Український державний університет залізничного транспорту

Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

БУДІВНИЦТВО ТОРГОВО ВИСТАВКОВОГО ЦЕНТРУ м. ВІННИЦЯ

пояснювальна записка і розрахунки
до дипломного проекту магістра

ДПМ 732.00.00.ПЗ

Розробив студент, групи 212-ПЦБ-Д24
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (роботу виконано самостійно, відповідно до принципів академічної доброчесності)

_____ Олександр РОМАНЕНКО
(підпис)

Керівник:
доцент кафедри, канд. техн. наук, доцент

_____ Андрій НИКИТИНСЬКИЙ
(підпис)

Рецензент:
Завідувач кафедри МТСМ
д.т.н., професор

_____ Сергій ВОРОНІН
(підпис)

2025 р.

Український державний університет залізничного транспорту

Факультет	будівельний
Кафедра	будівельних матеріалів, конструкцій та споруд
Рівень вищої освіти	другий
Ступінь вищої освіти	магістр
Галузь знань	19 Архітектура та будівництво
Спеціальність	192 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
професор, д-р техн. наук

_____ Дмитро ПЛУГІН

___ _____ 2025 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

Романенку Олександру Сергійовичу

1 Тема проекту «БУДІВНИЦТВО ТОРГОВО ВИСТАВКОВОГО ЦЕНТРУ м. ВІННИЦЯ»
Керівник Андрій Володимирович Никитинський, доцент кафедри, канд. техн.наук, доцент
затверджені розпорядженням по будівельному факультету №____
від "___" червня ____ року
2 Строк подання студентом проекту " ____ " _____ 2025 року.
3 Вихідні дані: План ділянки будівництва, геологічні данні, геологічній розріз, завдання на проектування

_____
_____
_____
_____
_____
_____
_____

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно будівельний розділ, розрахунково конструктивний розділ, розрахунок монолітної плити перекриття, сходинкових металевих косоурів, технологічна картка на цегляну кладку першого поверху, календарний графік виробництва робіт, будівельний генеральний план

5 Перелік графічного матеріалу

6 Дата видачі завдання "___" _____ 2025 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№	Назва етапів	Строк виконання етапів	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	2025	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	2025	
3	Технологія та організація будівництва	2025	

Студент _____ Олександр РОМАНЕНКО

Керівник _____ Андрій НИКИТИНСЬКИЙ

Вступ..... 5
1 Архітектурно-будівельний розділ.....6
1.1 Характеристика району будівництва.....6
1.2 Генеральний план.....10
1.3. Обґрунтування об'ємно-планувального рішення.....11
1.4 Конструктивне рішення 14
1.5 Розрахунок і обґрунтування вибору об'ємно-планувального та 16
1.6 Архітектурно-художнє рішення 17
1.7 Санітарно-технічне та інженерне обладнання 18
2 Будівельні конструкції.....19
2.1 Варіантне проєктування.....19
2.2 Розрахунок і проєктування оболонки.....33
2.3 Розрахунок і проєктування ферми.....37
2.4 Розрахунок і конструювання колони.....58
2.5 Розрахунок і конструювання фундаменту.....69
3 Технологія будівництва.....87
3.1 Розробка технологічної карти на зведення каркасу.....90
3.2 Графік виконання робіт.....93
3.3 Проєктування і розрахунок будгенплану.....102
Список використаної літератури.....115

					ДПМ.732.00.00.ПЗ		
Змн.	Арк	№ документа	Підпис	Дата			
Розробив		Романенко О.С			Будівництво торгово виставкового центру м. Вінниця	Аркуш	Аркуш	Аркушів
Перевірив		Никитинський А					4	121
Реценз.		Воронін С						
Н. Контр								
Затвердив		Плугін Д.А.						

УкрДУЗТ

ВСТУП

На сучасному етапі розвитку ринку нерухомості України спостерігається третя хвиля будівництва, що характеризується переходом від хаотичного зведення об'єктів та типового проєктування до впорядкованого будівництва за індивідуальними проєктами. Такий підхід зумовлений зростанням вимог споживачів до якості, функціональності та енергоефективності житла.

В умовах помірного клімату України значні витрати теплової енергії на опалення будівель великої площі в зимовий період є суттєвим навантаженням на бюджет домогосподарств. З огляду на тривалу енергетичну кризу, що супроводжує країну з моменту здобуття незалежності, питання раціонального використання енергетичних ресурсів набуває особливої актуальності.

Застосування сучасних будівельних матеріалів та технологій дає змогу ефективно використовувати весь об'єм будівлі для житлових потреб. Зокрема, використання високоефективних теплоізоляційних матеріалів дозволяє відмовитися від традиційних горищних приміщень на користь мансардних поверхів, що утеплюються безпосередньо по конструкції покриття.

Формування цивілізованого ринку нерухомості супроводжується зростанням вартості об'єктів, що відповідають сучасним вимогам. Вартість будинку прямо залежить від рівня технологічності, якості матеріалів, забезпечення інженерними комунікаціями, а також наявності розвиненої інфраструктури та природного оточення.

АНОТАЦІЯ

Дана кваліфікаційна робота включає в себе 11 слайдів презентації, 115 аркушів пояснювальної записки формату А4.

Ключові слова: БУДІВНІЦТВО, ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК, ХАРКІВ, БЕТОН, СТІНІ, ПЕРЕКРИТТЯ, КОЛОНИ, АРМАТУРА,ХОРОНА ПРАЦІ.

Тема, яка розкривається у даному проекті, є актуальною. Обрана тема має високу актуальність, тому що після побудування будівлі покращується міська забудова і умови проживання людей в даному районі.

ABSTRACT

This qualification work includes 11 presentation slides, 115sheets of explanatory notein A4 format.

Keywords: CONSTRUCTION, RESIDENTIAL BUILDING, KHARKIV, CONCRETE, WALLS, FLOOR, COLUMNS,REINFORCEMENT, WORK PROTECTION.

The topic that is revealed in this project is relevant. The chosen topic is highly relevant, because after the construction of the building, urban development and living conditions of people in this area improve.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика району будівництва

1.1.1 Вихідні дані для проєктування

Район будівництва торгово-виставкового павільйону — м. Вінниця. Проєктована будівля буде зведена по вулиці Магістрацька.

Вінниця та його околиці мають розвинену промислову інфраструктуру будівельного спрямування, що дозволяє частково забезпечити об'єкт необхідними конструктивними елементами. Відсутні будівельні матеріали та конструкції постачатимуться підприємствами з інших прилеглих міст.

Поряд із майданчиком будівництва проходять існуючі міські мережі газо-, електро-, тепло- та водопостачання, що дозволяє з мінімальними витратами підключити об'єкт до міських комунікацій.

Природно-кліматичні характеристики району будівництва наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Природно-кліматичні характеристики району будівництва

№ п/п	Найменування характеристики	Характеристика	Обґрунтування
1	2	3	4
1	Місце будівництва	м. Вінниця	
2	Кліматичний район та підрайон	IIв	[1, рис.1]
3	Зона вологості	сухий	[1, рис.1*]
4	Температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки, гр.	-28	[1, табл.1]
5	Тривалість періоду з температурою зовнішнього повітря менше 8 гр., Добу.	202	[1, табл.1]
6	Середня температура опалювального періоду, грн.	-4,2	[1, табл.1]

7	Максимальна глибина промерзання ґрунту, м	1,4	[1, дод.1, рис.3]

Таблиця 1.1 – Природно-кліматичні характеристики району будівництва

№ п/п	Найменування характеристики	Характеристика	Обґрунтування
1	2	3	4
1	Місце будівництва	м. Вінниця	
2	Кліматичний район та підрайон	IIв	[1, рис.1]
3	Зона вологості	сухий	[1, рис.1*]
4	Температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки, гр.	-28	[1, табл.1]
5	Тривалість періоду з температурою зовнішнього повітря менше 8 гр., Добу.	202	[1, табл.1]
6	Середня температура опалювального періоду, грн.	-4,2	[1, табл.1]
7	Максимальна глибина промерзання ґрунту, м	1,4	[1, дод.1, рис.3]

1.1.2 Вимоги до будівлі

Необхідні характеристики будівлі, санітарно-гігієнічні та протипожежні вимоги представлені у табл. 1.3 табл. 1.4 табл. 1.5.

Таблиця 1.3 - Необхідні характеристики будівлі

№ п/п	Найменування характеристики	Характеристика	Обґрунтування

1	2	3	4
1	Клас будівлі	II	за завданням
2	Ступінь довговічності	II	за завданням
3	Ступінь вогнестійкості	II	[2]
4	Необхідні межі вогнестійкості конструкцій не менше: - несучі елементи будівлі - перекриття міжповерхові - марші та майданчики сходів - внутрішні стіни	 R90 REI45 R60 REI90	[2, табл.4]
5	Клас з конструктивної пожежної небезпеки	C1	[2]
6	Клас пожежної небезпеки буд-тельних конструкцій не нижче: - Зовнішні стіни із зовнішнього боку - стіни, перегородки, перекриття - стіни сходових кліток - марші та майданчики сходів - несучі стрижневі елементи (колони, ферми)	 К2 К1 К0 К0 К1	[2, табл.5]

Продовження таблиці 1.3

1	2	3	4
7	Клас будівлі з функціональної пожежної небезпеки	Ф3	[2, п. 5.21]
8	Необхідна морозостійкість: - стін - фундаменту	Мрз = 25 Мрз = 25	
9	Необхідна вологостійкість та біостійкість конструкцій	повинні бути волого- та біостійкими	

Таблиця 1.4 – Санітарно-гігієнічні вимоги

№ п/п	Найменування характеристики	Характеристики	Обґрунтування
1	2	3	4
1	Температура внутрішнього повітря, ^{0}З	18 років	[3, с. 15]
2	Відносна вологість повітря, %	55	[4, дод.4]
3	Кратність повітрообміну, м^3/чм^2	3	[4, дод.4]
4	Орієнтація приміщень	вільна	за завданням
5	Вимоги до природного освітлення, %	е=0,5%	[4, табл.2]
6	Індекс ізоляції повітряного шуму, дБ - перекриттям - стіною та перегородкою	 48 48	[5, табл.1]

7	Індекс ізоляції наведеного рівня ударного шуму, дБ - під перекриттям	70	[5, табл.1]

Таблиця 1.5 – Протипожежні вимоги

№ п/п	Найменування характеристики	характеристика	Обґрунтування
1	2	3	4
1	Площа забудови, $м^2$	2200	
2	Поверховість будівлі	2	
3	Влаштування протипожежних стін	не потрібно	
4	Кількість евакуаційних виходів	Три	[2, п. 1.25.]
5	Влаштування дверей на шляхах евакуації	Повинні відкриватися назовні ширина 1,2 м.	[2, табл.3]
6	Мінімальна ширина сходових маршів та майданчиків Ухил сходів	1,2 м 1:2	[2, табл.3] [2, с. 20]

1.2 Генеральний план

Будинок розташований на вулиці Магістрацька. Навколо будівлі сформовано санітарно-захисну зону, основну частину якої складають зелені насадження. На прилеглій території розташовані житлові будинки заввишки 6-10 поверхів. Навколо будівлі запроектовано автомобільні дороги, які забезпечують проїзд головними

вулицями. На території будівлі, що проектується, знаходиться стоянка для автотранспорту, розташована з боку головного входу.

Техніко-економічні показники представлені у таблиці 1.6.

Таблиця 1.6 - Техніко-економічні показники генплану.

№ п/п	Ім'я	Одиниця вимірювання	Розмір	%
1	Площа території торгово-виставкового комплексу	$м^2$	5850	100
2	Площа забудови	$м^2$	2328	40
3	Площа автошляхів та загальних машинних частин території	$м^2$	1955 рік	33
4	Площа озеленення	$м^2$	1567	27
5	Коефіцієнт використання території	-	0,7	-
6	Коефіцієнт озеленення	-	0,3	-

Генплан представлений на аркуші 1 графічної частини.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення проектованої будівлі

1.3.1 Функціональний процес

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

Для забезпечення зручності у будівлі передбачені такі функціональні зони:

- вхідні зони (тамбури);
- торгово-виставкова зона;
- зона відпочинку;
- санітарно-гігієнічні вузли;

- допоміжні зони (коридори, пішохідна галерея, естакади).

Функціональна схема комплексу представлена на рис. 1.2, 1.3.

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

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

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

1.3.2 Обгрунтування об'ємно-планувального рішення

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

Габаритні розміри будівлі у плані

в осях 1-12 - 42000 мм.

в осях А-М - 42000 мм.

Будівля двоповерхова з висотою першого поверху 4.2 метри. Другий поверх утворюється внутрішнім обсягом просторової конструкції (оболонкою), що перекриває всю будівлю. Загальна висота будівлі від землі до верху світлоаераційного ліхтаря – 14.75 м.

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

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

Основні прольоти несучих конструкцій – 6 м.

1.3.3 Техніко-економічні показники щодо об'ємно-планувального рішення

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення представлені у таблиці 1.7.

Таблиця 1.7 - Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення.

№	Найменування характеристики	Одиниця виміру	Показник
1	2	3	4
1	Поверховість		2
2	Планувальний тип		зальний
3	Загальна площа поверхів	$м^2$	3528
4	Будівельний об'єм	$м^3$	16800
5	Площа виставкових залів	$м^2$	2256
6	Площа магазинів	$м^2$	288
7	Площа адміністративних приміщень	$м^2$	
8	Площа кафе	$м^2$	216
9	Площа комунікацій	$м^2$	
10	Площа пішохідних галерей та естакад	$м^2$	558
11	Площа забудови	$м^2$	2328
12	Загальна площа будівлі	$м^2$	2322
13	Периметр будівлі	м	168
14	Загальна площа поверху	$м^2$	1764 рік

15	$До_1$=Sz./So=2256/2322=0,97 $До_2$=Vсторінка/So=16800/2322=7.24 $До_3$=So/Sz.n.=3528/2322=1,52		0,97 7,24 1.52

1.4 Конструктивне рішення

1.4.1 Конструктивна схема та система будівлі

Конструктивна система будівлі – каркасна. Конструктивна схема – склепінчаста

Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечується жорстким прикріпленням колони до фундаменту, з'єднанням балок перекриттів між собою та колонами за допомогою зварювання, а також жорстким каркасом оболонки.

1.4.2 Несучі конструкції будівлі

Фундаменти запроектовані окремо стоять. Матеріал фундаменту бетон С10/12. Під колони, розташовані з кроком 6 м - фундамент ФМ-1 2,4х1,8х0,45м, розміри підколонника: 1,2х1,2х1,05м.

План фундаментів подано на аркуші 10 графічної частини.

Колони, запроектовані з прокатного двотавра 36Ш1 К1, несуть: по них укладаються ферми і балки. Кріплення колон до фундаменту здійснюється за допомогою анкерних болтів діаметром 27 мм, глибина загортання болтів – 1000 мм. Матеріал колон – сталь С245.

Перетин колон представлено на аркуші 9 графічної частини.

Як опорна діафрагма оболонки запроектовані металеві ферми з широкополочних двотаврів. Ферма прольотом 42 м поставляється у вигляді трьох відправних марок по 12 м і 18 м. Матеріал ферми сталь С245. Тип грат - з низхідними розкосами з додатковими стійками. Перерізи стержнів: верхній пояс 26Ш1, нижній пояс 30Ш2, 26Ш1 та 23Ш1, розкоси та стійки 20Ш1. Прикріплення ферм до колон здійснюється через опорні стійки перетином 40К1. Перекриття з монолітного бетону за профнастилом, що спирається на металеві балки двотаврового перерізу. Конструкція перекриття представлена у графічній частині на аркуші 5.

1.4.3 Огороджувальні конструкції будівлі

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

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

Зовнішні стіни утеплені шаром пінополістиролу плит)=100 кг/м^{3}товщиною 100мм. Теплотехнічний розрахунок стіни див. у п.1.9. Конструкція стіни представлена у графічній частині (лист 4).

Внутрішні стіни виконані з цегли товщиною 380 мм., причому у стінах кухні та санітарних приміщень розташовуються вентиляційні канали перетином 140х140 мм.

Перегородки між приміщеннями виконані з гіпсобетону товщиною 100 мм.

План розташування стін та перегородок представлений у графічній частині

(Лист 2).

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

Для безпеки руху сходів обладнано вертикальними огорожами.

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

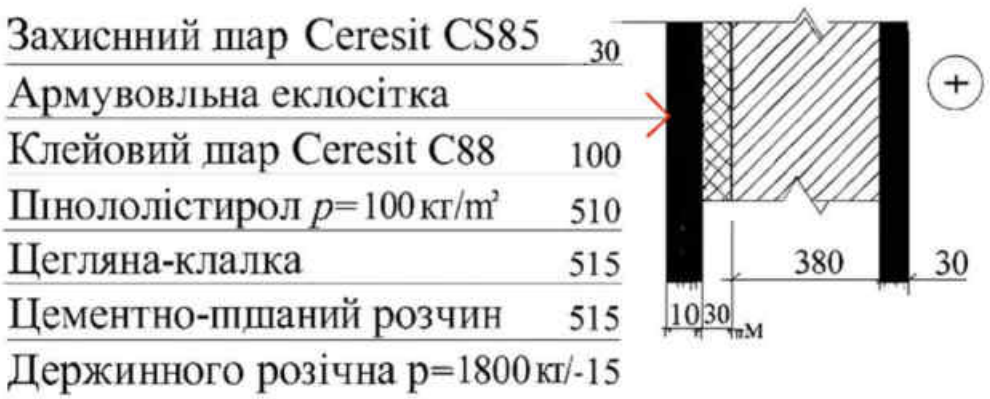
Розташування сходів та ескалаторів у будівлі представлено у графічній частині (лист 2).

1.5 Розрахунки та обгрунтування вибору об'ємно-планувального та конструктивного рішень

1.5.1 Теплотехнічний розрахунок стіни та перекриття

Теплотехнічний розрахунок стіни, виконаний на ЕОМ представлений у додатках А та Б.

Схеми стіни та перекриття до розрахунку на рис.1.3 та 1.4.



Малюнок 1.3 – До теплотехнічного розрахунку стіни

1.5.2 Перевірочний розрахунок на можливість випадання конденсату на склінні.

Як огороджувальні конструкції по двох фасадах і даху прийняті склопакети, з опір теплопередачі P_0=0,51 м²•°С/Вт згідно з [3] при внутрішній температурі$m_{ціл.}$ =21°С та вологості φ=55% температура точки роси становить $m_{день}$ = 12,6 °С. При виконанні умови $\Delta t < m_{день}$ конденсат не випадатиме, де Δt=

$$\frac{n(t_{\text{int}} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{\text{int}}} = \frac{1(21+28)}{0.51 \cdot 8.7} = 11.04 \ ^{\circ}\text{C}$$

Δt=11,04<$m_{день}$=12,6°С

Умова виконана. Внутрішній перепад температур вбирається у гранично допустимого значення.

1.6 Архітектурно-мистецьке рішення

1.6.1 Загальна композиція будівлі

Будівля, що проектується, вносить різноманітність в існуючу забудову і прикрашає вигляд міста. Форми та обсяги прийняті відповідно до функціонального призначення. Оздоблення інтер'єру обумовлено вимогами норм проектування.

Будівля плавно продовжує рельєф місцевості. Фасади будівлі представлені у графічній частині на аркуші 2 та 3.

1.6.2 Зовнішнє оздоблення будівлі

Стіни будівлі зовні оштукатурені декоративною штукатуркою

світло-зеленого відтінку. Цоколь облицьований фасадною плиткою зеленого кольору.

1.6.3 Внутрішнє оздоблення будівлі

З внутрішньої сторони передбачено покращене оштукатурювання стін з

подальшим їх забарвленням масляними складами. Колони також фарбуються олійною фарбою. Передбачені підвісні стелі із гіпсокартону.

Підлога запроектована з покриттям з цементного розчину з кам'яною крихтою, лінолеуму та керамічної плитки.

1.7 Санітарно-технічне та інженерне обладнання

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

У будівлі передбачено систему штучної (у приміщеннях залів, магазинів, кафе, адміністрації) та природної вентиляції через вентиляційні канали в санітарних вузлах.

2 БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

2.1 Варіантне проектування

2.1.1 ПІДБІР ПОКРІВЕЛЬНОГО НАСТИЛУ ДЛЯ СТРУКТУРИ.

Так як ухил покрівлі будівлі невеликий (1 ... 3 °), то прийнята наступна конструкція покрівлі. Несучим елементом покрівлі є сталевий профільований лист, на який укладається шар пароізоляції (фольгоізол), утеплювач пінополістирол та гідроізоляційний килим із двох шарів лінокрому.

Таблиця 2.1 Збір навантажень на 1 м^{2}покриття, кН/м^2

Навантаження	Нормативна	$c_ф$	Розрахункова
1. Постійна 1). Гідроізоляційний килим із 2 сл. лінокрому; δ = 10 мм	0,06	1,3	0,078
2). Стяжка із цементно-піщаного розчину	0,4	1,3	0,52
2). Утеплювач пінополістирол: δ = 100 мм; γ = 100 кг/м^3 0,1·1 = 0,1 кН/м^2	0,1	1,2	0,12
3). Пароізоляція із 1 сл. фольгоізолу	0,05	1,2	0,06
4). Власна вага сталевого профліста Н114-750-0.8: 12,5 кг/м^{22}	0,125	1,05	0,131
ГАЗОМ ПОСТОЯНА:	0,735		0,91

2. Тимчасова Снігова	0,889		1,27
ВСЬОГО:	1624		2,18

Розрахункове значення ваги снігового покриву для м. Тамбова (III сніговий район) згідно з [1, табл. 6] $s_0 = 1{,}8$ кН/м^2.

Тоді розрахункове значення снігового навантаження на м^2 покрівлі

$$s_{расч} = s_g \cdot \mu \cdot c_e = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}705 = 1{,}27 \text{ кН/м}^2,$$

де μ - для пологих (з ухилами до 12% або з $\frac{f}{l}$ δ 0,05) покриттів однопрогонових, швидкістю вітру за три найбільш холодні місяці *вε* 2 м/с, слід знижувати множенням на коефіцієнт $c_e = \left(1{,}2 - 0{,}1v\sqrt{k}\right)(0{,}8 + 0{,}002b)$, де *к* - Приймається за табл. 6 [6]; *б* — ширина покриття, що приймається не більше 100

$c_e = (1{,}2 - 0{,}1 \cdot 5\sqrt{0{,}65}) \cdot (0{,}8 + 0{,}002 \cdot 42) = 0{,}705$, де *v=5* м/с для Тамбова.

Розрахункове навантаження

$$q_p = q_{пост} \cdot\cdot \gamma_n = 0{,}91 \cdot 1 = 0{,}91 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_p = s \cdot\cdot \gamma_n = 1.27 \cdot 1 = 1.27 \text{ кН/м}^2,$$

де $\gamma_n = 1$ - Коефіцієнт надійності по відповідальності [1, дод. 7]

2.1.2 ПІДБІР ПОКРІВЕЛЬНОГО НАСТИЛУ ДЛЯ ФЕРМИ.

Так як ухил покрівлі будівлі досить великий 24 °, то прийнята наступна конструкція покрівлі. Несучим елементом покрівлі є прогони, на які укладаються двокамерний склопакет завтовшки 30 мм

Таблиця 2.2 Збирання навантажень на 1 м2 покриття, кН/м2

Навантаження	Нормативна	$c_ф$	Розрахункова
1. Постійна			
1).двокамерний склопакет завтовшки 30 мм	0,4	1,1	0,44
2). Прогони	0,06	1,05	0,063
3). Зв'язки з покриття	0,1	1,05	0,105
4). Від підвісного обладнання	0,1	1,3	0,13
ГАЗОМ ПОСТОЯНА:	0,66		0,738
2. Тимчасова			
Снігова	1071		1,53
ВСЬОГО:	1731		2268

Розрахункове значення ваги снігового покриву для м. Тамбова (III сніговий район) згідно з [1, табл. 6] $s_0 = 1{,}8$ кН/м^2.

Тоді розрахункове значення снігового навантаження на м^2 покрівлі

$$s_{расч} = s_g \cdot \mu \cdot c_e = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}85 = 1{,}53 \text{ кН/м}^2,$$

де μ – для покриттів із ухилами від 12 до 20 % з $в$=5 м/с, коефіцієнт $\lceil$, встановлений відповідно до вказівок схем 1 і 5 додатка 3 [1], слід знижувати множенням на коефіцієнт, що дорівнює 0,85.

Остаточно приймаємо розрахункове навантаження:

$$q_p = q_{пост} \cdot\cdot \gamma_n = 0{,}738 \cdot 1 = 0{,}738 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_p = s \cdot\cdot \gamma_n = 1.53 \cdot 1 = 1.53 \text{ кН/м}^2,$$

де $\gamma_n = 1$ - Коефіцієнт надійності по відповідальності [6, дод. 7]

2.1.3 ПІДБІР ПОКРІВЕЛЬНОГО НАСТИЛУ ДЛЯ ОБОЛОНКИ.

Так як ухил покрівлі будівлі досить великий 24 °, то прийнято наступну конструкцію покрівлі. Несучим елементом покрівлі є прогони, на які укладаються двокамерний склопакет завтовшки 30 мм

Таблиця 2.3 Збирання навантажень на 1 м2 покриття, кН/м2

Навантаження	Нормативна	$c_ф$	Розрахункова
1. Постійна 1).двокамерний склопакет завтовшки 30 мм 4). Від підвісного обладнання	0,4 0,1	1,1 1,3	0,44 0,13
ГАЗОМ ПОСТОЯНА:	0,5		0,57
2. Тимчасова			

Снігова	1071		1,53
ВСЬОГО:	1571		2,1

Розрахункове значення ваги снігового покриву для м. Тамбова

(III сніговий район) згідно з [7, табл. 6] $s_0 = 1{,}8$ кН/м^2.

Тоді розрахункове значення снігового навантаження на м^2 покрівлі

$$s_{расч} = s_g \cdot \mu \cdot c_e = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}85 = 1{,}53 \text{ кН/м}^2,$$

Де μ - Коефіцієнт для покриттів з ухилами від 12 до 20%, проектованих в райони з$в$= 5 м/с, коефіцієнт ⌈, встановлений відповідно до вказівок схем 1 і 5 обов'язкового додатка 3, слід знижувати множенням на коефіцієнт, що дорівнює 0,85.

Остаточно приймаємо розрахункове навантаження:

$$q_p = q_{пост} \cdot\cdot \gamma_n = 0{,}57 \cdot 1 = 0{,}57 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_p = s \cdot\cdot \gamma_n = 1.53 \cdot 1 = 1.53 \text{ кН/м}^2,$$

де $\gamma_n = 1$ - Коефіцієнт надійності по відповідальності [7, дод. 7]

2.1.4 ВАРІАНТ І. ФЕРМА.

ПОЯСИ З ДВУТАВРІВ, РЕШІТКИ З ГНУТОЗВАРНИХ ПРОФІЛІВ.

Підбір перерізу стиснутих стержнів починається з визначення необхідної площі:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \gamma_c R_y},$$

де $\gamma_з$ - Коефіцієнт умов роботи, рівний 0,95 [4, табл. 6*], φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що є функцією гнучкості λ та розрахункового опору матеріалу R_j.

Гнучкість стрижня визначається за такою формулою:

$$\lambda = l_{ef} / i,$$

де *л*якщо - Розрахункова довжина стрижня, $l_{ef} = \mu l$. Тут μ - коефіцієнт приведення розрахункової довжини, яка залежить від виду закріплення кінців стрижня. У разі для поясів і опорного розкосу μ приймається рівним одиниці, елементів решітки у площині ферми – 0,8, та якщо з площині – одиниці; *л* – геометрична довжина стрижня; у площині ферми визначається відстанню між її вузлами, із площини ферми для елементів решітки – відстанню між вузлами ферми, а для пояса – відстанню між закріпленими точками; *я* - Радіус інерції.

Задавшись гнучкістю λ = 100…80 для поясів і λ = 120…100 для решітки визначаємо величину φ, площа вище зазначеної формули і радіуси інерції перерізу:

$$i_{x,mp} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; \quad i_{y,mp} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}$$

Відповідно до необхідних радіусів інерції та площею перерізу за сортаментом підбираємо відповідний калібр профілю. Стійкість стисненого стрижня перевіряється за такою формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \le R_y \gamma_c,$$

де визначається за максимальною гнучкістю стрижня з прийнятим перерізом.

Перетин розтягнутих стержнів ферми підбираємо за формулою:

$A_{mp} = \frac{N}{\alpha \gamma_c R_y}$ де α – коефіцієнт ослаблення стрижня для зварних ферм

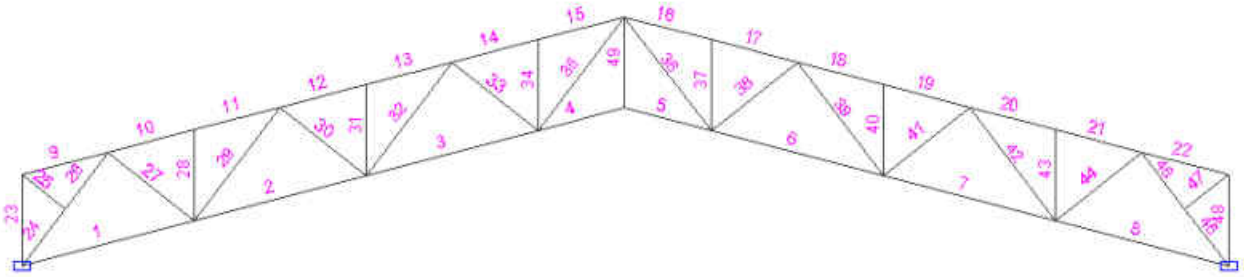
а = 1.

Ряд стержнів мають незначні зусилля і, отже, невеликі напруги. перерізу цих стержнів підбираємо за граничною гнучкістю. Знаючи розрахункову довжину та значення граничної гнучкості, визначаємо необхідний радіус інерції. По ньому в сортаменті вибираємо переріз, що має найменшу площу.

Приймаємо товщину фасонок у фермі 12 мм.

Верхній та нижній пояс проектуємо без зміни перерізу.

Матеріал ферми – сталь С245 $R_y = 24$ кН/см^2;



Малюнок 2.1. Позначення стержнів ферми.

Підбір перерізу стержнів ферми.

Верхній пояс

Для верхнього пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$, $\gamma_c = 0{,}95$; $\mu_{x,y} = 1$; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3{,}09$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді $\varphi = 0{,}686$.

- При $N_{\max} = N_{13} = -342{,}7$ кН.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-342,7}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 21,9 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз 20Ш1 А = 38,95 см^2,$я_x$=8,26 см,$я_t$=3,61 см

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,я}}{i_x} = \frac{309}{8,26} = 37,5 < 150 \quad . \varphi_x = 0,905$$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{342,7}{0,905 \cdot 38,95 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,43$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,43 = 154,4 \; ; \lambda_x = 37,5 < [\lambda_x] = 154,4 \; .$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{309}{3,61} = 85,6 \; ; \varphi_y = 0,649$$

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{342,7}{0,649 \cdot 38,95 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,6$$

$$\lambda_y = 85,6 < [\lambda_y] = 144$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{342,7}{0,649 \cdot 38,95} = 13,56 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 кН/см^2 \; ;$$

Нижній пояс.

Для стиснених елементів нижнього пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha \; ; \gamma_c = 0,95$ [4, табл. 6*];

$\mu_{x,y} = 1$ [4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6,18$ м.

- При $N_{\max} = N_4 = -383,5$ кН.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді $\varphi = 0,686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-383,5}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 24,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз 20Ш1 А = 38,95 см^2,$я_x$=8,26 см,$я_t$=3,61 см

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,я}}{i_x} = \frac{618}{8,26} = 74,8 < 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{618}{3,61} = 171,2 > 150$$

Приймаємо переріз 30Ш1 А = 68,31 см^2,$я_x$=12,34 см,$я_i$=4,64 см

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,ч}}{i_x} = \frac{618}{12,34} = 50,1 < 150$$

.

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{618}{4,64} = 133,2 < 150 \quad \varphi_y = 0,349$$

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{383,5}{0,349 \cdot 68,31 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,71$$

$$\left[\lambda_y\right] = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,71 = 137,4 ; \lambda_y = 133,2 < \left[\lambda_x\right] = 137,4$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{383,5}{0,71 \cdot 68,31} = 8,01 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 кН/см^2$$

;

Опорний розкіс. $N_{\max} = N_{24} = -235,9$ кН.

Для опорного розкосу $\left[\lambda_{x,y}\right] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*], $\gamma_c = 0,95$ [4, табл. 6*];

$\mu_{x,y} = 1$ [4, Таблиця 11] м, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 2,4$ м

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді $\varphi = 0,686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{235,9}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 15,1 \text{ см}^2$$

Приймаємо перетин Гн. 100×100×4 з А = 15,36 см^2,$я_x$=$я_i$=3,92 см.

$\frac{D_b}{t} = \frac{100}{4} = 25 < 45$ не перевищує граничну величину [6, стор 56].

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{25,9}{3,92} = 60,2 < 150 \quad \varphi_x = 0,8$$

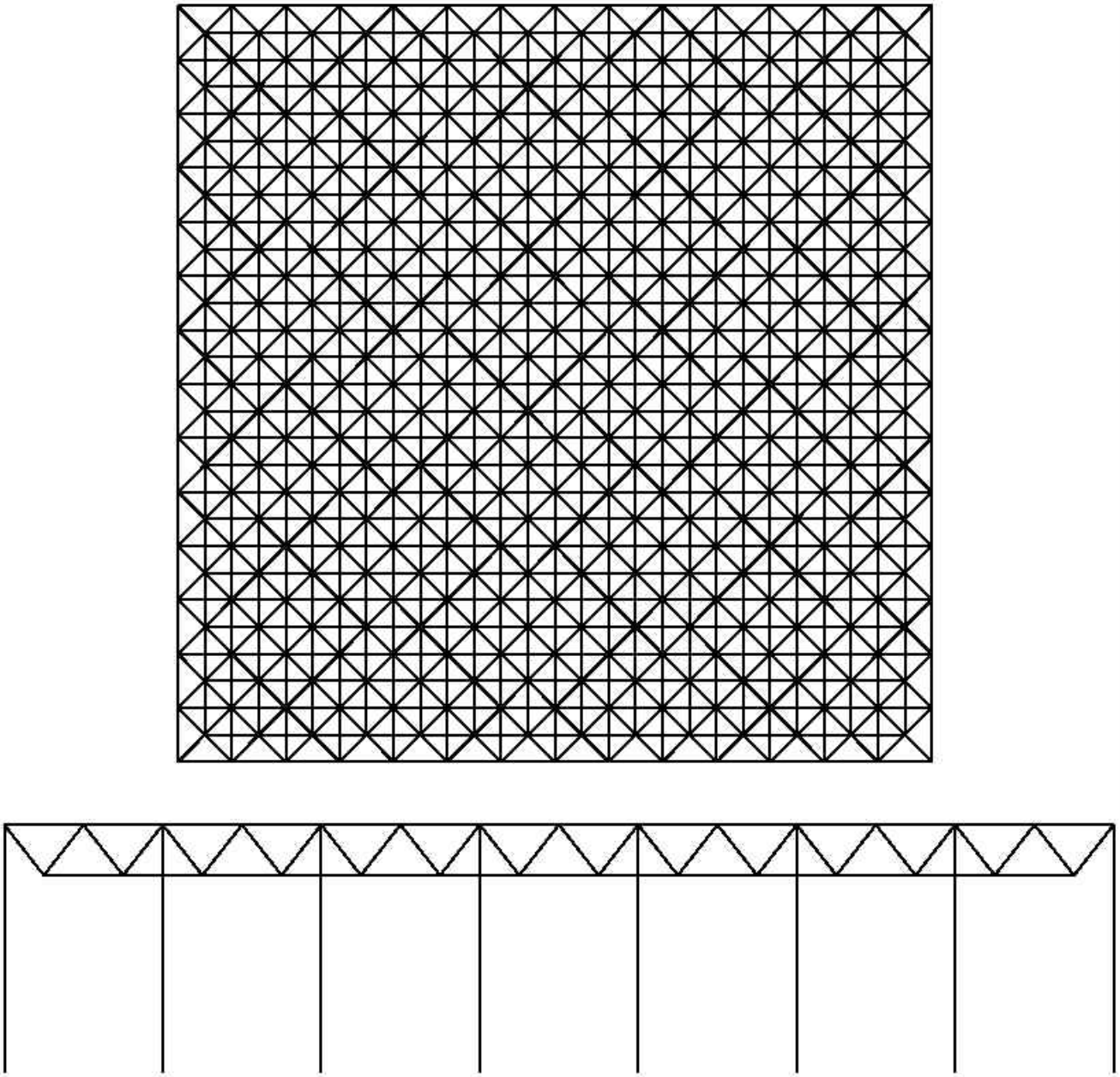
$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{235,9}{0,8 \cdot 15,36 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,842$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,842 = 129,5 \text{ , } \lambda_x = 60,2 < [\lambda_x] = 129,5$$

Перевіряємо гнучкість стінки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{100 - 4 \cdot 4}{4} = 21 < \left[\frac{h_{ef}}{t}\right] = 1,29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,29 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 37,8$$ [6, с. 51].

