руху робочої сили для максимально завантаженої зміни. Загальна чисельність персоналу, зайнятого на будівництві в найбільш численну зміну визначаємо за формулою:

$$N_0 = (N_{\max} + N_{\text{ігр}} + N_{\text{моп}}) \cdot 1.06$$

де: N_{\max} - максимальна чисельність робітників зайнятих на основному і неосновному виробництві, а також на монтажі технологічного обладнання та розраховується за формулою:

$$N_{\max} = N_{\text{осн}} + N_{\text{неосн}}$$

де: $N_{\text{осн}}$ - чисельність робітників основного виробництва за максимальним значенням графіка руху робочої сили;

$N_{\text{неосн}}$ - чисельність робочих неосновного виробництва з обслуговування майстерень, майданчиків укрупненої збірки і інших робіт приймається в розмірі 20-30% від $N_{\text{осн}}$;

$N_{\text{ігр}}$ - чисельність інженерно-технічних працівників, що визначається за формулою:

$$N_{\text{ігр}} = N_{\max} \cdot 0.06$$

$N_{\text{моп}}$ - чисельність молодшого обслуговуючого персоналу, що визначається за формулою:

$$N_{\text{моп}} = N_{\max} \cdot 0.04$$

1,06 - коефіцієнт невиходів на роботу.

Використовуючи формули (5.1 - 5.4) обчислюємо:

$N_{\text{осн}} = 25$ чол., (визначаємо по графіку руху робочої сили);

$N_{\text{неосн}} = 0.2 \cdot N_{\text{осн}} = 0,2 \cdot 25 = 5$ чол., приймаємо - 5

$N_{\max} = 30$ чол.

$N_{\text{ігр}} = N_{\max} \cdot 0.06 = 30 \cdot 0,06 = 1,8$, приймаємо - 2 чол.

$N_{\text{моп}} = N_{\max} \cdot 0.04 = 30 \cdot 0,04 = 1,2$, приймаємо - 2 чол.

$N_0 = (N_{\max} + N_{\text{ігр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{неосн}}) \cdot 1.06 = (30 + 2 + 2 + 5) \cdot 1,06 = 41,34$ чол., приймаємо кількість чоловік – 42.

5.6.2. Розрахунок потреби в інвентарних будівлях

Підставою для вибору номенклатури та розрахунку потреби в площах інвентарних адміністративних і культурно-побутових тимчасових будівель є тривалість будівництва даного об'єкта і чисельність персоналу будівництва. Оптимальним терміном перебування будівель на одному об'єкті можна приймати: для пересувних будинків - до 6 міс., для контейнерів - до 18 міс., для збірно-розбірних - 18-36 міс. Розрахунок і прийняті конструктивні рішення інвентарних будівель будемо виконувати в формі таблиці (5.4)

Таблиця 5.4. Розрахунок інвентарних будівель

Найменування інвентарних будівель	Чисельність	Норма на 1 людину		Розрахункова площа м ²
		Од. вим.	Величина показника	
Гардеробна з душовою	42	м ²	0,9	37,8
Умивальна:	42	м ² /кран	0,9	37,8
Сушка одягу	30	м ²	0,2	6
Приміщення для обігріву робочих	38	м ²	0,1	3,8
Туалет	30	м ²	0,14	4,2
Кімната для прийому їжі	30	м ²	1,2	36
Контора майстру	2	м ²	4	8

Таблиця 5.5. Експлікація інвентарних будівель

Найменування інвентарних будівель	Розрахункова площа м ²	Розміри м	Кількість	Прийнята площа м ²	Конструктивний характер
Контора майстру	8	2,7×9	1	24,3	Пересувний
Кабінет по ТБ	-	3х9	1	41,4	Контейнерн
Гардеробна з душовою	37,8	5,6х9	1	50,4	Пересувний
Умивальна	37,8	5,6х9	1	50,4	Пересувний
Вбиральня на 4 місця	4,2	2,4×3	1	7,2	Збірно-розбірний пересувний
Сушка одягу	6	2,7х6	1	16,2	Контейнерн
Обігрів робочих	3,8	2,7х6	1	16,2	Контейнерн
Їдальня на 40 місць	36	6,9х8	1	55,2	Контейнерн

5.6.3. Організація складського господарства

При розрахунку складів враховуються умови постачання на будівництво матеріалів і прийняті методи монтажу конструкцій. Площі навісів і закритих складів визначають за укрупненими показниками в залежності від будівельного обсягу будівель і споруд. Дані нормативні показники наведені в методичних вказівках - додаток 3.

Площі відкритих складів розраховують детально на основі зведеної відомості потреби в матеріалах, напівфабрикатах і конструкціях, що розробляється в розділі календарного планування. Повна розрахункова площа відкритого складу визначається за формулою:

$$S_{\text{розн.}} = Q_p / q \cdot K_3$$

де: Q_p – розрахунковий запас матеріалів, що підлягають складуванню на будівельному майданчику;

q - норма складування матеріалів на 1 м^2 площі складу (приймаємо з методичних вказівок, додаток 4);

K_3 - коеф. використання площі складу;

$$Q_p = Q_{\text{доб}} \cdot n \cdot K1 \cdot K2$$

де: $Q_{\text{доб}}$ – середньодобова потреба в матеріалах даного виду;

$K1$ - коеф. нерівномірності споживання матеріалу (приймається 1,2 - 1,4);

$K2$ - коеф. нерівномірності надходження матеріалів (приймається 1,1 - 1,3).

$$Q_{\text{доб}} = Q / T$$

де: Q - кількість матеріалу, необхідного для виконання заданого обсягу робіт;

T - тривалість виконання роботи відповідно до календарного плану (сітьового графіка).

Розрахунок площ складського господарства ведемо в табличній формі (5.6).

Таблиця 5.6. Розрахунок площ складів

Мат-ли, що зберігаються на складі	Од. вим.	Потреба в матеріалах		Коеф. нерівном. потреб. мат-лів	Коеф. нерівном. надход. мат-лів	Запас матеріалів		Норма зберіг. на 1 м ² площі	Коеф. використ. площі	Розр. площі складу, м ²
		загальна	серед-доб.			норма запасу	розрахунковий запас			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Опалубка	м ²	1728	123,4	1,2	1,1	1	162,9	10	0,6	27,15
Каркаси арматурні	шт	360	26	1,2	1,1	1	34,32	1,1	0,8	39
Метало конструкції	т	4835	20,1	1,2	1,1	1	26,5	0,5	0,6	88,3
Плити перекриття	шт	1018	29	1,2	1,1	1	38,28	0,8	0,6	127,6
Сходові марші	шт	24	0,13	1,2	1,1	1	0,17	0,3	0,7	0,8
Руберойд	м ²	14600	973	1,2	1,1	1	1284,4	12	0,55	194,6
Віконні блоки	м ²	324	81	1,2	1,1	2	213,84	5,7	0,55	68,2
Дверні блоки	м ²	391	97,8	1,2	1,1	2	258,19	5,7	0,55	82,36
Керамічна плитка	м ²	351	13,5	1,2	1,1	2	35,64	1,2	0,7	42,43

Таблиця 5.7. Експлікація складів

Вид складу	Площа складу, м ²		Розміри в плані, м	Спосіб зберігання	Ісп. проект
	розрахункова	приймається			
1	2	3	4	5	6
Відкритий	282,85	624	4x12 * 13	-	-
Закритий	387,59	416	13x8 * 4	-	-

5.6.4. Тимчасове водопостачання і каналізація.

Тимчасове водопостачання на будівництві призначене для забезпечення виробничих, господарсько-побутових і протипожежних потреб. Метою проектування тимчасового водопроводу є визначення діаметра водопроводу, прив'язка траси і споруд водопроводу на будгенплан. Розрахунки проводяться на період будівництва з найбільш інтенсивним водоспоживанням.

5.6.4.1. Витрату води на виробничі потреби визначаємо за формулою:

$$Q_{np} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot A_i}{t \cdot 3600} \cdot K_1$$

де: n - число виробничих установок або видів робіт, для яких потрібна вода;

S_i - питома витрата води на і-ий вид роботи;

A_i - обсяг роботи або кількість виробничих установок;

t - число годин споживання води в зміну;

K_1 - коеф. годинної нерівномірності споживання (приймається 1,25 - 1,5);

$$\text{Робота бульдозера: } 10 \frac{\text{л}}{\text{маш} - \text{зм}} \cdot 1 = 10 \text{ л}$$

$$\text{Робота екскаватора: } 12,3 \frac{\text{л}}{\text{маш} - \text{зм}} \cdot 1 = 12,3 \text{ л}$$

$$Q_{np} = \frac{22,3}{8 \cdot 3600} \cdot 1,5 = 0,001 \text{ л/с}$$

5.6.4.2. Витрати води на господарсько-питні потреби визначаємо по формулі:

$$Q_{\delta} = \frac{b \cdot N \cdot k_2 \cdot k_3}{t \cdot 3600}$$

де: b - питома витрата води на одного працюючого (приймається 20-40л/зміну);

k_2 - коеф. нерівномірності споживання води;

k_3 - коеф., що враховує відношення тих що користуються душем до найбільшої кількості робітників у зміну (приймається 0,3 - 0,4);

N - кількість робітників у найбільш завантажену зміну;

$$Q_b = \frac{b \cdot N \cdot k_2 \cdot k_3}{8 \cdot 3600} = \frac{40 \cdot 40 \cdot 2,7 \cdot 0,3}{8 \cdot 3600} = 0,045 \text{ л/с}$$

5.6.4.3. Витрата води на протипожежні потреби:

Витрата води на протипожежні потреби $Q_{\text{пож}}$ ухвалюється залежно від площі ділянки. У нашому випадку $Q_{\text{пож}} = 20 \text{ л/с}$.

5.6.4.4. Необхідну витрату води на будівельному майданчику визначимо за формулою:

$$Q_{\text{розр.}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр}} + Q_{\delta}) \cdot K$$

де: K – коеф., що враховує наявність дрібних споживачів і витік води (що приймається 1,25 – 1,5);

$$Q_{\text{розр.}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр}} + Q_{\delta}) \cdot k = 20 + 0,5 \cdot (0,0001 + 0,045) \cdot 1,25 = 20,01 \text{ л/с}$$

приймаємо $Q_{\text{расч.}} = 20,01 \text{ л/с}$

5.6.4.5. Визначимо розрахунковий діаметр тимчасової мережі по формулі:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{розр.}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}}$$

де: $Q_{\text{розр.}}$ – максимальний розрахунковий витрата води;

v - швидкість руху води в трубі (приймається 1,5 - 2м/с для тимчасового водопроводу)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{расч.}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 20,01 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 112,9 \text{ мм}$$

Приймаємо діаметр тимчасового трубопроводу 120мм.

5.6.5 Тимчасове електропостачання.

Метою розрахунку тимчасового електропостачання є підбір і раціональне розташування трансформаторної підстанції, оптимальне розміщення електричної мережі з доставкою електроенергії кожного споживача. Трансформаторні підстанції підбираються по максимальній потужності, споживаної будівельним майданчиком по таблиці 16.4 [1].

Розрахунок потреби в електроенергії будемо вести у формі таблиці (5.9).

Найменування споживачів	Од. вим.	Кіль-ть	Питома потуж. на од. вим., кВт	Коеф. попиту, K_c	Коеф. потуж., $\cos\alpha$	Трансф. потужність, кВт
1	2	3	4	5	6	7
Вібратор С-413	шт.	2	1	0,1	0,4	0,5
Електрозварювальний апарат СТН-350	шт.	2	20	0,5	0,4	50
Електропрогрів бетону	1м ³	4,5	60	0,9	0,95	230,8
Територія буд майданчика	100м ²	360,9	0,015	-	-	3,00

Табл. 5.9. Розрахунок потреби в електроенергії

Найменування споживачів	Од. вим.	Кіл-ть	Питом потуж., кВт	Коеф. попиту K_c	Коеф. потуж. $\cos\varphi$	Трансф. потуж., кВА
1	2	3	4	5	6	7
Контора, побутов. приміщ., душові, вбиральні	м ²	235,2	0,015	0,8	1,0	86,8
Склад закритий	100м ²	387,59	2	0,8	1,0	4,53
Відкритий склад	100м ²	282,85	2	1,0	1,0	7,76

Максимальна споживана потужність:

$$P = P_{\text{тр}} \cdot k_{\text{мн}}$$

Розрахункова трансформаторна потужність:

$$P_{\text{тр}} = 1,1 \cdot (284,3 + 86,8 + 4,53 + 7,76) = 421,7 \text{ кВА.}$$

$k_{\text{мн}}$ – коеф. збігу максимумів навантажень (приймається 0,75 – 0,85);

Максимальна споживана потужність

$$P = P_{\text{тр}} \cdot k_{\text{мн}} = 0,75 \cdot 421,7 = 316,3 \text{ кВА.}$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію КГП-100-10

ОХОРОНА ПРАЦІ І ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ

Консультант:

доц. Файзуліна О.А.

Магістр:

Бабушок Д.В.

6.1. ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ БУДІВЛІ ПАЛАЦУ СПОРТУ

При виконанні будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватися правил техніки безпеки згідно з ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці и промислова безпека в будівництві» та Правилами з техніки безпеки при проведенні капітального ремонту житлових і громадських будівель.

Роботи з посилення аварійних конструкцій відносяться до категорії робіт з підвищеною небезпекою, в зв'язку з чим проведення робіт допускається тільки при наявності проекту виконання робіт, що містить технологічні карти і технологічну записку на кожен технологічний процес.

6.1. Організація ремонтно-будівельної площадки, ділянок робіт і робочих місць

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

При організації будівельного майданчика, розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин і транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, в межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки і написами встановленої форми.

При виконанні будівельно-монтажних робіт в небезпечних зонах слід здійснювати організаційно-технічні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Майданчик виробництва ремонтно-будівельних робіт повинен бути огорожен, щоб уникнути доступу сторонніх осіб.

Пожежна безпека на майданчику, ділянках робіт і робочих місцях повинна забезпечуватися відповідно до вимог Правил пожежної безпеки при виконанні ремонтних робіт і правил пожежної безпеки при проведенні зварювальних і інших

вогневих робіт, а також вимогам ДБН В.1.1-7-2002 Пожарная безопасность объектов строительства.

Пожежогасіння здійснювати від місцевої водопровідної мережі.

Безпека людей повинна бути забезпечена при виникненні пожежі в будь-якому місці об'єкту.

У в'їзду на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспорту, а на узбіччях доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, які регламентують порядок руху транспортних засобів.

Робочі місця в залежності від умов робіт і прийнятої технології виконання робіт повинні бути забезпечені відповідними їх призначенню засобами колективного захисту, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Подача матеріалів і будівельних конструкцій на робочі місця повинна здійснюватися в технологічній послідовності, що забезпечує безпеку робіт. Складати матеріали та устаткування на робочих місцях слід так, щоб вони не створювали небезпеку при виконанні робіт і не обмежували проходи.

6.2. Електрозварювальні роботи

Місця виробництва електрозварювальних робіт повинні бути звільнені від горючих матеріалів у радіусі не менше 5м.

При різанні елементів конструкцій повинні бути вжиті заходи проти випадкового обвалення відрізаних елементів.

Проводити електрозварювальні роботи під час дощу або снігопаду за відсутності намету над електрозварювальним обладнанням та робочим місцем електрозварника не допускається.

Електрозварники повинні забезпечуватися засобами індивідуального захисту.

6.3. Земляні роботи

До початку виконання земляних робіт в місцях розташування діючих підземних комунікацій повинні бути розроблені і погоджені з організаціями, які експлуатують

ці комунікації, заходи щодо безпечних умов праці, а розташування підземних комунікацій на місцевості позначено відповідними знаками або написами.

Місця проходу людей через траншеї повинні бути обладнані перехідними містками, які освітлюються в нічний час.

Ґрунт, витягнутий з котловану або траншеї, слід розміщувати на відстані не менше 0,5м від бровки виїмки.

6.4. Бетоні і залізобетоні роботи

Опалубку, яка застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти і застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженому в установленому порядку.

Заготівля та обробка арматури повинна проводитися в спеціально призначених для цього і відповідно обладнаних місцях.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетованих з урахуванням умов їх підйому, складування і транспортування до місця монтажу.

При укладанні бетону з цебер або бункера відстань між нижньою кромкою бадді і поверхнею, на яку укладається бетон має бути не більше 1м.

6.5. Монтажні роботи

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

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

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт.

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій і обладнання у випадках,

коли вони виконуються на будівельному майданчику, слід виробляти, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому проводити фарбування або антикорозійний захист слід тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу в монтованих деталях повинні проводитися за допомогою спеціального інструменту. Перевіряти збіг отворів в монтованих деталях пальцями рук не допускається.