ВАРІАНТ ІІ. СТРУКТУРА.



Малюнок 2.2 Схема стержнів структури.

Матеріал ферми - сталь С245: $R_y = 24$ кН/см^2.

Верхній та нижній пояси проектуємо без зміни перерізу.

Як переріз елементів приймається з труби сталеві безшовні гарячедеформовані за ГОСТ 8732-78.

Найбільш навантажено елемент структури: $N_{\max} = -474{,}11 N_{\max} = +473{,}8$ кН.

Для стиснених елементів пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*], $\gamma_c = 1$ [4, табл. 6*];

$\mu_{x,y} = 1$ [4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3{,}0$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно з [4, табл. 72] $\varphi = 0{,}686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-474{,}11}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 28{,}8 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз Ø121×7,5 з А = 28,1 см^2, $я_x = я_i = 4{,}38$ см.

Гнучкість стрижня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{l_{ef,y}}{i_y} - \frac{300}{4{,}38} = 68{,}5; \varphi_x = 0{,}767$$

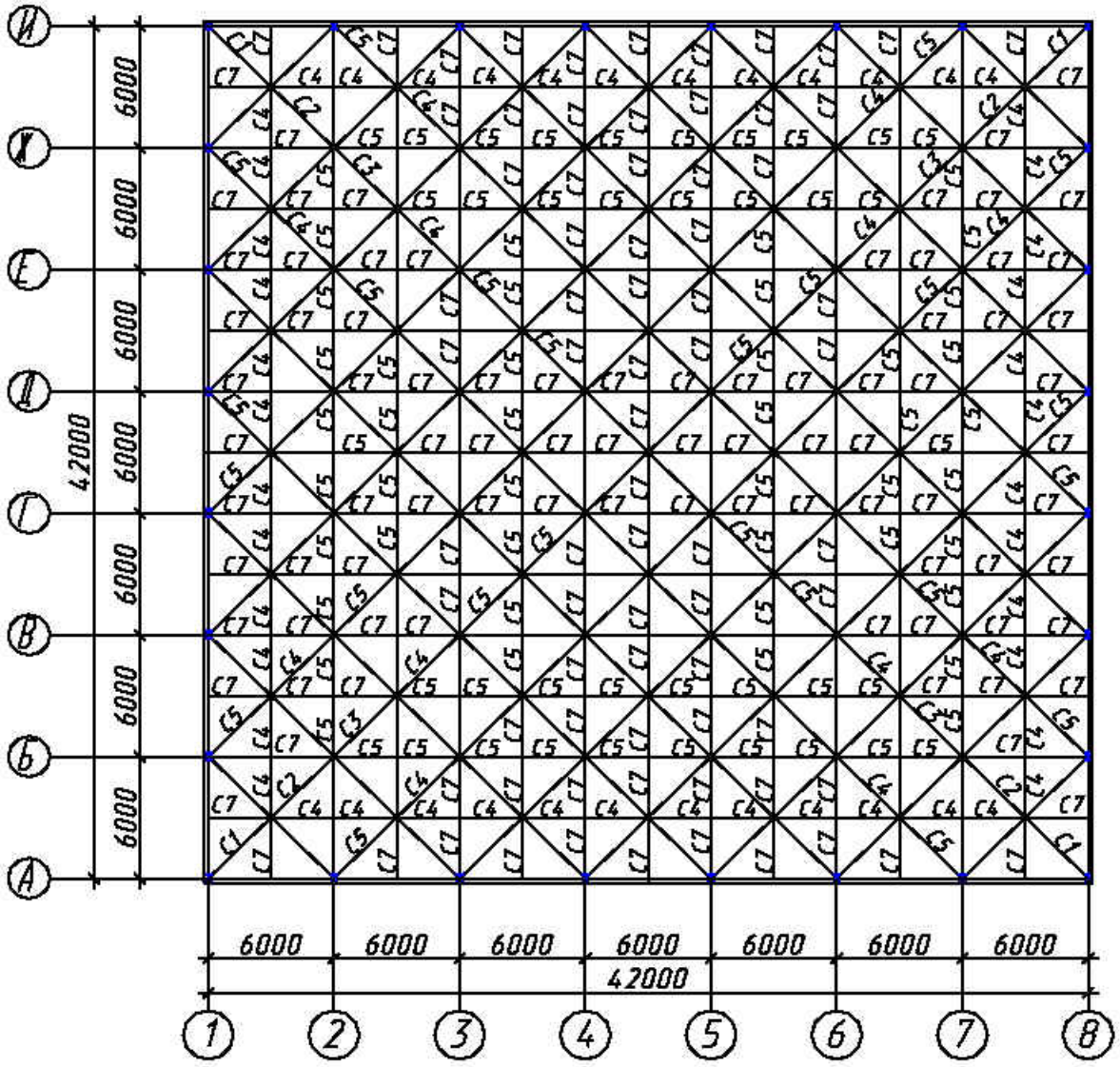
$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{474{,}11}{0{,}767 \cdot 28{,}1 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 0{,}96$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}96 = 122{,}4; \lambda_x = 68{,}5 < [\lambda_x] = 122{,}4.$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{474{,}11}{0{,}767 \cdot 28{,}1} = 22 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8 кН/см^2;$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{473{,}8}{28{,}1} = 16{,}86 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8 кН/см^2.$$

2.1.6 ВАРІАНТ ІІІ. ОБОЛОНКА.



Малюнок 2.3 Схема стержнів.

Матеріал ферми - сталь С245: $R_y = 24$ кН/см^2.Верхній та нижній пояси проектуємо без зміни перерізу. Як переріз елементів приймається з труби сталеві безшовні гарячедеформовані за ГОСТ 8732-78.

Проміжний елемент оболонки С4: $N_{C4} = -808$ кН.

Для стиснених елементів пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*], $\gamma_c = 1$ [4, табл. 6*];

$\mu_{x,y} = 1$ [4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3{,}0$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно з [4, табл. 72] $\varphi = 0{,}686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-808}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 51{,}7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз Ø108×22 з А = 59,4 см^2,$я_x$=$я_t$=3,82 см.

Гнучкість стрижня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{l_{ef,y}}{i_y} - \frac{300}{3{,}82} = 78{,}5; \varphi_x = 0{,}704$$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{808}{0{,}704 \cdot 59{,}4 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 0{,}85$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}704 = 137{,}8; \lambda_x = 78{,}5 < [\lambda_x] = 137{,}8.$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{808}{0{,}704 \cdot 59{,}4} = 19{,}3 H/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8 кН/см^2;$$

Умова виконується.

Підбір решти елементів для трьох варіантів несучих конструкцій покриття робимо за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD

Розрахункові зусилля у стрижнях елементів та отримані перерізи наведено у додаток Б.

2.1.7 ТЕХНІКОЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ

2.1.7.1 Порівняння за фактичною масою

1. $G_{cm} = 98{,}74m$

2. $G_{ф} = 62m$

3. $G_{об} = 46m$

2.2 Розрахунок та проектування оболонки.

2.2.1 Вітрове навантаження, що діє на оболонку.

Вітрове навантаження. Нормативний швидкісний напір для м. Тамбова (II вітровий район) згідно з [6, табл. 5] $\omega_0 = 0,3$ кПа.

Розрахункове лінійне вітрове навантаження, що передається на стійку рами у певній точці за висотою визначається за формулою:

$$\omega = \gamma_f \gamma_n \omega_0 k c_e B,$$

де $з_є$ - аеродинамічний коефіцієнт (з навітряного боку дорівнює 0,8, з підвітряного -$c_{власний} = 0,4$) [6, дод. 4];

$\gamma_f = 1,4$ - Коефіцієнт надійності по навантаженню [6, п. 6.11];

B – крок колон, м;

k – коефіцієнт, що враховує висоту та захищеність від вітру іншими будовами.

Відповідно до [6, п. 6.5] тип місцевості А. даному типу місцевості згідно [6, табл. 6] відповідають наступні значення коефіцієнта k:

k = 0,75 - при висоті 5 м;

k =0,786 – за висотою 7,5 м;

Приймаємо рівномірно розподілене навантаження рівне:

Від активного тиску:

$$\omega_a = 1,4 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 0,786 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,41$$ кН/м – на рівні низу ферми;

Від пасивного тиску:

$$\omega_a = 1,4 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 0,786 \cdot 0,4 \cdot 6 = 0,71$$ кН/м – на рівні низу ферми;

2.2.2 Підбір стержнів.

Проміжний елемент оболонки С1: $N_{C1} = -2538$ кН.

Для стиснених елементів пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*],

$\gamma_c = 1$ [4, табл. 6*]; $\mu_{x,y} = 1$ [4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 4{,}24$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно з [4, табл. 72] $\varphi = 0{,}686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-2538}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 162{,}3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз Ø180×40 А =175,8см^2,$я_x$=$я_i$=5,15 см.

Гнучкість стрижня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{424}{5{,}15} = 82{,}3; \varphi_x = 0{,}671$$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2538}{0{,}671 \cdot 175{,}8 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 0{,}94$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}671 = 139{,}7; \lambda_x = 82{,}3 < [\lambda_x] = 139{,}7.$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{2538}{0{,}671 \cdot 175{,}8} = 21{,}5 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8 кН/см^2;$$

Умова виконується.

Проміжний елемент оболонки С2: $N_{C2} = -1265$ кН.

Для стиснених елементів пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*],

$\gamma_c = 1$ [4, табл. 6*];

[4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 4{,}24$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$.

Тоді згідно з [4, табл. 72]

$\varphi = 0{,}686$. $$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-1265}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 80{,}9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз Ø140×35 з А = 115,4 см^2,$я_x$=$я_i$=3,91 див.

Гнучкість стрижня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{424}{3,91} = 108,4 ; \varphi_x = 0,491$$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1265}{0,491 \cdot 115,4 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,979$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,979 = 121,3 ; \lambda_x = 108,4 < [\lambda_x] = 121,3 .$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{1265}{0,491 \cdot 115,4} = 22,3 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 кН/см^2 ;$$

Умова виконується.

Проміжний елемент оболонки С3: $N_{C3} = -694$ кН.

Для стиснених елементів пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$ [4, табл. 19*], $\gamma_c = 1$ [4, табл. 6*];

$\mu_{x,y} = 1$ [4, табл. 11]; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 4,24$ м.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно з [4, табл. 72] $\varphi = 0,686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{-694}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 44,4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз Ø133×18 з А = 65 см^2,$я_x$=$я_i$=4,11 див.

Гнучкість стрижня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{424}{4,11} = 103,2 ; \varphi_x = 0,523$$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{694}{0,523 \cdot 65 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,895$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,895 = 126,3 ; \lambda_x = 103,2 < [\lambda_x] = 126,3 .$$

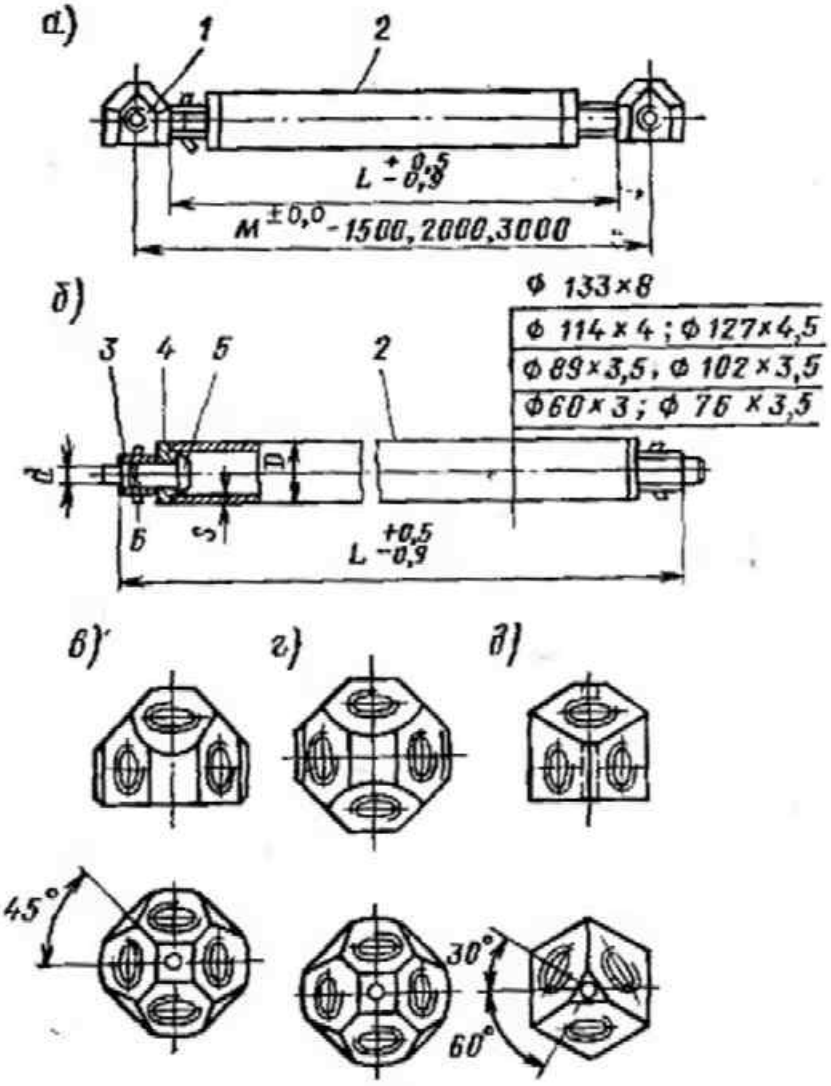
$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{694}{0,523 \cdot 65} = 20,4 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 кН/см^2 ;$$

Умова виконується.

Підбір інших елементів проводитися аналогічно представлений у таблиці 2.5.

2.2.3 Розрахунок вузлів оболонки.

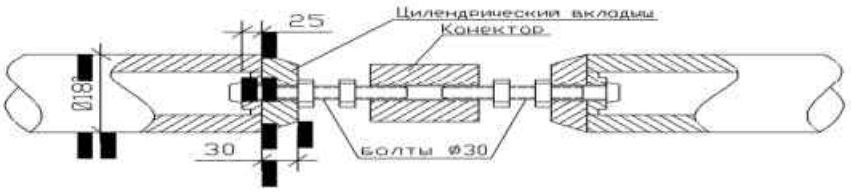
Вузли оболонки проектуємо з урахуванням типових вузлів структурних плит типу «МАрхІ».



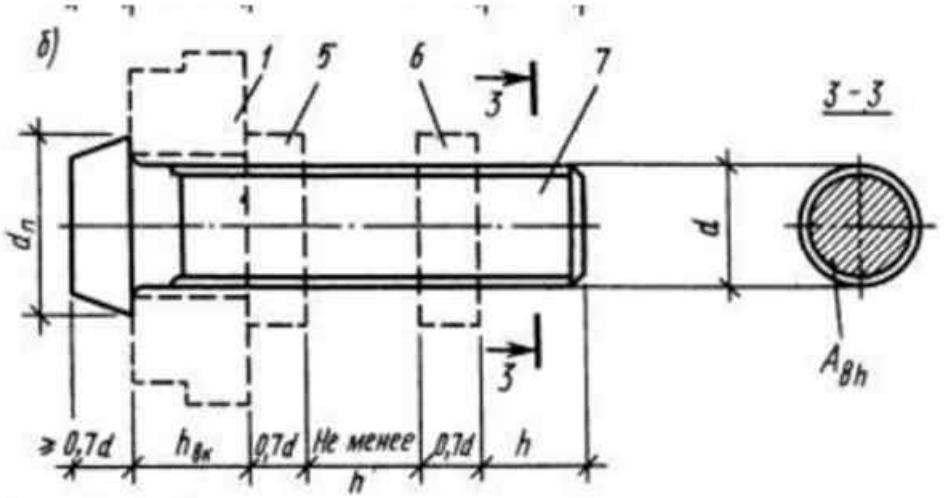
Малюнок 2.4 Елементи уніфікованого сортаменту

а – модульна прив'язка; б – загальний вигляд стрижня; в – напівсферичний елемент для конструкцій із квадратним осередком поясних сіток; г – те саме, сферичний елемент; д – напівсферичний елемент для конструкцій з трикутним осередком смугових сіток; 1 – вузловий елемент; 2 – трубчастий елемент; 3 – спеціальна втулка; 4 – циліндричний вкладиш; 5 – спеціальний болт; 6 – штифт.

Вузол з'єднання стержнів.



Малюнок 2.5 Вузол з'єднання стержневої оболонки.



Малюнок 2.5 Високоміцний болт, що застосовується у вузлах оболонки.

б – тип 2 із двома гайками: 2 – болт; 3 – циліндричний вкладиш; 5 – нерухома гайка; 6 – рухлива гайка.

Для стиснених елементів конструктивно приймаємо болти зі сталі ВСт3кп2 класу 5,8 Ø30

A_{bn} =5,6 см^2. Товщину циліндричного вкладиша (3) приймаємо 25мм.

Перевіряємо на зминання циліндричний вкладиш найбільш навантаженого вузла:

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{2538}{254} = 9{,}9кН/см^2 < R_p\gamma_c = 36 \cdot 0{,}95 = 34{,}2кН/см^2$$

Де S – площа вкладки.

Для розтягнутих елементів оболонки розрахункові зусилля в одному болті

$$P_{день} = c_б P_{год} \cdot A_в;$$

$$P_{день} = 0{,}9 \cdot 77 \cdot 3{,}52 = 244 \text{ кН}$$

$c_б$=0,9 для болтів не ослаблених отвором, максимальне зусилля, що розтягує, в елементі оболонки $N_{макс.}$=48,9< $P_{день}$=244 кН.

Глибина загвинчування у вузловий елемент визначається за формулою:

$$h = \frac{P}{\pi \cdot d \cdot k_2 \cdot k_m \tau_{2\beta}} + 2s = \frac{244}{3{,}14 \cdot 3 \cdot 0{,}87 \cdot 0{,}58 \cdot 29{,}9} + 2 \cdot 0{,}35 = 2{,}47$$ див.

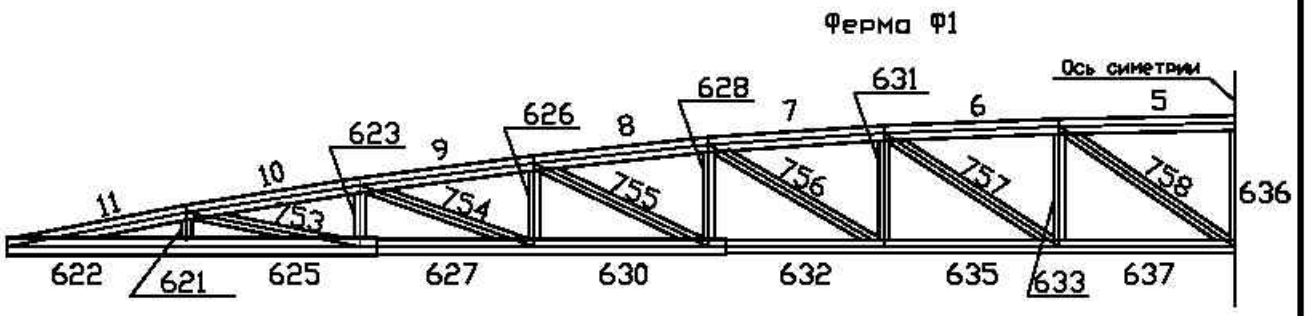
де k_2=0,87 коефіцієнт поліоти метричного різьблення, $k_m = 5s/d$ =5*3,5/30=0,58

$\tau_{2\beta}$=29кН/см^{2}s=3,5мм. крок різьблення

Приймаємо h = 3см.

2.3 Розрахунок та проектування ферми.

2.3.1 Проектування стрежнів ферми



Малюнок 2.7 Позначення стержнів ферми.

Результати розрахунку зведено до таблиці 2.6.

2.3.2 Розрахунок зварних швів прикріплення стержнів ферми

Зварювання напівавтоматичне у середовищі вуглекислого газу за ГОСТ 8050-88 зварювальним дротом марки СВ08-Г2С за ГОСТ 2246-70* діаметром 2 мм.

Матеріал ферми – сталь С245, матеріал опорних фланців верхнього та нижнього поясів – сталь С245: $R_y = 24$ кН/см^2.

Усі зварні шви ферми приймаємо рівноміцними матеріалу ферми з фізичними методами контролю якості.

Для сталі С245: розрахунковий опір кутового шва зрізу (умовному) по металу шва $R_{wf} = 21{,}5$ кН/см^2[7, табл. 56]; розрахунковий опір кутового шва зрізу (умовному) по металу межі сплавлення $R_{wz} = 16{,}5$ кН/см^2.

Розрахункові опори, що приймаються під час розрахунку по металу шва:

$$R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 21{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 1 = 19{,}35 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунковий опір, що приймається при розрахунку по металу межі сплавлення:

$$R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 16{,}5 \cdot 1{,}05 \cdot 1 = 17{,}33 \text{ кН/см}^2.$$

2.3.3 Проектування вузлів ферми

Опорний вузол.

В опорному вузлі проектуємо фланцеве з'єднання ферми з колоною, що працює на розтяг.

Болти для кріплення верхнього поясу, що працюють на розтягування, приймаємо високоміцні М24 зі сталі 40Х "селект", діаметр шайб *день$_c$=40*мм, діаметр отвору 28 мм з площею перерізу $A_{вл}$=3,52 см^2 по [4, табл.П6.1].

- Розрахунковий опір розтягування високоміцного болта

$P_{бх}$=0,7R$_{добре}$ = 0,7 * 1100 = 770 МПа,

де R$_{добре}$ приймається за [4, табл.П6.4].

- площа перерізу пояса нетто (30Ш2) A_n =77,65 см^2

- зусилля на фланцеве з'єднання $N = N_{622} + N_{11}\cos 10° = 1120 + 543 = 1663\ кН$

- матеріал фланця - сталь С345 з розрахунковим опором згину по межі плинності P_i =300 МПа;

- Діаметр болтів $день_{день} = 24$ мм;

- площа перерізу болта нетто $A_{вл}$=3,52 см^2;

- попередній натяг болта при монтажному складанні $P_{нм}$=0,94$P_{год}$·$A_в$

$$P_{нм}=0,94\cdot77\cdot3,52=254,8\ кН$$

- Попереднє натяг болта, що приймається при розрахунку $P_№$=0,85$P_{год}$·$A_в$

$$P_№=0,85\cdot77\cdot3,52=230,4\ кН$$

- Розрахункове зусилля в одному болті $P_{день} = P_{год}$·$A_в$;

$$P_{день} =77\cdot3,52=271,04\ кН$$

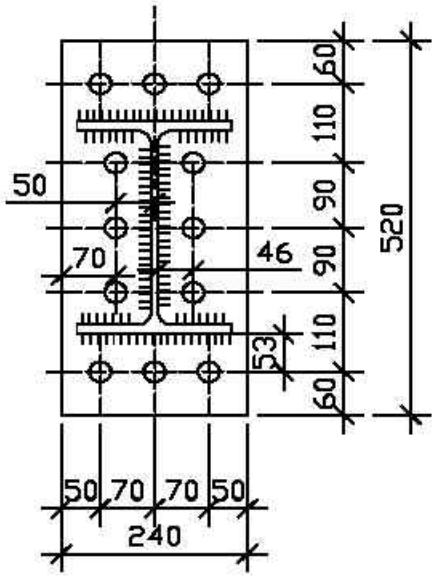
- площа перерізу полиці пояса $A_ф$ =26 см;

- площа перерізу стінки пояса $A_У$ = 22,865 см;

- кількість болтів уздовж полиці $П_п$ =5, вздовж стінки $П_с$= 6;

- катет зварного шва по полиці $До_{кримітка}$ =1,4 см, по стінці $До_{ФК}$ <=1,2*t=1 см;

- Товщина фланця прийнята $m_ф$ = 3,0 див.



Малюнок 2.8 Розташування болтів у опорному вузлі.

Перевіряє міцність болтів з'єднання.

За формулами, наведеними в [5] визначаємо коефіцієнти:

$$K_n = \frac{1}{n_n - 1}; \qquad K_c = \frac{1}{n_c - 2};$$

$$K_n = \frac{1}{5-1} = 0{,}25; \qquad K_c = \frac{1}{6-2} = 0{,}25;$$

Обчислюємо зусилля, що припадає на один болт від поздовжньої сили N згідно [5];

$$N_i = K_i \frac{A_i}{A_n} N;$$

$$N_n = 0{,}25 \cdot \frac{26}{77{,}65} \cdot 1663 = 139{,}2 кН;$$

$$N_c = 0{,}25 \cdot \frac{22{,}87}{77{,}65} \cdot 1663 = 122{,}4 кН;$$

Перевірте умови

$$\frac{P_{HP}}{N_i} > 0{,}87\left[1 - 6\frac{A_{on}\, r^2 \left(c - 0{,}32 t_\phi\right)}{S t_\phi^4}\right];$$

C - розрахунковий крок установки болтів приймається найменшим із двох величин: кроку установки болтів$C_{день}$або (2r + 1,5*день*);$день_{день}$ - Діаметр болта.

p- відстань від стінки (полиці) до осі болта

C - відстань від осі болта до краю фланця

Для полиці: Для стінки:

$1{,}65 > -5{,}26$ $1{,}88 > -7.06$

Міцність болтів з'єднань перевіряється за формулою

$$K_1 \beta_1 N_i \le P_\delta \gamma_в$$

Де $K_{.1} = 1$ якщо $n_n^n - n_n^c = 3 - 2 = 1 < 2;$ для болтів стінки $K_{.я} = 1;$

$c_в = 1$ - при кількості болтів у поєднанні $n > 7;$

p' і *p*обчислюються згідно з [5] за формулами:

$p' = 0{,}67p + 0{,}17C - K_{.\phi} - 0{,}25$ дн.$_{день}$;

$r_n' = 0{,}67 \cdot 5{,}3 + 0{,}17 \cdot 7 - 1{,}4 - 0{,}25 \cdot 2{,}4 = 2{,}74$ см,

$r'_c = 0{,}67 \cdot 4{,}6 + 0{,}17 \cdot 9 - 0{,}8\text{-}0{,}25 \cdot 2{,}4 = 3{,}21$ см;

де p- відстань від стінки (полиці) до осі болта

$$\rho = 1{,}56\frac{r'}{t_\phi};$$

$$\rho_n = 1{,}56 \cdot \frac{2{,}74}{3{,}0} = 1{,}42, \qquad \rho_c = 1{,}56 \cdot \frac{3{,}21}{3{,}0} = 1{,}67$$

Для обчислення коефіцієнта $б_1$ перевіряється умова

$$1{,}15\frac{P_{Np}}{N_i} > 1 + \frac{\rho^2}{2\rho + 1},$$

$$1{,}15 \cdot \frac{230{,}4}{139{,}2} > 1 + \frac{1{,}42^2}{2 \cdot 1{,}42 + 1}; \qquad 1{,}15 \cdot \frac{230{,}4}{122{,}4} > 1 + \frac{1{,}67^2}{2 \cdot 1{,}67 + 1};$$

$1{,}89 > 1{,}53$ $\qquad$ $2{,}17 > 1{,}64$

Умови виконані тому коефіцієнт $б_1$визначаємо за формулою: $\beta_1 = \frac{P_{HP}}{N_i} + 0{,}13\beta_{1(\alpha=0)},$

$б_1(a = 0)$ визначається за табл.4 [5] інтерполяцією за p значень $б_1$ при a= 0.

$$\beta_{1n} = 1{,}65 + 0{,}13 \cdot 1{,}55 = 1{,}85, \qquad \beta_{1c} = 1{,}88 + 0{,}13 \cdot 1{,}52 = 2{,}08,$$

Міцність болтів з'єднань:

$1 \cdot 1{,}85 \cdot 139{,}2 = 257{,}5 < 271.04кН$ $\qquad$ $1 \cdot 2{,}08 \cdot 122{,}4 = 254{,}6 < 271.04кН$

Умови міцності для болтів виконуються.

Відстань від осі болта до краю фланця має задовольняти умову

$$C \geq 0{,}64t_\phi(\alpha + 0{,}5),$$

при цьому задовольняється умова нерозкриття з'єднання під час розрахункового навантаження.

Для полиці: $60 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$ Для стінки: $70 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$

Міцність фланця на вигин у зонах полиці та стінки перевіряється за формулою

$$\frac{6M_\phi}{S t_\phi^2} \leq R_y,$$

де $M_ф$ - місцевий згинальний момент у фланці біля основи зварного шва, що обчислюється за формулою:

$$M_ф = N_i r' K_2 \beta_2,$$

де p' визначається вище

$K_2 = \sqrt{\frac{в}{в_ф}}$ - для зони фланця, що прилягає до полиці;

$K_2=0,8$ - для зони фланця, що прилягає до стінки;

$в$ - Ширина полиці профілю;

$в_ф$ - розрахункова ширина фланця (рис. 2.8), що приймається рівною дійсною величиною, але не хворіємо $у+ 2 тис._ф+m_ф$=200+2*14+30=258;

$K_2 = \sqrt{200/240} = 0,913$

$б_2$ - Коефіцієнт, що обчислюється за формулою:

$$\beta_2 = 0,5 + 0,87\left(\beta_{2(\alpha=0)} - 0,5\right)\frac{N_i}{P_{нр}}\beta_{1(\alpha=0)}$$

де $б_{2(α=0)}$ визначається за табл.5 [5] інтерполяцією за p значень $б_2$ при $а$= 0.

Для полиці: Для стінки:

$\beta_{2п} = 0,5 + 0,87(0,64 - 0,5)\cdot 0,61\cdot 1,55 = 0,81$ $\beta_{2с} = 0,5 + 0,87(0,62 - 0,5)\cdot 0,53\cdot 1,52 = 0,798$

$M_{фп} = 139,2\cdot 2,74\cdot 0,913\cdot 0,81 = 282,1 кН\cdot см$ $M_{фс} = 122,4\cdot 3,21\cdot 0,8\cdot 0,798 = 248 кН\cdot см$

$\frac{6\cdot 282,1}{7\cdot 3^2} = 26,9 < 30 кн/см^2$ $\frac{6\cdot 248}{9\cdot 3^2} = 18,4 < 30 кн/см^2$

Міцність фланця забезпечена.

Міцність на дію поперечної сили.

$P_№/ H_я > 1$, тому з'єднання перевіряється на дію умовної поперечної сили $П$= 0,1$мкН$ за формулою при μ =0,25 (для поверхонь без обробки)

$П$= 0,1$мкН$= 0,1·0,25·1663 =41,6 кН

$$\frac{Q}{\mu\left(P_{НР}\cdot n\cdot N\right)} = \frac{41,6}{0,25(230,4\cdot 12\cdot 1663)} \approx 0 \le 1,$$

Розрахунок зварного з'єднання розтягнутого пояса та фланця.

Розрахунок проводиться з урахуванням глибини проплавлення кореня шва на 2 мм за трьома перерізами: по металу шва (перетин 1 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_f (K_f + 2мм) l_w} \le R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

за табл. 3 [7]

$$R_{wf} = 0{,}55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{un}} = 0{,}55 \ \frac{490}{1.25} = 216\,МПа \left(2200\ кгс/см^2\right);$$

$c_{вф}$= 1,0; c_c= 1,0; $б_з$= 0,7; $л_у$ = 35,6 см

Зусилля, що припадає на одну полицю

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_f}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 1663 \cdot 26}{77.65} = 584.7\ кН$$

$$K_{fn} = \frac{584.7 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 35.6 \cdot 216 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0} - 0{,}2\ см = 1.1 - 0{,}2 = 0.9\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_z \cdot K_f \cdot l\, w} \le R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0{,}45 P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_з$= 1,0 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф > 9$ мм;

$$K_{fn} = \frac{584{,}7 \cdot 10}{35{,}6 \cdot 204} = 0{,}8см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$$\frac{N}{(K_f + 1{,}4мм) l_w} \le R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

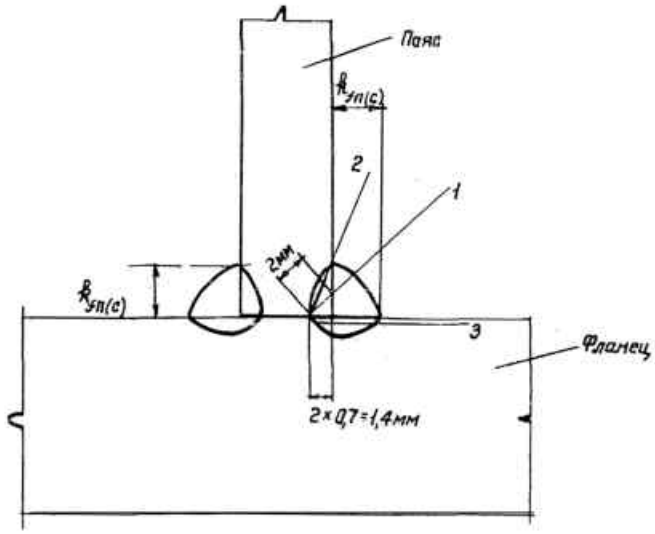
$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{584{,}7 \cdot 10}{35{,}6 \cdot 150} - 0{,}14см = 1{,}09 - 0{,}14 = 0{,}95\,см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=14мм.

де $л_У$ -розрахункова довжина шва, яка приймається менше його повної довжини на 10 мм;



Малюнок 2.9 Схема розрахункових перерізів зварного фланцевого з'єднання розтягнутого пояса (зварювання напівавтоматичне):

1 - переріз по металу шва; 2 - переріз металу межі сплавлення з профілем; 3 - переріз металу межі сплавлення з фланцем.

Зусилля, що припадає на стіну

$$R_{wf} = 0{,}55\frac{R_{wun}}{\gamma_{ut}} = 0{,}55\ \frac{490}{1.25} = 216\ МПа\ \left(2200\ кгс/см^2\right);$$

$c_{вф}$= 1,0; c_c= 1,0; $б_З$= 0,7; $л_У$ = 52,8 см

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_w}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 1663 \cdot 22.8}{77.65} = 510.5\ кН,$$

$$K_{fn} = \frac{510.5 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 52.8 \cdot 216 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0} - 0{,}2\ см = 0.64 - 0{,}2 = 0.44\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0{,}45P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_З$= 1,15 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф$ <9 мм;

$$K_{fn} = \frac{510{,}5 \cdot 10}{52{,}8 \cdot 204 \cdot 1{,}15} = 0{,}41см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{510,5 \cdot 10}{52,8 \cdot 150} - 0,14см = 0,64 - 0,14 = 0,5см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=*8* мм.

Монтажний вузол нижнього пояса.

В опорному вузлі проектуємо фланцеве з'єднання ферми з колоною, що працює на розтяг.

Болти для кріплення верхнього поясу, що працюють на розтягування, приймаємо високоміцні М24 зі сталі 40Х "селект", діаметр шайб $день_c$=*40*мм, діаметр отвору 28 мм з площею перерізу $A_{вл}$=3,52 см^2 по [4, табл.П6.1].

- Розрахунковий опір розтягування високоміцного болта

$P_{бх}$=0,7R$_{добре}$ = 0,7 * 1100 = 770 МПа,

де R$_{добре}$ приймається за [4, табл.П6.4].