6.6. Покрівельні роботи

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху та огорожень.

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виконання робіт, із вжиттям заходів проти їх падіння, в тому числі від впливу вітру.

Під час перерв у роботі технологічні пристосування, інструмент і матеріали повинні бути закріплені або прибрані з даху.

6.7. Бурові роботи

Монтаж, демонтаж і переміщення бурових вишок і копрів слід виконувати відповідно до технологічних карт під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання зазначених робіт.

У період спуску і вилучення обсадних труб особи, безпосередньо не беруть участь у виконанні даних робіт, до буровій вищці на відстань менше півтори її висоти не допускаються.

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Консультант:

доц. Жусь О.Н.

Магістр:

Бабушок Д.В.

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Палац спорту

Будівництво розташоване на території області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.4 - 2012);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиборничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

- | | | | |
|----|--|---------|-------------|
| 1. | Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11 | 1,50000 | % |
| 2. | Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26 | 0,72000 | % |
| 3. | Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44 | 2,50 | % |
| 4. | Вартість проектних робіт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 49 | - | % |
| 5. | Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 | 3,00 | % |
| 6. | Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у | | |
| 7. | Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 | 1,043 | |
| 8. | Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 | 6,20 | грн./люд.-г |
| 9. | Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 | 1,60 | грн./люд.-г |

Загальна кошторисна трудомісткість

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

Загальна кошторисна заробітна плата

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Тарифна сітка для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

Тарифна сітка для робіт на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів при середньомісячній нормі

тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

1169,50214	тис.люд.-г
994,787	тис.люд.-г
40309,295	тис.грн.

7845,00	грн.
---------	------

7845,00	грн.
---------	------

	61_СД_ССР	
	236687,674	тис.грн.
	217602,113	тис.грн.
	-	тис.грн.
	19085,561	тис.грн.

-2-

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

у тому числі:

будівельні роботи -

вартість устаткування -

інші витрати -

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав:

Перевірив:

5 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

Палац спорту

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на загальнобудівельні роботи
Палац спорту

Кошторисна вартість 154247,506 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 511,29468 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 24694,803 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,5 розряд

Кошторисна вартість 403576 грн.
Кошторисна трудомісткість 389571 люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 121913 грн.
Середній розряд робіт 3,5 розряд

Основа:
креслення (специфікації) №

Складений в поточних цінах станом на "11 січня" 2020 р.

№ п/п	Об'єкт (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.				Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	E1-13-2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,4 [0,3-0,45] м3, група ґрунтів 2	1000м3	29,3	13773,93 478,00	13295,93 4160,84	403576	14005	389571 121913	12,31 76,041	360,68 2228	
2	E1-24-6	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000м3	1,47	4668,25	4668,25 959,40	6862	-	6862 1410	-	22,47	
3	E6-8-1	Улаштування опалубки [знизу] і підтримуючих її конструкцій для високих роствержків	100м2	34,56	9592,00 5389,82	512,13 149,35	331500	186272	17699 5162	127,6 2,6745	4409,86 92,43	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ЕД6-62-5	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиві, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 18 до 26	т	113,7	26184,20 783,29	83,97 33,38	2977144	89060	9547 3795	18,14 0,6232	2062,52 70,86
5	ЕД6-65-3	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м3 понад 5 до 10	100м3	5,18	192582,43 2554,14	3266,78 1758,53	997577	13230	16922 9109	59,9 32,589	310,28 168,81
6	Е9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатопверхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	24	16772,23 426,32	674,71 252,58	402534	10232	16193 6062	9,28 4,4616	222,72 107,08
7	Е1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	7,3	4105,07	4105,07 940,92	29967	-	29967 6869	- 17,673	- 129,01
8	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	146	1607,01 782,87	824,14 240,61	234623	114299	120324 35129	18,36 5,1175	2680,56 747,16
9	Е9-18-1	Монтаж ригелів	т	10,2	21994,58 1038,75	1688,30 632,86	224345	10595	17221 6455	22,88 10,7232	233,38 109,38
10	Е7-45-6	Укладання панелей переkritтя з обпіранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	3,08	1235803, 39	15270,01 5919,96	3806274	48681	47032 18233	332,05 118,254	1022,71 364,22
11	РН7-16-4	Улаштування підстильного шару бетонного	м3	1460	2075,30 273,75	-	3029938	399675	-	6,42	9373,2
12	Е7-47-6	Установлення маршів-площадок масою більше 1 т	100шт	0,24	506847,02 25947,46	23120,05 11061,89	121643	6227	5549 2655	558,25 211,4387	133,98 50,75
13	Е9-17-2	Монтаж колон	т	28	16772,23 426,32	674,71 252,58	469622	11937	18892 7072	9,28 4,4616	259,84 124,92
14	Е9-18-1	Монтаж ригелів	т	8,4	21994,58 1038,75	1688,30 632,86	184754	8726	14182 5316	22,88 10,7232	192,19 90,07
15	Е8-6-7	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	237,6	2331,05 306,49	156,05 67,33	553857	72822	37077 15998	6,92 1,3181	1644,19 313,18

5. Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	E9-11-2	Монтаж тимчасових опор	м	140	2053,46	4110,42	2891484	304945	575459	45,76	6406,4
17	E7-48-9	Установлення блоків внутрішніх стін масою більше 2,5 т	100шт	0,36	29025,88	1402,74	104697	5348	196384	23,4644	3285,02
18	E9-48-2	Електродугове зварювання при монтажі опорних частин каркасів [колон, підкранових балок] одноповерхових виробничих будівель	т	3,312	323,61	19067,32	1072	419	6864	323,35	116,41
19	EH10-18-1	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу до 2 м ²	100м ²	3,24	197155,86	8248,38	638785	37178	2969	161,3784	58,1
20	EH10-28-1	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею до 2 м ² з металопластику у кам'яних стінах	100м ²	3,91	122403,64	3245,81	478598	18037	6471	255,96	829,31
21	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м	100м ²	146	96939,89	1587,37	14153224	323974	231756	50,72	7405,12
22	E12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100м ²	146	14696,84	27,37	2145739	168122	11169	24,49	3575,54
23	E12-18-1	Утеплення покриттів плитами з пінопласту полістирольного на бітумній мастиці в один шар	100м ²	146	68347,34	288,51	9978712	182966	42122	29,39	4290,94
24	E12-2-2	Улаштування покрівель плоских чотирьохарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці	100м ²	146	1253,19	108,97	9397357	285237	15910	1,9888	290,36
25	PH8-40-6	Улаштування з листової сталі примикань до кам'яних стін	100м	0,892	94088,61	531,73	83927	891	77633	41,55	6066,3
26	EH15-59-1	Штукатурення цементно-церезитове по каменю і бетону	100м ²	39,6	11167,48	200,45	442232	227043	29266	3,6582	534,1
27	EH15-182-1	Шлакловання стін мінеральною шлаклеккою "Cerezit"	100м ²	75,4	4654,95	2,35	350983	262967	177	76,82	5792,23
					3487,63	2,20			166	0,0444	3,35

5 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
28	ЕН15-182-2	Шпаклювання стель мінеральною шпаклювою "Cerezit"	100м2	292	<u>5782,16</u> 4559,07	<u>2,35</u> 2,20	1688391	1331248	686 642	<u>100,42</u> 0,0444	<u>29322,64</u> 12,96	
29	ЕН15-179-8	Високоякісне фарбування стель полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	292	<u>11271,08</u> 6751,27	<u>1,76</u> 1,65	3291155	1971371	<u>514</u> 482	<u>134,14</u> 0,0333	<u>39168,88</u> 9,72	
30	ЕН15-76-1	Улаштування каркасу підвісних стель "Армстронг"	100м2	1460	<u>6724,30</u> 6353,73	<u>1,76</u> 1,65	9817478	9276446	2570 2409	<u>139,95</u> 0,0333	<u>204327</u> 48,62	
31	ЕН15-76-2	Укладання плит стельових в каркас стелі "Армстронг"	100м2	1460	<u>10234,69</u> 761,81	<u>2,93</u> 2,75	14942647	1112243	4278 4015	<u>16,78</u> 0,0555	<u>24498,8</u> 81,03	
32	ЕН15-25-2	Облицювання поверхонь стін керамічними плитками на розчині із сухої клеючої суміші, число плиток в 1 м2 понад 7 до 12 шт	100м2	8,5	<u>68862,39</u> 11883,54	<u>19,93</u> 18,72	5853330	101010	169 159	<u>255,67</u> 0,3774	<u>2173,2</u> 3,21	
33	ЕН11-33-8	Улаштування покриттів з гранітних плит, кількість плит на 1 м2 до 10 шт	100м2	112	<u>127001,78</u> 33253,06	<u>269,47</u> 200,12	14224199	3724343	30181 22413	<u>760,07</u> 4,0467	<u>85127,84</u> 453,23	
34	ЕН15-179-7	Високоякісне фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	75,4	<u>9297,04</u> 5190,03	<u>1,17</u> 1,10	700997	391328	88 83	<u>103,12</u> 0,0222	<u>7775,25</u> 1,67	
35	Е31-27-1	Улаштування одношарової та верхнього шару двошарової основи зі щабелю товщиною 10 см, межа міцності на стиснення понад 98,1 МПа [1000 кгс/см2], із застосуванням автогрейдера	1000м2	0,429	<u>81768,29</u> 143,94	<u>14908,71</u> 3373,43	35079	62	6396 1447	<u>3,67</u> 56,034	<u>1,57</u> 24,04	
36	Е31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щабелевій основі товщиною 20 см	100м2	4,29	<u>39807,62</u> 1989,97	<u>523,14</u> 151,51	170775	8537	2244 650	<u>49,33</u> 2,6621	<u>211,63</u> 11,42	
Разом прями витрати по кошторису							13986150	20719476	1765103 617758		<u>455176,05</u> 11110,86	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:							13986150					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальноновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальноновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					11737692 2 21337234 14386005 45007,77 3357569 15424750 6				
		Всього по кошторису					15424750 6				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					511294,68				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					24694803				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Палац спорту

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2
на внутрішні санітарно-технічні роботи
Палац спорту

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

40279,721 тис. грн.
506,59505 тис.люд.-год.
13379,66 тис. грн.
1,0 розряд

Складений в поточних цінах станом на "11 січня" 2020 р.

№ п/п	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	всього на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	1 Т_УКР ПОКАЗНИК И	Опалення	100м3	2168,97	3961,32 1181,43	96,09 60,09	8591984	2562486	208416 130333	57,8 2,94	125366,47 6376,77	
2	2 Т_УКР ПОКАЗНИК И	Вентиляція	100м3	2168,97	1973,94 590,72	47,22 28,82	4281417	1281254	102419 62510	28,9 1,41	62683,23 3058,25	
3	3 Т_УКР ПОКАЗНИК И	Водопостачання	100м3	2168,97	1175,42 374,48	26,94 15,74	2549451	812236	58432 34140	17 0,17	36872,49 368,72	
4	4 Т_УКР ПОКАЗНИК И	Каналізація	100м3	2168,97	6534,34 1945,89	162,25 104,65	14172787	4220577	351915 226983	95,2 5,12	206485,94 11105,13	
Разом прями витрати по кошторису							29595639	8876553	721182 453966		431408,13 20908,87	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							29595639	19997904				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		всього заробітна плата, грн. Загальновиборничі витрати, грн. трудоємність в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					9330519 10684082 54278,05 4049141 40279721					
		-----				-----						
		Всього по кошторису					40279721					
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					506595,05					
		Кошторисна заробітна плата, грн.					13379660					

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Палац спорту

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3

на внутрішні електро-монтажні роботи

Палац спорту

Основа: Креслення (специфікації) № 5240,813 тис. грн.
 Креслення (специфікації) № 85,32485 тис.люд.-год.
 Креслення (специфікації) № 2234,832 тис. грн.
 Креслення (специфікації) № 1,0 розряд

Складений в поточних цінах станом на "1 січня" 2020 р.

№ п/п	Об'єкт-вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.		
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини	на одну-цю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Електрооснащення	1000м3	216,897	8400,84 3474,80	354,04 141,24	1822117	753674	76790 30635	170 6,91	36872,49 1498,76	
2	Т_УКР ПОКАЗАТЕ ЛИ	Телефонізація	1000м3	216,897	3579,92 1696,52	105,88 31,48	776474	367970	22965 6828	83 1,54	18002,45 334,02	
3	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Диспетчерський зв'язок	1000м3	216,897	2158,57 961,12	70,45 20,85	468187	208464	15280 4522	48 1,02	10411,06 221,23	
4	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Пожарна сигналізація	1000м3	216,897	1768,54 817,60	50,94 15,74	383591	177335	11049 3414	40 0,77	8675,88 167,01	
Разом прями витрати по кошторису							3450369	1507443	126084 45399		73961,88 2221,02	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:							3450369					
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							1816842					

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Палац спорту

Кошторисна вартість об'єкта	199768,040 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	1103,21458 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	40309,295 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості	Тис. м3
Будівельні обсяги	216,897 тис. м3

Складений в поточних цінах станом на 11 січня 2020 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Л. кошторис. 2-1-1	на загальнобудівельні роботи	154247,506	-	154247,506	511,29468	24694,803	711,156
2	Л. кошторис. 2-1-2	на внутрішні санітарно-технічні роботи	40279,721	-	40279,721	506,59505	13379,660	185,709
3	Л. кошторис. 2-1-3	на внутрішні електро-монтажні роботи	5240,813	-	5240,813	85,32485	2234,832	24,163
		Всього:	199768,040	-	199768,040	1103,21458	40309,295	921,028

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

Начальник відділу

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

Склав

Перевірів

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

_____ [підпис, (ініціали, прізвище)]

ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ
ДО ОБ'ЄКТНОГО КОШТОРИСУ № 2-1

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Трудомісткість, тис. люд.-год.										Разом кошторисні витрати
		Робітники-будівельники	Робітники-монтажники	Робітники, зайняті на керуванні та обслуговуванні машин	Роботи по перевезенню ґрунту і будівельного сміття	Пусконаладжувальний персонал	Разом прямі витрати	Загально-виробничі витрати	Разом			
1	2	3/4	5/6	7/8	9/10	11/12	13/14	15/16	17/18	Заробітна плата, тис. грн.		
2-1-1	загальнобудівельні роботи	455,17605 20719,476	-	11,11086 617,758	-	-	466,28691 21337,234	45,00777 3357,569	511,29468 24694,803			
2-1-2	внутрішні санітарно-технічні роботи	431,40813 8876,553	-	20,90887 453,966	-	-	452,31700 9330,519	54,27805 4049,141	506,59505 13379,660			
2-1-3	внутрішні електро-монтажні роботи	73,96188 1507,443	-	2,22102 45,399	-	-	76,18290 1552,842	9,14195 681,990	85,32485 2234,832			
	Разом :	960,54606 31103,472	-	34,24075 1117,123	-	-	994,78681 32220,595	108,42777 8088,700	1103,21458 40309,295			

Склав _____

Перевірив _____

- 1 -

3 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

(назва організації, що затверджує)

ЗатвердженоЗведений кошторисний розрахунок у сумі 236687,674 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 449,478 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " 20 р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**Палац спорту**

Складений в поточних цінах станом на 11 січня 2020. р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн.				загальна вартість
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	7	
1	2	3	4	5	6	7	
1	2-1	Глава 2. Об'єкти основного призначення Палац спорту	199768,040	-	-	199768,040	
		Разом по главі 2:	199768,040	-	-	199768,040	
		Разом по главах 1-7:	2996,521	-	-	2996,521	
2	ДСТУ Б Д 1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	2996,521	-	-	2996,521	
		Разом по главі 8:	2996,521	-	-	2996,521	
		Разом по главах 1-8:	202764,561	-	-	202764,561	

3 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (0,8X0,9)%	1459,905	-	-	1459,905
		Разом по главі 9:	1459,905	-	-	1459,905
		Разом по главах 1-9:	204224,466	-	-	204224,466
4	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	5105,612	5105,612
		Разом по главі 10:	-	-	5105,612	5105,612
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 49	Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість проектних робіт	-	-	-	-
6	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	-	-	139,483	139,483
7	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 51	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	139,483	139,483
		Разом по главах 1-12:	204224,466	-	5245,095	209469,561
		Кошторисний прибуток (П)	7250,913	-	-	7250,913
		Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	1871,203	1871,203
		Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	6126,734	-	157,353	6284,087
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-
		Разом	217602,113	-	7273,651	224875,764

3 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

1	2	3	4	5	6	7
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) У тому числі: - Єдиний податок за ставкою 5%	-	-	11811,91	11811,91
	Розрахунок N П-137	Всього по зведеному кошторисному розрахунку Зворотні суми У тому числі: - від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	11811,910	11811,910
	ДСТУ Б Д.1.1- 1:2013 п.5.8.18.1		217602,113	-	19085,561	236687,674
			-	-	-	449,478
			-	-	-	449,478

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

ІННОВАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

Консультант:

проф. Стоянов В.В.