- площа перерізу пояса нетто (26Ш1) A_n =54,37 см^2

- зусилля на фланцеве з'єднання N = 852 +688 = 1540 (кН)

- матеріал фланця - сталь С345 з розрахунковим опором згину по межі плинності P_i =300 МПа;

- Діаметр болтів $день_{день}$ = 24 мм;

- площа перерізу болта нетто $A_{вл}$=3,52 см^2;

- попередній натяг болта при монтажному складанні $P_{нм}$=0,94$P_{год}$·$A_в$

$$P_{нм}=0,94 \cdot 77 \cdot 3,52=254,8 \text{ кН}$$

- Попереднє натяг болта, що приймається при розрахунку $P_№$=0,85$P_{год}$·$A_в$

$$P_№=0,85 \cdot 77 \cdot 3,52=230,4 \text{ кН}$$

- Розрахункове зусилля в одному болті $P_{день}$ = $P_{год}$·$A_в$;

$$P_{день} =77 \cdot 3,52=271,04 \text{ кН}$$

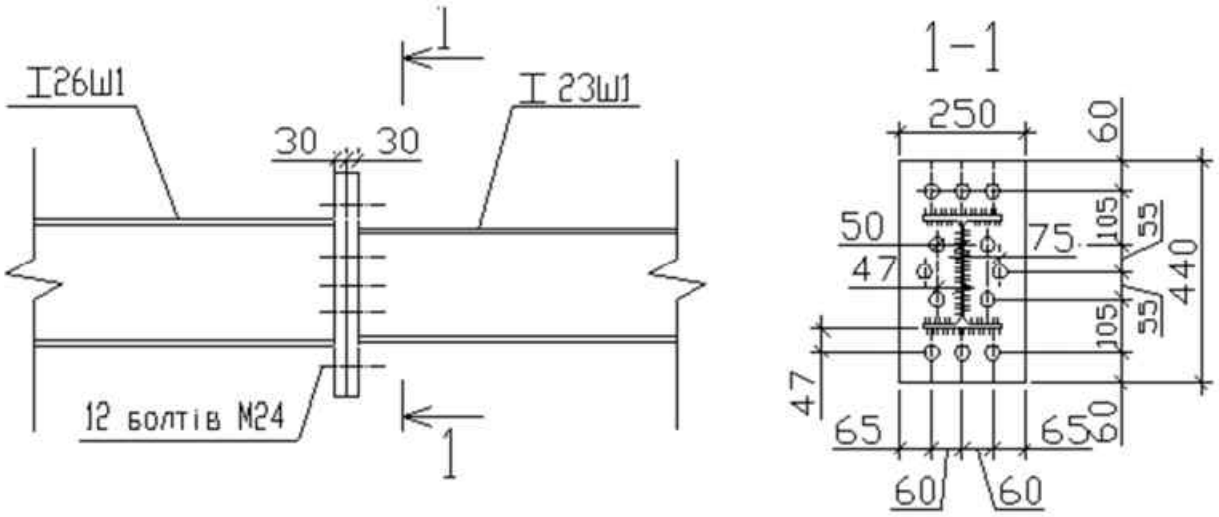
- площа перерізу полиці пояса $A_ф$ =18 см;

- площа перерізу стінки пояса $A_У$ = 18,97 див;

- кількість болтів уздовж полиці $П_п$ =5, вздовж стінки $П_с$=6;

- катет зварного шва по полиці $До_{кримітка}$ =1,4 см, по стінці $До_{ФК}$ <=1,2*t=1,2*0,7=0,8 см;

- Товщина фланця прийнята $m_ф = 3{,}0$ див.



Малюнок 2.10 Монтажний вузол нижнього пояса.

Перевіряє міцність болтів з'єднання.

За формулами, наведеними в [5] визначаємо коефіцієнти:

$$K_n = \frac{1}{n_n - 1}; \qquad K_c = \frac{1}{n_c - 2};$$

$$K_n = \frac{1}{5-1} = 0{,}25; \qquad K_c = \frac{1}{6-2} = 0{,}25;$$

Зусилля, що припадає на один болт від поздовжньої сили N згідно [5];

$$N_i = K_i \frac{A_i}{A_n} N;$$

$$N_n = 0{,}25 \cdot \frac{18}{54{,}37} \cdot 1540 = 127{,}5 кН;$$

$$N_c = 0{,}25 \cdot \frac{18{,}97}{54{,}37} \cdot 1540 = 134{,}3 кН;$$

Перевірте умови

$$\frac{P_{HP}}{N_i} > 0{,}87\left[1 - 6\frac{A_{вп} r^2 \left(c - 0{,}32 t_ф\right)}{S t_ф^4}\right];$$

С - розрахунковий крок установки болтів приймається найменшим із двох величин: кроку установки болтів$С_{день}$або (2r + 1,5*день*);$день_{день}$ - Діаметр болта.

р- відстань від стінки (полиці) до осі болта

С - відстань від осі болта до краю фланця

Для полиці: Для стінки:

$1{,}81 > -5{,}3$ $1{,}72 > -7.1$

Міцність болтів з'єднань перевіряється за формулою

$$K_1\beta_1 N_i \le P_\delta \gamma_в$$

Де $К._1 = 1$ якщо $n_n'' - n_n' = 3 - 2 = 1 < 2;$ для болтів стінки $К._я = 1;$

$c_в = 1$ - при кількості болтів у поєднанні $n > 7;$

p' і pобчислюються згідно з [5] за формулами:

$p' = 0{,}67p + 0{,}17C - К._ф - 0{,}25$ дн.*день*;

$r_n' = 0{,}67 \cdot 4{,}7 + 0{,}17 \cdot 6 - 1{,}4 - 0{,}25 \cdot 2{,}4 = 2{,}2$ см.

$r_c' = 0{,}67 \cdot 4{,}7 + 0{,}17 \cdot 5{,}5 - 0{,}8 - 0{,}25 \cdot 2{,}4 = 2{,}7$ см;

де *р*- відстань від стінки (полиці) до осі болта

$$\rho = 1{,}56\frac{r'}{t_ф};$$

$$\rho_n = 1{,}56 \cdot \frac{2{,}2}{3{,}0} = 1{,}14, \qquad \rho_c = 1{,}56 \cdot \frac{2{,}7}{3{,}0} = 1{,}4$$

Для обчислення коефіцієнта $б_1$ перевіряється умова

$$1{,}15\frac{P_{Np}}{N_i} > 1 + \frac{\rho^2}{2\rho + 1},$$

$$1{,}15 \cdot \frac{230{,}4}{127{,}5} > 1 + \frac{1{,}14^2}{2 \cdot 1{,}14 + 1}; \qquad 1{,}15 \cdot \frac{230{,}4}{134{,}3} > 1 + \frac{1{,}4^2}{2 \cdot 1{,}4 + 1};$$

$2{,}1 > 1{,}4$ $1{,}97 > 1{,}52$

Умови виконані тому коефіцієнт $б_1$визначаємо за формулою: $\beta_1 = \frac{P_{HP}}{N_i} + 0{,}13\beta_{1(\alpha=0)},$

$б_1(a = 0)$ визначається за табл.4 [5] інтерполяцією за *р* значень $б_1$ при $a = 0.$

$$\beta_{1n} = 1{,}81 + 0{,}13 \cdot 1{,}32 = 1{,}98, \qquad \beta_{1c} = 1{,}72 + 0{,}13 \cdot 1{,}52 = 1{,}92,$$

Міцність болтів з'єднань:

$1 \cdot 1{,}98 \cdot 127{,}5 = 252{,}5 < 271.04кН$ $1 \cdot 1{,}92 \cdot 134{,}3 = 257{,}9 < 271.04кН$

Умови міцності для болтів виконуються.

Відстань від осі болта до краю фланця має задовольняти умову

$$C \geq 0{,}64 t_{ф}(\alpha + 0{,}5),$$

при цьому задовольняється умова нерозкриття з'єднання під час розрахункового навантаження.

Для полиці: $60 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$ Для стінки: $50 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$

Міцність фланця на вигин у зонах полиці та стінки перевіряється за формулою

$$\frac{6M_{ф}}{S t_{ф}^2} \leq R_y,$$

де $M_{ф}$ - місцевий згинальний момент у фланці біля основи зварного шва, що обчислюється за формулою:

$$M_{ф} = N_i r' K_2 \beta_2,$$

де p' визначається вище

$K_2 = \sqrt{\frac{в}{в_{ф}}}$ - для зони фланця, що прилягає до полиці;

$K_2=0,8$ - для зони фланця, що прилягає до стінки;

$в$ - Ширина полиці профілю;

$в_{ф}$ - розрахункова ширина фланця (рис. 2.10), що приймається рівною дійсною величиною, але не хворіємо $y+ 2 тис._{ф}+m_{ф}=200+2*14+30=258$;

$K_2 = \sqrt{180/250} = 0{,}85$

$б_2$ - Коефіцієнт, що обчислюється за формулою:

$$\beta_2 = 0{,}5 + 0{,}87(\beta_{2(\alpha=0)} - 0{,}5)\frac{N_i}{P_{нр}}\beta_{1(\alpha=0)}$$

де $б_{2(а=б)}$ визначається за табл.5 [5] інтерполяцією за $р$ значень $б_2$ при $а=0$.

Для полиці: Для стінки:

$\beta_{2п} = 0{,}5 + 0{,}87(0{,}67 - 0{,}5) \cdot 0{,}55 \cdot 1{,}32 = 0{,}85$ $\beta_{2с} = 0{,}5 + 0{,}87(0{,}63 - 0{,}5) \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}52 = 0{,}797$

$M_{фп} = 127{,}5 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}85 = 202{,}7 кН \cdot см$ $M_{фс} = 134{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}797 = 231{,}2 кН \cdot см$

$\frac{6 \cdot 202{,}7}{6 \cdot 3^2} = 22{,}5 < 30 кн/см^2$ $\frac{6 \cdot 231{,}2}{5{,}5 \cdot 3^2} = 28 < 30 кн/см^2$

Міцність фланця забезпечена.

Міцність на дію поперечної сили.

$P_№ / H_я > 1$, тому з'єднання перевіряється на дію умовної поперечної сили $П=$ $0{,}1 мкН$ за формулою при $\mu = 0{,}25$ (для поверхонь без обробки)

$П = 0{,}1 мкН = 0{,}1 \cdot 0{,}25 \cdot 1540 = 38{,}5$ кН

$$\frac{Q}{\mu(P_{НР} \cdot n \cdot N)} = \frac{38{,}5}{0{,}25(230{,}4 \cdot 12 \cdot 1540)} \approx 0 \le 1,$$

Розрахунок зварного з'єднання розтягнутого пояса та фланця.

Розрахунок проводиться з урахуванням глибини проплавлення кореня шва на 2 мм за трьома перерізами: по металу шва (перетин 1 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_f (K_f + 2мм) \gamma_w} \le R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

за табл. 3 [7]

$R_{wf} = 0{,}55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{ut}} = 0{,}55 \ \frac{490}{1.25} = 216 МПа \left(2200 кгс/см^2\right)$;

$с_{вф} = 1{,}0;$ $с_с = 1{,}0;$ $б_З = 0{,}7;$ $л_У = 35{,}6$ см

Зусилля, що припадає на одну полицю

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_f}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 1540 \cdot 18}{54{,}37} = 535.3 кН$$

$$K_{fn} = \frac{535{,}3 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 27{,}5 \cdot 216 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0} - 0{,}2 см = 1.28 - 0{,}2 = 1{,}08 см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_z \cdot K_f \cdot l w} \le R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0{,}45P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_з$= 1,0 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф > 9$ мм;

$$K_{fn} = \frac{535{,}3 \cdot 10}{27{,}5 \cdot 204} = 0{,}95см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$$\frac{N}{(K_f + 1{,}4мм)l_w} \le R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{535{,}3 \cdot 10}{27{,}5 \cdot 150} - 0{,}14см = 1{,}29 - 0{,}14 = 1{,}15см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=14мм.

де $л_У$ -розрахункова довжина шва, яка приймається менше його повної довжини на 10 мм;

Зусилля, що припадає на стіну

$$R_{wf} = 0{,}55\frac{R_{wun}}{\gamma_{ut}} = 0{,}55\ \frac{490}{1.25} = 216\,МПа\ \left(2200\ кгс/см^2\right);$$

$c_{вф}$= 1,0; c_c= 1,0; $б_З$= 0,7; $л_У$ = 52,8 см

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_w}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 1540 \cdot 18{,}97}{54{,}37} = 564{,}2\ кН,$$

$$K_{fn} = \frac{564{,}2 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 40{,}2 \cdot 216 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0} - 0{,}2\ см = 0.93 - 0{,}2 = 0.73\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0{,}45P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_з$= 1,15 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф$ <9 мм;

$$K_{fn} = \frac{564{,}2 \cdot 10}{40{,}2 \cdot 204 \cdot 1{,}15} = 0{,}6см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{564{,}2 \cdot 10}{40{,}2 \cdot 150} - 0{,}14см = 0{,}9 - 0{,}14 = 0{,}76см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=8 мм.

Монтажний вузол нижнього пояса.

В опорному вузлі проектуємо фланцеве з'єднання ферми з колоною, що працює на розтяг.

Болти для кріплення верхнього поясу, що працюють на розтягування, приймаємо високоміцні М24 зі сталі 30Х3МФ, діаметр шайб $день_с$=40мм, діаметр отвору 28 мм з площею перерізу $A_{вл}$= 3,52 см^2 по [4, табл.П6.1].

- Розрахунковий опір розтягування високоміцного болта

$P_{бл}$=945 МПа,

- площа перерізу пояса нетто (26Ш1) A_n =54,37 см^2

- зусилля фланцеве з'єднання N =1210+974=2184 (кН)

- матеріал фланця - сталь С345 з розрахунковим опором згину по межі плинності P_i =300 МПа;

- Діаметр болтів $день_{день}$ = 24 мм;

- площа перерізу болта нетто $A_{вл}$=4,59 см^2;

- попередній натяг болта при монтажному складанні $P_{нм}$=0,94$P_{год}$·$A_в$

$$P_{нм}=0{,}94 \cdot 94{,}5 \cdot 3{,}52=312{,}7 \text{ кН}$$

- Попереднє натяг болта, що приймається при розрахунку $P_{№}$=0,85$P_{год}$·$A_в$

$$P_{№}=0,85\cdot94,5\cdot3,52=282,7\ кН$$

- Розрахункове зусилля в одному болті $P_{день}=P_{год}$·$A_в$;

$$P_{день}=94,5\cdot3,52=332,64\ кН$$

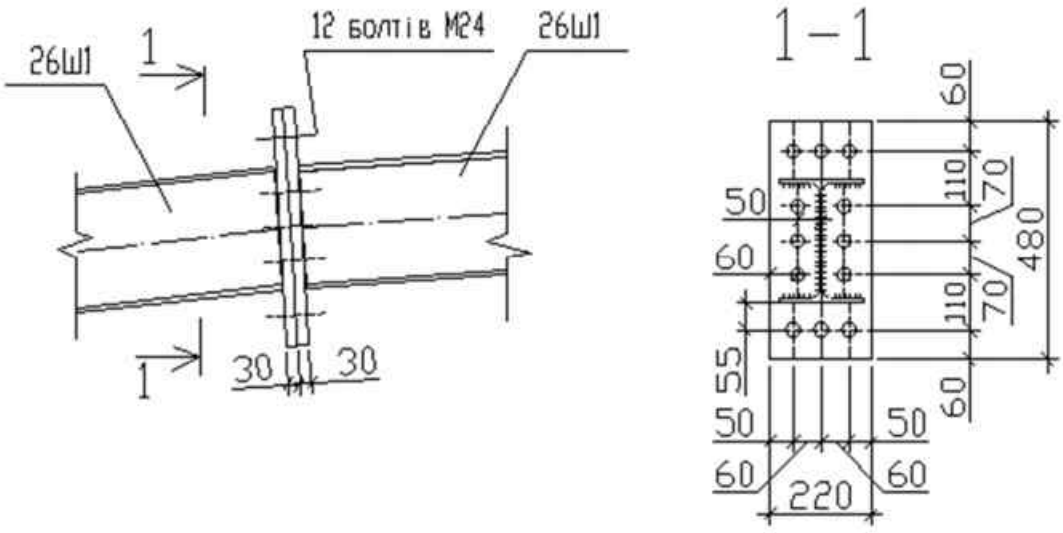
- площа перерізу полиці пояса $A_ф$ =18 см;

- площа перерізу стінки пояса $A_У$ = 18,97 див;

- кількість болтів уздовж полиці $П_п$ =5, вздовж стінки $П_с$=6;

- катет зварного шва по полиці $До_{кримітка}$ =1,4 см, по стінці $До_{ФК}$ <=1,2*t=1,2*0,7=0,8 см;

- Товщина фланця прийнята $m_ф$ = 3,0 див.



Малюнок 2.11 Монтажний вузол верхнього пояса.

Перевіряє міцність болтів з'єднання.

За формулами, наведеними в [5] визначаємо коефіцієнти:

$$K_n=\frac{1}{n_n-1};\qquad K_c=\frac{1}{n_c-2};$$

$$K_n=\frac{1}{5-1}=0,25;\qquad K_c=\frac{1}{6-2}=0,25;$$

Зусилля, що припадає на один болт від поздовжньої сили N згідно [5];

$$N_i=K_i\frac{A_i}{A_n}N;$$

$$N_n = 0{,}25 \cdot \frac{18}{54{,}37} \cdot 2184 = 180{,}8 кН;$$

$$N_c = 0{,}25 \cdot \frac{18{,}97}{54{,}37} \cdot 2184 = 189{,}7 кН;$$

Перевірте умови

$$\frac{P_{HP}}{N_i} > 0{,}87\left[1 - 6\frac{A_{вп}\, r^2 \left(c - 0{,}32 t_ф\right)}{S t_ф^4}\right];$$

С - розрахунковий крок установки болтів приймається найменшим із двох величин: кроку установки болтів$C_{день}$або (2r + 1,5*день*);$день_{день}$ - Діаметр болта.

р- відстань від стінки (полиці) до осі болта

С - відстань від осі болта до краю фланця

Для полиці: Для стінки:

$1{,}56 > -5{,}25$ $1{,}49 > -7.3$

Міцність болтів з'єднань перевіряється за формулою

$$K_1 \beta_1 N_i \le P_б \gamma_в$$

Де $К._1 = 1$ якщо $n_n'' - n_n^б = 3 - 2 = 1 < 2;$ для болтів стінки $К._я = 1;$

$c_в = 1$ - при кількості болтів у поєднанні $n > 7;$

p' і *р*обчислюються згідно з [5] за формулами:

$p' = 0{,}67p + 0{,}17C - К._ф - 0{,}25$ дн.$_{день}$:

$r_n' = 0{,}67 \cdot 5{,}5 + 0{,}17 \cdot 6 - 1{,}4 - 0{,}25 \cdot 2{,}4 = 2{,}6$ см,

$r_c' = 0{,}67 \cdot 4{,}7 + 0{,}17 \cdot 7 - 0{,}8 - 0{,}25 \cdot 2{,}4 = 2{,}8$ см;

де *р*- відстань від стінки (полиці) до осі болта

$$\rho = 1{,}56\frac{r'}{t_ф};$$

$$\rho_n = 1{,}56 \cdot \frac{2{,}6}{3{,}0} = 1{,}3 \qquad \rho_c = 1{,}56 \cdot \frac{2{,}8}{3{,}0} = 1{,}4$$

Для обчислення коефіцієнта $б_1$ перевіряється умова

$$1{,}15\frac{P_{Np}}{N_i} > 1 + \frac{\rho^2}{2\rho + 1},$$

$$1{,}15 \cdot \frac{282{,}7}{180{,}8} > 1 + \frac{1{,}3^2}{2 \cdot 1{,}3 + 1}; \qquad 1{,}15 \cdot \frac{282{,}7}{189{,}7} > 1 + \frac{1{,}4^2}{2 \cdot 1{,}4 + 1};$$

$1{,}79 > 1{,}47$ $\qquad$ $1{,}71 > 1{,}51$

Умови виконані тому коефіцієнт $б_1$ визначаємо за формулою: $\beta_1 = \frac{P_{HP}}{N_i} + 0{,}13\beta_{1(\alpha=0)},$

$б_1(a = 0)$ визначається за табл.4 [5] інтерполяцією за p значень $б_1$ при a= 0.

$$\beta_{1n} = 1{,}81 + 0{,}13 \cdot 1{,}34 = 1{,}73 \qquad \beta_{1c} = 1{,}49 + 0{,}13 \cdot 1{,}38 = 1{,}67,$$

Міцність болтів з'єднань:

$1 \cdot 1{,}73 \cdot 180{,}8 = 312{,}8 < 332{,}64кН$ $\qquad$ $1 \cdot 1{,}67 \cdot 189{,}7 = 316{,}8 < 332{,}64кН$

Умови міцності для болтів виконуються.

Відстань від осі болта до краю фланця має задовольняти умову

$$C \geq 0{,}64t_ф(\alpha + 0{,}5),$$

при цьому задовольняється умова нерозкриття з'єднання під час розрахункового навантаження.

Для полиці: $60 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$ Для стінки: $60 \geq 0{,}64 \cdot 30(0 + 0{,}5) = 9{,}6$

Міцність фланця на вигин у зонах полиці та стінки перевіряється за формулою

$$\frac{6M_ф}{S t_ф^2} \leq R_y,$$

де $M_ф$ - місцевий згинальний момент у фланці біля основи зварного шва, що обчислюється за формулою:

$$M_ф = N_i r' K_2 \beta_2,$$

де p' визначається вище

$K_2 = \sqrt{\frac{в}{в_ф}}$ - для зони фланця, що прилягає до полиці;

K_2=*0,8* - для зони фланця, що прилягає до стінки;

$в$ - Ширина полиці профілю;

$в_ф$ - розрахункова ширина фланця (рис. 2.11), що приймається рівною дійсною величиною, але не хворіємо $у+ 2 тис._ф+т_ф$=180+2*14+30=238;

$$K_2 = \sqrt{180/220} = 0{,}9$$

$б_2$ - Коефіцієнт, що обчислюється за формулою:

$$\beta_2 = 0{,}5 + 0{,}87\left(\beta_{2(\alpha=0)} - 0{,}5\right)\frac{N_i}{P_{нр}}\beta_{1(\alpha=0)}$$

де $б_{2(а=б)}$ визначається за табл.5 [5] інтерполяцією за $р$ значень $б_2$ при $а$= 0.

Для полиці: Для стінки:

$$\beta_{2п} = 0{,}5 + 0{,}87(0{,}69 - 0{,}5)\cdot 0{,}64\cdot 1{,}34 = 0{,}6 \qquad \beta_{2с} = 0{,}5 + 0{,}87(0{,}698 - 0{,}5)\cdot 0{,}67\cdot 1{,}38 = 0{,}66$$

$$M_{фп} = 180{,}8\cdot 2{,}6\cdot 0{,}9\cdot 0{,}6 = 253{,}8кН\cdot см \qquad M_{фс} = 189{,}7\cdot 2{,}8\cdot 0{,}8\cdot 0{,}66 = 280{,}5кН\cdot см$$

$$\frac{6\cdot 253{,}8}{6\cdot 3^2} = 28{,}2 < 30кн/см^2 \qquad \frac{6\cdot 280{,}5}{7\cdot 3^2} = 26{,}7 < 30кн/см^2$$

Міцність фланця забезпечена.

Міцність на дію поперечної сили.

$Р_№/ Н_я > 1$, тому з'єднання перевіряється на дію умовної поперечної сили $П$= 0,1$мкН$ за формулою при μ =0,25 (для поверхонь без обробки)

$П$= 0,1$мкН$= 0,1·0,25·2184 =54,6 кН

$$\frac{Q}{\mu\left(P_{HP}\cdot n\cdot N\right)} = \frac{54{,}6}{0{,}25(282{,}7\cdot 12\cdot 1540)} \approx 0 \le 1,$$

Розрахунок зварного з'єднання розтягнутого пояса та фланця.

Розрахунок проводиться з урахуванням глибини проплавлення кореня шва на 2 мм за трьома перерізами: по металу шва (перетин 1 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_f\left(K_f + 2мм\right)l_w} \le R_w\cdot\gamma_{wf}\cdot\gamma_c,$$

за табл. 3 [7]

$$R_{wf} = 0{,}55\frac{R_{wun}}{\gamma_{un}} = 0{,}55\ \frac{490}{1.25} = 216\,МПа\ \left(2200\ кгс/см^2\right);$$

$с_{вф}$= 1,0; $с_с$= 1,0; $б_З$= 0,7; $лу$ = 35,6 см

Зусилля, що припадає на одну полицю

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_f}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 2148 \cdot 18}{54{,}37} = 743{,}9\ кН$$

$$K_{fn} = \frac{743{,}9 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 32{,}8 \cdot 216 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0} - 0{,}2\ см = 1.5 - 0{,}2 = 1{,}3\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_z \cdot K_f \cdot l\,w} \le R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0{,}45 P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_З$= 1,0 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф > 9$ мм;

$$K_{fn} = \frac{743{,}9 \cdot 10}{32{,}8 \cdot 204} = 1{,}1см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$$\frac{N}{(K_f + 1{,}4мм)l_w} \le R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{743{,}9 \cdot 10}{32{,}8 \cdot 150} - 0{,}14см = 1{,}51 - 0{,}14 = 1{,}37\ см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=14мм.

де $л_У$ -розрахункова довжина шва, яка приймається менше його повної довжини на 10 мм;

Зусилля, що припадає на стіну

$$R_{wf} = 0{,}55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{ut}} = 0{,}55\ \frac{490}{1.25} = 216\ МПа\ \left(2200\ кгс/см^2\right)$$

$c_{вф}$= 1,0; c_c= 1,0; $б_З$= 0,7; $л_У$ = 52,8 см

$$N_{фп} = \frac{1{,}05 \cdot N \cdot A_w}{A_n} = \frac{1{,}05 \cdot 2148 \cdot 18{,}97}{54{,}37} = 784\ кН$$

$$K_{fn} = \frac{784 \cdot 10}{0,7 \cdot 44,4 \cdot 216 \cdot 1,0 \cdot 1,0} - 0,2\ см = 1 - 0,2 = 0.8\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0,45P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_з$= 1,15 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф$ <9 мм;

$$K_{fn} = \frac{784 \cdot 10}{44,4 \cdot 204 \cdot 1,15} = 0,75см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{784 \cdot 10}{44,4 \cdot 150} - 0,14см = 0,9 - 0,14 = 0,76см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=8 мм.

2.3 Розрахунок та конструювання кутової колони.

Зусилля у колонах визначено за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD. Розрахункові зусилля у характерних перерізах колони зведені у таблиці.

Таблиця 2.6 – Розрахункові зусилля в перерізах колони К1 (згинальні моменти, кН·м, нормальні та поперечні сили, кН)

Кількість у країні	Номер скорочено.	СТ	Значення						Формула
1	1		Пн.	Мк	Мій	Qz	Мз	Qy	
		2	-558,56	0	-3 498	1543	-4 886	1993	Група А Формула: L1+0.9*L2+0.9*L3

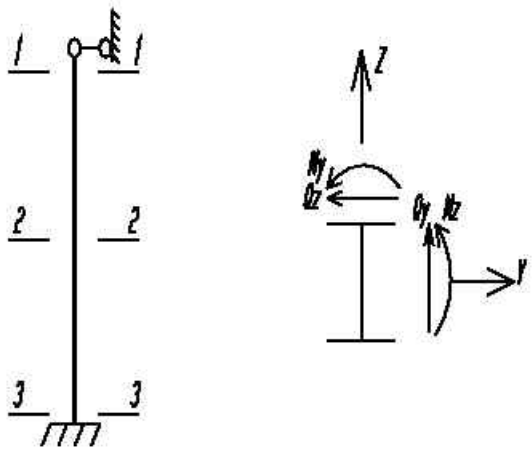
		1	-599 236	0	-1,533	3188	-2 525	-0,087	Група А Формула: L1+L2
		1	-213 625	0	-2 809	-0,51	-3 706	2268	Група А Формула: L1+L3
	2	2	-560 962	0	7 077	3 987	-3 224	-2 861	Група А Формула: L1+0.9*L2+0.9*L3
		1	-601 637	0	10 661	3188	-2 191	-0,087	Група А Формула: L1+L2
		1	-216 026	0	0,438	2207	-2 067	-3 125	Група А Формула: L1+L3
	3	1	-218 428	0	14 072	4 922	20 201	-8 518	Група А Формула: L1+L3
		1	-604 039	0	22 855	3188	-1 857	-0,087	Група А Формула: L1+L2
		2	-563 364	0	27 001	6 431	17 003	-7 715	Група А Формула: L1+0.9*L2+0.9*L3

Де:

L1- завантаження від постійного навантаження.

L2- завантаження від снігового навантаження.

L3- завантаження від вітрового навантаження.



За табл. 2.6 $M_{\max} = 27{,}0$ **кН·м;** $N_{соотв.} = -563{,}4$ кН

Матеріал колони – сталь С245: $R_y = 24$ кН/см^2 при товщині прокату 2…20 мм та $R_y = 23$ кН/см^2 при товщині прокату 21...30 мм.

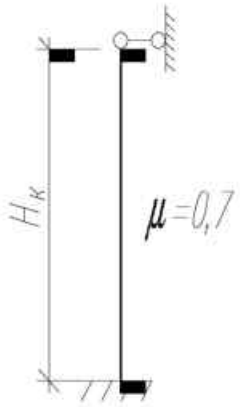


Рисунок 2.9

Розрахункова схема

Розрахункові довжини колони в площині та з площини:

$$l_{ef,x} = \mu_x H_{к,x} = 0,7 \cdot 7,65 = 5,36 \text{ м};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y H_{к,y} = 0,7 \cdot 7,65 = 5,36 \text{ м},$$

де μ_x і μ_y - Коефіцієнти приведення довжини [7, таблиця 71а];

$H_{к,x}$ і $H_{к,y}$ - Висота колони в площині та з площини.

Попередньо задаємося гнучкістю колони $\lambda = 100$ (при $N < 3000$ кн). Тоді $\varphi = 0,5627$ [7, табл. 72].

Необхідна площа перерізу колони:

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{563,4}{0,5627 \cdot 24 \cdot 1} = 41,72 \text{ см}^2.$$

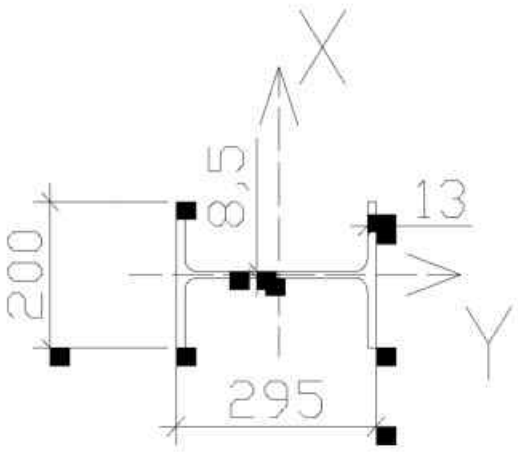
Приймаємо широкополочний двотавр 30Ш3: $A = 87,0$ см^2; $i_x = 12,7$ см; $i_y = 4,8$ см; $W_x = 939$ см^3. $W_y = 200,4$ см^3.

Розрахунок на стійкість суцільно-тенчастих стержнів, схильних до стиску і вигину в двох головних площинах, при збігу площини найбільшої жорсткості ($Дж._x > Дж._i$) з площиною симетрії слід виконувати за формулою

,

де

тут $П_{ей}$ слід визначати відповідно до вимог п. 5.27[7] із заміною у формулах $м$ і $\angle$ відповідно на $м_i$ і $\angle_i$, а $с$ - Відповідно до вимог п. 5.41 [7].



Малюнок. 2.12

Умовна гнучкість колони:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{536}{4,73}\sqrt{\frac{24}{2,06\cdot 10^4}} = 3,86 .$$

Ядрова відстань:

$$\rho_y = \frac{W_y}{A} = \frac{200,4}{87} = 2,31 \text{ див.}$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_y = \frac{M_y}{N\rho_y} = \frac{17\cdot 10^2}{563,4\cdot 2,31} = 1,3 .$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу щодо площі поясів до площі стінки $\frac{A_f}{A_w} = \frac{30}{57} = 0,53$ згідно з [7, табл. 73] $\eta = (1,75 - 0,1m) - 0.02(5-m)\bar{\lambda} = 1.33$

Тоді розрахунковий ексцентриситет: $m_{efy} = \eta \cdot m_y = 1,33\cdot 1,3 = 1,7$.

Коефіцієнт зниження розрахункових опорів [7, табл. 74]: $\varphi_{ey} = 0,304$.

Гнучкість стрижня з площини та у площині відповідно:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{536}{4,8} = 111,7 < 150 .$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{536}{12,7} = 42,2 < 150 .$$

c - Коефіцієнт, що враховує вплив моменту M_x при згинально-крутильній формі втрати стійкості.

Відносний ексцентриситет:

$$\lambda_c = 3,14\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14\cdot\sqrt{\frac{2,06\cdot 10^4}{24}} = 92 ,$$

отже $\varphi_c = 0,598$.

$\lambda_y = 111,7$, отже $\varphi_y = 0,472$.

Відповідно до [12, стор 344, формула 14.11] при $m_y = 1{,}3 < 5$:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_y}.$$

Відповідно до [12, дод. 11] при $\lambda_y = 113{,}3 > \lambda_c = 92$ і о $m_y = 1{,}3 > 1$ коефіцієнти:

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0{,}598}{0{,}472}} = 1{,}13; \alpha = 0.65 + 0.05m = 0.715.$$

$$c = \frac{1{,}13}{1 + 0{,}715 \cdot 1.3} = 0{,}586.$$

$$\varphi_{exy} = \varphi_{ey}(0{,}6\sqrt[3]{c} + 0{,}4\sqrt[4]{c}) = 0.304(0.6\sqrt[3]{0.586} + 0{,}4\sqrt[4]{0.586}) = 0.27$$

$$\frac{N}{\varphi_{exy} A} = \frac{563{,}4}{0{,}27 \cdot 87} = 22{,}9 \le R_y \gamma_c = 24 \cdot 1,$$

Гранична гнучкість: $[\lambda_u] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0{,}95 = 122{,}8$.

Гнучкість стрижня з площини та у площині відповідно:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{536}{4{,}8} = 111{,}7 < 122{,}8.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,u}}{i_x} = \frac{536}{12{,}7} = 42{,}2 < 122{,}8.$$

Оскільки моменти діють у двох площинах виконаємо перевірку міцності колони:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c} + \frac{M_x}{c_x W_{xn} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn} R_y \gamma_c} = \frac{563.4}{87 \cdot 24 \cdot 1} + \frac{27 \cdot 10^2}{1.04 \cdot 939 \cdot 24 \cdot 1} + \frac{17 \cdot 10^2}{1.47 \cdot 200{,}4 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}72 \le 1$$

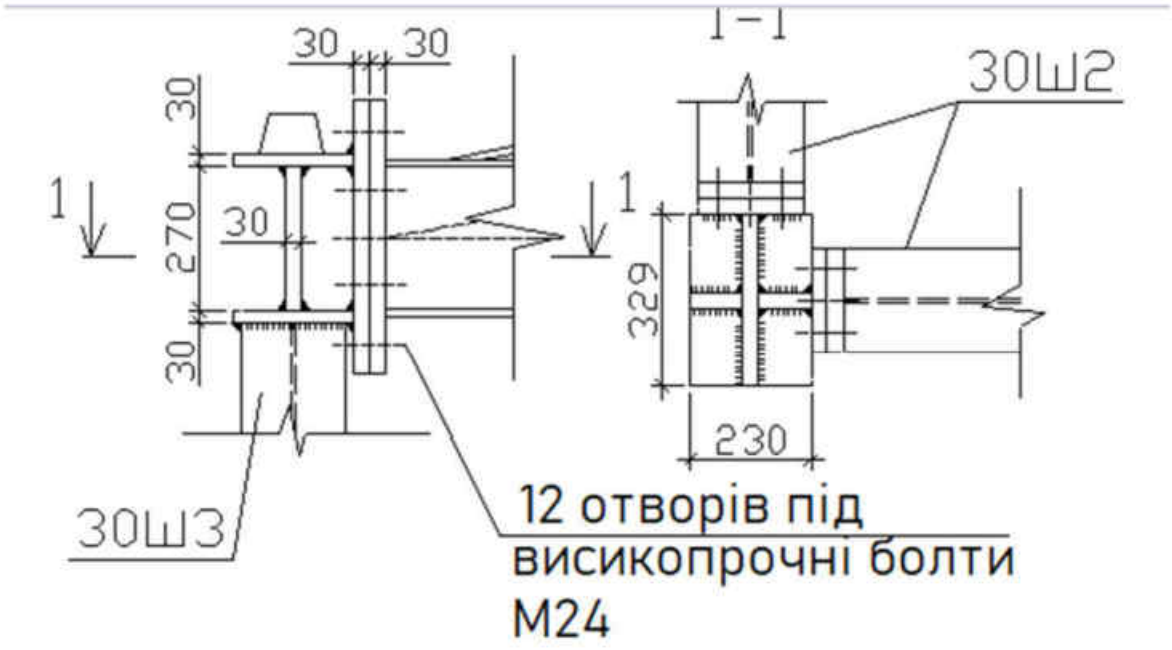
Де c_x і c_y визначаємо по [7, дод. 11]

Остаточно приймаємо переріз колони К1 із двотавра 30Ш3.

2.3.1 Конструювання оголовка колони.

Строгану опорну плиту завтовшки $t_{pl} = 30$ мм приварюємо до фрезерованого торця стрижня колони кутовими швами з катетом. $k_f = 14$ мм. Розміри плити у плані 329×230 мм.

Як огодловка приймаємо два ребра завтовшки 30 мм і висотою 270 мм, на які зверху кріпиться плита 325×230 мм. для кріплення вузлового оболонкового елемента.



Малюнок 2.13 К конструювання оголовка колони

Розрахунок зварних швів наколінника.

Розрахунок проводиться з урахуванням глибини проплавлення кореня шва на 2 мм за трьома перерізами: по металу шва (перетин 1 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_f (K_f + 2мм) l_w} \le R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

за табл. 3 [7]

$$R_{wf} = 0{,}55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{un}} = 0{,}55 \ \frac{490}{1.25} = 216\,МПа \left(2200\ кгс/см^2\right);$$

$c_{вф}$= 1,0; c_c= 1,0; $б_з$= 0,7; $л_у$ = 35,6 см

$$K_{fn} = \frac{1540 \cdot 10}{0,7 \cdot 94,5 \cdot 216 \cdot 1,0 \cdot 1,0} - 0,2\ см = 1.1 - 0,2 = 0,9\ см.$$

по металу межі сплавлення з профілем (перетин 2 рис. 2.9)

$$\frac{N}{\beta_z \cdot K_f \cdot l w} \le R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

за табл.3 [7]

$P_{вз} = 0,45P_i$ = 0,45 · 453 = 204 МПа (2070 кгс/см^2);

$c_{вз}$= 1,0;$б_з$= 1,0 за табл. 34 [7] для швів з $До_ф > 9$ мм;

$$K_{fn} = \frac{1540 \cdot 10}{94,5 \cdot 204} = 0,8см.$$

по металу межі сплавлення з фланцем у напрямку товщини прокату (перетин 3 рис. 2.9)

$$\frac{N}{(K_f + 1,4мм)l_w} \le R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

$P_{го}$ = 0,5 · 300 = 150 МПа (1648 кгс/см^2)

$c_{вз}$= 1,0;

$$K_{fn} = \frac{1540 \cdot 10}{94,5 \cdot 150} - 0,14см = 1,44 - 0,14 = 1,3\ см.$$

Приймається $До_{кримітка}$=14мм.

2.3.2 Розрахунок та конструювання бази колони

Розрахунок опорної плити

Приймаємо бетон фундаменту класу С10/12: розрахунковий опір бетону осьовому стиску $R_b = 0,6$ кН/см^2 [12, тал. 13]. У розрахунках прийматимемо розрахунковий опір бетону зім'яттю, що визначається за формулою:

$$R_{b,loc} = \alpha\varphi_b R_b = 1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 0{,}72_{\text{кН/см}^2}$$

[12, п. 3.39, формула 102],

де $\alpha = 1$ для бетону класу нижче С25/30;

φ_b орієнтовно приймаємо рівним 1,2 [12, п. 3.39].

З'єднання колон з фундаментом –

жорстке, внаслідок чого приймаємо основу колони у вигляді плоскої опорної плити.

Навантаження передаватиметься на фундамент через фрезерований торець колони. Матеріал опорної плити – сталь С245: $R_y = 23$ кН/см^2 при товщині прокату 21...30 мм.

Задаємося шириною плити (рисунок 2.11):

$$B = b_f + 2c = 20 + 2 \cdot 15 = 50_{\text{см,}}$$

де b_f - Ширина полиці двотавра 30Ш3;

$c = 150$ мм - звисання основи.

Приймаємо ширину плит $B = 50$ див.

З умови $\sigma_{\max} \le R_{b,loc}$ отримаємо довжину плити:

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,col}}} =$$

$$= \frac{563{,}4}{2 \cdot 50 \cdot 0{,}72} + \sqrt{\left(\frac{563{,}4}{2 \cdot 50 \cdot 0{,}72}\right)^2 + \frac{6 \cdot 27{,}0 \cdot 10^2}{50 \cdot 0{,}72}} = 30{,}4$$

Мінімальна довжина плити:

$$L_{\min} = h + 2c = 29{,}9 + 2 \cdot 15 = 59{,}9_{\text{ см,}}$$

де h - Висота двотавра 30Ш3.

Приймаємо довжину опорної плити $L = 60$ див.

Максимальна напруга в бетоні під опорною плитою:

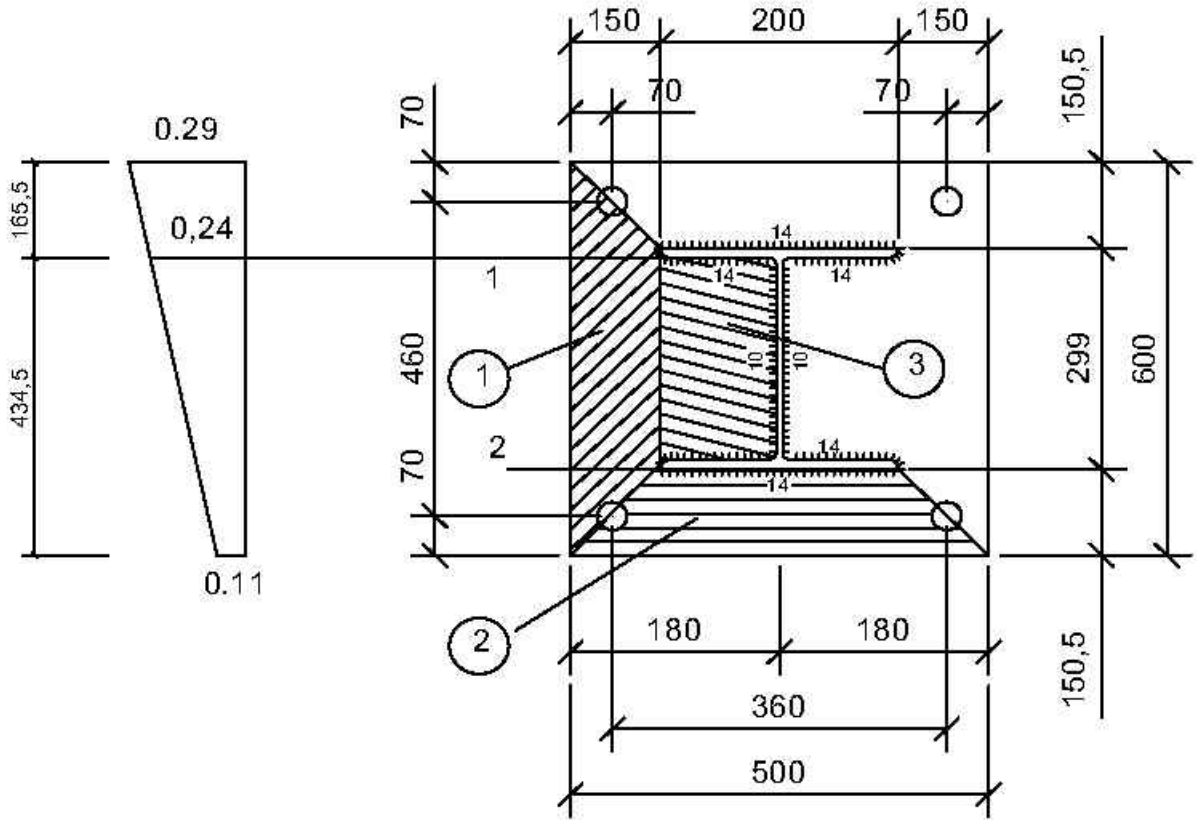
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{563{,}4}{50 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 27{,}0 \cdot 10^2}{50 \cdot 60^2} = 0{,}29 кН/см^2 < R_{b,loc} = 0{,}72 кН/см^2 .$$

Мінімальна напруга:

$$\sigma_{min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{339,27}{50 \cdot 60} - \frac{6 \cdot 27,0 \cdot 10^2}{50 \cdot 60^2} = 0,11 кН/см^2$$

Напруга в перерізі по внутрішній межі полиці двотавра (рисунок 2.12):

$\sigma_1 = 0,24$ кН/см^2.



Малюнок 2.14 До розрахунку опорної плити

Для визначення товщини плити розбиваємо опорну плиту на ділянки (рисунок 2.14) та визначаємо згинальний момент у кожній ділянці.

Ділянка 1.

Площа ділянки: $A_1 = 29,9 \cdot 15 + \frac{15 \cdot 15,05}{2} = 671,3$ см^2.

$$c_1 = \frac{S_1}{A_1} = \frac{\frac{29,9 \cdot 15^2}{2} + 2 \cdot 15,05 \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15}{671,3} = 8,35 см$$

Згинальний момент:

$$M_1 = \sigma_{max} A_1 c_1 = 0{,}29 \cdot 671{,}3 \cdot 8{,}35 = 1626 \text{ кН·см.}$$

Товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1626}{29{,}9 \cdot 23 \cdot 1{,}2}} = 3{,}4 \text{ див.}$$

Ділянка 2

Площа ділянки: $A_2 = 20 \cdot 15{,}05 + 2 \cdot \frac{15 \cdot 15{,}05}{2} = 533{,}75$ см^2.

$$c_2 = \frac{S_2}{A_2} = \frac{\frac{20 \cdot 15{,}05^2}{2} + 2 \cdot 15 \cdot 15{,}05 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15{,}05}{533{,}75} = 8{,}7 \text{ див.}$$

Згинальний момент:

$$M_1 = \sigma_{max} A_2 c_2 = 0{,}29 \cdot 533{,}75 \cdot 8{,}7 = 1347 \text{ кН·см.}$$

Товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1347}{20 \cdot 23 \cdot 1{,}2}} = 3{,}83 \text{ див.}$$

Ділянка 3.

Дця ділянка є опертою на три канти (рисунок 2.13). відношення закріпленої сторони пластини до вільної $b_1/a_1 = 95{,}75/299 = 0{,}32 < 0{,}5$. Отже, ділянка розраховується як консольна одинична ширина з вильотом b_1:

$M_3 = \frac{\sigma_1 b_1^2}{2} = \frac{0{,}24 \cdot 9{,}575^2}{2} = 11$ кН.

Товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_3}{R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11}{23 \cdot 1{,}2}} = 0{,}5 \text{ див.}$$

Задаємося товщиною плити $t_{pl} = 50$ мм.

Перевіримо міцність перерізу 1-1 (рисунок 2.12):

$$Q_{1-1} = \sigma_{\max} s = 0,29 \cdot 60 \cdot 15,05 = 265,4 \text{ кН};$$

$$M_{1-1} = 269 \cdot 15,05/2 = 2051 \text{ кН·см.}$$

Нормальна напруга:

$$\sigma_x = \frac{M_{1-1}}{W_{pl}} = \frac{6M_{1-1}}{Bt_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 2051}{60 \cdot 3,2^2} = 20H/см^2 < R_y\gamma_c = 23 \cdot 1,2 = 27,6кН/см^2$$

.

Дотичні напруги:

$$\tau_{xy} == \frac{Q_{1-1}}{Bt_{pl}} = \frac{265,4}{50 \cdot 3,2} = 1,66 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка за наведеною напругою:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{20^2 + 3 \cdot 1,66^2} = 20,1кН/см^2 < 1,15R_y\gamma_c =$$
$$= 1,15 \cdot 23 \cdot 1,2 = 31,74кН/см^2$$

.

Міцність перерізу забезпечена.

Перевірка зварних швів:

$$R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2.$$

$$R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1 = 17,33 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{N}{L_f(R_w\beta\ \gamma_w)_{\min}} + \frac{M_x}{W_{fx}(R_w\beta\ \gamma_w)_{\min}} + \frac{M_y}{W_{fy}(R_w\beta\ \gamma_w)_{\min}} =$$

$$\frac{563.4}{131.4 \cdot 17.33} + \frac{27 \cdot 10^2}{1345 \cdot 17.33} + \frac{17 \cdot 10^2}{476 \cdot 17.33} = 0,68 \le 1$$

Міцність зварних швів забезпечена.

2.3.3 Розрахунок анкерних болтів

Розрахунок анкерних болтів, що прикріплюють опорну плиту до фундаменту, робимо на зусилля: $N_{\min} = -218,4 * 0,8 = -174,7$ кН; $M_{соотв.} = 20,2$ кН·м (таблиця 2.7).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{174,7}{50 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 20,2 \cdot 10^2}{50 \cdot 60^2} = 0,13 кН/см^2;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{174,7}{50 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 20,2 \cdot 10^2}{50 \cdot 60^2} = -0,01 кН/см^2;$$

$$x = \frac{|\sigma_{\max}| \cdot L}{|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|} = \frac{0,13 \cdot 60}{0,13 + 0,1} = 37,14 \text{ див.}$$

Зусилля в анкерних болтах:

$$z = \frac{M - Nb}{y} = \frac{20,2 \cdot 10^2 - 174,7 \cdot 10}{35} = 7,8 \text{ кН.}$$

Приймаємо болти зі сталі ВСт3кп2. Розрахунковий опір зрізу таких болтів, згідно з [7, табл. 60*], $R_{ba} = 18,5$ кН/см^2.

Необхідна площа болта:

$$A_b = \frac{z}{R_{ba}} = \frac{7,8}{18,5} = 0,42 \text{ см}^2.$$

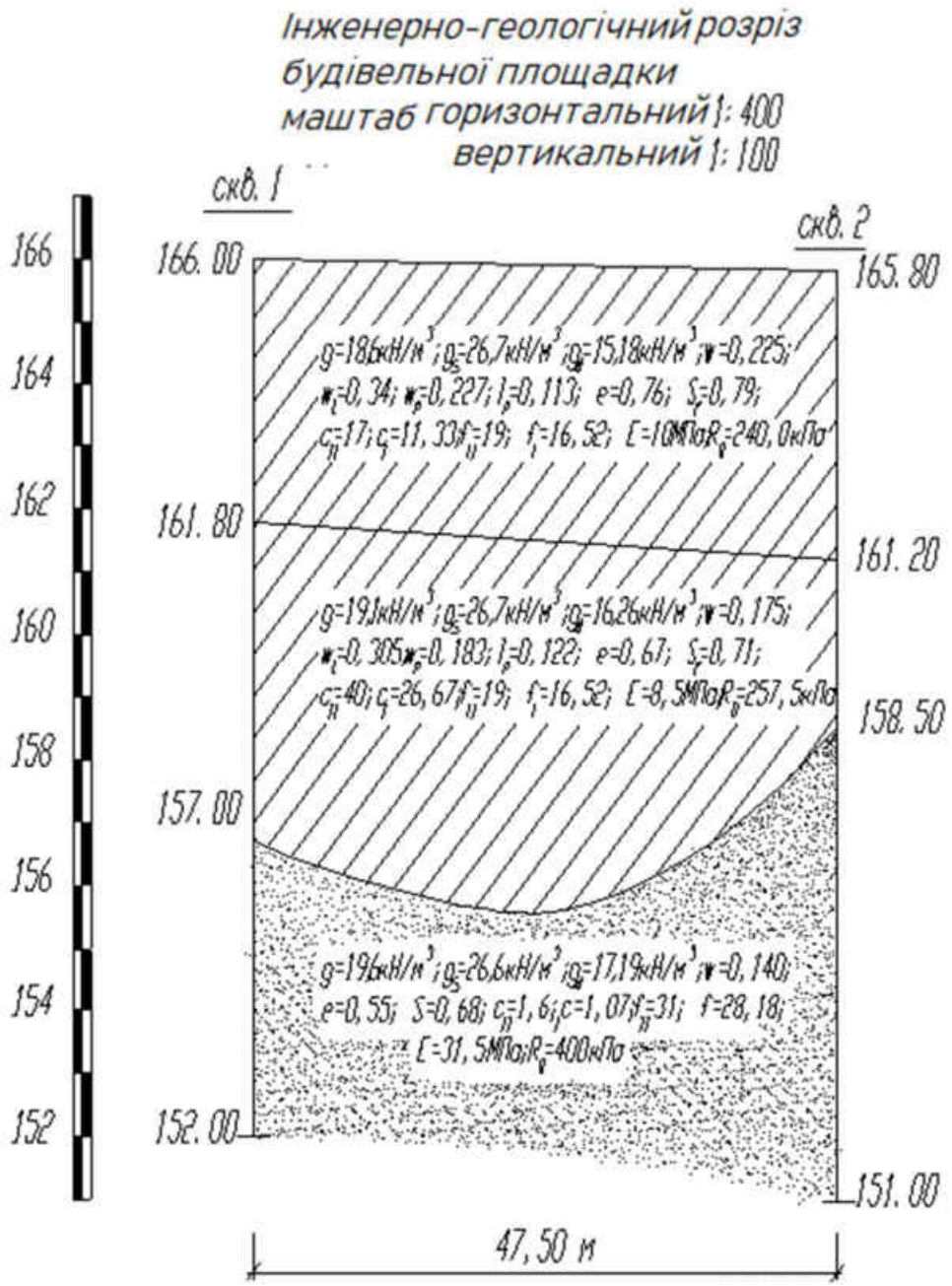
Приймаємо 2 болти Ø20 мм.

Площа одного болта $A_{bh} = 2,45$ см^2.

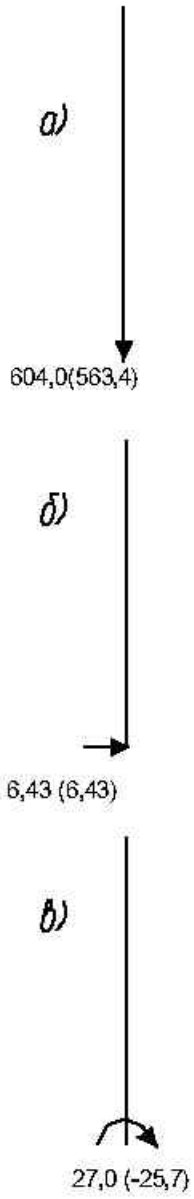
3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТУ

3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва.

На підставі таблиці 3.1 необхідно зробити висновок про придатність певного шару як природна основа.



Малюнок 3.1 Інженерно-геологічний розріз



Малюнок 3.2 Навантаження, що діють на фундамент: а) вертикальні, кН; б) горизонтальні, кн; в) згинальні моменти, кН·м

3.2 Розрахунок та конструювання фундаменту дрібного закладення

3.2.1 Збирання навантажень на фундамент

Навантаження на фундамент визначено за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD. На рис. 3.2, представлені вертикальні, горизонтальні навантаження та згинальні моменти, що діють на фундамент. У дужках вказано навантаження за II групою граничних станів.

Навантаження визначено за найбільш несприятливими комбінаціями завантажень: постійна (коефіцієнт поєднань $\psi = 1$); снігова та вітрова ($\psi = 0,9$).

3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту, виходячи з конструктивних вимог

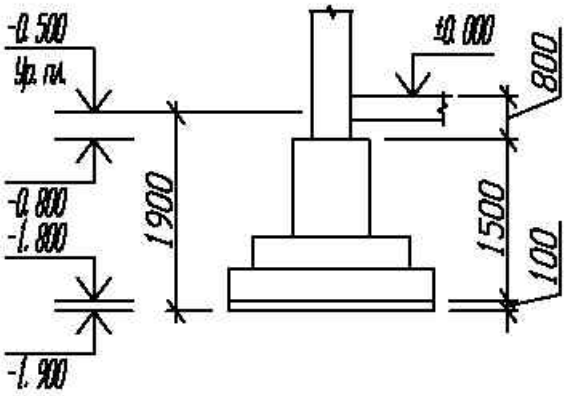
Нормативна глибина промерзання для м. Тамбова $d_n = 1,4$ м [12, дод. 1, рис.3].

Глибина закладання фундаменту, виходячи з конструктивних вимог,

$$d = 1,5 + (0,8 - 0,3) + 0,1 = 1,90_{\text{м}},$$

де 1,5 м – висота типового монолітного фундаменту;

0,1 м – бетонна підготовка.,



Малюнок 3.3 До визначення конструктивної глибини закладання фундаменту

Грунти основи – суглинки, для яких згідно з [14, п. 2.27], $k = 23$. Тоді нормативна глибина промерзання для суглинків становитиме:

$$d_{fn} = \frac{d_n k}{23} = \frac{1,4 \cdot 23}{23} = 1,4_{\text{м.}}$$

Розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = d_{fn} k_n = 1,4 \cdot 0,6 = 0,84 м < d = 1,90 м,$$

де k_n - Коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі [14, табл. 1].

Приймаємо глибину закладання фундаменту під колону К-1 $d = 1{,}90$ м.

3.2.3 Визначення розмірів підошви фундаменту

Грунт основи – суглинок твердий з характеристиками:

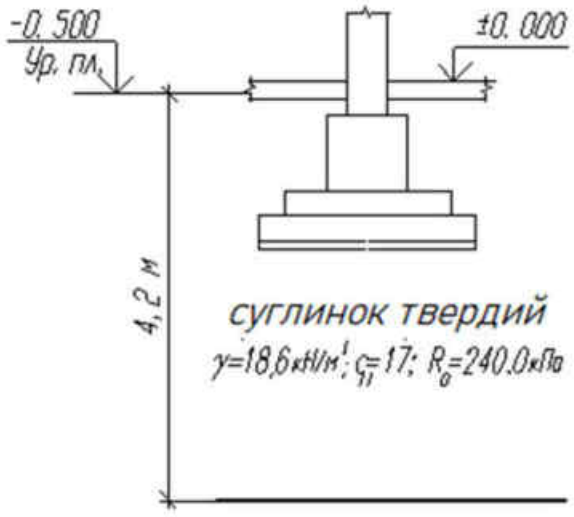
$R_0 = 240{,}0$ кПа, $\gamma = 18{,}6$ кН/м^3, $\gamma_s = 26{,}7$ кН/м^3, $\gamma_d = 15{,}18$ кН/м^3, $c_{II} = 17$ кПа $\varphi_{II} = 19°$.

Навантаження на фундамент II групи граничних станів: $F_в$=563,4 кН, $F_{год}$=6,43 кН, М=25,7 кН·м.

Оскільки фундамент позацентрово завантажений:

$$b_1 = \sqrt{\frac{F_{v,II}}{(R_0 - \gamma_{cs} d)\eta}} = \sqrt{\frac{563{,}4}{(240{,}0 - 20 \cdot 1{,}90) \cdot 1{,}2}} = 1{,}6 \text{ м},$$

де $\gamma_{cs} = 20$ кН/м^3 - питома вага фундаменту з ґрунтом, *день* = 1,90 м – глибина закладення рівня планування, $\eta = l/b$ =1,2 – співвідношення розмірів підошви.



Малюнок 3.4 До визначення розмірів підошви фундаменту

Тоді розрахунковий опір ґрунту:

$$R_1 = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{k}\left[M_g k_z b_1 \gamma_{II}^{cp} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right] =$$

$$\frac{1,25 \cdot 1,0}{1}[0,47 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 18,60 \cdot 0,95 + 2,89 \cdot 1,90 \cdot 18,60 \cdot 0,95 + 5,48 \cdot 17] = 254,4$$ кПа.

де $c_{c1}=1,25$; $c_{c2}=1$ [24, табл.3]; $k=1$[24, п. 2.41]

$M_\gamma=0,47$; $M_q=2,89$; $M_c=5,48$ [24, табл.4]; $к_З=1$[24, п. 2.41]; $з_{II}=17$ кПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту; $\gamma_{II}^{ср}$ – питома вага ґрунту в межах 2b (тут b – ширина підошви фундаменту); $\gamma'_{II}=18,60$ кН/м^3 - Питома вага ґрунту вище підошви фундаменту.

$$2b = 2 \cdot 1,6 = 3,2м < 4,2м$$ тоді

$$\gamma_{II}^{ср} = \gamma'_{II} = 18,60$$ кН/м^3;

Необхідно уточнити розміри підошви:

$$b_2 = \sqrt{\frac{F_V^{II}}{(R_0 - \gamma_{cs} d)\eta}} = \sqrt{\frac{563,4}{(254,4 - 20 \cdot 1,9) \cdot 1,2}} = 1,5$$ м.

Перевірте умови: $\left|1 - \frac{b_2}{b_1}\right| = \left|1 - \frac{1,5}{1,6}\right| = 0,0625 < 0,1$

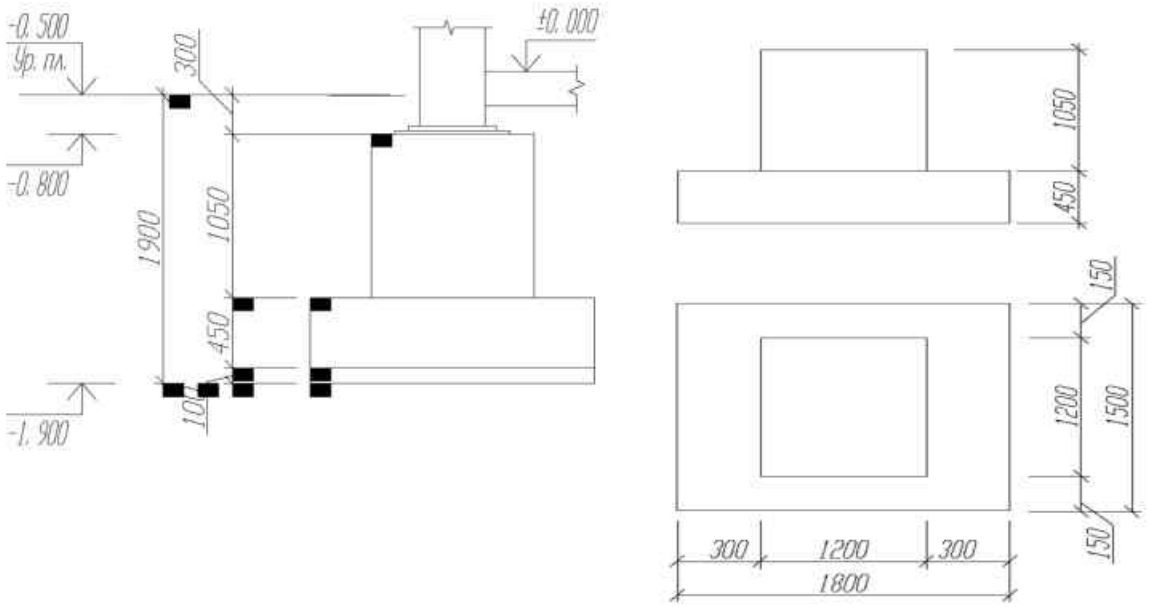
Умова виконується.

Приймаємо типовий монолітний фундамент. Розміри ступеня – 1,8×1,5×0,45 м; розміри підколонника - 1,2 1,2 1,05 м. Монолітний фундамент представлений на рис. 3.5.

Глибина закладання фундаменту не зміниться: *день* = 1,9 м (рис. 2.45).

Уточнюється значення *P*: (2b=3,6 м)

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1} \cdot [0,47 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 18,6 \cdot 0,95 + 2,89 \cdot 1,90 \cdot 18,6 \cdot 0,95 + 5,48 \cdot 17] = 253,5$$ кПа



Малюнок 3.5 Типовий монолітний фундамент

3.2.4 Перевірка тиску під підошвою

Середній тиск:

$$p = \frac{F_V^{II}}{A} + \gamma_{cs} d = \frac{563,4}{1,8 \cdot 1,5} + 20 \cdot 1,9 = 246,7 кПа < R = 253,5 кПа$$

.

Проведемо перевірку крайових тисків. Повинні виконуватись умови:

$$p_{\max} = \frac{F_V^{II}}{A} + \gamma_{cs} d + \frac{M_x}{W_x} \le 1,2R$$

;

$$p_{\min} = \frac{F_V^{II}}{A} + \gamma_{cs} d - \frac{M_x}{W_x} \ge 0$$

.

$$W_x = \frac{bl^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 1,8^2}{6} = 0,81 \text{ м}^3.$$

$$p_{\max} = \frac{563,4}{1,5 \cdot 1,8} + 20 \cdot 1,90 + \frac{25,7}{0,81} = 279 кПа < 1,2R = 1,2 \cdot 254,5 = 305,4 кПа$$

;

$$p_{\max} = \frac{563,4}{1,5 \cdot 1,8} + 20 \cdot 1,90 - \frac{25,7}{0,81} = 215 > 0$$

Умови виконуються, розміри фундаменту підібрані правильно.

Об'єм бетону фундаменту складає 3,09 м.^{3}.

3.2.5 Перевірка міцності слабкого шару, що підстилає

Оскільки нижче твердого суглинку, на який спирається підошва фундаменту, не залягають менш міцні шари (див. табл. 2.29), перевірка міцності слабкого шару, що підстилає, не потрібна.

3.2.6 Перевірка впливу сусіднього фундаменту

При виконанні умови $k_c L_f \le L_g$ необхідно враховувати вплив сусіднього фундаменту.

Відповідно до [13, стор 32] $L_g = 2{,}2$ м.

$L_f = 6$ м – крок колон.

$$k_c = \frac{0{,}06}{b}\left(\overline{E} - 10\right) + 1 = \frac{0{,}06}{150} \cdot (9{,}20 - 10) + 1 = 0{,}99968,$$

$$\overline{E} = \frac{\sum_i E_i h_i}{\sum_i h_i} = \frac{10 \cdot 4{,}2 + 8{,}5 \cdot 4{,}8}{4{,}2 + 4{,}8} = 9{,}20$$

де МПа.

$k_c L_f = 0{,}99968 \cdot 6м \approx 6 > L_g = 2{,}2м$.

Умова не виконується. Опад сусіднього фундаменту не впливає на осаду розглянутого.

3.2.7 Розрахунок осідання фундаменту

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підошви:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{II} d = 18{,}6 \cdot 1{,}90 \cdot 0{,}95 = 33{,}57 \text{ кПа}.$$

Додатковий тиск на основу під підошвою:

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 246{,}7 - 33{,}57 = 213{,}13 \text{ кПа}.$$

Для знаходження глибини зони, що стискається, визначаємо напруги від власної ваги грунту σ_{zg} та додаткові напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} по осі

фундаменту. Для цього розбиваємо кожен шар на елементарну потужність (0,2...0,4)b (рис. 3.6).

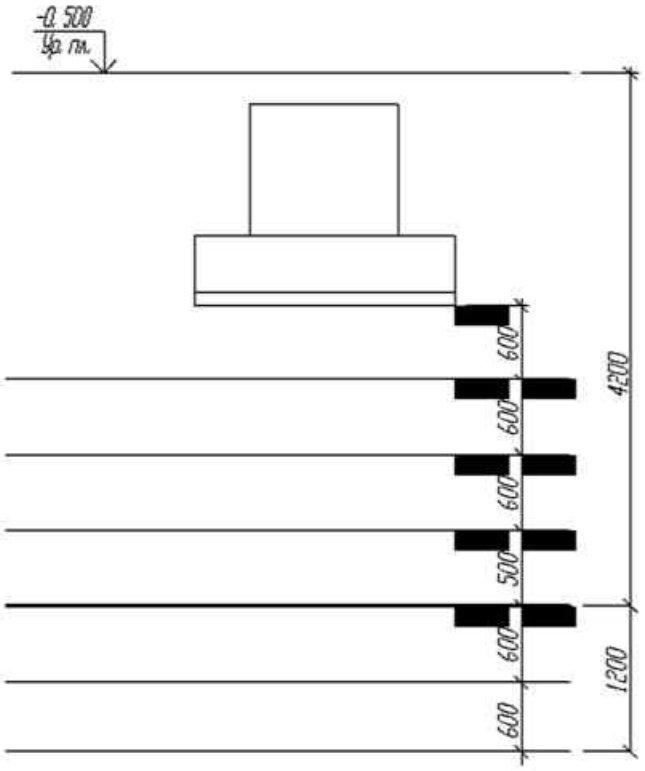


Рисунок 3.6 До розрахунку осідання фундаменту

Розрахунок опади зводимо у табл. 3.2.

У цій таблиці: $\sigma_{zg} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_i h_i$; $\sigma_{zp} = \alpha p_0$;

$\alpha = f\left(\xi;\ \frac{l}{b}\right)$ [14, дод. 2, табл. 1]; $s = 0{,}8\sum \frac{\overline{\sigma}_{zp} h_i}{E_i}$ - Осаду і-го шару.

Таблиця 3.2 – Розрахунок опади

з, м	$\xi = 2z/b$	γ_{II}, кН/м^3	год, хв	σ_{zg}, кПа	а	σ_{zp}, кПа	$\overline{\sigma}_{zp}$, кПа	Е, кПа	с, мм

0	0	16,79	1,9	33,57	1	213,13		10000	
0,6	0,8	17,67	0,6	44,17	0,825	175,8	194,5	10000	9,3
1,2	1,6	17,67	0,6	54,77	0,49	104,4	140,1	10000	6,72
1,8	2,4	17,67	0,6	65,37	0,29	61,81	83,11	10000	3,98
2,3	3,07	17,67	0,5	74,21	0,19	40,5	51,16	10000	2,46
2,9	3,87	18,15	0,6	85,10	0,14	29,84	35,2	8500	1,98
3,5	4,67	18,15	0,6	95,99	0,1	21,31	25,6	8500	1,45

Напруги визначаються до межі зони, що стискається, в межах якої виконується умова:

$$0,2\sigma_{zg} \le \sigma_{zp}.$$

У разі умова виконується до глибини 4,15 м, де

$$0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 95,99 = 19,2кПа > \sigma_{zp} = 21,31кПа.$$

Таким чином, глибина зони, що стискається, становить 3,50 м.

Повне осідання фундаменту:

$$s = \sum s_i = 25,89мм = 2,6см < [s] = 12см,$$

де $[s] = 12$ мм - гранично допустима осадка [14, дод. 4].

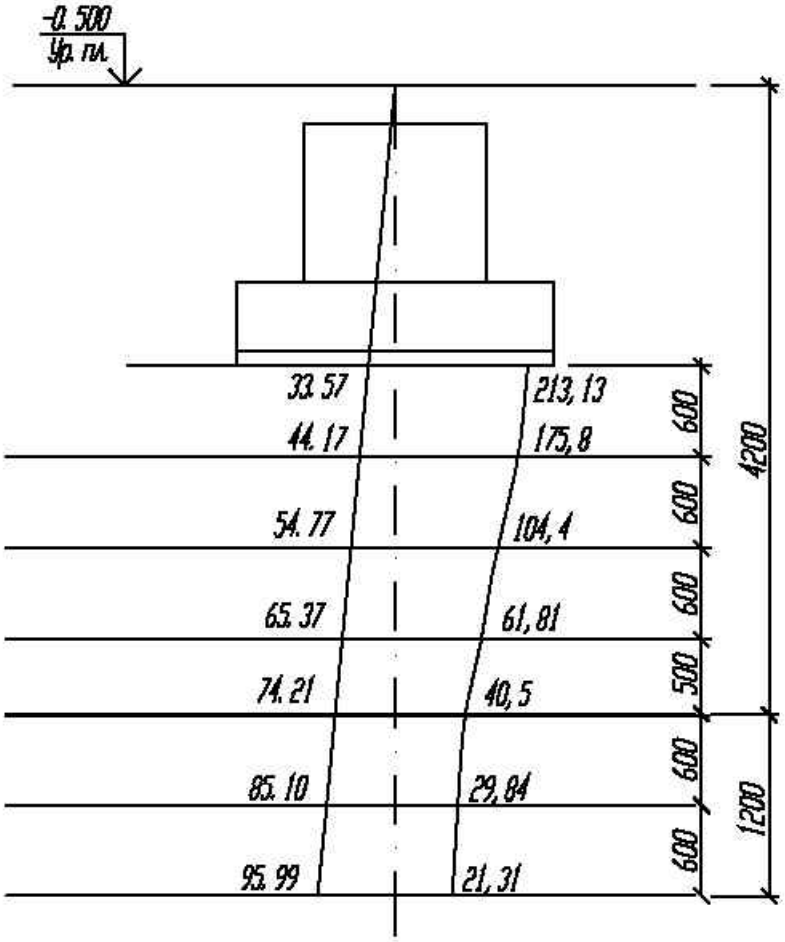
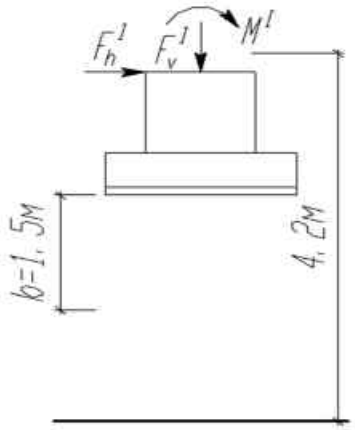


Рисунок 3.7 Розподіл напруг у межах зони, що стискається

3.2.8 Розрахунок основи фундаменту на зсув



Малюнок 3.8

До розрахунку підстави на зсув

Для визначення виду зсуву необхідно знайти кут нахилу до вертикалі. *день* рівнодіючого зовнішнього навантаження на основу:

$$tg\delta = \frac{F_h^I}{F_v^I} = \frac{6,43}{604,0} = 0,012$$

.

Кут внутрішнього тертя:

$\varphi_I = 16{,}52°$ (табл. 3.1).

Малюнок 3.8

До розрахунку підстави на зсув

$\sin\varphi_I = \sin 16{,}52° = 0{,}28$.

Бо $tg\delta = 0{,}012 < \sin\varphi_I = 0{,}28$, то робимо розрахунок підстави на глибинний зсув.

Цей розрахунок зводиться до виконання умови:

$$F_v' \le F_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

де $\gamma_c = 0{,}9$ – коефіцієнт умов роботи для пилувато-глинистих ґрунтів у стабілізованому стані [14, п. 2.58];

$\gamma_n = 1{,}1$ - Коефіцієнт надійності за призначенням споруди [14, п. 2.58];

$\Phi_в$ - сила граничного опору основи.

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_y \xi_y b'\gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I),$$

де b' і l' – наведені ширина та довжина фундаменту, причому символом *b*позначено бік фундаменту, у напрямку якого передбачається втрата стійкості основи:

$$b' = b - 2e_b = 1{,}8 - 2 \cdot \frac{M'}{N'} = 1{,}8 - 2 \cdot \frac{27{,}0}{604{,}4} = 1{,}71 \text{ м};$$

$l' = l = 1{,}5$ м.

$N_y = 1{,}81; N_q = 4{,}68; N_c = 12{,}14$ [14, табл. 7].

$\xi_y = 1 - 0{,}25/\eta = 0{,}75$;

$\xi_q = 1 + 1{,}5/\eta = 2{,}5$;

$\xi_y = 1 + 0{,}3/\eta = 1{,}3$.

Тут $\eta = l/b = 1{,}5/1{,}7 = 0{,}87$.

Бо $\eta = 0{,}87 < 1$, приймаємо $\eta = 1$ [14, п. 2.62].

$N_u = 1{,}71 \cdot 1{,}5 \cdot (1{,}81 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}71 \cdot 18{,}6 + 4{,}68 \cdot 2{,}5 \cdot 18{,}6 \cdot 1{,}90 + 12{,}14 \cdot 1{,}3 \cdot 11{,}33) = 2401{,}63$ кН.

$$F_v^I = 604 \le F_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 2401{,}63 \cdot \frac{0{,}9}{1{,}1} = 1964{,}97 \text{ кН.}$$

Умова виконується, отже зрушення не відбудеться.

3.2.9 Розрахунок фундаменту з матеріалу

Перевірка нижнього ступеня продавлювання

Перевірка нижнього ступеня на продавлювання зводиться до виконання умови:

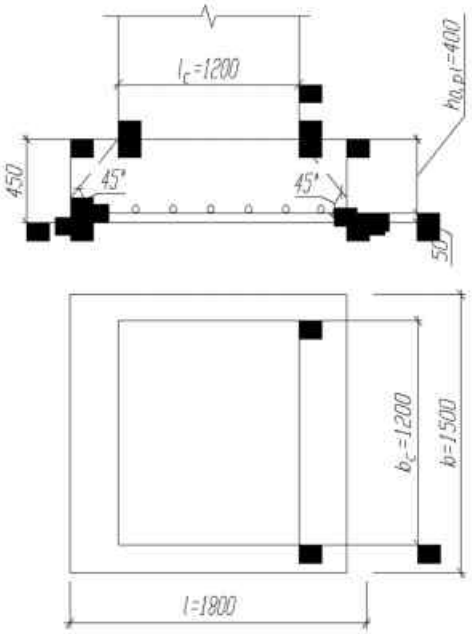
$$A_0 p_{\max} \le R_{bt} h_{0,pl} b_m .$$

Тут: A_0 – частина площі основи фундаменту, обмежена нижньою основою розглянутої грані піраміди продавлювання та продовженням у плані відповідних ребер (рис. 3.9).

A_0 – частина площі основи фундаменту, обмежена нижньою основою розглянутої грані піраміди продавлювання та продовженням у плані відповідних ребер (рис. 2.39). При $b - b_c - 2h_{0,pl} = 1{,}8 - 1{,}2 - 2 \cdot 0{,}4 < 0$

$A_0 = 0{,}5b(l - l_c - 2h_{0,pl}) = 0{,}5 \cdot 1{,}5(1{,}5 - 1{,}2 - 2 \cdot 0{,}4) < 0$ м^2[26, с. 9],

Бо $A_0 < 0$, то цю перевірку виконувати не потрібно.



Малюнок 3.9 До розрахунку

3.2.10 Розрахунок за міцністю на розколювання

Ставлення сторін колони: $\frac{b_к}{l_к} = \frac{0,200}{0,295} = 0,678$.

Відношення площ вертикальних перерізів фундаменту в площинах по осях колони паралельно сторонам b і l:

$$\frac{A_b}{A_l} = \frac{1,2 \cdot 1,05 + 1,5 \cdot 0,45}{1,2 \cdot 1,05 + 1,8 \cdot 0,45} = \frac{1,965}{2,07} = 0,95.$$

Бо $\frac{b_к}{l_к} = 0,98 > \frac{A_b}{A_l} = 0,88$, то розрахунок на розколювання зводиться до виконання умови:

$$N^I \le \left(1 + \frac{b_к}{l_к}\right) \mu \gamma_g A_l R_{bt},$$

де $\mu = 0,75$ - Коефіцієнт тертя бетону по бетону [26, п. 2.22];

$\gamma_g = 1,3$ - Коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом [26, п. 2.22].

$$N^I = 604{,}0 \le \left(1 + \frac{b_к}{l_к}\right)\mu\gamma_g A_f R_{bt} = (1 + 0{,}678)\cdot 0{,}75\cdot 1{,}3\cdot 2{,}07\cdot 570\cdot 0{,}9 = 1737$$ кН.

Умова виконується.

3.2.11 Розрахунок плитної частини на вигин

Даний розрахунок зводиться до визначення необхідної площі перерізу та підбору арматури плитної частини фундаменту.

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M_i}{0{,}9 h_i R_s},$$

де M_i - згинальний момент у аналізованому перерізі;

h_i - Робоча висота від верху щаблі до центру тяжкості перерізу арматури.

Згинальний момент у і-му перерізі M_i визначається за формулою:

$$M_i = \frac{c_i b^2}{6}(2p_{\max} + p_i),$$

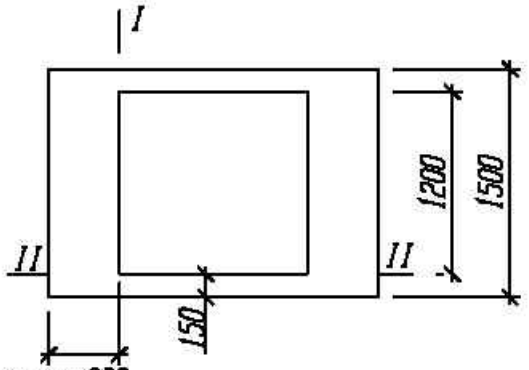
де c_i - Довжина консолі від краю фундаменту до розрізу;

$p_{\max} =$ – максимальний крайовий тиск:

$$p_{\max} = \frac{N^I}{A} + \frac{M^I}{W} = \frac{604}{1{,}5\cdot 1{,}8} + \frac{27}{0{,}81} = 257{,}03$$ кПа;

$p_i = \frac{N^I}{A} + k_i \cdot \frac{M^I}{W}$. Тут $k_i = 1 - 2\cdot\frac{c_i}{l}$.

Так як прийнятий фундамент є одноступінчастим, то має місце один розрахунковий переріз - на межі підколонника (рис. 3.10).



Малюнок 3.10 До розрахунку плитної частини на вигин

$$k_1 = 1 - 2 \cdot \frac{c_1}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0{,}30}{1{,}8} = 0{,}67;$$

$$p_i = \frac{604}{1{,}5 \cdot 1{,}8} + 0{,}67 \cdot \frac{27}{0{,}81} = 246{,}0 \text{ кПа};$$

$$M_1 = \frac{0{,}3 \cdot 1{,}5^2}{6}\left(2 \cdot 257{,}03 + 246{,}0\right) = 85{,}51 \text{ кН·м};$$

$$A_s = \frac{85{,}51}{0{,}9 \cdot 0{,}42 \cdot 355 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 6{,}4 \text{ см}^2.$$

Тут $R_s = 355$ МПа – розрахунковий опір арматури розтягуванню (для арматури А400 діаметром 10...40 мм)

[15, табл. 22*].

Призначаємо крок поздовжньої арматури 180 мм. Приймаємо арматуру 9Ø10 А400: $A_c = 7{,}07$ см^2 [16, табл. 1].

Для визначення площі арматури у напрямку короткої сторони при $M_y = 17{,}0$ кН*м:

$$p_{\max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{604}{1{,}5 \cdot 1{,}8} + \frac{17}{0{,}675} = 248{,}9 \text{ кПа};$$

$$p_i = \frac{N'}{A} + k_i \cdot \frac{M'}{W}. \text{ Тут } k_i = 1 - 2 \cdot \frac{c_i}{b}.$$

$$k_1 = 1 - 2 \cdot \frac{c_1}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{0{,}15}{1{,}5} = 0{,}8;$$

$$p_i = \frac{604}{1{,}5 \cdot 1{,}8} + 0{,}8 \cdot \frac{17}{0{,}675} = 243.8 \text{ кПа};$$

$$M_1 = \frac{0{,}15 \cdot 1{,}8^2}{6}\left(2 \cdot 248.9 + 243{,}8\right) = 60{,}1 \text{ кН·м};$$

$$A_s = \frac{60{,}1}{0{,}9 \cdot 0{,}42 \cdot 355 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 4{,}5 \text{ см}^2.$$

Призначаємо крок поздовжньої арматури 200 мм. Приймаємо арматуру 10Ø10 А400: $A_c = 7{,}85$ см^2 [16, табл. 1].

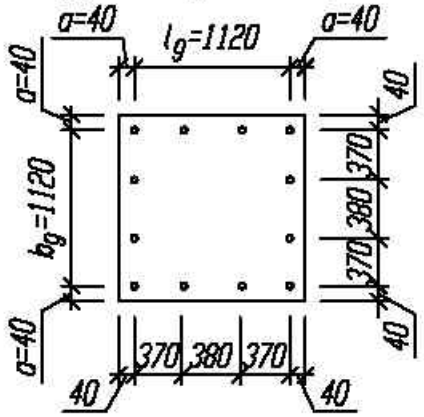
3.2.12 Розрахунок міцності підколонника

Метою даного розрахунку є підбір поздовжньої та поперечної арматури підколонника.

Розрахунок поздовжньої арматури.

Розрахунковий ексцентриситет поздовжньої сили:

$e = \frac{M^I}{N^I} + \frac{l_g}{2} - a = \frac{27}{604} + \frac{1{,}12}{2} - 0{,}04 = 0{,}56$ м. Тут $a = 40$ мм – товщина захисного шару бетону. Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури



Малюнок 3.11 До розрахунку поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{\gamma_n N e - R_b \gamma_{b2} A_b}{R_s z_s},$$

де $R_b = 0{,}6$ МПа - розрахунковий опір бетону С10/12 осьового стиску [15, табл. 13];

$A_b = 1{,}2 \cdot 1{,}2 = 1{,}44$ м^2 - Площа перерізу підколонника;

$z_s = l_g - 2a = 1{,}12 - 2 \cdot 0{,}04 = 1{,}04$ м.

Тоді: $A_s = \frac{0{,}95 \cdot 604 \cdot 0{,}56 - 6000 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}44}{355 \cdot 10^3 \cdot 1{,}04} < 0$.

Поздовжнє армування підколонника призначаємо конструктивно. Мінімальні розміри перерізу поздовжньої арматури підколонника складає 0,05% розрахункових розмірів перерізів бетону, тобто

$$A_s = 0{,}0005 \cdot A_b \cdot 10^4 = 0{,}0005 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 10^4 = 7{,}2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо подовжню арматуру 12Ø10 А400: $A_c = 9{,}42$ см^2 [116, табл. 1].

Розрахунок поперечної арматури.

Уздовж довгого боку *л:* $e_0 = \frac{M^I}{N^I} = \frac{27}{604} = 0{,}045м < \frac{l_к}{2} = \frac{0{,}295}{2} = 0{,}1475м$.

Уздовж короткої сторони *б*

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{17}{604} = 0{,}028м < \frac{b_к}{2} = \frac{0{,}2}{2} = 0{,}1м$$

.

Таким чином, поперечне армування підколонника призначаємо конструктивно.

$$A_s = 0{,}0005 \cdot A_b \cdot 10^4 = 0{,}0005 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 10^4 = 7{,}2 \text{ см}^2.$$

Крок поперечної арматури – 50 мм.

Виходячи з конструктивних міркувань, приймаємо поперечну арматуру 23Ø8 А400: $A_c = 11{,}07$ см^2 [16, табл. 1].

Приймаємо 2 арматурні сітки з кроком 120 мм.

3.2.13 Розрахунок на місцеве зминання

Розрахунок на місцеве зминання зводиться до виконання умови:

$$N' \le 2R_b\gamma_{b2}A_{см},$$

де $A_{см}$ - Площа поверхні, що зминається, рівна площі опорної плити.

$$604кН < 2 \cdot 6000 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}279 = 3013кН$$

.

Умова виконується. Конструктивного армування підколонника двома поперечними сітками достатньо.

4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1 Вибір та опис методу виконання робіт

При даному виконанні робіт застосовується вільний метод монтажу, який передбачає підйом та переміщення конструкцій у просторі без обмежень з подальшим її нарощуванням у вертикальному та горизонтальному напрямку. При вільному методі монтажу може бути забезпечений спрямований рух елемента в момент встановлення в проектне положення. Будівництво ведеться за допомогою самохідних кранів на гусеничному ході.

Таблиця 4.1 – Специфікація елементів збірних конструкцій

Найменування елементів збірних конструкцій	Розміри, мм			Кількість штук на всю будівлю	Маса, т		Площа, $м^2$
	довжина	ширина	висота		одного елемента	всього	
1	2	3	4	5	6	7	10
Колона К-1	299	200	7650	4	0,833	3,3	0,06
Колона К-2	251	180	7650	24	0,72	17,3	0,045
Колона К-3	193	150	3520	36	0,36	12,96	0,028
Ферма F–1	42000	200	3350	4	5,6	22,4	8,4
Балка Б1, Б2, Б3	6000	150	193	175	0,18	31,5	0,9
Настил Н57-750-0.8	6000	750	57	392	0,044	17,25	4,5
Стрижень оболонки С1	4240	180	180	4	0,586	2,34	0,756
С2	4240	140	140	4	0,384	1,54	0,588
С3	4240	133	133	4	0,217	0,868	0,56
С4*	4240	133	133	12	0,185	2.22	0,56
С5*	4240	133	133	20	0,098	1,96	0,56

1	2	3	4	5	6	7	10
С4	3000	133	133	48	0,131	6,3	0,4
С5	3000	133	133	88	0,07	6,16	0,4
С6	3000	127	127	72	0,041	2,95	0,38
С6*	4240	127	127	152	0,058	8.816	0,53
С7	3000	95	95	176	0,03	5.28	0,285

Продовження таблиці 4.1

4.2 Розрахунок потрібних параметрів монтажних кранів

Для монтажу конструкцій будівлі використовується самохідний кран. Параметри самохідних кранів визначають за найважчим та віддаленим елементом будівлі.

Під час монтажу конструкцій. Монтажна маса елемента дорівнює:

$$м=м_{ох}+м_{головний}= 5,6+0,32=5,92т;$$

де $m_{ох}$ – маса елемента, що монтується: для кроквяної ферми $m_{ох}$=5,6т; $м_{головний}$ - Маса оснащення: траверса з напівавтоматичними захопленнями $m_{головний}$=0,32т; для траверси з точковим захопленням $m_{головний}$=0,195т.

Необхідна висота підйому гака крана визначається технологією подачі елемента на опору і дорівнює:

$H_{кр.}=год_0+ год_з+ год_{ох}+ год_з= 7,65 +1 +3,35 +6,5 = 18,5$ м, - для кроквяної ферми.

$H_{кр.}=год_0+ год_з+ год_{ох}+ год_з=0+1+7,65+6,5=15,5$м,- для колони.

де h_0,м – висота опори елемента, що монтується, від рівня стоянки крана; $h_з$=1м - запас по висоті між опорою і низом елемента, що монтується; $h_{ох}$,м - висота елемента, що монтується; $h_з$,М - розрахункова висота вантажозахоплювального пристосування до центру гака крана.

Необхідний виліт гака для ферми:

$$L_{mp} = \frac{h}{tg\alpha} + \frac{b}{2} + a + c = \frac{7,15}{1} + \frac{6}{2} + 1 + 1,5 = 15м$$

$h=h_0+d-h_ш = 7,65+1-1,5=7,15$ м,

де d =1 м – безпечне відстань по вертикалі від найближчої до крану опори плити до осі похилої стріли в т.а, що вимірюється з відривом від зазначеної опори; b = 6 м - крок колон; а=1м - безпечне відстань по горизонталі від найближчої до крану опори плити до осі похилої стріли т.а; с – відстань осі обертання крана до шарніра п'ятої стріли, м.

$$tg\alpha = \sqrt[3]{\frac{2h}{b+2a}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 7,15}{6+2 \cdot 1}} = 1,33м, \alpha = 53°$$

Обчислюємо необхідну мінімальну довжину стріли для монтажу оболонки:

$$l_{mp} = \frac{h}{\sin\alpha} + \frac{b+2a}{2\cos\alpha} = \frac{13,15}{\sin 53} + \frac{6+2}{2\cos 53} = 25,54м$$

$h=h_0+d-h_ш = 13,65+1-1,5=13,15$ м,

Після визначення розрахункових параметрів монтажного крана за їх технічними характеристиками вибираємо такі машини, робочі параметри яких задовольняють розрахунковим, рівні або кілька їх перевищують.

Вибираємо два крани:

1) кран самохідний стріловий СКГ 50 зі стрілою 40м – для монтажу колон оболонки;

2) автомобільний кран СМК-7.

№ опція	Марка крана	Довжина стріли, м.	Вантажопідйомність у т. при вильоті стріли		Виліт стріли, м.		Висота підйому гака в м. при вильоті стріли	
			хв	макс.	хв	макс.	хв	макс.
Я	SKG50	40	15.0	2.5	10.0	34.0	38.3	23.4
	СМК-7	8.5	7.5	2.5	4.0	8.5	9.5	4.3

4.3 Розробка технологічної карти на зведення торгово-виставкового комплексу

4.3.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на зведення цегляних стін та на монтаж несучих конструкцій металевого каркасу (42х42м). Крок колон - 6 м, висота кроквяної ферми - 3,35 м, настил покриття має розмір 0,75х6 м.

До складу робіт, передбачених технологічною картою, входять:

- Монтаж опорних плит на фундамент;
- Монтаж колон;
- кріплення колон до фундаментів анкерними болтами;
- Монтаж балок перекриття;
- укрупнювальне складання ферм;
- монтаж кроквяних ферм;
- кріплення кроквяних ферм до колон на болтах;
- Монтаж настилу перекриття;
- кріплення настилу до балок на болтах.
- укрупнювальне складання секцій оболонки.
- монтаж секції оболонки
- зведення цегляних стін;

4.3.2 Організація та технологія виконання робіт

До початку монтажу конструкцій каркаса мають бути виконані такі роботи:

- зведено фундаменти під колони та перевірено правильність їх положення у плані та за висотою;
- засипані пазухи фундаментів;
- позначені шляхи руху монтажних кранів;
- доставлена в зону монтажу конструкцій монтажне оснащення;
- по вершині склянок фундаментів нанесені ризики розбивних осей;
- влаштовані під'їзні колії та автодороги;

- підготовлено майданчики складування;

- закриті склянки фундаментів щитами для запобігання забрудненню.

Монтаж конструкцій здійснюють з попереднім складуванням у зоні дії монтажного крана у технологічній послідовності їх монтажу. Розвантаження та розкладку конструкцій проводять стріловим краном окремою такелажною бригадою відповідно до СНиП Ш-16-80. Колони розвантажуються та розкладаються у положення "на ребро".

Запас конструкцій має бути не менше ніж на 4 зміни. Монтаж конструкцій будівлі виконують трьома потоками: перший потік – колони зі зв'язками; другий потік - зведення цегляних стін; третій потік - конструкції покриттів: ферми, зв'язки, прогони та настил.

До монтажу колон приступають лише після підготовки дна склянки фундаменту та інструментальної вивірки його положення у плані та по вертикалі. Кожну колону слід оглянути виявлення можливого дефекту.

Монтаж колон виконується за допомогою гусеничного крана СКГ - 50 зі стрілою 20,8 м. Підйом колон у вертикальне положення провадиться з положення "на ребро" краном за допомогою траверси. Установку колон на опорні плити здійснюють за ризиками, нанесеними на колони і плити, з одночасною вивіркою теодолітом вертикальності колон по розбивальних осях. Розстропування встановлених колон проводять тільки після їх
закріплення на опорних плитах анкерними болтами. Остаточну інструментальну вивірку колон проводять у двох напрямках після встановлення ряду колон.

Для забезпечення жорсткості будівлі в поздовжньому та поперечному напрямку після монтажу колон встановлюють балки перекриття, з'єднані з колонами на болтах. Для балок у колонах передбачені заставні елементи.

Монтаж кроквяних ферм, настилу та оболонки виконують за допомогою гусеничного крана СКГ-50 зі стрілою 40 м. До початку монтажу конструкцій покриття колони оснащують монтажними вертикальними сходами з

майданчиками, маршовими сходами для підйому людей на покриття, ферми - запобіжними канатами.

Монтаж кроквяних ферм виробляють траверсою, прогони двогілковим стропом (за рис. ВНИПИ Промстальконструкція). Ферми встановлюють проектне положення шляхом поєднання осьових рисок з їхньої торцях з розбивними ризиками на опорах колон. Тимчасове кріплення перших двох ферм, що монтуються, виконують за допомогою розчалок, заанкерованих за переставні інвентарні якорі напівзаглибленого типу, що складаються з 3^{x} залізобетонних блоків розмірами 0,6х0,6х2 м та фундаменти.

Монтаж конструкцій покриття виконують "на себе" із загальним напрямом робочого ходу монтажного крана вздовж прольоту та частковим переміщенням крана поперек прольоту в межах монтажної зони при укладанні покрівельного настилу.

Монтаж конструкцій оболонки здійснюють двома етапами по половині оболонки. Для забезпечення стійкості осередкової оболонки використовують монтажні опори (крайні та середини), які слід встановлювати над колонами першого поверху.

Процес виконання кам'яної кладки включає такі операції: установку порядовок і натягування причалок, підготовку ліжка і розрівнювання розчину, укладання цегли на ліжко з утворенням швів, розшивку швів, перевірку правильності кладки.

Порядовки встановлюють у кутах кладки, у місцях перетину стін і на прямих ділянках не рідше ніж через 12м, між порядовками натягують причалку. Щоб уникнути її провисання під причалку, через кожні 4-5 метрів укладають на розчин камені та дерев'яні бруски так, щоб вони виступали за край кладки на 20...30 мм. Причалку притискають до маяка цеглою, вона служить направляючою при укладанні верстових рядів кладки. Підготовка ліжка передбачає очищення поверхні та розкладку на ній цегли. Цегла для кладки зовнішньої версти

розкладають на внутрішній половині стіни, внутрішньої версти – на зовнішній половині.

Багаторядна система перев'язки швів має чергування одного тичкового ряду та трьох ложкових рядів. При цій кладці перші два ряди цегли укладають так само, як і при однорядній системі перев'язки швів, починаючи з тичкового ряду, а з третього на четвертий кладуть ложкові ряди, перекриваючи вертикальні поперечні шви вздовж стіни на 0,5 цегли. В результаті поздовжні вертикальні шви в ложкових рядах не перекриваються. Для підвищення несучої здатності суцільних стін горизонтальні шви укладають арматуру у вигляді зварних сіток з поздовжнім або зигзагоподібним розташуванням дротів. Кладка ведеться з інвентарних риштовань ланкою «трійка» (муляр четвертого розряду і два муляри другого розряду).

4.3.3 Вимоги до якості та приймання робіт

Основні вимоги до якості та приймання робіт представлені в таблиці 4.1 та таблиці 4.2.

4.3.4 Калькуляція витрат праці, машинного часу та заробітної плати

Калькуляція витрат праці, машинного часу та заробітної плати представлена у таблиці 4.2.

4.3.5 Графік виконання робіт

Графік виконання робіт представлений у графічній частині проекту на аркуші 10.

4.3.6 Матеріально-технічні ресурси

Необхідні матеріально-технічні ресурси представлені у графічній частині проекту на аркуші 10.

4.3.7 Техніка безпеки

До початку робіт у монтажних організаціях мають бути здійснені такі заходи:

- призначено відповідальних осіб за організацію робіт на монтажному майданчику;

- вивішені у місцях виконання робіт графічні зображення способів стропування монтажних елементів;

- проведено інструктаж монтажників та кранівників про порядок та способи подачі сигналів при переміщенні вантажів краном;

- не допускається проводити монтажні роботи на висоті за швидкості вітру 15 м/с і більше;

- всі застосовувані такелажні та монтажні пристрої повинні бути оглянуті.

4.3.8 Техніко-економічні показники

1. Загальна площа будівлі – 3528 м^2.
   Об'єм будівлі – 16800 м^3.
2. Нормативні витрати праці робітників
   за підсумком калькуляції - 2046.6 чол.-Ч.
3. Нормативні витрати машинного часу
   за підсумком калькуляції - 149,5 маш.-ч.
4. Трудові витрати на одиницю площі – 0.05 чол.-дн./м^2.
   на одиницю обсягу – 0.01 чол.-дн./м^3.
5. Тривалість робіт за графіком – 32 дні.

Таблиця 4.2 – Контроль якості робіт.

Найменування процесів,	1	Інструмент та спосіб контролю	Періодич-ність	Відповідальний-ний за
1	2	3	4	5
Підготовник-ні роботи	Правильність складування – ширина проходів щонайменше 0,6м. зазор не менше 0,2м. Наявність паспортів. Відповідність геометричних розмірів проекту. Правильність нанесення розбивальних осей та рисок. Відсутність зовнішніх дефектів. Наявність та правильність розташування заставних виробів.	Візуально, сталевим метром, сталевою компарованою рулеткою	До початку робіт	Продукти-тель робіт
Підготовка місць встановлення колон	Перевіряє позначки опорних плит, відхилення від проектної позначки не більше 3мм, відхилення горизонтальної площини не більше 5 мм. Відсутність бруду, напливів бетону.	Рівень	До початку робіт	Продукти-тель робіт
Монтаж конструкцій	Правильність та надійність стропування. Точність фіксування оснастки. Відповідність технології монтажу проекту. Точність установки: вертикальність, відхилення від вертикалі за висотою до 10м не більше 10мм; змішання осі колони від проектної трохи більше 5мм; різниця відміток опор сусідніх колон не більше 3мм. Надійність проектного та тимчасового закріплення.	Рівень	У процесі монтажу	Продукти-тель робіт, геодезист, майстер
підлягають контролю			контролю	контроль

Продовження таблиці 4.2

1	2	3	4	5
Зовнішній огляд болтових з'єднань	Відповідність проекту порядку встановлення болтів та їх типу, якість болтів. Діаметр отворів має забезпечити 100% прохід болтів	Візуально	Періодично у процесі монтажу	Майстер
Перевірка болтових з'єднань	Якість болтових з'єднань, наявність та правильність ведення журналу болтових робіт Число тимчасових болтів у з'єднанні не менше 1/3 всіх отворів і не менше двох. Щуп товщиною 0,3 мм не повинен проходити між з'єднаними елементами у глибину в зоні шайби не більше 0,3 мм.	Візуально.	Періодично у процесі монтажу	Майстер

Таблиця 4.3 – Контроль якості цегляної кладки.

Ім'я-ня процесів, що підлягають контролю	Предмет контролю	Інструмент та спосіб контролю	Періодич-ність контролю	Відповідей. за контроль	Технічні критерії оцінки якості
1	2	3	4	5	6
Зведення цегляних стін	Правильність технології кладки	візуально	Постійно у процесі робіт	Майстер	Спосіб кладки, марки матеріалів у зимовий та літній час повинні відповідати проектним
	Заповнення, перев'язка та товщина швів	Метр складаний металевий	Постійно у процесі робіт	Майстер	Товщина горизонтальних кладкових швів повинна бути не менше 10 і не більше 15мм, середня товщина швів в межах поверху 12мм. Для вертикальних кладкових швів допускається товщина швів 8-15мм, середня 10мм.
	Відхилення в розмірах та положенні кам'яних конструкцій від проектних	Метр складаний металевий	Постійно у процесі робіт	Геодезист	Відхилення в розмірах та положенні кам'яних конструкцій від проектних не повинні перевищувати, мм: 1) за розмірами конструкції у плані для стін 15, 2) по відмітках опорних поверхонь 10, 3) по ширині простінків - 10, 4) по ширині отворів – 15,

Продовження таблиці 4.3.

1	2	3	4	5	6
					5) зі зміщення вертикальних осі віконних отворів 20, 6) зі зміщення осей конструкцій – 10, 7) поверхонь та кутів кладки від вертикалі на один поверх 10, на всю будівлю – 30, 8) рядів кладки від горизонталі на 10 і довжини стіни 15, нерівності від вертикальної поверхні кладки при прикладанні двометрової рейки.
Армування кладки	Діаметр та розміри сіток. Відстань між сітками по висоті кладки	Штангенцір-куль, метр металевий	Постійно у процесі робіт	Майстер	Діаметр дротів та розміри сіток повинні відповідати проекту. Товщина швів у кладці повинна перевищувати суму діаметрів арматури, що перетинається, на 4мм при дотриманні середньої товщини шва для даної кладки. Сітки прямокутні та зигзагоподібні повинні укладатися на рідше, ніж через п'ять рядів кладки, так, щоб напрям прутків у них був взаємно перпендикулярний

Стіл 4.4-Калькуляція витрат праці, машинного часу та заробітної плати.

Найменування процесу	Од. -ізм	Обсяг робіт	Обосно-вання	Норма часу		Розцінка, грн.		Витрати праці		Заробітна плата	
				Робітників, люди	Машиністи, дуже сильно	Робота-вухо	Машиніст	Робітників, Чел-ч	Ти машиніст, машиніст.	Працівники	Машиніст
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1. Монтаж опорних плит	шт	64	Е5-1-7	1,6	0,53	1-28	0-56,2	83,2	27,6	66-56	29-22
2. Монтаж колон	шт	64	Е5-1-9	3,5	0,7	2-83	0-74,2	182	36,4	147-16	38-58
3. Кріплення колон до фундаменту болтами	100 шт	2,08	Е5-1-19	11,5	-	8-57	-	24	-	17-83	-
4. Монтаж балок перекриття	шт	175	Е5-1-6	0,3	0,1	0-24	0-10,6	52,5	17,5	42-00	17-50
5.Укрупни-тільна збірка ферм	шт	12	Е5-1-3	2,2	0,73	1-76	0-77,4	26,4	8,76	21-12	9-29

Продовження таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6. Монтаж кроквяних ферм	шт	4	Е5-1-6	2,9	0,58	2-40	0-61,5	11,6	2,32	9-60	2-46
7. Кріплення кроквяних ферм до колон	100 шт	0,64	Е5-1-19	11,5	-	8-57	-	7,36	-	5-48	-
8. Монтаж настилу перекриття	т.	19,01	Е5-1-11	1,85	0,62	1-38	0-65,7	35,17	11,79	26-23,4	12-49
9. Кріплення настилу до прогонів на болтах	100 шт.	25,92	Е5-1-19	11,5	-	8-57	-	298,08	-	222-13	-
10.Укрупни-тільна збірка оболонки	шт	48	Е5-1-3	2,2	0,73	1-76	0-77,4	105,6	35,04	84-48	37-15

Продовження таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11. Монтаж кроквяних ферм	шт	48	Е5-1-6	0,64	0,21	0-51,2	0-22,3	30,72	10,08	24-58	10-70
12. Зведення цегляних стін	$м^3$	425	Е3-3А	2,8	-	1-96	-	1190	-	833-0	-

4.4 Техніка безпеки

1. Кладку слід вести тільки інвентарних риштування.

2. Забороняється будувати стіни, стоячи на них.

3. Ліси та підмостки повинні задовольняти технічним умовам та вимогам техніки безпеки.

4. При зведенні кладки в небезпечних зонах муляри повинні використовувати запобіжні пояси, прикріплюючись за допомогою їх до стійких частин будівлі. Інші положення з техніки безпеки представлені у графічній частині проекту на аркуші 8.

5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1 Організаційно-технічна підготовка будівельного об'єкту

У цьому розділі наведено техніко-економічне обґрунтування вибору вантажопідйомного механізму та вибору виконання робіт.

5.1.1 Вибір та опис методу виконання робіт

При даному виконанні робіт застосовується вільний метод монтажу, який передбачає підйом та переміщення конструкцій у просторі без обмежень з подальшим її нарощуванням у вертикальному та горизонтальному напрямку. При вільному методі монтажу може бути забезпечений спрямований рух елемента в момент встановлення в проектне положення. Будівництво ведеться за допомогою самохідних кранів на гусеничному ході.

Поточний спосіб організації будівництва забезпечує планомірний, ритмічний випуск готової будівельної продукції з урахуванням безперервної і планомірної роботи трудових колективів постійного складу, забезпечених своєчасної і комплексної постачанням всіх необхідних матеріально-технічних ресурсів.

5.1.2 Техніко-економічний вибір вантажопідйомного механізму

Приймаємо стріловий кран СКГ-50 – для монтажу фундаментів, колон, монтажу конструкцій покриття. Для укрупнювального складання та інших робіт передбачено використання автомобільного крана СМК-7.

5. 2 Визначення номенклатури та обсягів робіт

Номенклатура та обсяги робіт представлені у табличній формі.

Таблиця 5.1 – Специфікація елементів збірних конструкцій

Найменування елементів збірних конструкцій	Розміри, мм			Кількість штук на всю будівлю	Маса, т		Площа, $м^2$
	довжина	ширина	висота		одного елемента	всього	
1	2	3	4	5	6	7	10
Колона К-1	299	200	7650	4	0,833	3,3	0,06
Колона К-2	251	180	7650	24	0,72	17,3	0,045
Колона К-3	193	150	3520	36	0,36	12,96	0,028
Ферма F–1	42000	200	3350	4	5,6	22,4	8,4
Балка Б1, Б2, Б3	6000	150	193	175	0,18	31,5	0,9
Настил Н57-750-0.8	6000	750	57	392	0,044	17,25	4,5
Стрижень оболонки С1	4240	180	180	4	0,586	2,34	0,756
С2	4240	140	140	4	0,384	1,54	0,588
С3	4240	133	133	4	0,217	0,868	0,56
С4*	4240	133	133	12	0,185	2.22	0,56
С5*	4240	133	133	20	0,098	1,96	0,56
С6*	4240	127	127	152	0,058	8.816	0,53
С7	3000	95	95	176	0,03	5.28	0,285

5. 3 Визначення тривалості виконання робіт за карткою -визначнику

Тривалість механізованих робіт повинна встановлюватися лише з продуктивності машин. Тому спочатку розраховується тривалість механізованих робіт, які диктують всю побудову мережного графіка, та був робіт, виконуваних вручну.

Розрахунок тривалості виконання робіт зведений у картку-визначник та представлений у таблиці 5.3

5.4 Розрахунок та проектування мережевої моделі

У проекті як модель, що відображає технологічну та організаційну взаємодію процесів виробництва будівельних робіт, розглядається мережева модель.

5.4.1 Розрахунок параметрів та показників мережевого графіка

Система мережного планування та управління заснована на мережевій моделі, що є графічним зображенням процесів, виконання яких необхідне для досягнення однієї або декількох поставлених цілей, із зазначенням взаємозв'язків між цими процесами.

Мережева модель із встановленими розрахунками термінами виконання процесів називається мережевим графіком. Під час розрахунку мережевих моделей визначають такі параметри: значення часу раннього початку $T^{р.п.}_{i-j}$ та раннього закінчення роботи $T^{р.о.}_{i-j}$; значення часу пізнього початку $T^{п.п.}_{i-j}$ та пізнього закінчення роботи $T^{п.о.}_{i-j}$; загальні R_{i-j} та приватні r_{i-j} резерви часу; тривалість критичного шляху $t_{кр}$. Розрахунок здійснюється секторним способом.

Робота в мережевій моделі зображується стрілкою, а її результат (подія) – кружком із цифровим кодом усередині. Стрілки в мережевому графіку розташовуються у порядку, що характеризує логічну послідовність виконання

робіт у певному виробничому процесі. При виборі логічної схеми робіт слід вирішити, яка робота передує, супроводжує і слідує за цією роботою.

У мережеву модель необхідно включати всі процеси, тривалість яких розрахована за карткою-визначником. Мережевий графік будується за загарбками. На мережній моделі не повинно бути «пострілів», для чого вводяться додаткові події та залежності, «глухих кутів», «хвістів», замкнутих контурів. Розрахунок параметрів та показників мережевого графіка представлений у графічній частині аркуша 12.

5.4.2 Побудова мережного графіка у масштабі часу

Коли розрахований мережевий графік, будуємо його в масштабі часу. На папері викреслюється шкала часу (календарна лінійка), у якій зазначається рік, місяць, трудові тижні, робочі дні кожного місяця з прив'язкою до календарних дат та наскрізні порядкові номери робочих днів. Наноситься ординатна сітка, що відповідає шкалі часу. На підставі розрахованих параметрів по одній горизонталі або повторюючи контури критичного шляху на мережній моделі, наносяться події, що відповідають раннім початкам критичних робіт і завершальна подія. Ці події з'єднуються подвійною лінією, а результаті виходить критичний шлях. Вгору і вниз від лінії критичного шляху на ординатну сітку наносяться події, що відповідають раннім початку некритичних робіт з таким розрахунком, щоб стрілки, що зображують некритичні роботи, по можливості були паралельні і не перетиналися (повторювали контури вихідної мережевої моделі). Усі події з'єднуються між собою стрілками (суцільними, пунктирними, подвійними, залежно від призначення), над стрілками вказується тривалість робіт і кількість робітників, зайнятих виконання даної роботи. Перевіряється рівність проекції на вісь часу некритичних робіт сумі тривалостей відповідної роботи та її часткового резерву часу, який зображується одинарною пунктирною лінією із зазначенням величини цього резерву.

Мережевий графік у масштабі часу представлений у графічній частині листі 12.

5.5 Визначення потреби у трудових та матеріально-технічні ресурси

У проекті з метою визначення потреби в матеріально-технічних та трудових ресурсах необхідно скласти графік руху робочої сили, графік надходження основних конструкцій та матеріалів на об'єкт та графік робіт основних будівельних машин.

5.5.1 Побудова графіка руху робочої сили

Графік руху робочої сили представлений у графічній частині аркуша 12.

Для графіка руху робочої сили необхідно визначити коефіцієнт нерівномірності робочої сили.

Коефіцієнт нерівномірності робочої сили в:

$n=A_{макс.}/A_{с.п.}$

$$A_{CP} = \frac{3240}{253} = 13.0(чел.)$$

n=20/13=1,54<1,8.

5.5.2 Визначення потреби в матеріально- технічні ресурси

На підставі обсягів робіт визначаємо потребу в будівельних конструкціях, виробах та матеріалах.

Відомість потреби у будівельних конструкціях, виробах та матеріалах представлена у графічній частині на аркуші 12.

Потреба в машинах, транспорті визначається виходячи з обсягів робіт і термінів їх виконання.

Необхідна кількість транспорту відповідного найменування визначається за формулами:

$$N=Q*T_C/(T*q*k_1*к_2*к_3)$$

$$T_C=(2*S)/\upsilon=(2*10)/50=0,4$$

Необхідна кількість автобетонозмішувачів:

Приймаємо вантажопідйомністю 9,3 т.

$$N=[(488,2)*0,4]/(48*8*9,3*0,9*0,8*0,85)=0,09 \text{ (шт.)}$$

де: k_1=0,9- приймаємо; k_2- Коефіцієнт використання машин за швидкістю; k_3- Коефіцієнт використання машин у часі

Приймаємо один автобетонозмішувач на базі автомашини МАЗ.

Необхідна кількість фермовозів:

$$N=(62,12*0,4)/(24,5*16*13*0,9*0,8*0,85)=0,01 \text{ (шт.)}$$

Приймаємо один фермовоз на базі машини КамАЗ 5410.

Таблиця 5.4 - Відомість потреб у будівельних машинах.

№	Ім'я	Марка	Кількість	Призначення
1	2	3	4	5
1.	Фермерський поїзд	КамАЗ 5410	1	Перевезення ферм.
3.	Бортовий самоскид	ЗіЛ	1	Перевезення щебеню.
4.	Автобетонозмішувач	КамАЗ	1	Перевезення ц/піщаного розчину,
5.	Бульдозер	ДЗ-28	1	бетону
6.	Екскаватор	ЕО-4121	1	Планування будівельного майданчика, зворотне засипання пазух котловану.
7.	Кран гусеничний	СКГ-50	1	Риття котловану.
8.	Кран	СМК-7	1	Веде монтажні роботи.
				Веде монтажні роботи.

Графік надходження на об'єкт основних конструкцій та матеріалів, а також графік роботи основних будівельних машин представлені у графічній частині на аркуші 12.

5.6 Проектування та розрахунок будгенплану

У даному розділі розробляється загальномайданний будгенплан для основного періоду будівництва.

Будівельний стройгенплан призначений для визначення складу та розміщення об'єктів будівництва, з метою максимальної ефективності їх використання та з урахуванням дотримання вимог охорони праці.

5.6.1 Розрахунок складських приміщень та майданчиків

Обсяг матеріалів, що підлягають зберіганню на складі, визначається:

$$П_{СКЛ}=к_1*к_2*Р_{ГАЗОМ}*Т_Н/Т$$

де: $R_{ГАЗОМ}$ – кількість матеріалів, необхідне здійснення будівництва протягом розрахункового періоду інтенсивного витрати матеріалів; k_1=1,3 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів; k_2=1,1 – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів складу; $Т_Н$ - Норма запасу матеріалів, (дн); Т – тривалість споживання цього ресурсу, (дн).

Необхідна площа складів: $S = Р_{СКЛ}/(q*К_{СКЛ})$

де: q – кількість матеріалу, що укладається на 1 м^2 площі складу; $К_{СКЛ}$ - Коефіцієнт використання складського майданчика, що враховує наявність проходів та проїздів.

Результати розрахунку зведено до таблиці 5.5.

Таблиця 5.5 - Розрахунок складських приміщень та майданчиків

№	Назва ресурсу	Од. редагувати.	$Т_Н$ дн.	К-т нерівномірності		$Р_{SC.L}$	$К_{S\ C.L}$	$С_{S\ C.L}$	Вид складу
				$к_1$	$к_2$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Колони	м^3	10	1,3	1,1	71,5	0,5	270	Відкритий
2	Так, так.	м^3	10	1,3	1,1	1086,8	0,5	1548	Відкритий
3	Настил	м^3	10	1,3	1,1	883	0,7	1024	Відкритий
5	Кроквяні ферми	м^3	10	1,3	1,1	48	0,7	158	Відкритий

Експлікація місць складування конструкцій та матеріалів наведена у графічній частині аркуша 12.

5.6.2 Розрахунок потреб у тимчасових будівлях та спорудах

Обсяг будівництва тимчасових будівель визначають за максимальною кількістю робітників за зміну.

Обчислюють загальну чисельність працюючих на будівельному майданчику.

$$Пн._{ГАЗОМ}=(N_{край}+ Н_{інше}+ Н_{служити}+ Н_{багато})*До_0$$

де: $Н_{край}$- чисельність робочих; $N_{інше}$- чисельність інженерно-технічних працівників; $N_{служити}$- чисельність службовців; $N_{багато}$- чисельність складообслуговуючого персоналу;

Розрахунок площ тимчасових будівель ведемо таблично.

Таблиця 5.6 - Розрахунок площі тимчасових будівель

Пн. п/п	Ім'я	Розрахунковий число працюючих, чол.	Норма м на 1 чол.	Необхідна площа, м	Прийняті тимчасові будівлі		
					Тип будівлі	Розміри, м	Коли-честь-в, шт.
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Вбиральня: - о 14:00 ГОСТ Г-14	14	0,6	8.4	Пересувне	10х3.2х3	1

2	Приміщення для обігріву, відпочинку, їди.	16	1	16	Пересувне	6,5х2,6х3	1
3	Душева GOSSD - 6	16	0,82	12.6	Пересувне	9х3х3	1
4	Туалет	20	0,07-м. 0,14-ж.	5.04	Контейнер	5,8х1,2х3	1
5	Прорабська на 3 робочих місця ДЕРЖСП - 3	3	4	12	Пересувне	9х3х3	1
6	Дисперська 5055 - 9	2	7	14	Контейнер	7,5х3,1х3	1

Експлікація тимчасових будівель та споруд наведена у графічній частині аркуша 13.

5.6.3 Розрахунок потреби будівництва у воді

Для водопостачання будівельного майданчика потребу у воді визначаємо за такою формулою:

$$П_{РТ}= Q_{ПР}+ Q_{ХОС}+ Q_{ПОЖЕ}$$

де: $Q_{ПР}$, $Q_{ХОС}$, $Q_{ПОЖЕ}$- відповідно сумарна потреба у воді на виробничі, господарсько-побутові та протипожежні потреби, л/с

Витрати потреби у воді на виробничі цілі:

$$П_{ПР}= к_Н * к_2 * q_н * Н_н/(3600*т)$$

$$П_{ПР}= К_№ \sum v_я * q_{1i} * к_я/(3600*n)+\sum M_я * q_{2i} * к_я/3600$$

де: $К_№=1,2$

V=(2376+2857)*1+1702,2*5+ 10*600 = 20887

q_{1i}, $к_я$- Приймаємо по [2, табл.5]

n=8- кількість годин у зміні;

$М_я$-кількість машин та обладнання;

Розрахунок води зроблено для малярних, покрівельних робіт, озеленення території, обслуговування транспорту.

$П_{ПР}$=1,2*[(2376+2857)/6*0,5*1,5+1702,2/27*5*1,5+10*600*1,5]/(3600*8)+

+[1*10*1,5+5*500*1,5+1*400*1,5]/3600 = 1,6 л/с

Витрата води на господарсько-побутові потреби:

$$П_{ХОС}= N* k_3*q_3/(3600*t) + q_4*H_4/(60*м)$$

де: N = 45 чол.; q_3= 20 л по [18, табл.6]; k_3=2- по [18, табл.6]; n=8- кількість годин у зміні; q_3= 30 л-по [18, табл.6]; N = 45 * 0,8 = 36 (чол.); m=45 хв- тривалість користування душовою

$$П_{ХОС}=45*20*2/3600*8+36*30/60*45=0,46 л/с$$

Витрати води для зовнішнього гасіння приймають виходячи з тригодинної тривалості гасіння пожежі:

$П_{ПОЖЕ}$=15 л/с [18, табл.7];

$$П_{РТ}= 1,6+0,46+15= 17,06 л/с$$

Розрахунок діаметра труб перевіряють на годинник максимального водовідбору з урахуванням можливого гасіння пожежі.

$$Д = \sqrt{\frac{4Q_{сум}*1000}{\pi*\upsilon}} = \sqrt{\frac{4*17,05*1000}{3,14*0,9}} = 155,4 ⟨мм⟩$$

де: ? = 0,9 л / с. Приймаємо діаметр труби 200 мм.

5.6.4 Розрахунок потреби будівництва в електроенергії

Електропостачання будівельного майданчика здійснюється від інвентарних пересувних електростанцій. Загальна потреба в електроенергії визначається за такою формулою:

$$Р_{РТ}=α(К_1∑Р_М/cosφ_1+ До_2∑Р_Т/cosφ_2+ До_3∑Р_{аб}+ До_4∑Р_{ВП}+ До_5∑Р_{СВ})$$

де: α=1,05- [2]; $До_1$, $К_2$, $К_3$, $К_4$- Коефіцієнти одночасності по [18, стор 23]; $Р_М$, $Р_Т$, $Р_{аб}$, $Р_{ВП}$, $Р_{СВ}$- Потужність електродвигунів; технологічних споживачів; освітлювальних приладів внутрішнього та зовнішнього освітлення; зварювальних трансформаторів; $cos\varphi_1$, $cos\varphi_2$- Коефіцієнти потужності по [18, стор 23];

Таблиця 5. 7 - Відомість потреби електроенергії на стройгенплані.

№	Група споживачів електроенергії	Кількість	$Р_я$, кВт	$До_я$,	$cos\varphi_я$	$P_i * k_i \cos\varphi_i$ кВт
1	2	3	4	5	6	7
1	Зварювальний апарат ТД-300	2	25	0,6	0,75	20
2	Глибинний вібратор	2	0,8	0,6	0,8	1,2
3	Машини розжарювання	11	1,2	0,4	1	5,28
4	Прожектори ПЗС-45	4	1,5	0,6	1	3,6

Р=1,05(20+1,2+5,28+3,6)=32 кВт

Показник $Р_{СВ}$ визначається для загальної кількості зварювальних машин:

$Р_{СВ}=Р*cos\varphi$ =25*0,75= 18,75 (кВт)

де: Р = 25 [18, табл.12]; $cos\varphi$=0,75 по [18,стор. 12];

Кількість прожекторів на будівельному майданчику визначається:

$n=(\rho*E*S)/Р_Л$

де: ρ=0,2 Вт/м^2*люкс при PZS-45 згідно з [18, с. 20]; Е= 2 люкс згідно з [18, табл. 14]; $Р_Л$=1500 Вт при ПЗЗ-45 [18, табл. 24];

n=(0,2*2*11520)/1500=3,1 (шт.)

З Р= 32 кВт приймаємо [18, табл.18]; трансформаторну станцію з одним уведенням 815Ц потужністю 400 кВт, розмірами 3х6,2х3,8 м.

5.6.5 Розрахунок потреби будівництва у теплі

Тимчасове теплопостачання будівельних майданчиків призначене для опалення та гарячого водопостачання побутових, службових та допоміжних будівель та споруд.

Загальну кількість тепла визначаємо:

$$П_{РАЗОМ}=(Q_{ВІД}+Q_{ТЕХН})*к_1*к_2;$$

$П_{ТЕХН}=3,15*10^5$ кДж/ч-обігрів води пором;

$к_1,к_2=1,5$- згідно з [18, с. 18];

$П_{ВІД}= В_{ЗД}*q_0*a(b)_У-б_Н)$

Для санітарно-побутових будівель:

$П_{ВІД}^1=0,5*10^3*3*1*(18-(-30))= 7200$ (Дж/год)

де: $V_{ЗД}=0,5$ тис. $м^2$

$q_0= 3$ кДж/($м^2$*год*град) [18,табл 11];

$\alpha=1$ при $t_Н= -30°$ З [18, стор.25];

Для тимчасових будівель:

$П_{ВІД}^2=1*10^3*2,3*1*(18-(-30))=1140400$ (кДж/год)

$П_{ВІД}=720000+110400=1,82*10^5$(кДж/год)

$П_{РАЗОМ}=(3,15*10^5+1,82*10^5)*1,15*1,15=6,57*10^5$(кДж/год)

5.6.6 Розрахунок потреби будівництва у стислому повітрі

Потреба будівництва в стислому повітрі потрібна для роботи пневмоінструменту.

Потреба кількості стисненого повітря визначається:

$$П_{РОЗЛ}=1,1*\sum k_я*q_я*н_я;$$

де: $k_я$- Коефіцієнт, що враховує одночасність роботи; $q_я$- Витрата стисненого повітря механізмами і-го виду машин ($м^3$/хв.); n-число механізмів

$П_{РОЗЛ}=1,4(6*0,8*0,33+6*0,8*0,04+6*0,85*0,8+2*0,9*1)=10,85$ ($м^3$/хв.)

Розрахунок стисненого повітря проводимо для інструментів: фарбопультів, фарбозмішувачів, свердлильних та шліфувальних машин:

Діаметр повітропроводу визначаємо:

$$d = 3{,}18 \sqrt{Q} = 3{,}18 \sqrt{0{,}18} = 1{,}35(\text{см})$$

де: $Q = 10{,}85 / 60 = 0{,}18$ м^3/с

Приймаємо діаметр повітропроводу 20 мм по [18, табл. 10];

5.6.7 Влаштування тимчасової каналізації

Роботи з влаштування тимчасової каналізації трудомісткі і тому тимчасову каналізацію влаштовують в окремих випадках і мінімальних обсягах. У зв'язку з цим тимчасову каналізацію не влаштовуємо. Для відведення умовно чистих вод влаштовують відкриті водостоки. На будівельному майданчику передбачені індивідуальні санвузли - контейнерні, які мають біля майданчиків.

5.6.8 Техніко-економічні показники будгенплану

Техніко-економічні показники стройгенплана представлені у графічній частині аркуша 12.

1. Площа будівельного майданчика
2. $До_{ІП}$=(площа зайнята будівлею)/(площа будівельного майданчика)
3. Площа тимчасового господарства
4. Площа складування
5. Площа тимчасових доріг
6. Протяжність тимчасових доріг

Перелік використаних джерел

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія
2. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об`єктів будівництва. Загальні вимоги
3. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель
4. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384-2008, NEQ)
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об`єктів. Навантаження і впливи.
6. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будівель і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.»
7. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів
8. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»
9. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)»
10. ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення»
11. Тройникова О.М. Методичні вказівки з розрахунку кошторисної вартості. - Х. УкрДАЗТ, 2005. – 58 с.

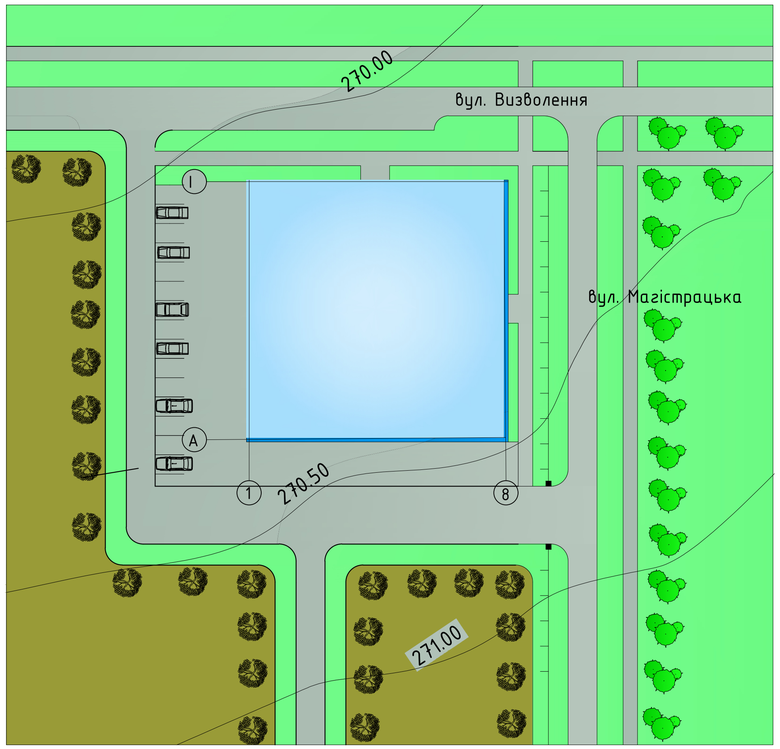
Перспективи

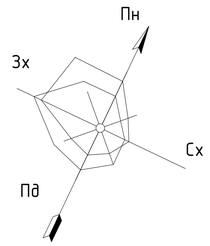






Генеральний план ділянки забудови М1:500





Техніко-економічні показники генплану

	Найменування	Од.	Величина	%
1	Площа території торгово-виставкового комплексу	$м^2$	5850	100
2	Площа забудови	$м^2$	2328	40
3	Площа твердих покриттів	$м^2$	1955	33
4	Площа озеленення	$м^2$	1567	27
5	Коефіцієнт використання території		0.7	
6	Коефіцієнт озеленення		0.3	

Ситуаційний план ділянки місцевості М1: 5000



Умовні позначення



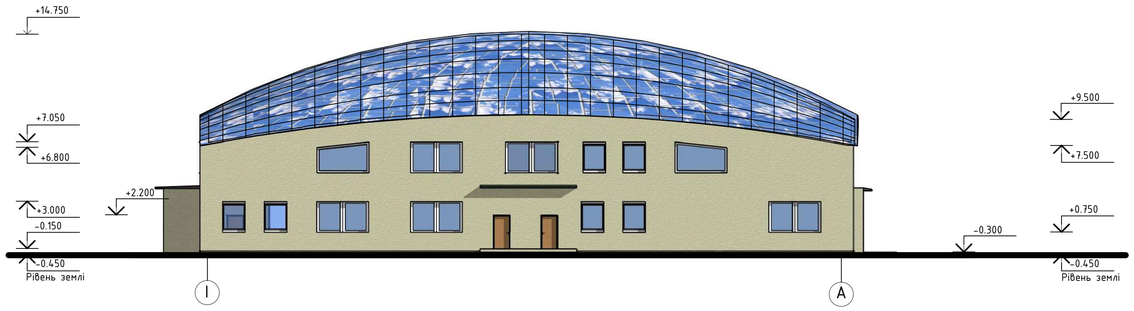
					ДПБ.732.00.00
					Кафедра БКМС
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Романенко О.С.			Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця
Керівник		Никитинський А. В.			
Н. контр.					
					Генеральний план; ситуаційний план; техніко-економічні показники

Стадія	Аркуш	Аркушів
ДП	1	10

УкрДУЗТ

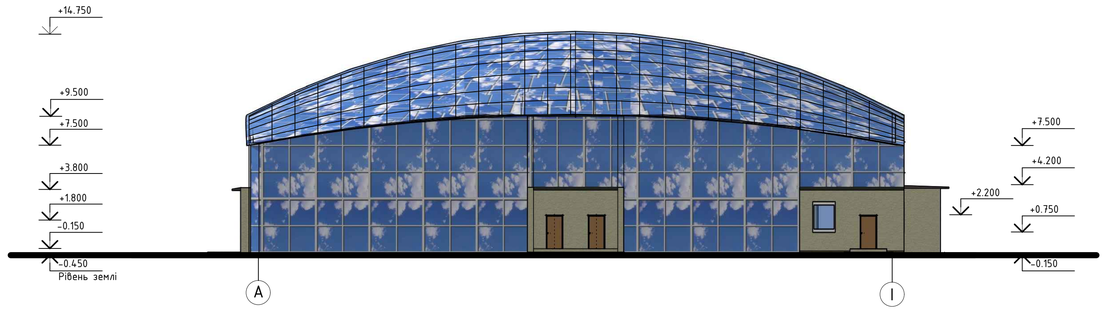
Фасад І –А

М1:200



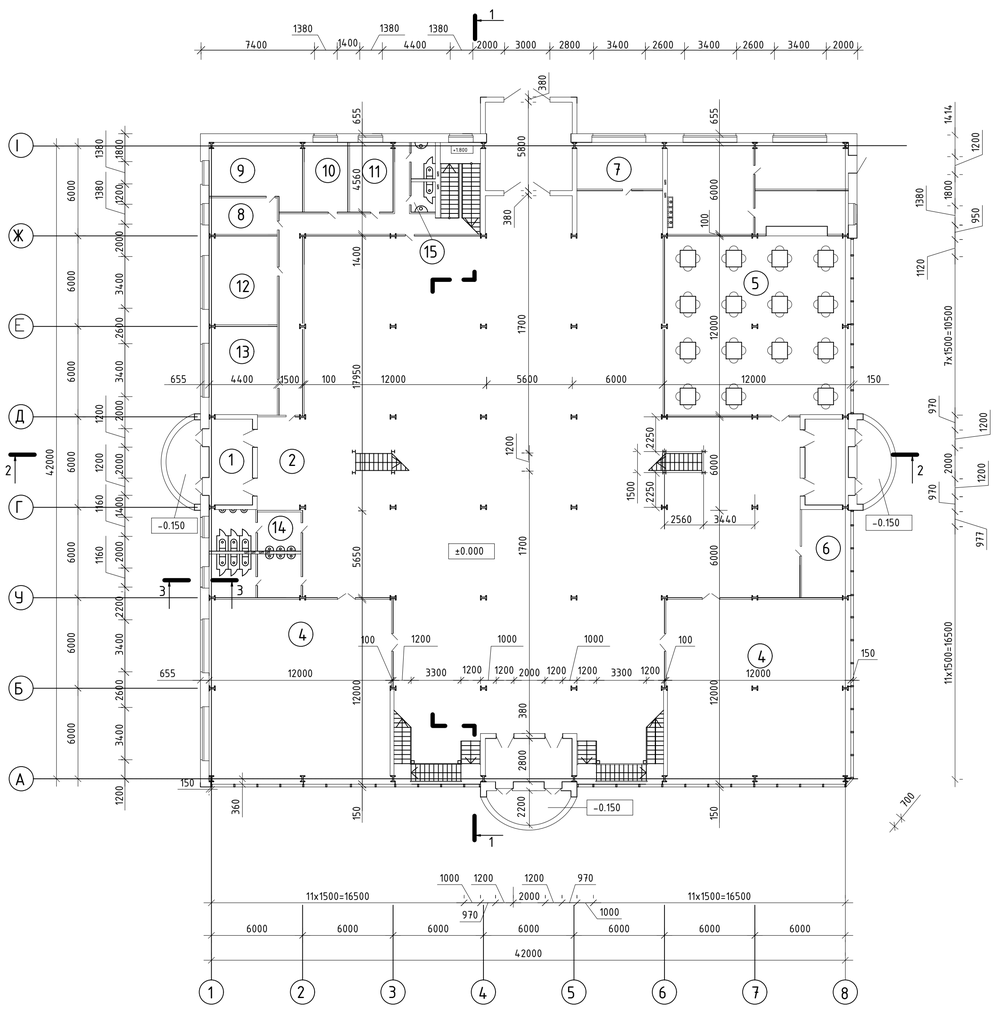
Фасад А–І

М1:200



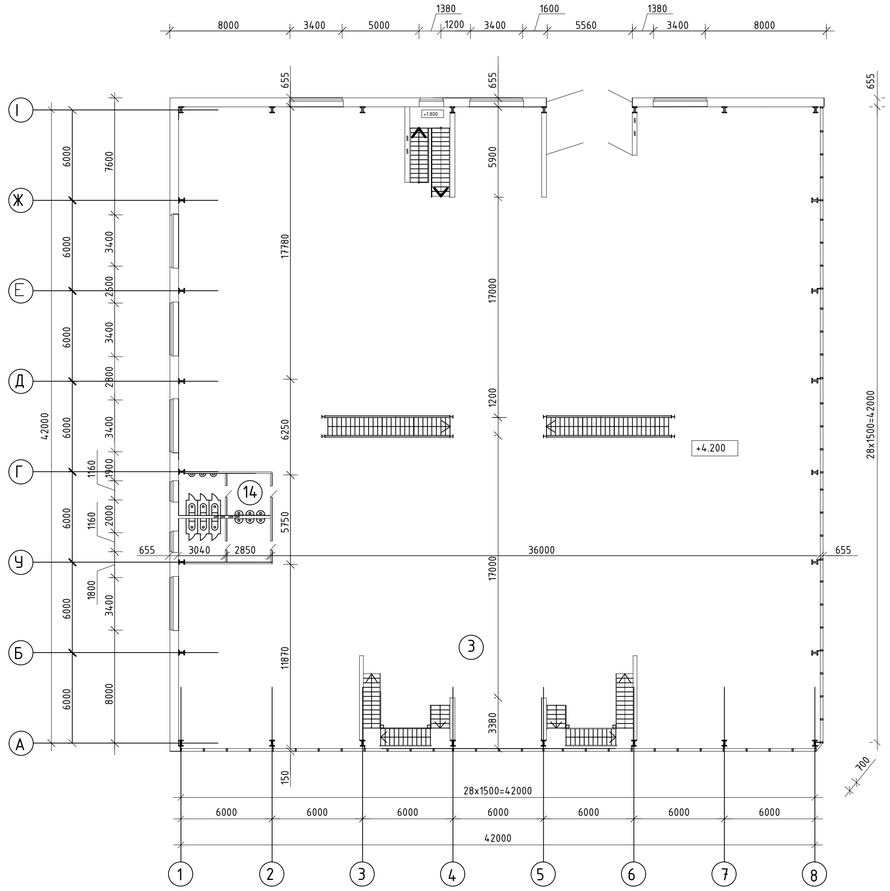
План 1 поверху на відм.±0.000

М1:200



План 2 поверху на відм.+4.200

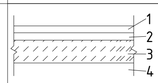
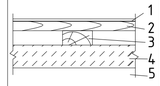
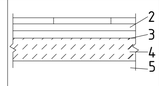
М1:200



Експлікація приміщень

Номер помічщення	Найменування	
1	Тамбур	18,0
2	Виставкова зала №1	654,0
3	Виставкова зала №2	1602,0
4	Магазин	144,0
5	Кафе	216,0
6	Кімната охорони	18,0
7	Службове приміщення	18,0
8	Приймальна	11,2
9	Кабінет директора	24,8
10	Бухгалтерія	13,5
11	Кімната обслуговуючого персоналу	13,5
12	Служба маркетингу	27,0
13	Відділ PR	27,0
14	Санітарний вузол	36,0
15	Санітарний вузол	10,8

Експлікація підлог

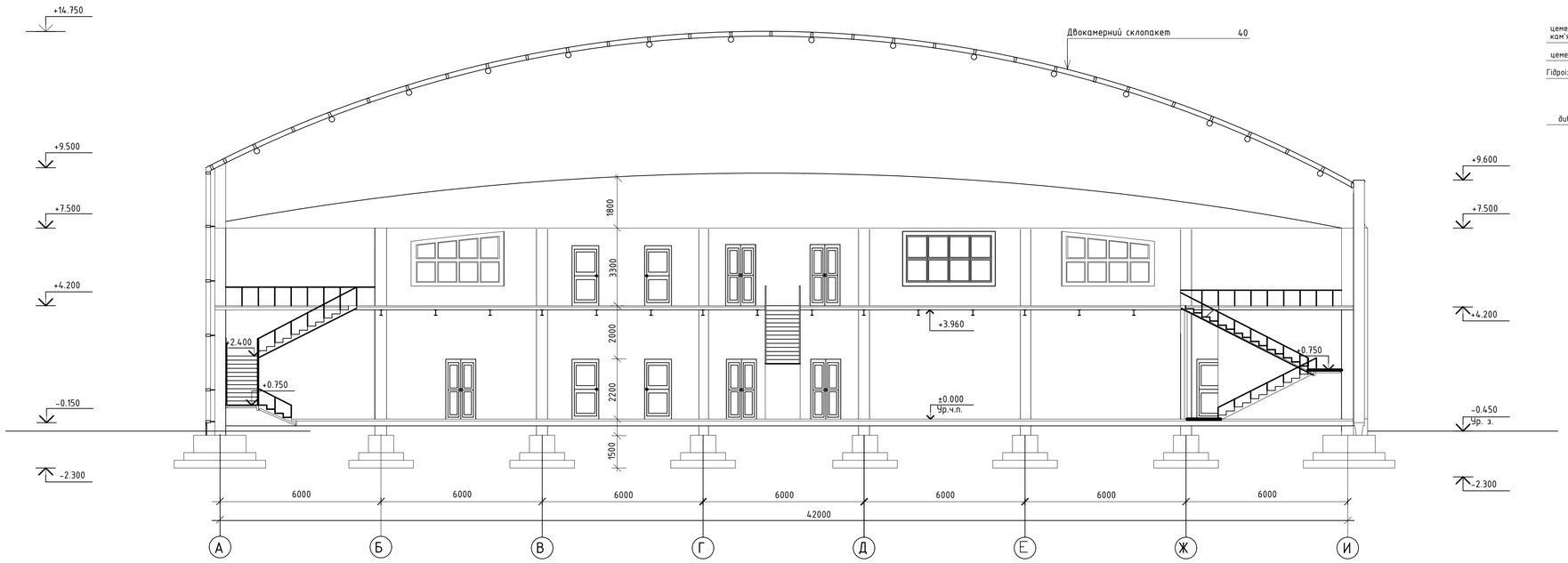
Номер поміще-ня	Тип статі	Схема статі або тип підлоги по серії	Дані елементів статі (найменування, товщина, основа та ін.), мм	Площа м²
1,2,3,4,5	П9		1–цементний розчин 1:2 скам'яною крихтою d=20; 2–цем. розчин 1:3 d=20 3–бетон С15/20 d=125; 4–основа	1476
5,6,7,8, 9,10,11, 12,13	П64		1–лінолеум d=3; 2–дощатий настил d = 40; 3–лага 50х70; 4–детонС15/20 d=125; 5–основа	234
14,15	П13		1–плитка d=10; 2–розчин цементний d=10; 3–2 шари толі; 4–детонС15/20 d=125; 5–основа	54

В якості основи для підлог першого поверху приймати утрамбований грунт,

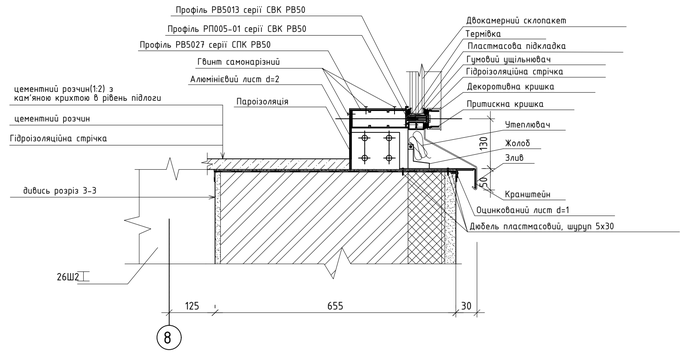
для другого настил Н75–750–0,8–0,8мм

					ДПБ.732.00.00	
					Кафедра БКМС	
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	
Розробив		Романенко О.С.			Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця	Стадія: ДП; Аркуш: 2; Аркушів: 10
Керівник		Никитинський А. В.				
Н. контр.					Фасади І–А А–І, план 1 поверху 2 поверху експлікація приміщень	УкрДУЗТ
Затвердив		Плугін Д.А.				Формат А1

Розріз 1-1
М1: 1 00

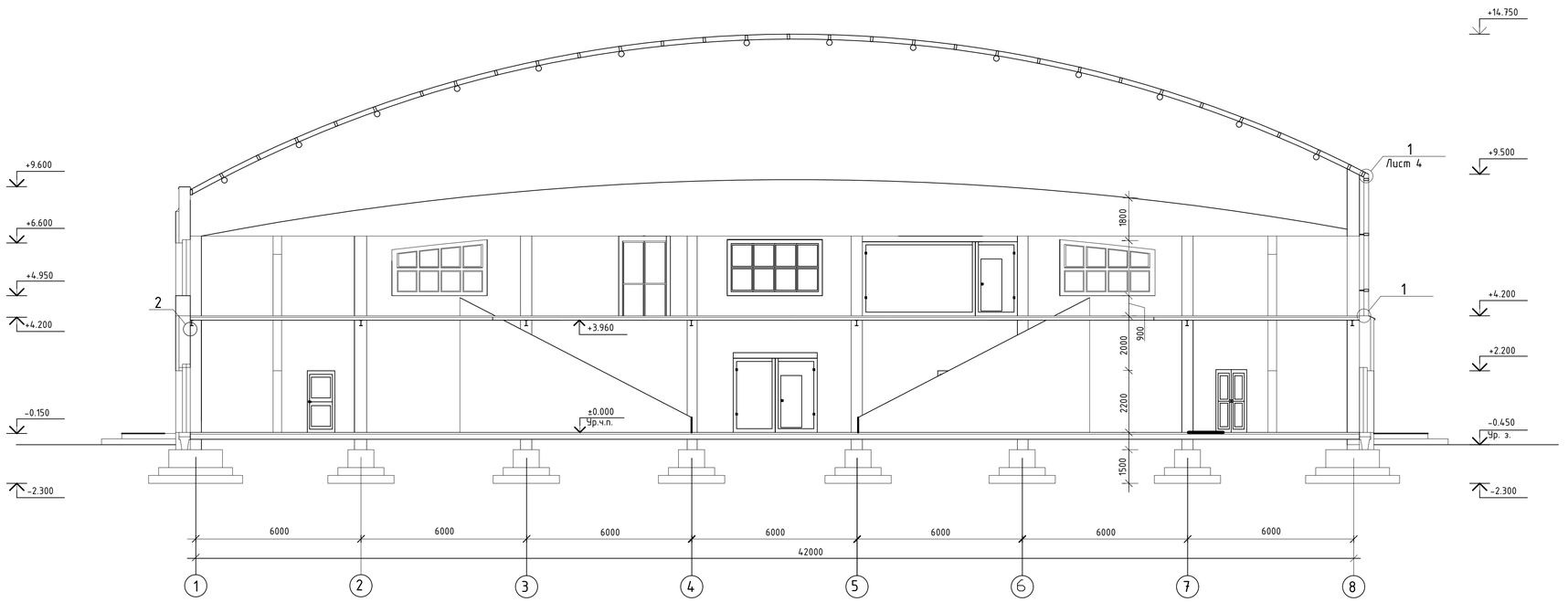


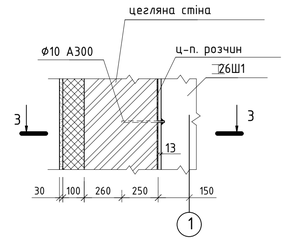
1 М 1:10



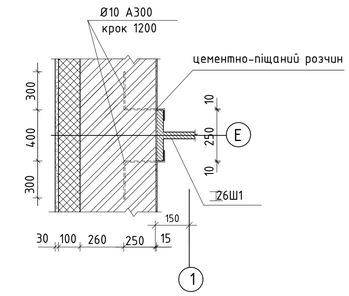
2

Розріз 2-2
М1: 1 00



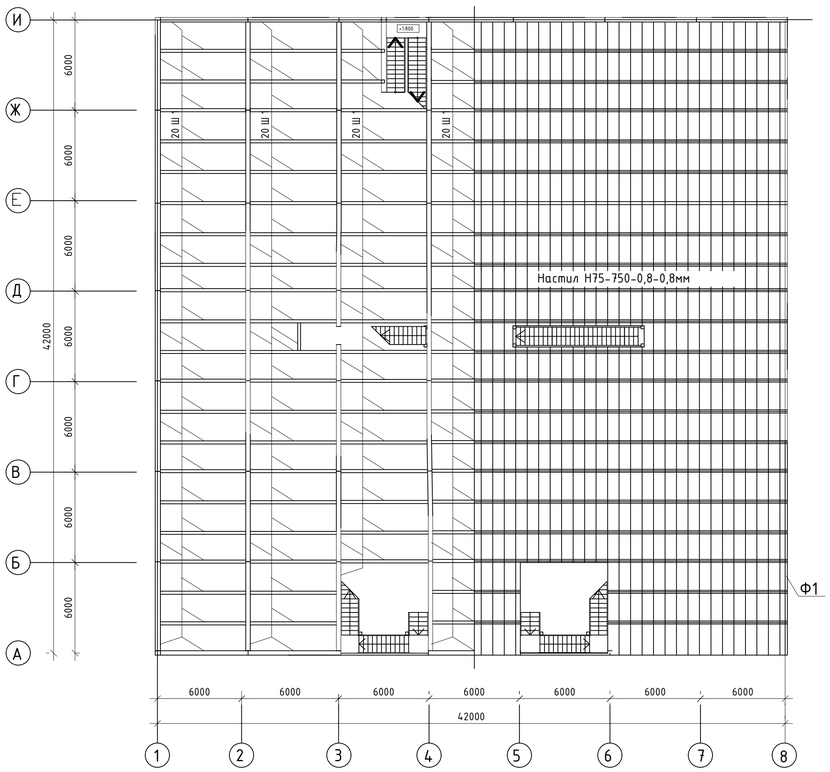


З-З

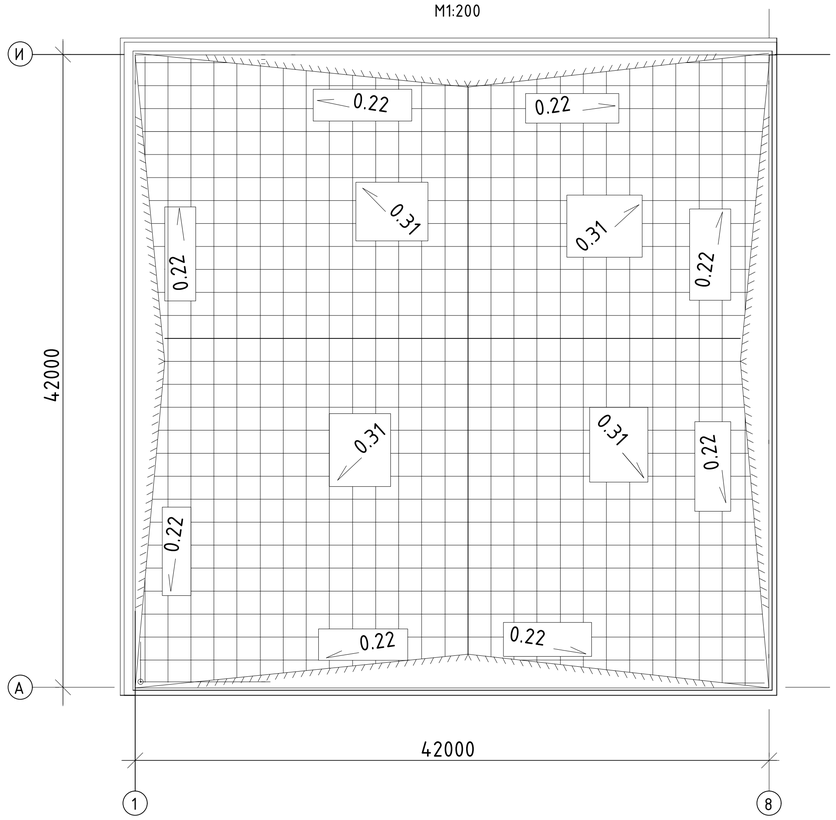


								ДПБ.732.00.00		
								Кафедра БКМС		
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата					
Розробив		Романенко О.С.				Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця	Стадія	Аркуш	Аркушів	
Керівник		Никитинський А. В.					ДП	3	10	
Н. контр.										
						Розрізи 1-1 2-2 3-3, Вузли 1,2		УкрДУЗТ		
Затвердив		Плугін Д.А.								

План перекриття.
М1:200

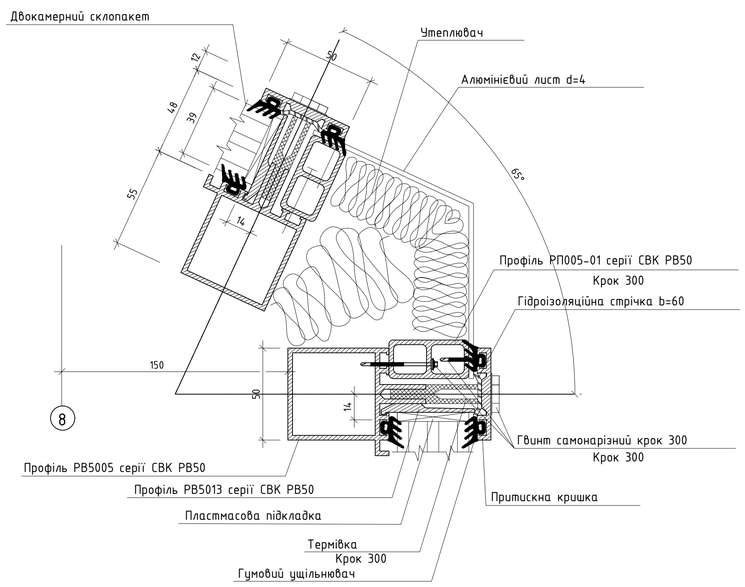


План покрівлі
М1:200



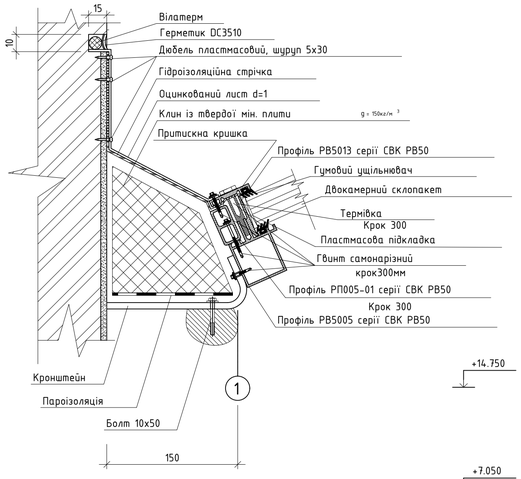
1/3

М 1:2

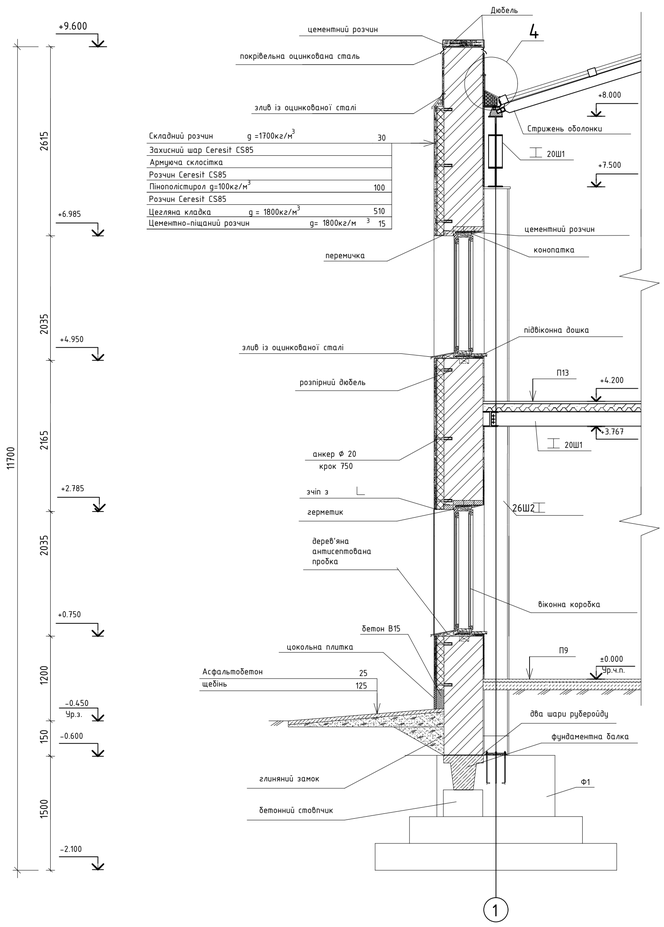


4

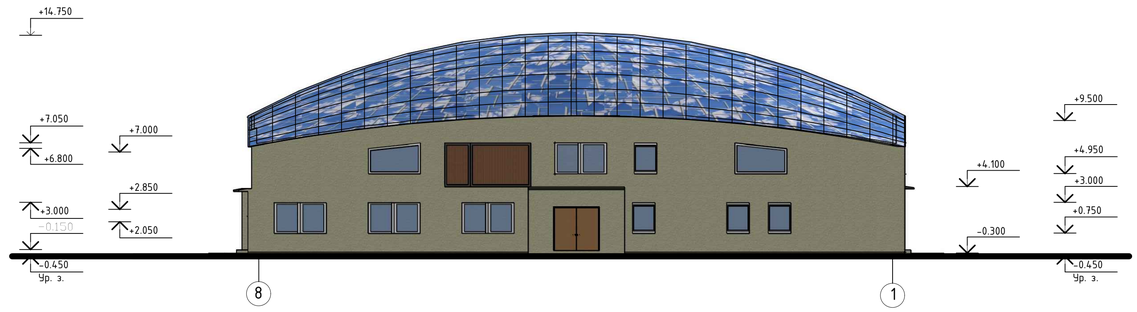
М 1:5



Розріз 3-3 М1: 50

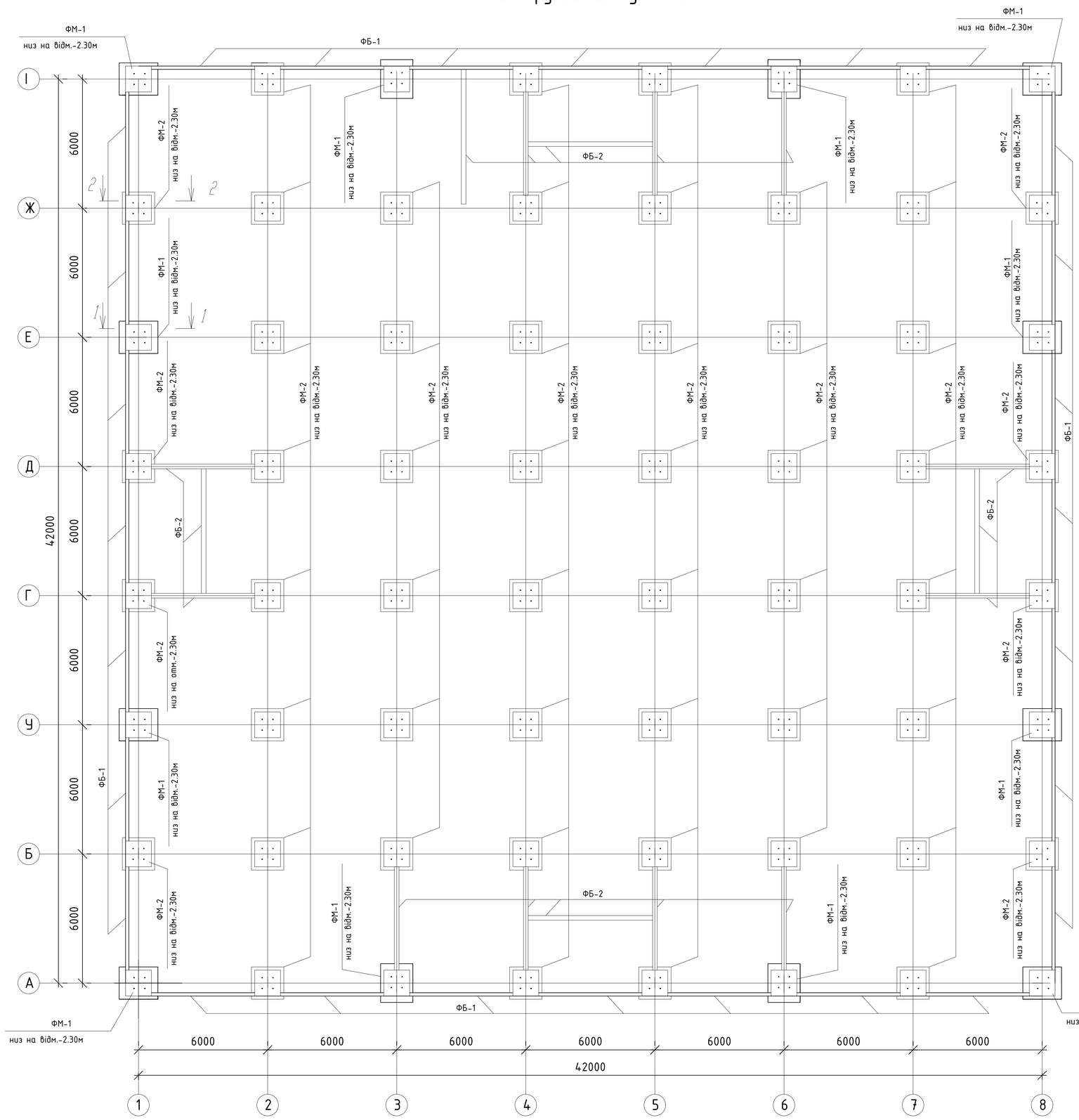


Фасад 8-1
М1:200

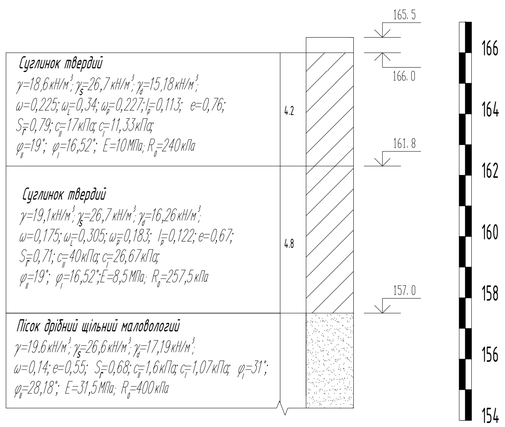


						ДПБ.732.00.00	
						Кафедра БКМС	
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		
Розробив		Романенко О.С.				Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця	Стадія: ДП; Аркуш: 4; Аркушів: 10
Керівник		Никитинський А. В.					
Н. контр.						План перекриття, план покрівлі, розріз 3-3, вузли 1/3, 4 фасад 8-1	УкрДУЗТ
Затвердив		Плугін Д.А.					

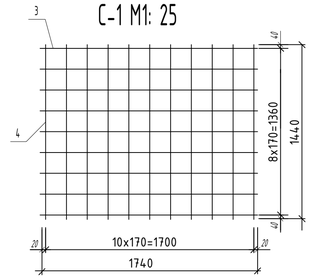
План фундаменту М1:100



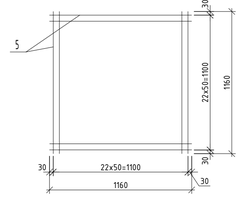
Геологічний розріз фундаменту М1:100



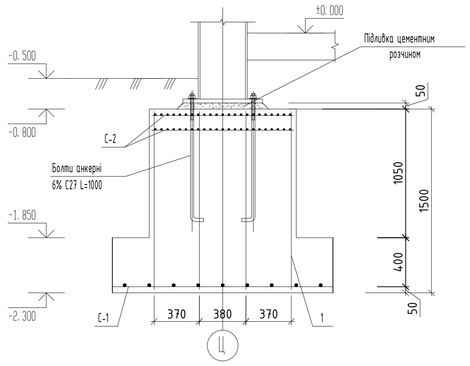
С-1 М1: 25



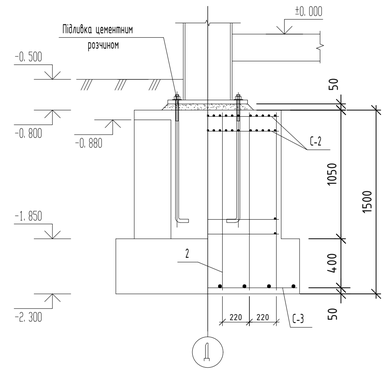
С-2 М1:25



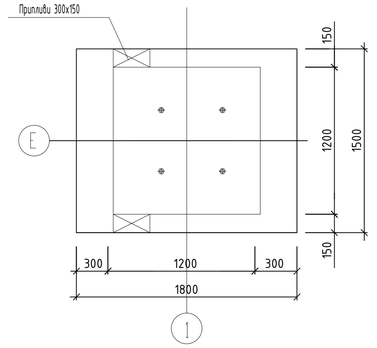
1-1 М1:25

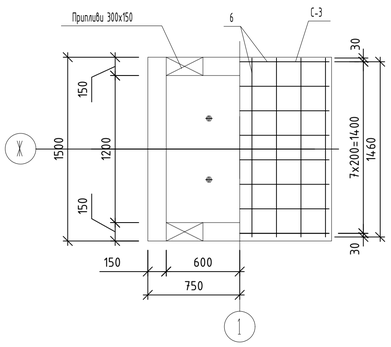


2-2 М1:25



Приливи 300х150





Примітки:

1. Проект розроблений відповідно до ДБН В.2.1-10-2009
2. Підставою окремого фундаменту служить суглинок твердий: з = 17кПа; Е = 10МПа.
3. Отметке ±0.000 відповідає абсолютна позначка 165.5.
4. Бічні поверхні фундаментів, що стикаються з ґрунтом, обмазують гарячим бітумом за 2 рази.
5. Горизонтальна гідроізоляція виконується по периметру будівлі із двох шарів руберойду на бітумній мастиці.
6. Всі анкерні болти діаметром 27 мм, довжина загортання - 1000 мм.
7. Під всі фундаменти влаштовується бетонна підготовка 100мм бетоном В3,5

Відомість стрижнів на один елемент

Марка виробу	Поз позиції	Найменування	Кол.	Маса 1бет., кг.	Маса заг., кг.
	1	Ф10 А400 L = 1450	12	0.895	10.74
	2	Ф6 А400 L = 1450	20	0.322	6.44
С-1	3	Ф10 А400 L = 1740	9	1,1	18
	4	Ф10 А400 L = 1440	9	0,9	
С-2	5	Ф8 А400 L = 1160	184	0.458	84.27
С-3	6	Ф10 А400 L = 1460	16	0.9	14.4

Специфікація залізничних виробів

Маркування	ДСТУ/серія	Позначення	Кількість шт.
ФМ-1	серія 1.412-2	окрема стоїть фундамент	12
ФМ-2	серія 1.412-2	окрема стоїть фундамент	36
ФБ-1	серія 1.412-1	балка фундаментна	32
ФБ-2	серія 1.412-1	балка фундаментна	13

Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Романенко О.С.			
Керівник		Никитинський А. В.			
Н. контр.					

ДПБ.732.00.00

Кафедра БКМС

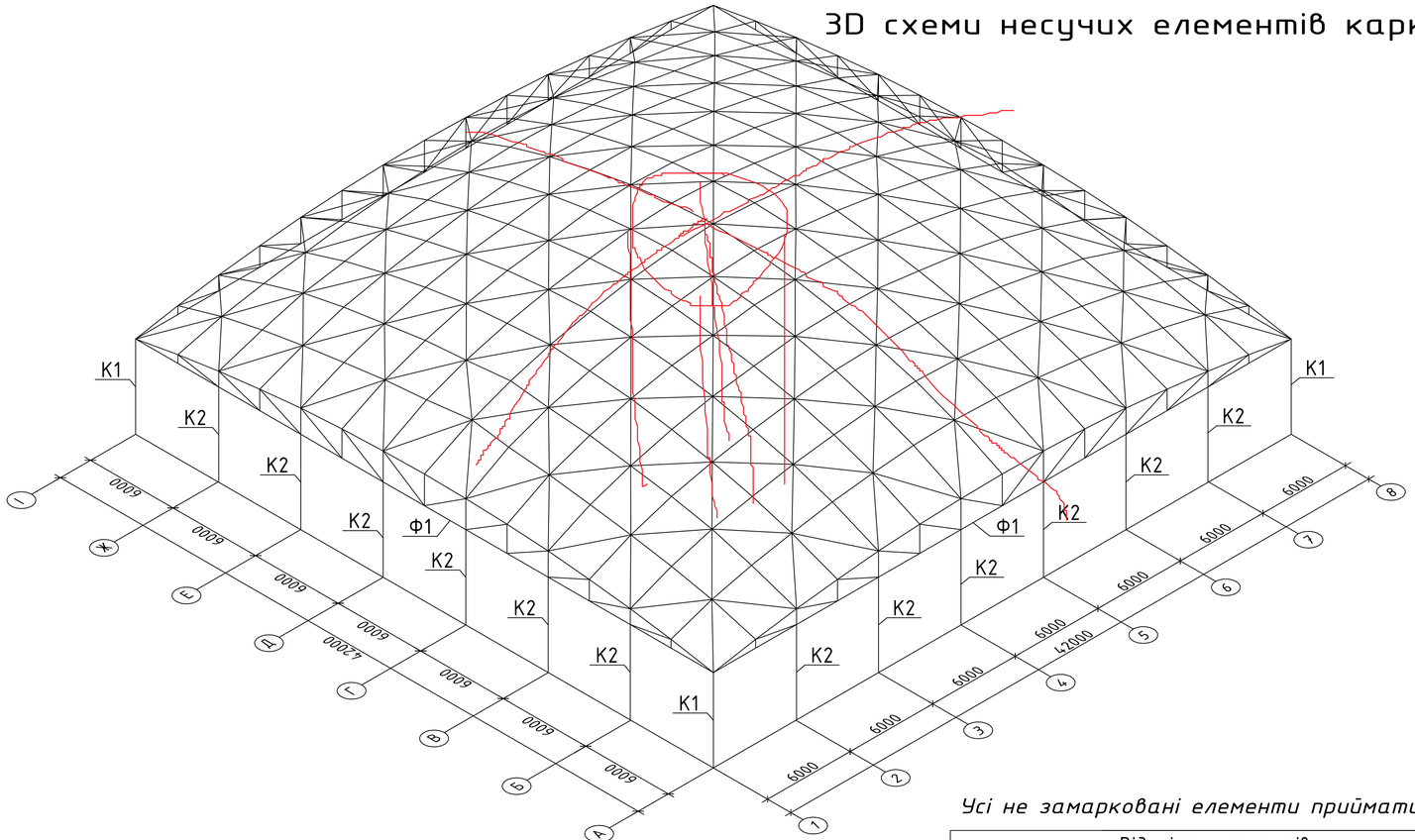
Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця

Стадія	Аркуш	Аркушів
ДП	5	10

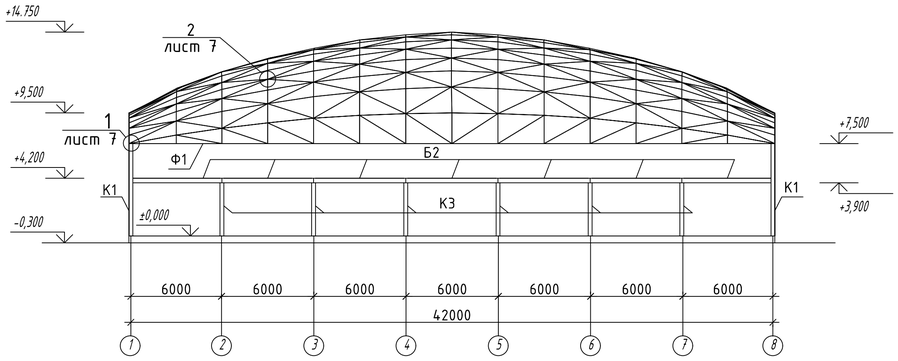
План фундаменту, розріз 1-1 2-2, специфікації

УкрДУЗТ

3D схеми несучих елементів каркасу.



1-1
1:200



Усі не замарковані елементи приймати як С6

Схема розташування стержнів оболонки та колон.
1:200

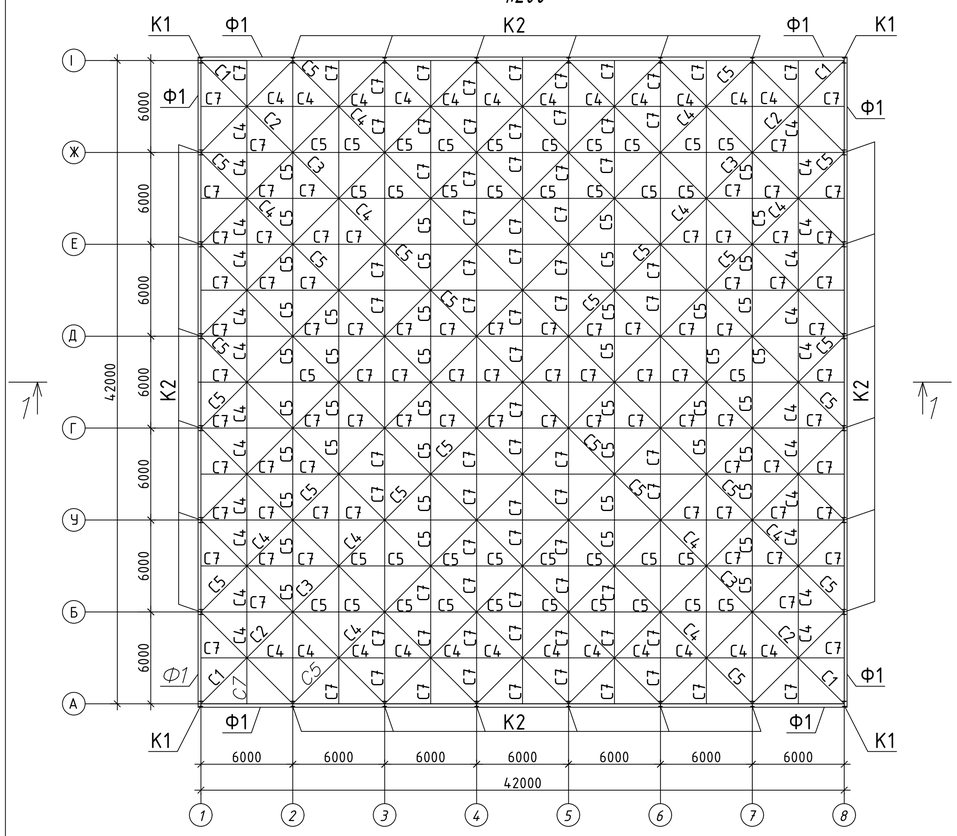
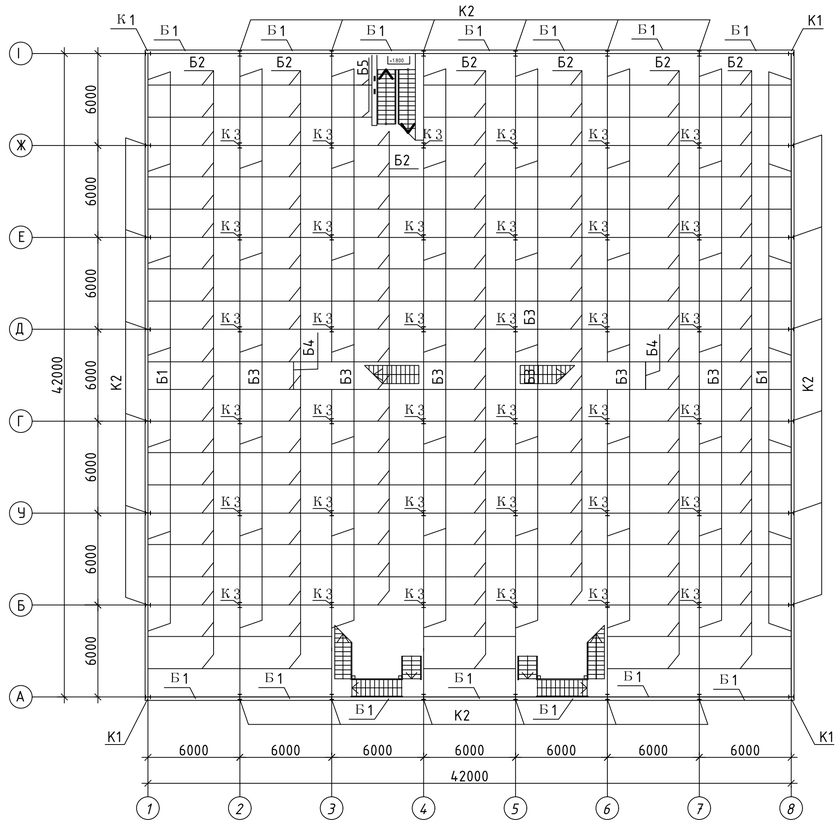


Схема балок перекриття та колон на позначці +4,200
1:200



Відомість елементів

Марка	Перетин, Ескіз	Поз	склад	Опорні зусилля, кН: М	N	Q	Марка мет.	Примітка
Ф1		1	32Ш2		88		З 245	
		2	26Ш1		118		З 245	
		3	23Ш1		147		З 245	
		4	26Ш1		149		З 245	
		5	26Ш1		128		З 245	
		6	26Ш1		80		З 245	
		7	20Ш1		±36		З 245	
С1		1	○180х4,0		-330		З 245	
С2		1	○140х3,5		-184		З 245	
С3		1	○133х1,8		-76		З 245	
С4		1	○133х1,5		-101		З 245	
С5		1	○133х7,5		-36		З 245	
С6		1	○124х4,5		±33		З 245	
С7		1	○95х4,5		±21		З 245	
К1		1	30Ш3		-596		З 245	
К2		1	26Ш1		-214		З 245	
К3		1	20Ш1				З 245	
Б1		1	20Ш1				З 245	
Б1		1	20Ш1				З 245	
Б1		1	20Ш1				З 245	
Б1		1	20Ш1				З 245	
Б1		1	20Ш1				З 245	

ДПБ.732.00.00

Кафедра БКМС

Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Романенко О.С.			
Керівник		Никитинський А. В.			
Н. контр.					
Затвердив		Плущін Д.А.			

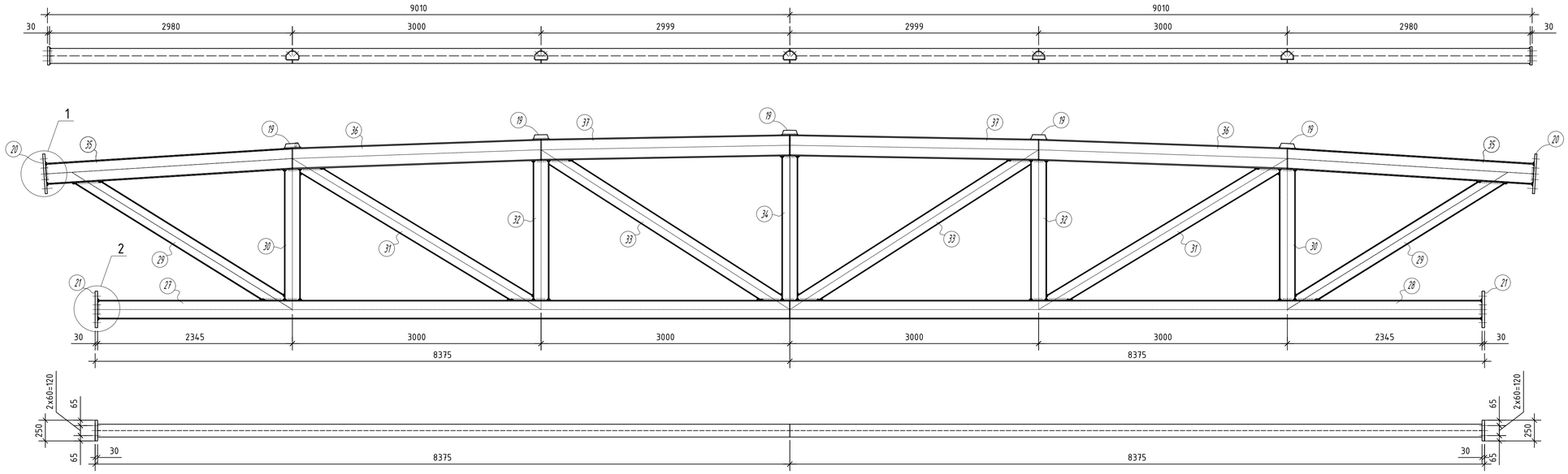
Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця

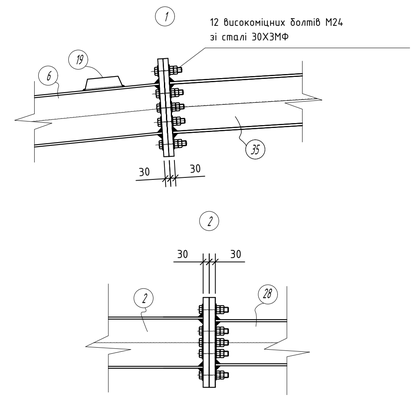
Стадія	Аркуш	Аркушів
ДП	6	10

Розріз 1-1; Монтажні схеми; відомість елементів.

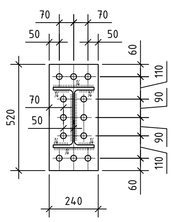
УкрДУЗТ

Ф1-2

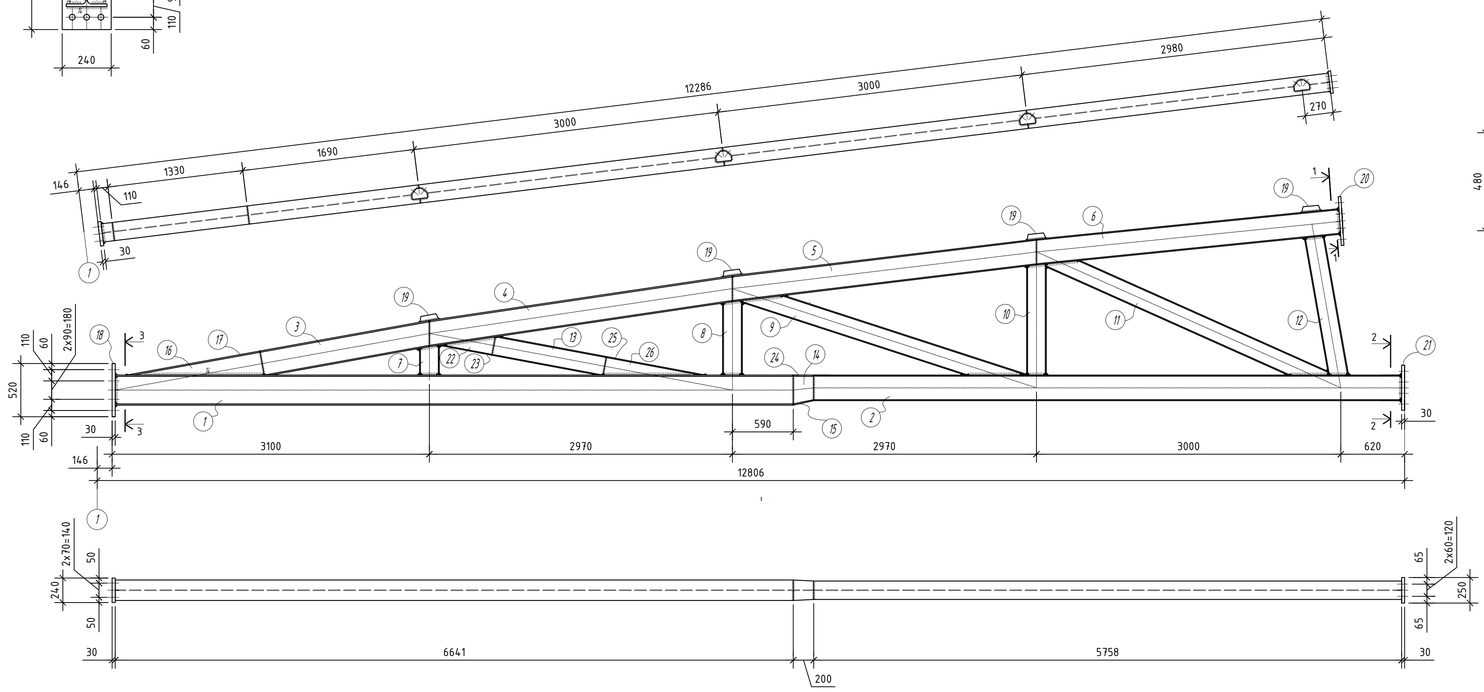




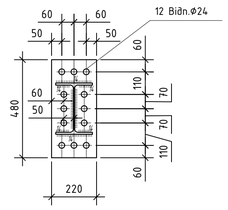
3-3



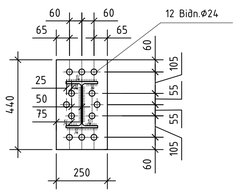
Ферми Ф1-1; Ф1-3 (дзеркально Ф1-1) М1:25



1-1



2-2



1.Матеріал сталі С245.
2.Зварювання проводити зварювальним напівавтоматом за ГОСТ 14771-76 дротом марки Св-08Г2С діаметром 2мм за ГОСТ 2246-70 серед вуглекислого газу.
3.Катети зварних швів k=8мм, крім обумовлених.
4.Болти високоміцні М24 із сталі 40Х "селект", крім обумовлених.

Специфікація деталей із сталі С245 ГОСТ 27772-88, крім обумовлених.

Відпр. марка	Поз.	Кільк. Т	Кільк. Н	Перетин	Довжина	Маса, кг поз.	Маса, кг всіх	Маса, кг марки	Марка сталі	Примітка
Ф1-1 (Ф1-3)	1	1	0	⌶ 30Ш2	6630	404	404	1600		Торець стругати
	2	1	0	⌶ 26Ш1	5800	248	248			
	3	1	0	⌶ 26Ш1	1690	72	72			
	4	1	0	⌶ 26Ш1	3000	128	128			
	5	1	0	⌶ 26Ш1	3000	128	128			
	6	1	0	⌶ 26Ш1	2980	127	127			Торець стругати
	7	1	0	⌶ 20Ш1	290	9	9			Кос.рез,
	8	1	0	⌶ 20Ш1	730	22	22			Кос.рез,
	9	1	0	⌶ 20Ш1	2430	74	74			Кос.рез,
	10	1	0	⌶ 20Ш1	1090	33	33			Кос.рез,
	11	1	0	⌶ 20Ш1	2700	83	83			Кос.рез,
	12	1	0	⌶ 20Ш1	1374	42	42			Кос.рез,
	13	1	0	⌶ 20Ш1	1105	34	34			
	14	1	0	-8.5x200	269	4	4			
	15	1	0	-13x200	205	5	5			
	16	1	0	-7x227	1260	16	16			
	17	1	0	-12x180	1330	23	23			
	18	1	0	-30x240	520	29	29		С345	Св. відп.
	19	4	0	-50x100	180	7	28		С345	Св. відп.
	20	1	0	-30x220	480	25	25		С345	Св. відп.
	21	1	0	-30x150	440	15	15		С345	Св. відп.
	22	1	0	-6x175	500	4	4			
	23	1	0	-9x150	525	5	5			
	24	1	0	-13x200	200	4	4			
	25	1	0	-9x150	985	10	10			
	26	1	0	-6x175	937	8	8			
				Наплавлений метал 1.5%%			24			
Ф1-2	19	5	0	-50x100	180	7	35	2368	С345	Св. відп.
	20	2	0	-30x220	480	25	50		С345	Св. відп.
	21	2	0	-30x150	440	15	30		С345	Св. відп.
	27	2	0	⌶ 23Ш1	8345	302	604			Торець стругати
	29	2	0	⌶ 20Ш1	2693	82	164			Кос.рез,сн.ф.
	30	2	0	⌶ 20Ш1	1584	48	96			Кос.рез,сн.ф.
	31	2	0	⌶ 20Ш1	3058	94	188			Кос.рез,сн.ф.
	32	2	0	⌶ 20Ш1	1688	51	102			Кос.рез,сн.ф.
	33	2	0	⌶ 20Ш1	3127	96	192			Кос.рез,сн.ф.
	34	2	0	⌶ 20Ш1	1742	53	106			Кос.рез,сн.ф.
	35	2	0	⌶ 26Ш1	2980	127	254			Торець стругати
	36	2	0	⌶ 26Ш1	3000	128	256			
	37	2	0	⌶ 26Ш1	3000	128	256			
				Наплавлений метал 1.5%%			35			

Таблиця відправних марок

Відправ. марка	Кільк. т/н	Маса, кг одної	Маса, кг всіх	Відправ. марка	Кільк. т/н	Маса, кг одної	Маса, кг всіх
Ф 1-1	4	1600	6400	Ф 1-2	4	2368	9472
Ф 1-3	4	1600	6400				

Загальна маса конструкцій – 22272 кг

Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Романенко О.С.			
Керівник		Никитинський А. В.			
Н. контр.					

ДПБ.732.00.00

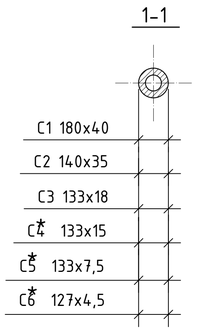
Кафедра БКМС

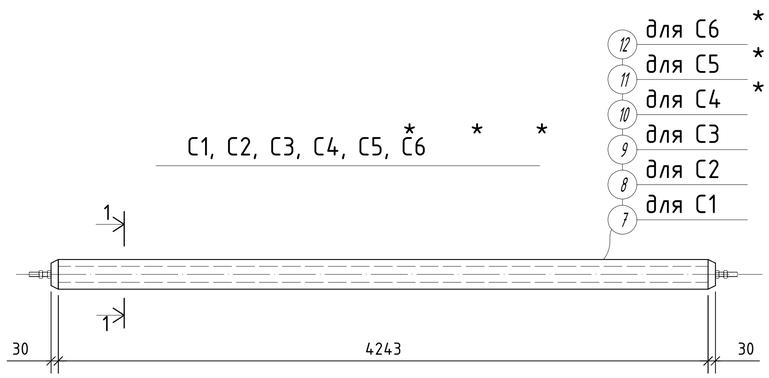
Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця

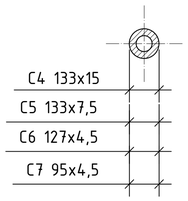
Стадія	Аркуш	Аркушів
ДП	7	10

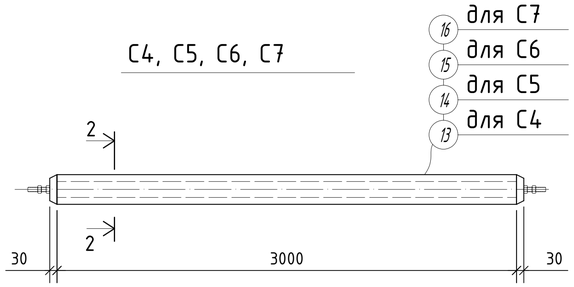
Відправні елементи Ф-1, Ф-2, Ф-3; вигиз 1, 2; специфікація деталей; таблиця відправних марок;

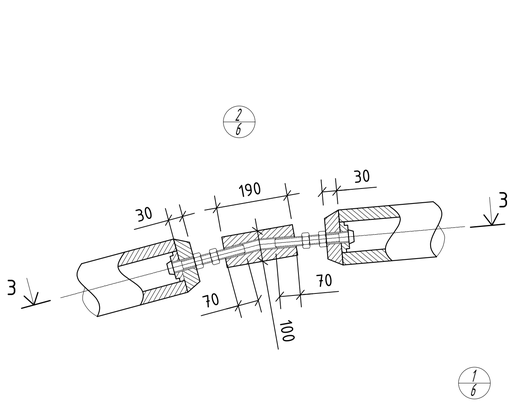
УкрДУЗТ

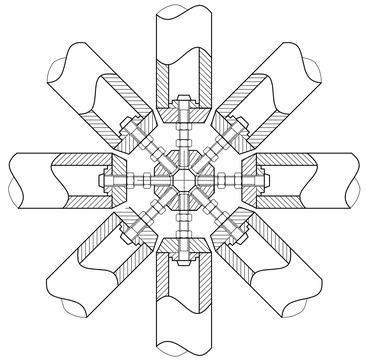


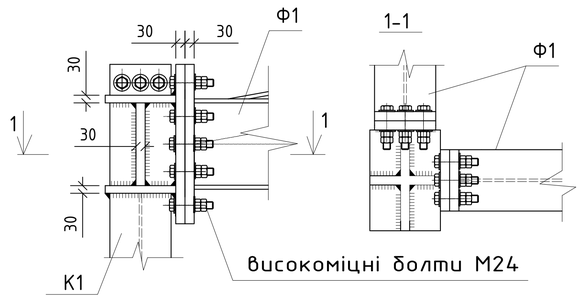




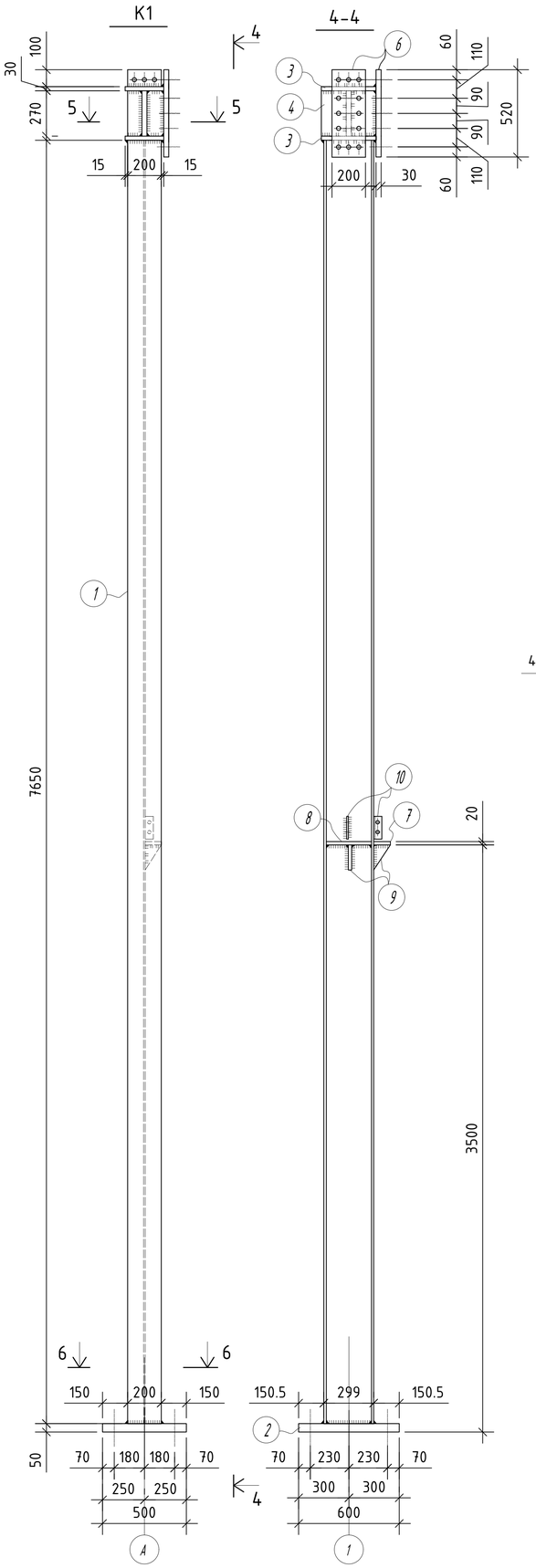


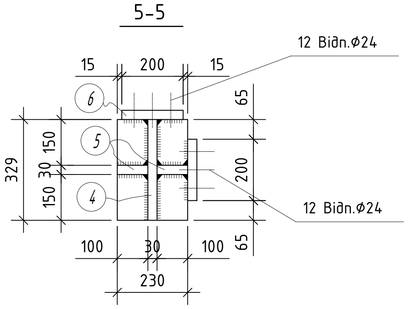


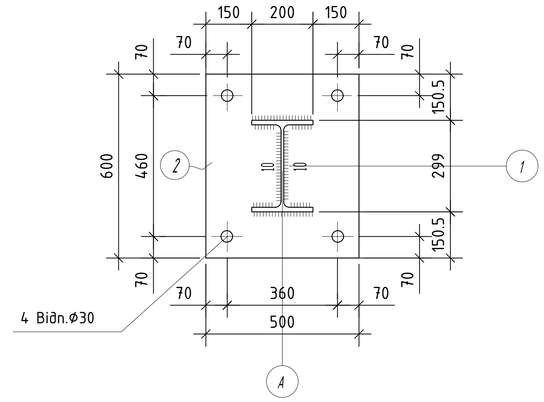




1.Матеріал сталі С245.
2.Зварювання проводити зварювальним напівавтоматом за ДБН В.2.6-198:2014 дротом марки Св-08Г2С діамером 2мм за - ДСТУ EN ISO 14341:2017 серед вуглекислого газу.
3.Катети зварних швів k=14мм, крім обумовлених.
4.Болти високоміцні М30 із сталі 40Х "селект", крім обумовлених.







Специфікація деталей із сталі С245 ГОСТ 27772-88

Відпр. марка	Поз.	Кільк. Т	Кільк. Н	Перетин	Довжина	Маса, кг поз.	Маса, кг всіх	Маса, кг марки	Марка сталі	Примітка
До -1	1	1	0	I 30Ш3	7650	522	522	833	С245	Фрезери.
	2	1	0	-500Х50	600	118	236			
	3	2	0	-230Х30	329	18	36			
	4	1	0	-270Х30	329	21	21			
	5	2	0	-100Х30	270	6	12			
	6	2	0	-200Х30	520	25	50			Св. відп.
	7	1	0	-200Х20	100	4	4			
	8	1	0	-100Х20	269	4	4			
	9	2	0	-100Х20	150	3	6			
	10	2	0	-50Х10	150	1	2			
				Наплавлений метал 1.5%%			12			
С-1	7	1	0	Ø180Х40	4243	586	586	586		
С-2	8	1	0	Ø140Х35	4243	384	384	384	С245	
С-3	9	1	0	Ø133Х18	4243	217	217	217	С245	
С-4*	10	1	0	Ø133Х15	4243	185	185	185	С245	
С-5 *	11	1	0	Ø133Х7.5	4243	98	98	98	С245	
С-6 *	12	1	0	Ø127Х4.5	4243	58	58	58	С245	
С-4	13	1	0	Ø133Х15	3000	131	131	131	С245	
С-5	14	1	0	Ø133Х7.5	3000	70	70	70	С245	
С-6	15	1	0	Ø127Х4.5	3000	41	41	41	С245	
С-7	16	1	0	Ø95Х4.5	3000	30	30	30	С245	

Таблиця відправних марок

Відправ. марка	Кільк. т/н	Маса, кг одної	Маса, кг всіх	Відправ. марка	Кільк. т/н	Маса, кг одної	Маса, кг всіх
До -1	4	833	3332	С-1	4	586	2344
С-2	4	384	1536	С-3	4	217	868
С-4*	12	185	2220	С-5 *	20	98	1960
С-6 *	152	58	8816	С-4	48	131	6288
С-5	88	70	6160	С-6	72	41	2952
С-7	176	30	5280				

Загальна маса конструкції за кресленням :41756кг

Зм.	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Романенко О.С.			
Керівник		Никитинський А. В.			
Н. контр.					

ДПБ.732.00.00

Кафедра БКМС

Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця

Стадія	Аркуш	Аркушів
ДП	8	10

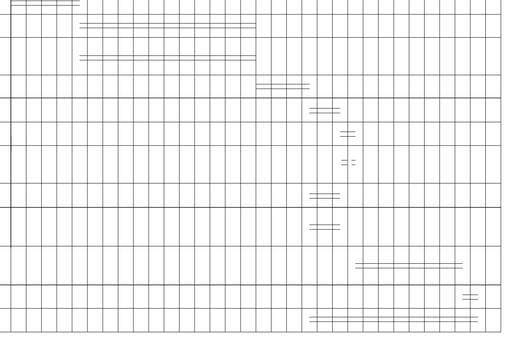
Відправні елементи К1, С-1, С-2, С-3, С-4, С-4 *, С-5, С-5 *, С-6, С-6 *, С-7; Вузол 2, специфікація деталей, таблиця відправних марок;

УкрДУЗТ

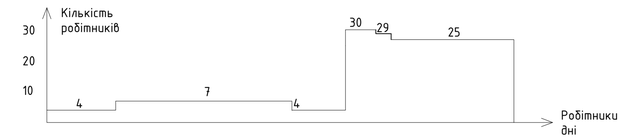
Графік виконання робіт

№ п/п	Найменування процесу	Одиниця змін.	Об'єм робіт	обґрунту-вання	Норма брешемо.		розцінка нар.		Витрати тр.		заробітна плата		склад ланки	Продовж-жит-ть дн/см	Кіль-ко брит.
					роб. чол-ч	маш. маш-ч	робо-чих	маши-ніста	робітнич чол-ч	маш. маш-ч	робо-чих	маши-ніста			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Монтаж опорних плит на фундамент	шт.	64	Е5-1-7	1.6	0.53	1-28	0-56.2	83.2	27.6	66-56	29-22	монт.: 5р-1: 4р-1; Зр-1; маш. 6р-1	5.5/2	1
2	Монтаж колон	шт.	64	Е5-1-9	3.5	0.7	2-83	0-74.2	182	36.4	147-16	38-58	монт.: 6р-1: 4р-2; Зр-1; маш. 6р-1	11.5/2	1
3	Кріплення колон до фундаменту болтами	100 шт.	2.08	Е5-1-19	11.5	–	8-57	–	24	–	17-83	–	монт.: 4р-1: Зр-1;	1.5/2	1
4	Монтаж балок перекриття	шт.	175	Е5-1-6	0.3	0.1	0-24	0-10.6	52.5	17.5	42-00	17-50	монт.: 5р-1: 4р-1; Зр-1; маш. 6р-1	3.5/2	1
5	Удосконалювальне складання фем	шт.	12	Е5-1-3	2.2	0.73	1-76	0-77.4	26.4	8.76	21-12	9-29	монт.: 5р-1: 4р-1; Зр-1; маш. 6р-1	2/2	1
6	Монтаж кроквяних ферм	шт.	4	Е5-1-6	2.9	0.58	2-40	0-61.5	11.6	2.32	9-60	2-46	монт.: 6р-1: 4р-3; Зр-1; маш. 6р-1	1/2	1
7	Кріплення кроквяних ферм до колонам болтами	100 шт.	0.64	Е5-1-19	11.5	–	8-57	–	7.36	–	5-48	–	монт.: 4р-1: Зр-1;	0.5/2	1
8	Монтаж настилу перекриття	т.	19.01	Е5-1-11	1.85	0.62	1-38	0-65.7	35.17	11.79	26-23.4	12-49	монт.: 4р-1: Зр-1; маш. 6р-1	2/2	1
9	Кріплення настилу до балок на болтах	100 шт.	25.92	Е5-1-19	11.5	–	8-57	–	298.08	–	222-13	–	монт.: 4р-1: Зр-1;	6/2	3
10	Удосконалювальне складання секції оболонки	шт.	48	Е5-1-3	2.2	0.73	1-76	0-77.4	105.6	35.04	84-48	37-15	монт.: 5р-1: 4р-1; Зр-1; маш. 6р-1	7/2	1
11	Монтаж секції оболонки	шт.	48	Е5-1-6	0.64	0.21	0-51.2	0-22.3	30.72	10.08	24-58	10-70	монт.: 5р-1: 4р-1; Зр-1; маш. 6р-1	1/2	1
12	Зведення цегляних стін	м³	425	Е3-3А	2.8	–	1-96	–	1190	–	833-0	–	кам.: 4р-1: 2р-2;	11/2	7

Робочі дні



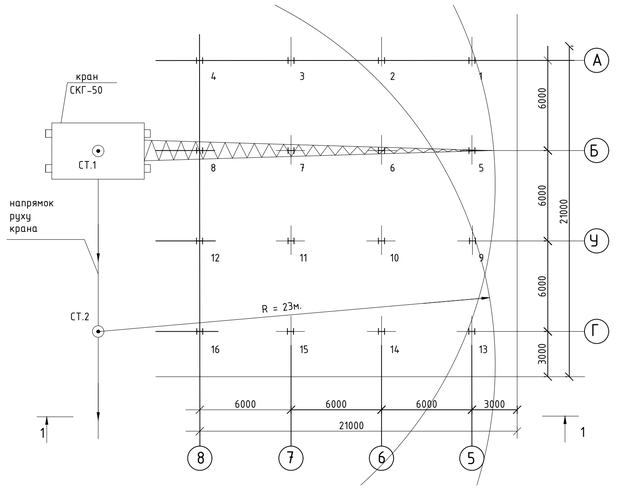
$$n = \frac{A_{max}}{A_{cp}} = \frac{29}{18.47} = 1.57 < 1.8$$



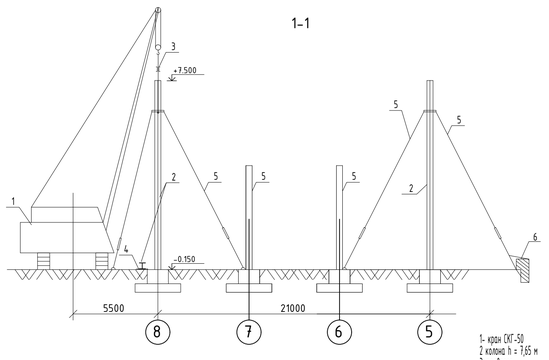
Відомість потреби в інструментах інвентарі та пристрої

N п/п	Найменування	Марка	Кільк. шт	Призначення
1	Комплект обладнання балки, хомути	ЦНДІОМТП р.ч. 574-2.00.0	10	Установка колон на опорні плити
2	Захоплення балансирне	р.ч. 4435.30.00	1	Строплування колон за два монтажні отвори
3	Захоплення рамкове	р.ч. 237-4.00	1	Строплування колон за два монтажні отвори
4	Строп чотирьохгілковий	ДСТУ Б В.2.8-10-98	1	Монтаж оболонки
5	Строп двогілковий	ДСТУ Б В.2.8-10-98	1	Монтаж балок
6	Касета для складування кроквяних ферм	р.ч. 801-2.00.0	10	Складування кроквяних та підкроквяних балок
7	Траверса універсальна	арх. N 4047Н, Масміськбуд	1	Встановлення кроквяних ферм
8	Розчалення	ВНПО Промсталь-конструкція ТПВМ-10	36	Тимчасове кріплення кроквяних ферм та колон
9	Маїдавчик перехідний	р.ч. 3294.21.00	2	Робоче місце монтажників під час укладання настилу
12	Теодоліт	ДСТУ 10529:2008	2	Контроль точності монтажу конструкцій
13	Нівелір	ДСТУ 10528:2008	2	Контроль точності монтажу конструкцій
14	Лом монтажний	ДСТУ 14.05:2008	2	Рихтування елементів
15	Кувалда	ДСТУ 11402:2008	2	Рихтування елементів
16	Ящик для розчину	ЦНДІОМТП р.ч. 3241.42.00	2	Прийом розчину
17				

Послідовність монтажу колон

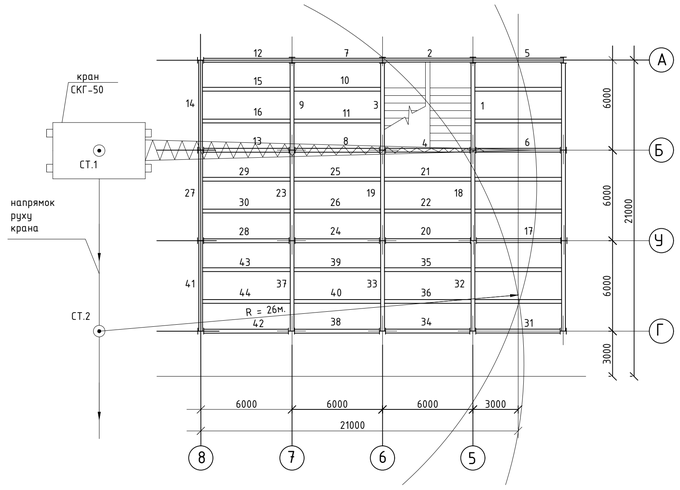


1-1

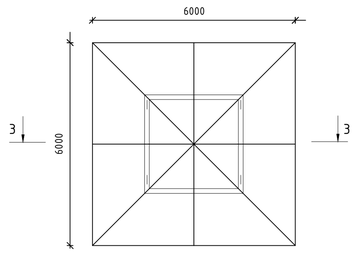


1- кран СКГ-50
2 колона h = 7,65 м
3-траверса
4- підкладка
5- розчалення
6- якір
7 колона h = 3,9 м

Послідовність монтажу балок перекриття

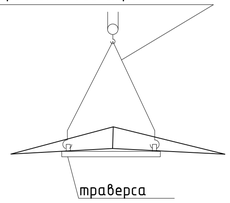


Монтажна секція оболонки



2-2

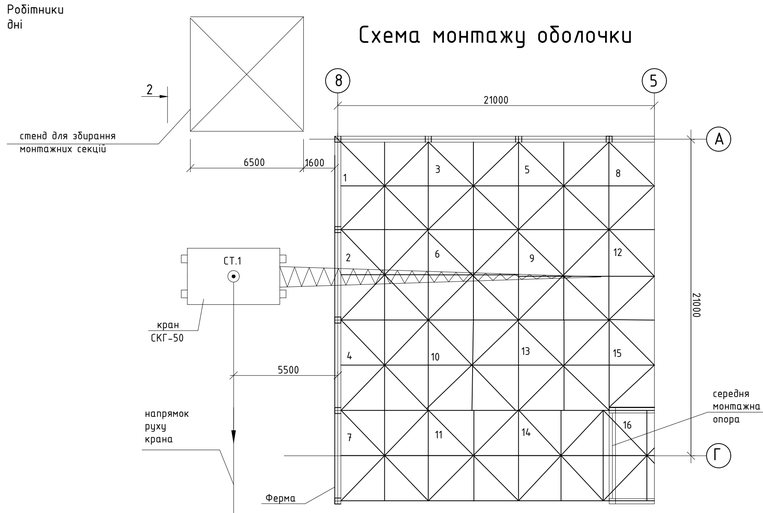
Чотирьохгілковий строп



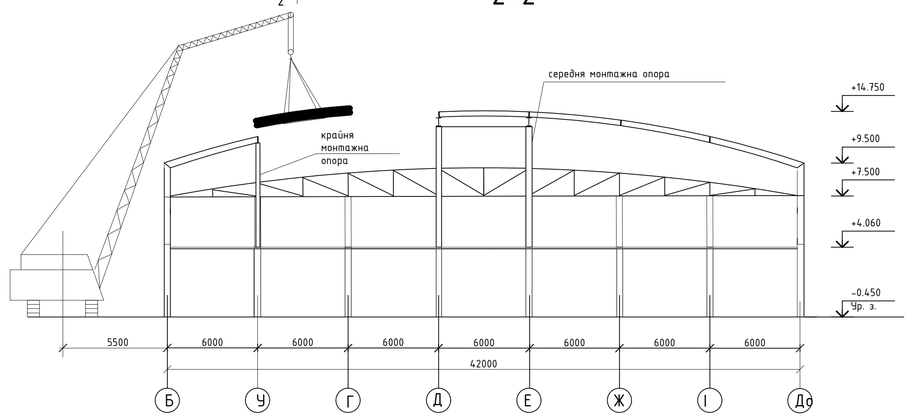
Відомість потреби в матеріалах та конструкціях

№ п/п	Найменування показника	Кількість	Одиниця вимірювання
1	Опорні плити	52	шт.
2	Колони	52	шт.
3	Кроквяні ферми	4	шт.
4	Балки	175	шт.
5	Настил	392	шт.
6	Болти	3360	шт.
7	Цегла	178.31	1000шт.
8	Розчин	290	м³

Схема монтажу оболочки

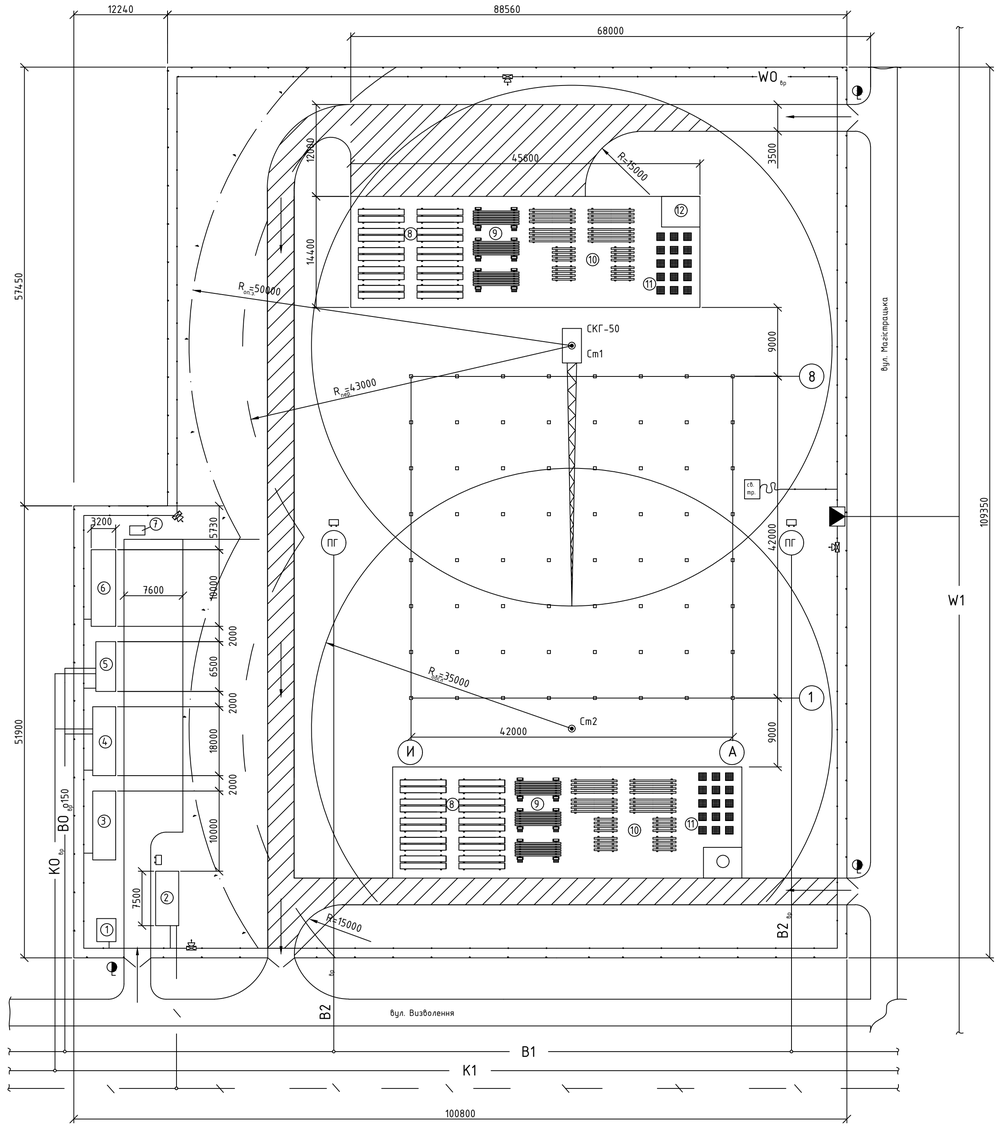


2-2



							ДПБ.732.00.00	
							Кафедра БКМС	
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата			
Розробив			Романенко О.С.			Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник			Никитинський А. В.				ДП	9	10
Н. контр.									
						Схеми монтажу; розрізи; відомість потреби в матеріалах та конструкціях; Відомість потреби в інструментах, інвентарі та пристроях; графік виконання робіт;	УкрДУЗТ	

Об'єктний будгенплан на будівництво торгово – виставкового павільйону



Експлікація будівель та споруд

N п / п	Найменування тимчасових будівель	Площа, м²	констр. будівлі
1	Прохідна	7.5	контейнер
2	Диспечерська	23.2	контейнер
3	Прорабська	27.0	контейнер
4	Душева	27.0	контейнер
5	Приміщення для обігріву, відпочинку та прийому їжі	16.9	контейнер
6	Гардероб	32.0	контейнер
7	Туалет	2.4	контейнер

Експлікація місць складування конструкцій та матеріалів

N п / п	Найменування складованих конструкцій та майданчиків	Площа, м²	Спосіб зберігання
8	Настил	121.0	відкритий.
9	Балки перекриття	48.3	відкритий.
10	Колони	61.6	відкритий.
11	Цегла	43.7	відкритий.
12	Майданчик для такелажних пристосувань	20.0	відкритий.

Експлікація тимчасових комунікацій

N п / п	Найменування комунікацій	Довжина, м.	Спосіб прокладання
1	Водопровід	156.0	підзем.
2	Каналізація	50.0	підзем.
3	Електропостачання	408.4	відкритий.
4	Телефон	18.8	відкритий.

Техніко – економічні показники стройгенплану

N п / п	Найменування	Од. изм.	Величина
1	Площа будівельного майданчика	м²	10909.2
2	Коефіцієнт використання площі	–	0.14
3	Площа тимчасового господарства	м²	157.6
4	Площа відкритих майданчиків	м²	589.2
5	Площа тимчасових доріг	м²	720.3
6	Протяжність доріг	м	122.0

Умовні позначення

- межа зони обслуговування крана
- межа зони переміщення вантажу
- кордон небезпечної зони
- W1 – електромережі на опорах існуючі
- WO 60 – електромережі на опорах тимчасові
- проводка гнучка
- В1 – мережі водопровідні існуючі
- ВО 60 – мережі водопровідні тимчасові
- В2 60 – мережі пожежного водопроводу
- ПГ – пожежний гідрант
- К1 – мережі каналізаційні існуючі
- КО 60 – мережі каналізаційні тимчасові
- мережі телефонізаційні існуючі
- огорожу будівельного майданчика
- охоронне освітлення
- дорожній знак огорожі швидкості
- протипожежний щит
- СВ 160 – зварювальний трансформатор
- щиток охоронного освітлення
- тимчасова електрична підстанція

					ДПБ.732.00.00	
					Кафедра БКМС	
Зм	Кіл. уч.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	
Розробив		Романенко О.С.			Будівництво торгово-виставкового центру м. Вінниця	Стадія: ДП; Аркуш: 10; Аркушів: 10
Керівник		Никитинський А. В.				
Н. контр.						
Затвердив		Плугін Д.А.			Будгенплан; експлікація тимчасових будівель та споруд; експлікація місць складування матеріалів; експлікація тимчасових комунікацій; техніко-економічні показники будгенплану	УкрДУЗТ