Магістр:

Бабушок Д.В.

8.1. ПОКРИТТЯ З СВІТОПРОЗОРОГО ПОЛІКАРБОНАТУ.

Полікарбонат- досить новий будівельний матеріал. В тому сенсі, що в Радянському Союзі полікарбонат не використовувалася, а тому не було ніяких ГОСТів або СП, що регламентують параметри і властивості полікарбонату. Чи не з'явилися подібні нормативні документи і за останні 20 років використання полікарбонату. В основному тому, що виробляється полікарбонат все більше за кордоном або на спільних підприємствах і відповідає вимогам поки мало відомих нам норм.

Зате рекламних матеріалів, присвячених дивовижним і неймовірним властивостям полікарбонату, в мережі чимало. І про прекрасні властивості міцності, типу в 200 разів міцніше скла, і про чудесні пружнопластичні властивості, мовляв, вигинати можна за досить малому радіусу, і світлопроникність краще, ніж у скла і термін служби величезний, мало не 20 років, і так далі. Все це, звичайно, дуже добре, але для розрахунку конструкцій потрібні дещо інші дані, а саме геометричні характеристики поперечного перерізу, розрахунковий опір стиску і розтягування (якщо різне), модуль пружності. А такою інформацією ні виробники, ні продавці ділитися не поспішають, тому що разом з полікарбонатом до нас із Заходу прийшла вузька спеціалізація.

Як правило вся продукція, що реалізується на вітчизняному ринку, проходить сертифікацію і відповідає певним технічним умовам, проте методика тестування DIN53457 або DIN53455 нашій людині мало про що говорить, а ось дані, отримані при випробуванні зразків по ГОСТам, заслуговують більше довіри, до того ж дані, отримані при випробуванні зразків по ГОСТам, дещо відрізняються від даних, отриманих при випробуванні зразків за методикою DIN - німецького інституту по стандартизації.

8.2. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ РОЗРАХУНКІВ

В даний час в будівництві використовується листовий (монолітний) полікарбонат і стільниковий (ніздрюватий) полікарбонат. Характеристики міцності

і пружні характеристики листового і стільникового полікарбонату залежать не тільки від характеристик вихідного матеріалу, а й від особливостей виробництва. Наприклад, для вищевказаного стільникового полікарбонату Polygal міцність при розтягуванні R_p для плит висотою (завтовшки) 8 мм складає 653 кгс / см², для плит висотою 10 мм - 658 кгс / см², для плит висотою 16 мм (трехполочних) - 705 кг / см². Відповідно модуль пружності для плит висотою 8 мм складає 20400 кгс / см², для плит висотою 10 мм - 21300 кгс / см², для плит висотою 16 мм (трехполочних) - 22770 кгс / см². Випробування зразків плит стільникового полікарбонату висотою 4 і 6 мм не проводилися, однак аналіз наведеного ряду дозволяє припустити,

При роботі конструкції можуть виникати не тільки розтягують, а й стискають напруги. Наприклад при використанні полікарбонату в якості прозорого настилу покрівлі полікарбонат слід розглядати як балку, в одній частині поперечного перерізу якої виникають напруження розтягу, а в іншій - що стискають, тобто конструкція працює на вигин. Проте, для багатьох матеріалів опір стисненню значно більше, ніж опір розтягуванню. Полікарбонат в цьому - не виняток, так що приводиться для полікарбонату інших підприємств максимальна міцність на вигин складає 900-950 кгс / см², хоча для монолітного полікарбонату можна зустріти і значення 250-300 кгс / см². Все це ускладнює і без того непростий процес розрахунку полікарбонату, але щоб максимально спростити розрахунки пропонується використовувати такі дані- табл8.1:

айменування показника	величина
Межа міцності при розтягуванні R_p , МПа	60-70
Модуль пружності при розтягуванні E_p , МПа	2000 - 2600
Подовження при розтягуванні,%	5 - 7
Подовження при розриві,%	80 - 100
Межа міцності при вигині R_i , МПа	90 - 110
Модуль пружності при згині E_i , МПа	2200 - 2500
Межа міцності при стисненні R_c , МПа	80-100
Модуль пружності при стисненні E_c , МПа	2300 - 2500

Щільність, г / см ³	1,2
--------------------------------	-----

Табл.8.1. Властивості полікарбонату

Геометрія поперечних перерізів стільникового полікарбонату може досить сильно відрізнятись в залежності від виробника. Але і тут за основу можна взяти параметри листів Polygal (рис.8.1):



Рис.8.1.Параметри листів Polygal.

Для листового, так званого монолітного полікарбонату геометричні характеристики - це розміри листа 2,05x3,05 м при товщині листа 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 і 12 мм. Товщина стільникового полікарбонату, крім зазначених, також може бути ще 20, 25 і 32 мм.

В принципі цих даних достатньо для розрахунку більшості конструкцій в який використовується листової або стільниковий полікарбонат, який має подібні характеристики.

8.3. РОЗРАХУНОК ПЛОСКОГО НАСТИЛУЗ МОНОЛІТНОГО ПОЛІКАРБОНАТУ

Основний навантаженням для плоского настилу з полікарбонату буде сніг і вітер. При цьому снігове навантаження як правило діє зверху, а вітрова - як зверху так і знизу. Як правило вітрове навантаження в кілька разів менше сніговий, а для окремо розташованих конструкцій, коли немає стіни або іншої перешкоди, що

змінює напрямок вітру, вітрове навантаження зменшується ще в кілька разів. Таким чином снігове навантаження може призвести до надмірного прогину листів настилу, а вітрове навантаження до зриву листів. Звичайно ж існують і інші атмосферні опади, наприклад, дощ і град, проте навантаження від цих опадів для полікарбонату не є критичними (якщо градом не аномальних розмірів). До того ж вітрове навантаження зверху буде приводити до зменшення сніжного покриву, а значить і до зменшення снігового навантаження, розрахунок кріплення полікарбонату на дію вітрового навантаження приводиться окремо.

Снігове навантаження залежить від місцевості. Для Ковеля розрахункове навантаження можна приймати рівномірно розподіленим і рівною 180 кг / м^2 , а для листа шириною 1 м $q = 180 \text{ кг / м}$ або $1,8 \text{ кг / см}$.

Момент опору монолітного листа полікарбонату висотою (завтовшки) $h = 2 \text{ мм}$ ($0,2 \text{ см}$) при розрахунковій ширині $b = 1 \text{ м}$ (100 см) складе:

$$W_z = bh^2 / 6 = 100 \cdot 0,2^2 / 6 = 0,667 \text{ см}^3$$

Тоді максимальний згинальний момент складе

$$M = W_z R_i = 0,667 \cdot 610 = 406,67 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Це означає, що якщо монолітний полікарбонат матиме тільки дві опори, то максимальна відстань між опорами складе

$$l = \sqrt{(8M / q)} = \sqrt{(8 \cdot 406,67 / 1,8)} = 42,51 \text{ см}$$

Якщо прольотів між балками настилу буде 2 і більше і довжина прольотів буде однаковою, то (приблизно)

$$l = \sqrt{(12M / q)} = \sqrt{(12 \cdot 406,67 / 1,8)} = 52,1 \text{ см}$$

Полікарбонат - досить пластичний матеріал. При двох опорах максимальний прогин листа складе

$$f = 5ql^4 / 384EI = 5 \cdot 1,8 \cdot 42,514 / 384 \cdot 22500 \cdot 0,667 \cdot 0,1 = 51,04 \text{ см}$$

Примітка: Момент інерції $I_z = bh^3 / 12 = W_z h / 2$.

В реальності такого великого прогину бути звичайно ж не може. Просто тому, що для такого прогину потрібно або зменшення відстані між опорами листа більш ніж в 2 рази при збереженні довжини листа, або запас листа на опорах, що дозволяє довжині аркуша збільшитися більш ніж в 2 рази. Проте цей розрахунок є дуже показовим, в тому сенсі, що дозволяє приблизно визначити мінімальний радіус

згинання листа (про це трохи пізніше). При наявності 3 і більше опор при тих же прольотах 42,5 см максимальний прогин буде в крайніх прольотах і буде приблизно в 2,5 рази менше, але легше від цього не стане, максимально допустимий прогин, рекомендований виробниками повинен становити не більше 1/20 прольоту, в даному випадку не більше 2,1 см. Але замовнику і такий прогин на 42,5 см може здатися досить великим, звідси висновок:

- при розрахунку полікарбонату головним є розрахунок за деформаціями

Наприклад, для монолітного листа товщиною 8 мм (тобто товщина листа в 4 рази більше в порівнянні з 2 мм) момент інерції збільшиться в $4^3 = 64$ рази ($I_z = 0,06667 \cdot 64 = 4,2667 \text{ см}^4$) і прогин такого листа при тому ж прольоті і при тій же схемі закріплення буде вже 0,797 см. А якщо зробити для такого листа спірання по периметру, то прогин ще зменшиться, якщо контур буде являти собою квадрат, то прогин зменшиться приблизно в 2 рази.

Все в наведеному розрахунку начебто добре, та тільки не врахована економічна складова. Справа в тому що стільниковий полікарбонат коштує дешевше монолітного, так і важить при тій же товщині менше, а тому використовувати його більш спокусливо, до того ж ефективність використання матеріалу у стільникового полікарбонату в кілька разів більше. А тому настав час розглянути

8.4. РОЗРАХУНОК ПЛОСКОГО НАСТИЛУ ІЗ СОТОВОГО ПОЛІКАРБОНАТ

Щоб визначити момент інерції поперечного перерізу сотового полікарбонату потрібні точні геометричні характеристики перерізу. Представлені вище дані не є зовсім точними, так як візуально видно, що перехід з полиць в стінку плавний, тобто є якийсь радіус переходу, значення якого залишається невідомим. Для спрощення рішення задачі можна не звертати на цей самий радіус уваги, а розглядати поперечний переріз сотового полікарбонату, як двутавровую балку (точніше кілька двотаврових мінібалок) у якій є нижня і верхня полиця з вказаною товщиною і стінка з вказаною товщиною. Це значно спростить розрахунки і дасть відносно невеликий запас по міцності.

Тоді ширина однієї балки складе $b = D + C = 1,1 + 0,035 = 1,135$ см, а момент інерції для поперечного перерізу сотового полікарбонату висотою 8 мм складе:

$$I_z = \Sigma (I_z + y^2F) = 2 \cdot 1,135 \cdot 0,0453 / 12 + 2 \cdot 1,135 \cdot 0,045 (0,4 - 0,045 / 2)^2 + 0,035 (0,8 - 0,045 \cdot 2) 3/12 = 0,00017237 + 0,014557 + 0,001044 = 0,01561 \text{ см}^4$$

В одному метрі поміщається $100 / 1,135 = 88,1$ така балка, значить, момент інерції для листа шириною 1 м складе:

$$I_z = 0,01561 \cdot 88,1 = 1,376 \text{ см}^4$$

При двох опорах і при тому ж прольоті (щоб розрахунок був більш показовим) прогин листа складе

$$f = 5ql^4 / 384EI = 5 \cdot 1,8 \cdot 42,514 / 384 \cdot 22500 \cdot 1,376 = 2,47 \text{ см}$$

При 4 і більше опорах і при тій же відстані між опорами (щоб розрахунок був більш показовим) максимальних прогин листа буде в крайніх прольотах і складе

$$f = ql^4 / 185EI = 1,8 \cdot 42,514 / 185 \cdot 22500 \cdot 1,376 = 0,998 \text{ см}$$

Примітка: Як бачимо, в порівнянні з монолітним полікарбонатом прогин при тій же товщині листа 8 мм збільшиться в $2,47 / 0,797 = 3,1$ рази, при цьому різниця у витраті матеріалу, а значить і в ціні - більш значна (монолітний полікарбонат товщиною 8 мм обійдеться близько 60 \$ за квадратний метр, а сотовий - близько 8-10 \$ за квадратний метр).

Дана методика розрахунку дозволяє підібрати по максимально допустимим деформацій полікарбонат потрібної товщини, коли відомі максимальне навантаження і розрахункова схема і навпаки, можна підібрати під запланований полікарбонат відстані між балками обрешітки. Зробити такий розрахунок по широко пропонованим зведених таблицях досить проблемно навіть методом інтерполяції (у всякому разі лінійна інтерполяція тут не підходить). Крім того, максимально допустимий прогин, заявлений виробником, може бути значно більше прогину, очікуваного замовником. А ще, в таблицях завжди враховується спирання по чотирьом сторонам, а робиться таке спирання не завжди, особливо якщо мова йде про невеликі козирках над входом.

Так як полікарбонат досить пластичний матеріал, то краю листа бажано спирати на обрешітку не тільки по довжині ската покрівлі (перпендикулярно розглядаються нами мінібалкам, назовемо ці опори для стислості

перпендикулярними), але і по ширині (паралельно мінібалкам, на паралельні опори). При цьому знижується вплив місцевих навантажень, а значить і деформацій на краях аркуша. А якщо листи будуть стикуватися по ширині, то таке спірання дозволить збільшити герметичність стику і тому є скоріше конструктивним вимогою, ніж розрахункової необхідністю. Тим часом в більшості посібників з монтажу стільникового полікарбонату розглядається ситуація, коли стільниковий лист полікарбонату має крайні і проміжні паралельні опори і тільки дві крайні перпендикулярні опори, при цьому відстань між перпендикулярними опорами може досягати і 6 і 12 метрів, тобто відповідати довжині аркуша.

Така ситуація видається дещо дивною, тому що в цьому випадку листи полікарбонату слід швидше розглядати як балку змінного перерізу в кращому випадку або як ферму з жорстким закріпленням в вузлах в гіршому випадку (за винятком листів з Ж-образним перетином, досить рідкісних в наших місцях) . Розрахунок міцності та деформації балок змінного перерізу - окрема велика тема, її тут торкатися не будемо, просто скажемо - прогин балки змінного перерізу при таких геометричних характеристиках перетину буде набагато більше, ніж балки постійного перетину. Для ферми з жорстким закріпленням стрижнів у вузлах ступінь статичної невизначеності буде обчислюватися сотнями і для розрахунку такої ферми також буде потрібно досить потужний комп'ютер.

Проте приблизно визначити несучу здатність і прогин сотового полікарбонату при тому, що спирається тільки на перпендикулярні опори і тільки на паралельні опори можна досить просто досвідченим шляхом. Для цього буде потрібно вирізати квадратний шматок з листа полікарбонату, чим більшою буде величина боку квадрата, точніше чим ближче вона буде до величини проєктованого прольоту, тим більш показовим буде експеримент. Далі досить взяти два рівних бруска і розташувати їх паралельно так, щоб відстань між брусками в світлі було на пару сантиметрів менше боку квадрата. Після цього квадратний аркуш укладається на дерев'яні бруски, так щоб мінібалці були паралельні дерев'яним брускам, змиритися відстань між підставою, на якому лежать бруски і низом листа, потім до листа додається деяка навантаження і змиритися відстань між підставою і низом листа при діючій навантаженні. Різниця відстаней - це і є прогин листа під

навантаженням. Експеримент повторюється, але вже при такому положенні листа, коли мінібалці розташовані перпендикулярно дерев'яних брусків.

Більш коректними в цьому відношенні є рекомендації по монтажу вище згадуваних панелей Polygal. Для таких плит великі відстані між перпендикулярними опорами взагалі не розглядаються, а зміна відстані між паралельними опорами призводить до незначної зміни відстані між перпендикулярними опорами. Наприклад, при розрахунковому навантаженні 180 кг / м² для плит стільникового полікарбонату товщиною 8 мм рекомендується відстань між перпендикулярними опорами - 70 см, відстань між паралельними опорами - 84 см. При розрахунку тільки на перпендикулярні опори, тобто за запропонованим вище алгоритмом прогин в крайніх прольотах складе

$$f = 0,998 (70 / 42,51)^4 = 2,71 \text{ см}$$

що менше 5% допустимого виробником прогину $70/20 = 3,5$ см.

Втім це має важливість тільки для любителів плоских поверхонь, полікарбонат же хороший тим, що може значно деформуватися, не втрачаючи пружних властивостей, іншими словами, полікарбонат ідеальний для криволінійних конструкцій. Найчастіше це арочні конструкції.

8.5. РОЗРАХУНОК АРОЧНИЙ НАСТИЛАІЗ СОТОВОГО ПОЛІКАРБОНАТ

Коли ми розраховували міцність монолітного полікарбонату товщиною 2 мм, то визначили, що прогин - деформація - такого листа, завдяки хорошим пружно-пластичним характеристикам може бути неймовірно великим. Вигинання полікарбонатного листа - це також деформація матеріалу, але як правило спрямована в бік, протилежний діючій навантаженні. Іншими словами, коли з плоского листа вигинається арка, то таким чином створюється попередньо напружена конструкція. При цьому на можливу зміну міцності можна не звертати уваги, так як основним все одно залишається розрахунок за деформаціями.

Як видно з рис.8.2.а, вигнути полікарбонат (як втім і лист з будь-якого іншого матеріалу) так, щоб центральна вісь вигнутого листа описувалася рівнянням кола

радіусом R - не вийде. В результаті розподілу нормальних і дотичних напружень вісь листа (значення прогину) буде описуватися параболою. Рівняння параболи не наводиться, головне, зрозуміти суть. При цьому в області максимальних напружень вісь полікарбонатного листа буде описуватися окружністю радіусом r (блакитного кольору). Цей радіус не може бути менше мінімально допустимого. Під дією навантаження, наприклад, рівномірно розподіленим, лист буде деформуватися, при цьому вісь листа набере вигляду, показаного на рис.8.2.а темно зеленим кольором. Це призведе до збільшення радіусу кола, яка збігається з віссю в області максимальних напружень. Радіус цього кола позначений також темно зеленим кольором. Якщо аroachна конструкція буде являти собою не половину окружності, як показано на рис.8.2, а наприклад, $1/8$ частина окружності (довжина дуги між опорами на рис.8. 2.б, а краще $1/12$ частина (довжина дуги між опорами на рис.8.2. в, то зміна довжини листа при деформації буде незначним. в таких випадках запас міцності майже не зменшиться, так як збільшення радіусу вигину збільшить значення нормальних напружень - горизонтальних опорних реакцій N_r (на рисунку не показані), але одночасно знизить значення згинального моменту, описуємого формулою $M_x = N_r f_x$. Якщо довжина аroachної конструкції буде прагнути до довжини половини окружності, як показано на малюнку.

Чим більше у конструкції буде проміжних опор, тим ближче вісь листа буде до окружності. Однак при наявності проміжних опор, вісь листа між проміжними опорами буде згинатися по складнішою параболі при дії навантаження. І чим менше буде відстань між проміжними опорами, тим більше буде радіус кола r , яка описує вісь листа в місцях максимальних напружень, рис.8.2.б і 8.2.в. Таким чином мінімально допустимий радіус згинання листа обмежується з одного боку пластичними властивостями матеріалу, а з іншого боку прикладається навантаженням.

Точне визначення мінімально допустимого радіусу згинання в зв'язку з цим є досить складним завданням, до того ж на розрахунки безпосередньо впливає міцність закріплення на опорах. Але як правило в точному розрахунку немає великої необхідності - якщо приймати мінімальний радіус в 3-3,5 рази більше мінімально допустимого пружно пластичними властивостями матеріалу, то цього

як правило досить для забезпечення роботи матеріалу в області пружних деформацій.

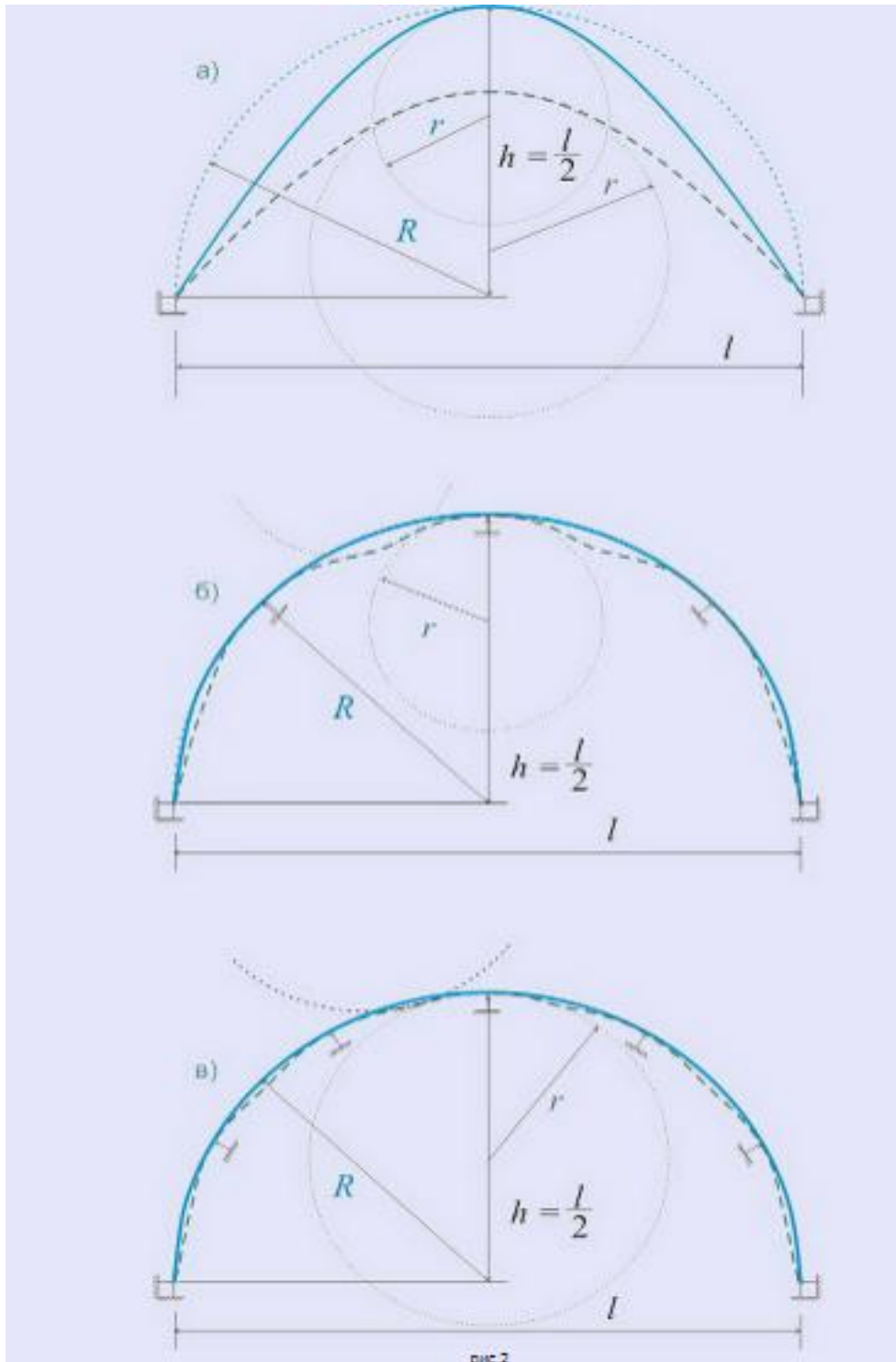


Рис.8.2. Види деформацій

Ось тільки як визначити це самий мінімально допустимий радіус згинання? Як не дивно але головним помічником в цьому питанні буде звичайна нарисна геометрія і трошки алгебри. Приблизно визначити мінімальний радіус згинання можна, наклавши окружність на епюру прогинів. Наприклад, для розраховує в

першому прикладі монолітного листа полікарбонату прогин при двох опорах склав 51 см при прольоті між опорами 42,5 см. При цьому прогин описується формулою:

$$f = q (2lx^3 - x^4 - l_3x) / 24EI$$

Виявляється еюра прогинів - дуже корисна штука, якщо побудувати її з дотриманням розмірності по осі x і по осі y , то окружність, яка буде мати максимальну кількість спільних точок з параболою осі і дасть відповідь про мінімально допустимому радіусі вигину:

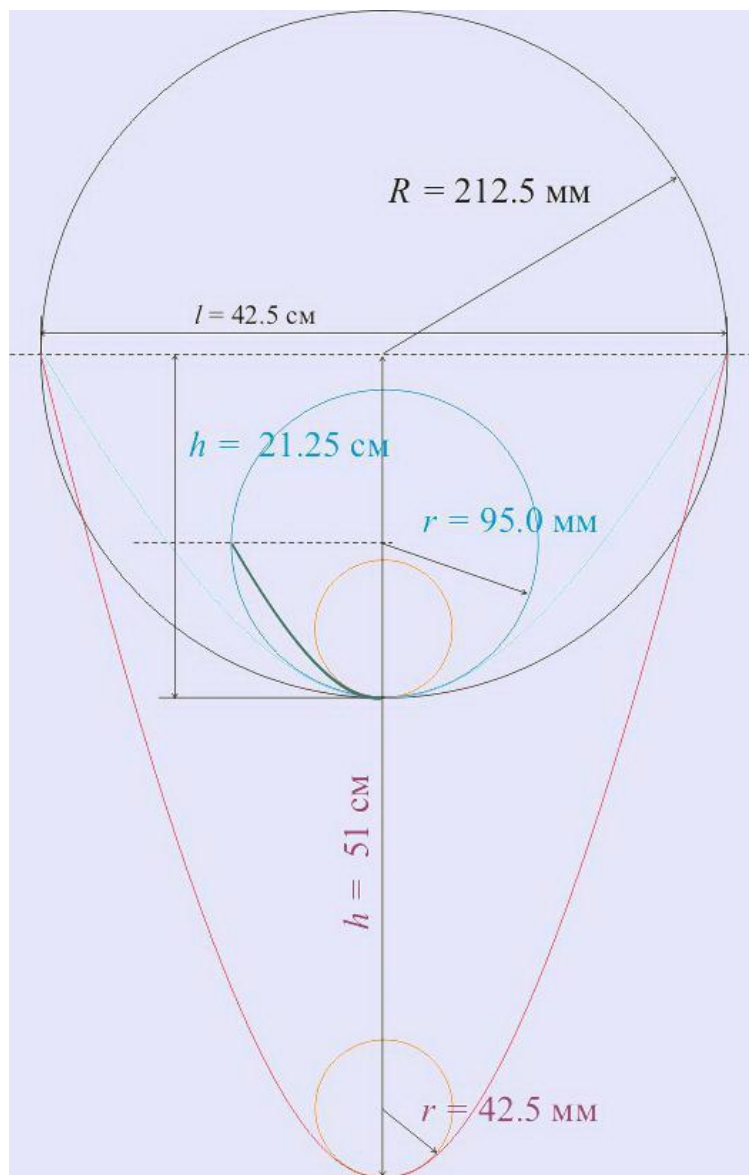


Рис.8.3. Еюра прогинів листа полікарбонату.

Для розраховує в першому прикладі монолітного листа полікарбонату була побудована еюра прогинів - червона лінія на рис.8.3. Як видно з малюнка в місці максимальних внутрішніх напружень еюра прогинів описується окружністю

радіусом $r = 42,5$ мм (в 10 разів менше довжини прольоту - красива залежність) . Однак досягти такого радіуса згинання для арочної конструкції, як я вже говорив, практично неможливо. Крім того, чим довше буде ділянку листа, який працює в зоні гранично допустимих деформацій, тим більша ймовірність, що пружні деформації перейдуть в непружні, простіше кажучи конструкція як мінімум втратить свою форму, як максимум - зруйнується. Тому для монолітного листа полікарбонату товщиною 2 мм за мінімально допустимий радіус згинання можна прийняти 95 мм і навіть 100 мм (для спрощення подальших розрахунків).

Однак при цьому не можна забувати, що ми розглядаємо, лист є не стрижнем, а пластиною, для якої деформації по ширині листа також слід враховувати. Не те, щоб ці деформації будуть значними, але скажімо так, візуально помітними, тобто естетичний вигляд листа погіршиться. Тому для зниження впливу, умовно кажучи, поперечних деформацій мінімальний радіус згинання бажано ще збільшити. Це слід зробити ще й тому, що навантаження діє на лист, далеко не завжди є рівномірно розподіленим, краплі дощу, град, а тим більше каміння та інші предмети, які падають на лист, слід розглядати як зосереджене навантаження. Так як передбачити всі можливі види навантажень і їх поєднання практично неможливо, то краще для надійності збільшити мінімально допустимий радіус ще в 2 рази.

Все це звучить дещо абстрактно і заплутано, тому, думаю, більш зрозумілою буде наступне формулювання:

Арочний настил з полікарбонату розраховується також як і плоский настил, при цьому мінімально допустимий радіус вигинання для полікарбонатного листа товщиною 2 мм складе 200 мм, для листа товщиною 3 мм - 300 мм, для листа товщиною 4 мм - 400 мм, для листа товщиною 6 мм - 600 мм, для листа товщиною 8 мм - 800 мм і так далі.

Примітка: збільшення висоти перетину в 2 рази призводить до збільшення моменту опору поперечного перерізу в 4 рази. При цьому максимально можливий розрахунковий проліт збільшується в 2 рази, при цьому співвідношення величини прогину до довжини прольоту залишається незмінним, тобто збільшення прольоту в 2 рази призводить до збільшення прогину в 2 рази, відповідно збільшення висоти

поперечного перерізу в 2 рази призводить до збільшення мінімально допустимого радіусу в 2 рази. Тут може виникнути й інше питання, адже розрахунок проводився на цілком певне навантаження, а тим часом навантаження може бути різна. Справа в тому, що значення навантаження не впливає на запас міцності і на мінімально допустимий радіус. Наприклад, зменшення навантаження в 4 рази призводить до збільшення мінімально допустимого прольоту в 2 рази. При цьому прогин збільшиться також в 4 рази. Тобто збільшення мінімально допустимого прольоту в 2 рази призведе до збільшення прогину в 4 рази, значить радіус кола, що описує вісь листа в місці максимальних напружень, не зміниться. Графічно відобразити це не став.

Однак в більшості рекомендацій по монтажу стільникових полікарбонатних листів даються інші значення мінімально допустимого радіусу: для листа товщиною 4 мм мінімально допустимий радіус згинання - 700 мм, товщиною 8 мм - 1400 мм, товщиною 16 мм - 2800 мм. Правда при цьому наявність перпендикулярних опор або взагалі не розглядається або просто не обмовляється їх вплив на несучу здатність. Мається на увазі, що будуть тільки паралельні опори. Можливо, причина таких значень, що рекомендуються ще й в тому, що на лицьову (верхню) поверхню полікарбонату як правило наноситься покриття, що захищає полікарбонат від ультрафіолетового випромінювання. Наскільки пластичним є таке покриття, невідомо, ніяких даних з цього питання виявити не вдалося.

Список использованной литературы.

1. Справочник по инженерно-строительному черчению / Русскевич Н.Л., Ткач Д.И., Ткач М.Н. – Киев: Будівельник, 1980. – 512 с.
2. Будасов Б.В., Каминский В.П. Строительное черчение: Учеб. для вузов.– 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990. – 464 с.: ил.
3. Орловский Б.Я., Абрамов В.К., Сербинович П.П. Архитектурное проектирование гражданских зданий: Учеб. пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. школа, 1982. – 279 с., ил.
4. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М. Конструкции гражданских зданий: Учебник. – М.: Издательство АСВ, 2000 – 280 с
6. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 1986 – 487с.
9. Технология строительного производства: Учебник для вузов/С.С. Атаев, Н.Н. Данилов, Б.В. Прыкин и др. – М.: Стройиздат, 1984. – 559с., ил.
10. Дикман Л.Г. Организация, планирование и управление строительным производством. - М.: Стройиздат 1978 – 457с.
11. Потапов А.Д. Экология: Учеб. для строит. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 2000. – 446 с.: ил.
12. Пчелинцев В.А. и др. Охрана труда в строительстве: Учеб. для строит. Вузов и фак.-М.: Высш. шк., 1991. – 272с.: ил.
13. Семенов В.Н. Унификация и стандартизация проектной документации в строительстве. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1985. – 224с., ил.
14. Гайдаров Ю.В. Вантовые конструкции. Учебное пособие. ЛИИЖТ. Ленинград. 1972г. -71с.
15. Л Г. Дмитриев, А. В. Касилов. «Вантовые покрытия». Расчет и конструирование. Изд. 2-е, переработанное и дополненное. Киев, «Будивельник», 1974, стр. 272.
16. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологі"
- 17.ДБН В.2.6-31:2006 "Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель".

18. ДБН В.1.2-2 2006 нагрязки и воздействия нормы проектирования
19. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції.
20. ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты сооружений
21. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва
22. ДБН А.3.2-2-2009 ССБП. Охорона праці і промислова безпека в будівництві.
Основні положення
23. ДБН В.1.1-7-2002 Пожарная безопасность объектов строительства
24. ДБН Ш-20-74* Кровля, гидроизоляция, пароизоляция и теплоизоляция. –
Утв. 18.07.1974 – 151 – М.: Стройиздат – 1982. – 47с.
25. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів.