

**ЗАКЛАД ВИЩОЇ ОСВІТИ «УНІВЕРСИТЕТ КОРОЛЯ ДАНИЛА»**

**Факультет суспільних та прикладних наук**

**Кафедра архітектури та будівництва**

На правах рукопису

**Плешаков Михайло Леонідович**

**УДК 725.38**

**ЦЕХ З ОБСЛУГОВУВАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ  
ТЕХНІКИ**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Кваліфікаційна робота на здобуття кваліфікації бакалавр

Науковий керівник:

Ст. викладач

Веркалець С.М.

Івано-Франківськ – 2023

ЗВО «Університет Короля Данила»

Факультет суспільних і прикладних наук

Кафедра архітектури та будівництва

Освітній ступінь «бакалавр»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

**Завідувач кафедри**

**архітектури та будівництва**

\_\_\_\_\_ **М.М. Ходан**

“ \_\_\_\_\_ 202\_\_ року

### **ЗАВДАННЯ**

#### **НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЕКТ) СТУДЕНТУ**

**Плешакова Михайла Леонідовича**

---

1. Тема проекту: **«ЦЕХ З ОБСЛУГОВУВАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ»** \_\_\_\_\_

Керівник роботи: ст. викладач **Веркалець С.М.** \_\_\_\_\_

Затверджені наказом вищого навчального закладу від “\_11\_”\_11\_ 2022\_ року № 155/1-НВ.

2. Термін подання студентом роботи: 01.06.2023 року

3. Вихідні дані до роботи: генплан, ситуаційна схема, мапи-схеми, фото аналіз існуючої ситуації, наукова література за темою дослідження.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити):

ВСТУП: актуальність, мета роботи, завдання, предмет і об’єкт дослідження, наукова новизна, практичне значення роботи.

Розділ I. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ: загальні дані; генеральний план; місцеві будівельні матеріали; висотна прив'язка; планова прив'язка; техніко-економічні показники генерального плану, об'ємно-планувальне рішення; техніко-економічні показники будівлі; архітектурно-конструктивне рішення; фундаменти; підкранові балки; кроквяні ферми; стіни; покриття, покрівля, водовідвід; деформаційні шви; ворота вікна двері.

Розділ II. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ: інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика; підбір глибини закладання підшви фундаменту; розрахунок плити перекриття; розрахунок двовіткової колони крайнього ряду; розрахунок фундаменту стаканного типу.

Розділ III. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА: коротка характеристика умов будівництва; календарний план виконання робіт;

Розділ IV. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ: Охорона праці; організаційні та технічні заходи електробезпеки; захист від статичної електрики; запобігання виникненню та ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій.

## ВИСНОВКИ

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): генеральний план; ситуаційна схема; візуалізація.

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
ВСТУП	Шевчук М.О. к.х.н., доц		
Розділ I. Архітектурно-будівельн і рішення	Савчук А.І. к. арх.		
Розділ II. Конструктивні рішення	Комаров С. М. викладач кафедри		
Розділ III. Технологія будівельного виробництва	Веркалець С.М. Старший викладач		
Розділ IV. Охорона праці та цивільний захист	Касяничук В.Д к.т.н., проф.		
Висновки. Нормоконтроль	Шевчук М.О. к.х.н., доц		

7. Дата видачі завдання: 14 листопада 2022 р.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
	Вступ	14.11.2022 р. – 18.11.2022 р.	
1.	Розділ I. Архітектурно-будівельні рішення	21.11.2022 р. – 9.12.2022 р.	
2.	Розділ II. Конструктивні рішення	12.12.2022 р. – 28.12.2022 р.	
3.	Розділ III. Технологія будівельного виробництва	29.12.2022 р. – 04.05.2023 р.	
4.	Розділ IV. Охорона праці. Висновки	05.05.2023 р. – 18.05.2023 р.	
5.	Оформлення роботи та підготовка до захисту	19.05.2023 р. – 31.05.2023 р.	

Студент \_\_\_\_\_ **Плешаков М.Л.**

( підпис ) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи \_\_\_\_\_ **Веркалець С.М.**

( підпис ) (прізвище та ініціали)

## АНОТАЦІЯ

Основною метою бакалаврської роботи є з'ясування самої сутності цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки, його призначення та вплив на промислове будівництво в Україні та світі.

В першому розділі розглянуто генеральний план, висотну прив'язку та планову прив'язку.

В другому розділі розглянуто інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика.

Третій розділ представляє вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів.

В четвертому розділі розглянуто охорону праці та цивільний захист населення.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** ПЛАНОВА ПРИВ'ЯЗКА, МАШИНИ ТА МЕХАНІЗМИ, ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ.

## ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ	7
ВСТУП	8
РОЗДІЛ I. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ	10
1.1. Загальні дані.	10
1.2. Генеральний план.	11
1.3. Місцеві будівельні матеріали.	11
1.4. Висотна прив'язка.	11
1.5. Планова прив'язка.	12
1.6. Техніко - економічні показники генерального плану.	13
1.7. Об'ємно-планувальне рішення.	14
1.8. Техніко-економічні показники будівлі.	15
1.9. Архітектурно-конструктивне рішення.	16
1.10. Фундаменти.	16
1.11. Підкранові балки.	17
1.12. Кроквяні ферми.	18
1.13. Стіни.	18
1.14. Покриття, покрівля, водовідвід.	19
1.15. Деформаційні шви.	19
1.16. Ворота, вікна, двері.	20
РОЗДІЛ II. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ	21
2.1. Інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика.	21
2.2. Підбір глибини закладання подошви фундаменту.	21
2.3. Розрахунок плити покриття.	24
2.4. Розрахунок двохвіткової колони крайнього ряду.	38
2.5. Розрахунок фундаменту стаканного типу.	51
РОЗДІЛ III. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	54

3.1. Коротка характеристика умов будівництва.	54
3.2. Календарний план виконання робіт.	54
3.2.1. Призначення календарного плану.	55
3.2.2. Вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів.	55
3.2.3. Вибір монтажного механізму.	56
РОЗДІЛ IV. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ	57
4.1. Охорона праці.	57
4.2. Організаційні та технічні заходи електробезпеки.	61
4.3. Захист від статичної електрики.	62
4.4. Запобігання виникненню та ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій.	64
ВИСНОВКИ	66
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	67
ДОДАТКИ	70

## **ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ**

ДБН – Державні Будівельні Норми

ДСТУ – Державні стандарти України

ЗУ – Закон України

МГН – маломобільна група населення

НАПБ - Нормативний акт з пожежної безпеки

СНіП – санітарні норми і правила

ТЕО – техніко-економічне обґрунтування

ТЕП – техніко-економічні показники



## ВСТУП

### **Актуальність теми дослідження.**

Ефективність технічного обслуговування: Сільськогосподарська техніка вимагає регулярного обслуговування та ремонту для забезпечення її надійності та продуктивності. Дослідження може виявити оптимальні підходи до обслуговування, включаючи планування технічних перевірок, встановлення запасних частин, підготовку кваліфікованого персоналу та використання сучасних технологій моніторингу та діагностики.

Вплив на продуктивність та рентабельність: Недостатнє обслуговування техніки може призвести до відмови обладнання, затримок у виробничих процесах та зниження загальної продуктивності господарства. Дослідження може допомогти виявити оптимальні практики обслуговування, які забезпечують максимальну продуктивність техніки та покращення рентабельності сільськогосподарського виробництва.

Зниження негативного впливу на довкілля: Сільськогосподарська техніка може випускати шкідливі викиди, такі як викиди відпрацьованих газів чи розливи нафти. Дослідження може виявити шляхи зменшення негативного впливу на довкілля, наприклад, шляхом впровадження екологічно чистих технологій обслуговування, енергоефективних практик та утилізації відпрацьованих матеріалів.

Зміни в сільськогосподарській технології: З'являються нові типи сільськогосподарської техніки, які потребують спеціалізованого обслуговування та ремонту.

**Мета та завдання дослідження.** Основною метою бакалаврської роботи є з'ясування самої сутності цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки, його призначення та вплив на промислове будівництво в Україні та світі.

**Завданнями дослідження є:**

- Постановка проблеми;
- вивчення і освоєння існуючих аналогів в області будівель по темі;
- порівняння даних цехів з обслуговування сільськогосподарської техніки в Україні та світі;
- виявлення основних принципів створення;
- розробка проектного рішення на теоретичному і практичному рівнях;

**Об'єкт дослідження:** Цех з обслуговування сільськогосподарської техніки; основи та загальні риси територій таких ремонтних майстерень.

**Предмет дослідження:** проект цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки.

**Структура й обсяг роботи.** Робота складається зі вступу, шести розділів, висновків, списку використаних джерел і додатків. Обсяг роботи – (77) сторінок основного тексту, таблиць, список використаних джерел (3) сторінок, додатки.

## **РОЗДІЛ І. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ**

### **1.1. Загальні дані.**

Запроектована будівля призначена для ремонту сільськогосподарської техніки. Відноситься до будівлі II класу капітальності, за вогнестійкістю належить до споруд II ступеня. За довговічністю прийнятих конструкцій будівля належить до II ступеня, тобто з терміном експлуатації від 100 років.

За конструктивним типом будівля каркасна з несучими колонами.

Ґрунти суглинки, ґрунтові води знаходяться на значній глибині, нормативна глибина сезонних промерзань ґрунтів 70 см.

Дипломний проект розроблено у відповідності із діючими державними будівельними нормами та правилами для таких природно-кліматичних умов:

- розрахункова температура повітря – 20 0С;
- снігове навантаження – 50 кг/м<sup>2</sup>;
- швидкісний напір вітру – 30 кг/м<sup>2</sup>;
- сейсмічність ділянки – 7 балів;
- Ґрунти – суглинки;
- Глибина промерзання – 0.8м;
- Ґрунтові води – на значній глибині.

За конструктивним типом ,згідно ДБН В.1.1-2006(будівництво в сейсмічних районах України), будівля каркасна із залізобетонних колон. Будівля одноповерхова.

В проекті запроектовано наступні конструктивні елементи:

- фундамент – стовпчастий під колону «стаканного» типу;
- колони залізобетонні, двохвіткові 10.8м, розмірами 0,4\*1м.
- ферми покриття кроквяні залізобетонні 18м.
- стіни- панельні 380мм;
- перегородки – цегляні, товщиною 120мм;
- вікна, двері – метало-пластикові;
- покриття - з/б ребристі плити;
- покрівля – з єврорубероїду;
- підлоги – бетонні.

## **1.2. Генеральний план.**

Запроектований цех для ремонту сільськогосподарської техніки в місті Івано-Франківськ. Ділянка під забудову являється прямокутною

форми, розмірами 108 x 82,3 м, площею 0,88 га. Рівень ґрунтових вод знаходиться на значній глибині. Рельєф місцевості- спокійний. Будівля розташовується торцем до переважаючих північно-західних вітрів.

Поряд із цехом знаходяться: Прохідна, Адміністративний корпус, Склад, Відкритий майданчик, Парковка і пожежний резервуар.

Експлікацію будівель і споруд наведено на аркуші-1.

Будівля розміщена з урахуванням пожежних та санітарних норм проектування. На генеральному плані також відображено зелені насадження, газони, дерева. Запроектовані дороги з твердим покриттям. На генеральному плані виконана планова та висотна прив'язка цеху до місцевості.

### **1.3. Місцеві будівельні матеріали.**

До місцевих будівельних матеріалів відносяться: цегла силікатна, шлакобетон, цементно-глиняний розчин, цементний розчин, цементно-вапняний розчин, гравій керамзитовий, щебінь фракцій 5-70 мм. Бетон марок М50-600, розчин марок М25-400.

### **1.4. Висотна прив'язка.**

Висотна прив'язка виконується для визначення відмітки «чистої» підлоги першого поверху і відміток землі – точок перетину осей будівлі, а також для визначення позначок вимощення. Система висот є умовною. Висота перерізу рельєфу - 1 м.

знаходимо відмітки землі точок перетину осей будівлі:

$$H = H_{м.г.} + n/t * h$$

де  $H_{м.г.}$  – менша горизонталь;

$h$ . – крок горизонталей;

$n$  – відстань від кута будівлі до меншої горизонталі;

$t$  – відстань між горизонталями.

$$HA1=10.0+10/23*0.25=10.10\text{м}$$

$$HG1=9.75+15/17*0.25=9.97\text{м}$$

$$HG12=10.25+1.8/2.8*0.25=10.41\text{м}$$

$$HA12=10.50\text{м}$$

Для виробничих будівель позначка вимощення дорівнює  $H_{сер}$ , а позначка чистої підлоги на 15 см вища.

$$H_{сер}=(10.10+9.97+10.41+10.50)/4=40.98/4=10.25\text{м}$$

$$H_{під} = 10.25+0.15=10.40\text{м}$$

### **1.5. Планова прив'язка.**

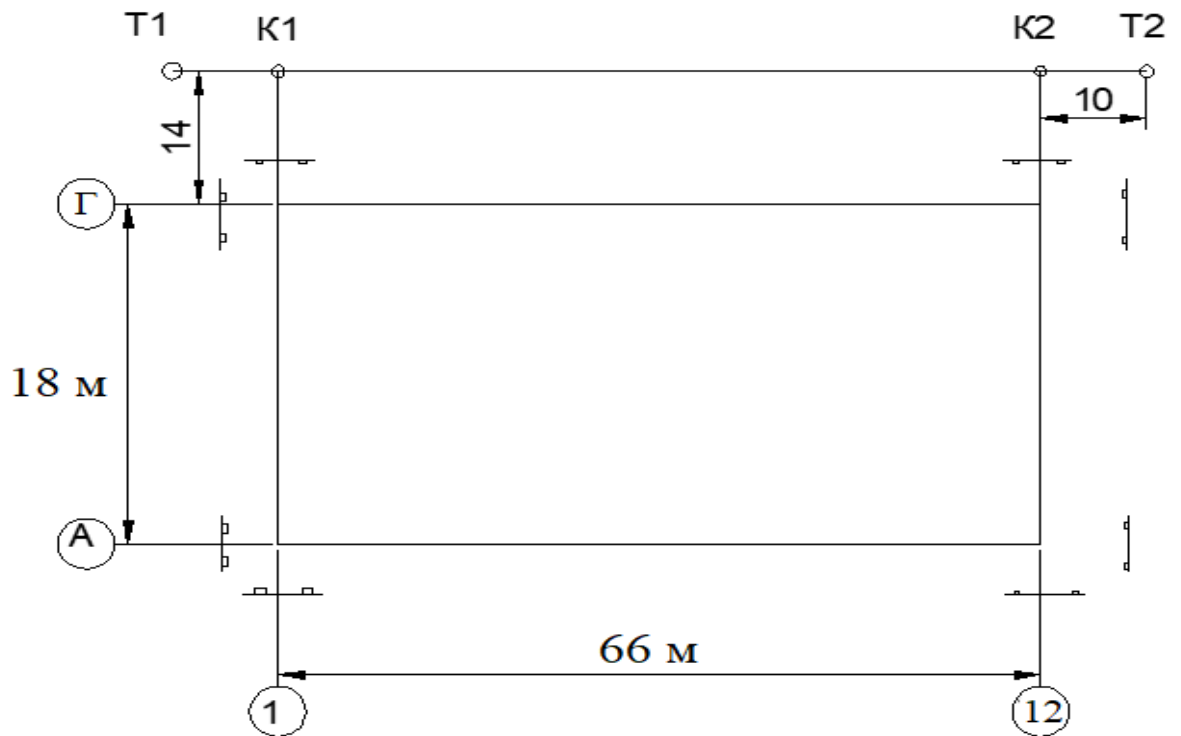
Геодезично–розмічувальні роботи виконуються для того, щоб побудувати будівлю згідно генерального плану забудови, правильної орієнтації її відносно сторін світу а також у відповідності з розмірами та формами будівлі, які вказані у її проекті.

Планова прив'язка виконується способом перпендикулярів  
М 1:1000.

До прямої чи по прямій  $T1, T2$ , від точки  $T1$  відкладемо відстань 10 м і знаходимо точку  $K1$ . Від точка  $K1$  до прямої  $T1, T2$  ставимо перпендикуляр і на прямій відкладаємо відстань 14м і знаходимо точку  $B-1$ , яку закріплюємо тимчасовим кілком. На продовжені  $K1 B1$  відзначаємо відстань 18м і знаходимо точку  $A1$  яку закріплюємо тимчасовим знаком знаком. Аналогічно знаходимо точки  $B7$  і  $A7$

Тимчасові точки переносимо на обноску, яка знаходиться від них на відстані 10м. Різниця між проектними та фактичними розмірами для побутових осей не повинна перевищувати  $\pm 5\text{см}$ , а для поперечних  $\pm 3\text{см}$

Рис.1



### 1.6. Техніко - економічні показники генерального плану.

Підраховуємо такі техніко-економічні показники:

1. площу ділянки під забудову в га:

$$S_{\text{ділянки}} = 82,3 \cdot 108 / 10000 = 0,88 \text{ га};$$

2. площу забудови будівлями, як сумарну площу забудови всіх будівель і споруд, розміщених на ділянці:

$$S_{\text{забудови}} = 1188 + 16 + 72 + 216 = 1492 \text{ м}^2;$$

3. щільність забудови, як відношення площі забудови до площі ділянки:

$$\text{Щ} = S_{\text{забудови}} / S_{\text{ділянки}} \cdot 100\% = 1492 / 8888,4 \cdot 100\% = 16,78 \%;$$

- площу озеленення, як сумарну площу зелених насаджень, квітників, газонів:

$$S_{\text{озеленення}} = 4694 \text{ м}^2;$$

4. процент озеленення, як відношення площі озеленення до площі ділянки:

$$S_{\text{озеленення}} / S_{\text{ділянки}} \cdot 100\% = 4694 / 8888,4 \cdot 100\% = 52,81 \%;$$

5. площу доріг і майданчиків з твердим покриттям, як сумарну площу всіх доріг, майданчиків, проїздів, ділянок з твердим покриттям:

$$S_{доріг} = 8\,888,4 - 1\,492 - 4\,694 = 2\,702 \text{ м}^2;$$

Підраховані показники наведені в таблиці 1.

#### *Техніко-економічні показники генплану*

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування</i>	<i>Одиниці виміру</i>	<i>Кількість</i>
1	<i>Площа ділянки під забудову</i>	<i>га</i>	<i>0,88</i>
2	<i>Площа забудови ділянки</i>	<i>м<sup>2</sup></i>	<i>1 492</i>
3	<i>Щільність забудови</i>	<i>м<sup>2</sup></i>	<i>4 694</i>
4	<i>Процент озеленення</i>	<i>%</i>	<i>52,81</i>
5	<i>Площу доріг і майданчиків з твердим покриттям</i>	<i>м<sup>2</sup></i>	<i>2 702</i>

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

Цех для ремонту сільськогосподарської техніки прямокутний в плані, з розмірами в осях 66х18м, крок колон 6м, цех однопролітний, проліт 18м. висота 13,4м.

Для обслуговування цеху з ремонту сільськогосподарської техніки прийнятий по осях А-Г мостовий кран вантажопідйомністю 10 т. Для в'їзду і виїзду транспорту в цеху передбачено 3 воріт. Освітлення будівлі природне через віконні отвори, а також для світло аерації запроектовані ліхтарі. За конструктивним типом будівля каркасна із залізобетонним каркасом.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі виконано системою хрестових вертикальних зв'язків між колонами в осях «3-4» і «9-10». Сталеві зв'язки приварюються до закладних деталей колон та ферм. Посередині будівлі (по осі 6) виконано деформаційний шов.

Експлікація ділень цеху для ремонту сільськогосподарської техніки.

таблиця 2

№	Найменування приміщень	Площа м2	Прим.
1	2	3	4
1	Кабінет майстра	35,7	
2	Переодягальня	36,7	
3	Туалет	5,1	
4	Душова	11,6	
5	Ковальсько-термічна ділянка	153	
6	Механічна ділянка	153	
4	Електроремонтна ділянка	48,7	
5	Малярна ділянка	48,7	
6	Складальна ділянка	193,4	
7	Розбірно-мийна ділянка	192	
8	Ділянка діагностики	184	

### 1.8. Техніко-економічні показники будівлі.

Підраховуємо такі техніко-економічні показники:

Загальну площу будівлі вираховуємо як площу поверху, виміряну в межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стін.

$$S_{\text{заг.}} = 66 \times 18 = 1188 \text{ м}^2$$

корисну площу - як суму площ приміщень розміщених в будівлі.

$$S_{\text{кор.}} = 66 \times 18 = 1188 \text{ м}^2$$

3. Розрахункова площа – 1188 м<sup>2</sup>

4. будівельний об'єм надземної частини визначається як добуток площі поперечного перерізу будівлі на довжину будівлі по зовнішньому обводі:



$$V=(B*h*Z)+(B'*h_{ліхтаря} * Z_{ліхтаря})$$

$$V=(1876*66.76*13)+(6*3*42)=16281+756=17037\text{м}^3$$

площу забудови визначаємо як площу горизонтального перерізу по зовнішньому обводу:

$$S_{збудови} = 18.76 \times 66.76 = 1252,4 \text{ м}^2$$

- поверховість – 1

Підраховані показники заносимо в таблицю 3

Позиція	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1	Загальна площа	м <sup>2</sup>	1188
2	Корисна площа	м <sup>2</sup>	1188
3	Розрахункова площа	м <sup>2</sup>	1188
4	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	17037
5	Площа забудови	м <sup>2</sup>	1252,4
6	Поверховість	Поверх	1

### 1.9. Архітектурно-конструктивне рішення.

Конструктивний тип будівлі каркасний. Каркасна залізобетона будівля складається з поперечних рам, що утворені колонами і несучими конструкціями покриття - кроквяними фермами, а також поздовжніх зв'язків між колонами та фермами.

### 1.10. Фундаменти.

Фундаменти під колону запроектовані залізобетоні «стаканного» типу розмірами 1200x1800 та 1500x1800мм.

Ґрунтові води знаходяться на значній глибині; низ відмітки підшови фундаменту -1 500мм.

Фундаментні балки трапецієподібного перерізу оперті на залізобетонні стовпчики, які лягають на фундаментну плиту.

Горизонтальна гідроізоляція виконана із рубероїду. Вимощення із бетону шириною 1 м, по периметру будівлі з ухилом  $i = 3\%$ , для відведення атмосферних вод.

Специфікація фундаментів. Таблиця 4.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількіст ь	Прим
			шт	
Фундаменти стаканні	1	1200x1800	18	
Фундаменти стаканні суміщені	2	1400x1800	4	
Фундаменти стаканні фахверкові	3	1000x1000	4	
Фундаменти стаканні деформаційні	4	2400x1800	2	
Фундаментні балки	5	5400x	14	
Фундаментні балки	6	5600	2	
Фундаментні балки	7	4800	8	
Фундаментні балки	8	5200	4	

#### Колони

У будівлі прийняті залізобетонні двохвіткові колони згідно серії 2К108, розміром 1000 x 400 мм, заввишки 10.8 м. Масою 7,6тонн. Для кріплення стін у колонах передбачені закладні деталі, що розташовані через 1200 мм по висоті. Вони складаються із над кранової і підкранової частини.

Колони фахверка на 100 мм нижче основних колон. Фахверкові колони також мають закладні деталі для кріплення стіни. Для кріплення

торцевої стіни до колон, що розташованих на крайніх осях будівлі встановлюються залізобетонні фахверкові стійки 300х300мм .

### 1.11. Підкранові балки.

Залізобетонні підкранові балки служать опорою для рейки, по якій рухається мостовий кран, і разом з тим є поздовжніми зв'язками між несучими колонами каркасу. Призначені вони для будівель з мостовими кранами вантажопід'ємністю 10, 20, 30т. виготовляються із бетону класу В25-В40 і встановлюються на консолі або виступи колон. Запроектовано в даній будівлі балки таврового перерізу з потовщеною стінкою на опорі, заввишки 800мм, які застосовуються для кроку 6м. У верхній полиці знаходяться сталеві трубки для пропуску болтів кріплення кранової колії, а в стінці – отвори для навіски приводу.

Специфікація колон і підкранових балок. Таблиця 5.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількіст	Прим
			ь шт	
Підкранові балкі	1	5800x1850x800	20	
Фахверкові колони	2	4800×300×300	8	
Двохвіткові колони	3	10800x1000x400	26	

### 1.12. Кроквяні ферми.

Кроквяні ферми

Запроектовані в цеху залізобетонні сегментні без розкісні ферми серії 1ФС18. Довжина ферми 18 000мм. Висота 2 630мм. Товщина 200мм. Маса 4,5 тонн. З прольотом 18м і кроком 6м. Сегментні ферми мають невелику висоту на опорі та дають можливість зменшити висоту стін.

Специфікація ферм.

Таблиця 6.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість	Прим
			шт	
Кроквяна ферма	3	18000×3300×250	28	

### 1.13. Стіни.

Стіни запроектовані з легкобетонних панелей завтовшки 380мм., розмірами 6×1,2м. та 6×1,8м., за нульовою прив'язкою. Стійкість самонесучих стін забезпечено колонами каркасу. Панелі закріплюються до колон за допомогою сталевих кутиків. Перегородки завтовшки – 120 мм. Система кладки є ланцюговою, тобто кожен ложковий ряд чергується з тичковим. Товщина горизонтальних – 10 мм. Вертикальних швів – 8 мм.

### 1.14. Покриття, покрівля, водовідвід.

В будівлі запроектовано покриття що складається із залізобетонних ребристих попередньо-напружених плит покриття довжиною 6000мм, та шириною 3000мм.

Залізобетонні ребристі плити покриття кріплять до залізобетонних кроквяних ферм. Зверху плит влаштовують пароізоляцію із єврорубероїду та теплоізоляцію із плитного пінополістиролу, та рулонну покрівлю із єврорубероїду.

Водовідвід внутрішній організований. Система внутрішнього водовідведення складається з водоприймальних воронок, які ставляться в розжолобках, і мережі труб, що розташовуються всередині будівлі і відводять воду в зливні каналізації.

Воронки розташовані на плані покрівлі на відстані 450мм від краю покрівлі. При влаштуванні покриття створюють ухил в бік водоприймальних воронок укладанням у жолобках шару легкого бетон.

### 1.15. Деформаційні шви.

Для запобігання тріщин в конструкціях будівель від дії температурних деформацій, використовують розчленування будинку поперечними швами на окремі відсіки.

В будівлі запроєктовано поперечний осадовий шов. Осадові деформаційні шви встановлюються у місцях примикання деформаційних блоків будівель один до одного. Ці шви розділяють усі надземні та підземні конструкції та запобігають появі тріщин від осідання ґрунту.

### 1.16. Ворота, вікна, двері.

Вікна запроєктовані сталеві. Виготовлені розмірами 6х1,2.

Складаються з загальної рами і зашкленених елементів (рамок), котрі або навішуються на петлі, або закріплюються за допомогою їх зварювання. Кожну панель закріплюють болтами до колон каркаса у чотирьох точках. Простір між ними заповнюється пінополістиролом.

Перелік розміри вікон і дверей наведено у специфікації елементів заповнення віконних прорізів.

Специфікація заповнення віконних прорізів табл.4

№ п\п	Позначення	Найменування	Кількість на поверх		Маса ОД.КГ	Прим
			1	Кількість		
Вк-1	ГОСТ 6629-88	ОС 15-12	2	2		
Вк-2	ГОСТ 6629-88	ОС 12-60	48	48		
Вк-3	ГОСТ 6629-88	ОС 18-60	14	14		

Ворота для в'їзду в будівлю прийняті двопільні розпашні розмірами 4.0х4.2м по серії 1.435.10 , марка ВРД 4.0х4.2 .

Для в'їзду передбачений пандус шириною 5.0 м і висотою 150 мм.  
Полотна воріт навішують на стійки рам воріт серії ПР 05-36.2 .

## РОЗДІЛ II. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

### 2.1. Інженерно-геологічна оцінка умов будівельного майданчика.

Будівництво передбачається в місті Івано-Франківськ.

Для району будівництва характерні такими природно-кліматичні умови:

- район кліматичний — ША (Карпатський)
- вітрове навантаження — 500 Па;
- снігове навантаження — 1410 Па;
- нормативна глибина промерзання ґрунту — 0,8 м;
- температура повітря найхолоднішої п'ятиденки — мінус 20;
- сейсмічність району до 7 балів.

Середньорічна кількість опадів 655 мм/рік. Абсолютна мінімальна температура повітря  $-22^{\circ}\text{C}$ , абсолютна максимальна  $+27^{\circ}\text{C}$ .

Глибина залягання рівнів ґрунтових вод від 1,9 м до 2,6 м з позначками 18,10-18,40м.

Основою фундаментів споруди є ІГЕ-2 суглинок в напівтвердому стані з такими фізико-механічними характеристиками:

Кут внутрішнього тертя,  $\varphi$  —  $23^{\circ}$ ;

Питома вага  $\gamma$  — 17,8 кН/м<sup>3</sup>;

Питоме зчеплення,  $c$  — 18,0 кПа.

Модуль деформації,  $E$  — 15,0 МПа.

### 2.2. Підбір глибини закладання подошви фундаменту.

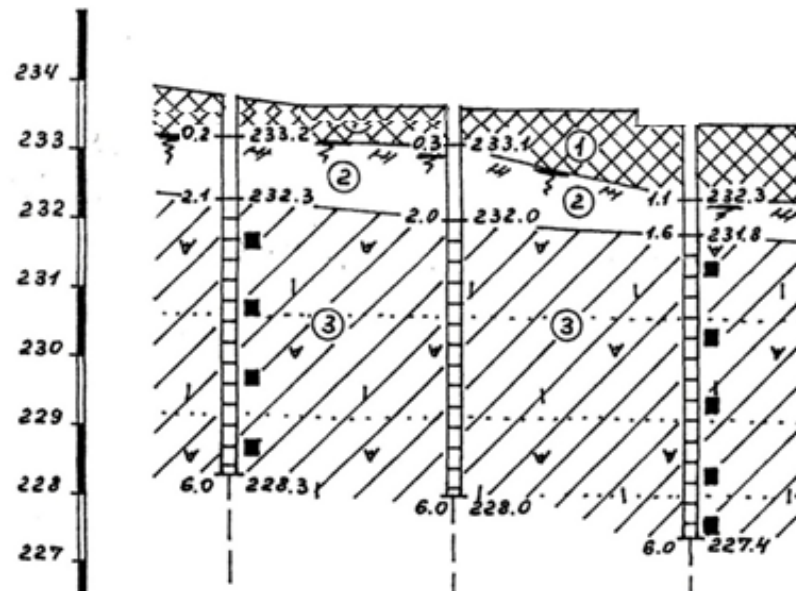
Згідно з конструктивним рішенням будівлі та для уніфікації приймаємо збірний залізобетонний фундамент «стаканного» типу.

Відповідно до діючого ДБН В.2.1-10-2009 “Основи і фундаменти будівель та споруд” і ґрунтуючись на ДСТУ Б В.2.1-2-96 “Основи та

підвалини будинків і споруд”, визначаємо глибину закладання згідно місцевих умов будівництва у рекомендованому порядку.

Згідно інженерно-геологічних вишуквань за основу приймаємо ґрунт – суглинок напівтвердий.

Інженерно геологічний розріз 1-1 (Мал.1)



Нормативну глибину промерзання ґрунту  $d_{fn}$  м, визначаємо із теплотехнічного розрахунку. Нормативне значення визначимо за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{[(-3,4) + (-4,3) + (-3,6)]} = 0,23 \cdot \sqrt{11,3} = 0,$$

(м),

де  $d_0$  – коефіцієнт впливу ґрунту, що для суглинків і глин дорівнює  $d_0 = 0,23$  м;

$M_t$  - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в цьому районі.

Згідно отриманого значення попередньо приймаємо нормативну глибину промерзання  $d_{fn} = 0,8$  (м). Дивитись карту глибини промерзання ґрунту (СниП 2.01.01-82)

Визначаємо розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,8 = 0,88 \text{ (м)},$$



Згідно умови:  $H_f = 0,9 \geq d_f = 0,85$  м

Гідрогеологічний фактор вказує: рівень ґрунтових вод  $d_{\omega} = -1,9$  м

Перевіряємо умови:  $d_{\omega} = -1,9$  м  $> d_f + 0,1 = 0,95$  м

Глибина закладання підосви фундаментів повинна бути не менше  $d_f$ , тобто  $H_f = -0,95$  м  $> d_f = -0,85$  м

Верх позначку фундаменту влаштовуємо на відмітці  $-0,150$  м від відмітки підлоги. Приймаємо глибину закладання фундаменту  $H_f = -1$  м.

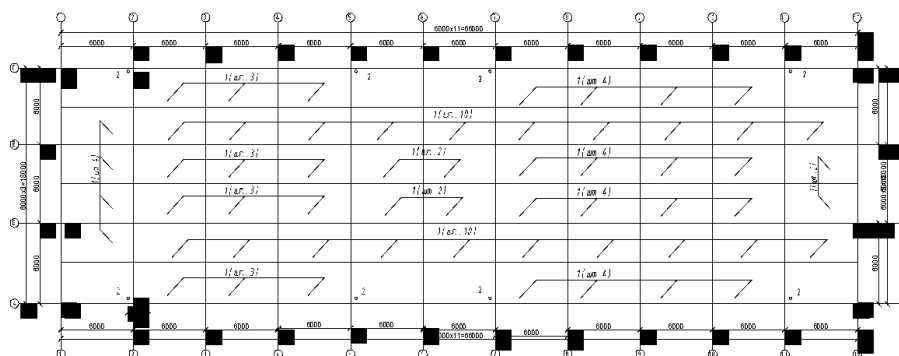
### 2.3 Збір навантаження на 1м<sup>2</sup>.

Компоновка конструктивної схеми

Збір навантажень на 1м<sup>2</sup> покриття

№п/п	Найменування навантажень і розрахунок	$N_{Ed}$ кН/м <sup>2</sup>		$\gamma_{Ed}$	$N_{Ed}$ кН/м <sup>2</sup>	
		$q'$	$p'$		$q$	$p$
1.	Еврорубероїд $t=20$ мм= $0.02$ м $p=6$ кН/м <sup>2</sup> $q'=0.02*6=0.12$	0.12	-	1.2	0.144	-
2.	Цементна стяжка $t=30$ мм= $0.03$ м $p=20$ кН/м <sup>2</sup> $q'=0.03*20=0.6$	0.6	-	1.1	0.66	-
3.	Утеплювач із керамзиту $t=170$ мм= $0.17$ м $p=6$ кН/м <sup>2</sup> $q'=0.17*6=1.02$	1.02	-	1.2	1.224	-
4.	Пароізоляція із рубероїду $t=5$ мм= $0.005$ м $p=6$ кН/м <sup>2</sup> $q'=0.005*6=0.03$	0.03	-	1.2	0.036	-
5.	з/б плита покриття	2.7	-	1.1	2.97	-
6.	Закладання швів між панелями	0.2	-	1.3	0.22	-
7.	Затирання стелі	0.1	-	1.3	0.12	-
8.	Снігове навантаження	-	1.32	1.04	-	1.55
9.	Сумарне навантаження	4.77	1.32	-	5.574	1.55
10.	Повне навантаження	$q_k = 6.09$		-	$q_k = 7.12$	

### Схема розміщення плит покриття



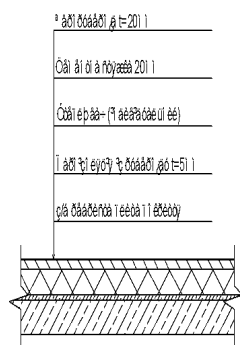
Розміри будівлі – 66х18м

Промислова будівля з повним каркасом, із збірних залізобетонних елементів

Переріз колони 1000х400мм

Схема розміщення елементів покриття

### 2.3. Розрахунок плити покриття.



Рибчасті плити покриття

Розраховуємо і конструюємо ребристу плиту 3х6 м для теплового безгорищного покриття будівлі прольотом 18 м по сегментних фермах. Армовані плити передбачуємо з попередньо напруженою стержневою арматурою класу А600С. Для зварних сіток застосовуємо арматурний дріт класу Вр-1.

Бетон класу С30.

Розрахунок плити по міцності.

$$L=6 \text{ м}$$

$$h=0.3 \text{ м}$$

$$B=3 \text{ м}$$

$$q_{кп}=6.39 \text{ кН/м}^2$$

$$q_k=7.25 \text{ кН/м}^2$$

Визначення прольотів

$$a=50-60 \text{ мм}$$

$$l_k=6000-20=5980 \text{ мм}$$

$$l_p=5980-140=5840 \text{ мм}$$

Статичний розрахунок

Балка згідно з розрахунковою схемою розглядається як багато прольотна нерозрізна. Рівномірно розподіленим навантаженням по всій довжині. В результаті дії навантаження виникають зусилля:

$$M_{ed}=(q+p)l/11=(5.704+1.55)/0.88 \cdot 2/11=0.51 \text{ кН*м}=510 \text{ Н*м}$$

$$L=11-b=0.98-0.1=0.88 \text{ м};$$

Матеріали

Арматура: А500С(А-III) – робоча

$$f_{ud}(R_s)=365 \text{ МПа}$$

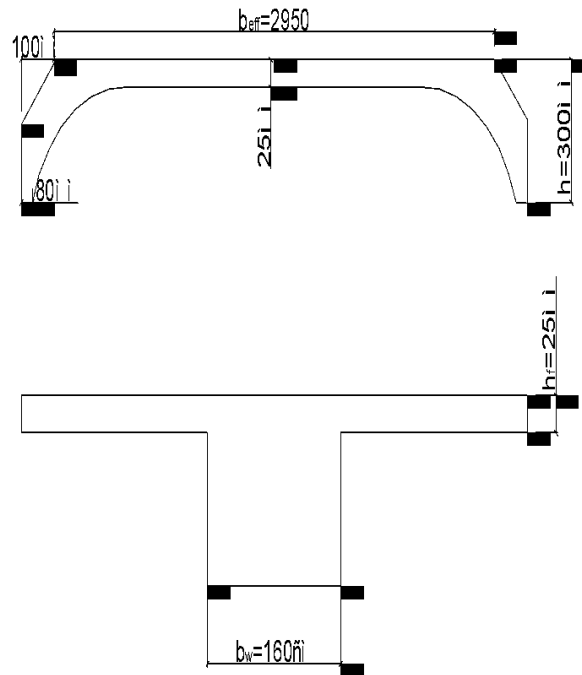
А240С (А-I) – поперечна

Бетон: С30:  $f_{cd}(R_c)=17 \text{ МПа}$

$$S_{ctd}(F_{cdt})=1.2 \text{ МПа}$$

$$E_{cd}(E_{sk})=32.5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

Задані і приведені перерізи



Розрахунок нормальних перерізів по міцності

Визначаємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

$$g = 0.144 + 0.66 + 1.224 + 0.036 + 0.6875 = 2.75 \text{ кН/м}^2$$

$$gnpl = 0.025 * 25000 = 625 \text{ Н/м}^2$$

$$gpl = 625 * 1.1 = 687.5 \text{ Н/м}^2$$

Загальне навантаження на плиту

$$g = 144 + 66 + 1224 + 3.6 + 687 = 2124.6 \text{ Н/м}^2 = 2.12 \text{ кН/м}^2$$

Корисна товщина плити:

$$d = h - c = hf/2 = 2.5/2 = 1.25 \text{ см}$$

визначаємо коефіцієнт  $\alpha_m$  при  $b = 1 \text{ м}$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{Yn}}{b * d^2 * f_{cd} * \gamma_c} = \frac{510 * 10^2 * 0.95}{100 * 1.25^2 * 17(100) * 0.9} =, \text{ де}$$

$f_{cd} = 17 \text{ МПа}$  – для бетону класу С30;  $\gamma_c = 0.9$

По таблиці додатку знаходимо  $\xi = 0.11$ ;  $\zeta = 0.947$ ;

Площа перерізу арматури Вр-I на полюсу шириною 1 м

$$A_s = \frac{M_{Yn}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{510 * 10^2 * 0.95}{0.94 * 1.25^2 * 375(100)} = 1.099 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$R_s=375\text{МПа}$  – для арматури класу Вр-I,  $d=3\text{мм}$

Приймаємо зварну сітку з поздовжньою арматурою діаметром 3 класу Вр-1,  $A_s = 0.71\text{см}^2$ , крок 100мм і поперечної  $A_s = 0.35\text{см}^2$ , крок 200мм на 1м, діаметром 3 класу Вр-1;  $\Sigma A_s = 0.71 + 0.35 = 1.06\text{см}^2$

Відсоток армування

$$\mu = \frac{A_s}{A} * 100 = \frac{1.42}{100*1.25} = 1.136\% > \mu_{min} = 0.1\%$$

Розрахунок поперечних ребер на стійкість

Поперечні ребра запроектовано з кроком  $l_1=98\text{см}$  і вони жорстко з'єднані з плитою і з поздовжніми ребрами. Отже, поперечне ребро розраховуємо як балку таврового перерізу із защемленою опорою (ребро розглядаємо як вільно оперту балку).

Тимчасове (снігове) навантаження:

$$p=1320*0.98=1293.6\approx 1.29\text{кН/м}$$

Постійне розрахункове навантаження  $q$  з урахуванням власної маси ребра становить:

$$q=q_{pl}+q_p=2750.098*0.98+(0.1+0.05)/2*0.125*1*25000*1.1=3782\text{Н/м}=3.78\text{кН/м},$$

$$\text{Загальне навантаження } (q+p)=3.78+1.29=5.07\text{кН/м}$$

$$M_d=(q+p)*l_2/24=5.07*2.92/24=1.77\text{кН*м}$$

Згинаючий момент на опорі

$$M_A=(q+p)*l_2/12=5.07*2.92/12=3.55\text{кН*м}$$

Поперечна сила

$$V_{ed}(Q_A)=(q+p)*l_2/2=5.07*2.9/2=7.35\text{кН*м}$$

З урахуванням розвитку пластичних деформацій можна прийняти рівні моменти у плиті і на опорі:

$$M_d=(q+p)*l_2/16=5.07*2.92/16=2.66\text{кН*м}$$

Корисну висоту перерізу ребра приймаємо:  $d=h-c=15-2.5=12.5\text{см}$ .  
 Отже, розрахунковий переріз ребра у прольоті є тавровим з полкою в стиснутій зоні:  $b'f=98\text{см}<br+2(l/6)=10+2(290/6)=106\text{см}$ . Знаходимо коефіцієнт

Умова виконана, тому відповідно вісь проходить у полці:

$$A_0 = \frac{Md \cdot y_n}{b_f d^2 f_{cd} \gamma_{b2}} = \frac{177000 \cdot 0.95}{98 \cdot 12.5^2 \cdot 17(100) \cdot 0.9} = 0.0072$$

Нейтральна вісь проходить в полці.

Приймаємо приблизно  $\zeta=0.995$  і  $\xi=0.01$ ;  
 $x=\xi \cdot d=0.01 \cdot 12.5=0.125\text{см}<h'f=2.5\text{см}$ ;

Тоді необхідна площа нижньої поздовжньої арматури у ребрі становитиме:

$$A_s = \frac{Md \cdot y_n}{\zeta \cdot d \cdot R_s} = \frac{177000 \cdot 0.95}{355(100) \cdot 0.995 \cdot 12.5} = 0.38\text{см}^2$$

Де  $R_s=355\text{Мпа}=355 \cdot 100\text{Н/см}^2$  для арматури класу А-400, діаметром 10мм;

Приймаємо: один  $\emptyset 10$  А-500,  $A_s=0.503\text{см}^2$

Відсоток армування (по перерізу ребра) становить:

$$\mu = \frac{0.503 \cdot 100}{0.5(5+10)12.5} = 0.538\text{см}^2$$

Площа верхньої розтягнутої арматури на опорі

$$A_s = \frac{355000 \cdot 0.95}{0.895 \cdot 355(100) \cdot 12.5} = 0.84\text{см}^2$$

Знаходимо коефіцієнт  $\alpha_m$  по опорному моменту

$$\alpha_m = \frac{270000 \cdot 0.95}{7.5 \cdot 12.5^2 \cdot 17(100) \cdot 0.9} = 0.143$$

$\zeta=0.895$ ,  $\xi=0.155$ .

Враховуючи на опорі дію поперечних стержнів сітки плити, де на 1м є  $10\emptyset 3$ ,  $A_{s0}=0.84-0.71=0.13\text{см}^2$ . з конструктивних вимог приймаємо верхній стержень такий самий як нижній,  $1\emptyset 10$  А-500,  $A_s=0.503\text{см}^2$ .

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребра на попереччу силу з умов роботи бетону на розтяг за умов поперечної арматури.

$$Q_{b,mlp} = \phi b^3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_c \cdot b \cdot d = 0.6 \cdot 1.2(100) \cdot 0.9 \cdot 7.5 \cdot 12.5 = 6075 \text{ Н} > V_{ed} = 735$$

0Н

Умова не виконується, тому розрахунок поперечної арматури потрібний.

$$A_{sw} = Q_{sw} \cdot n = 0.503 \cdot 2 = 1.006 \text{ см}^2$$

$$q_{sw} = Q_2 / (4 \cdot B) = 73502 / (4 \cdot 19.5) = 0.69 \text{ кН/см}$$

$$S_a = (F_{ywd} \cdot A_{sw}) / q_{sw} = (17.5 \cdot 1.006) / 0.69 = 25.5 \text{ см} = 255 \text{ мм}$$

$$S_0 = (2 \cdot F_{ywd} \cdot q_{sw} \cdot A_{sw}) / (F_{cdt} \cdot B) = (2 \cdot 17.5 \cdot 1.006) / (16 \cdot 0.9) = 20.4 \text{ см} = 20$$

4мм

$$B = \phi b^2 \cdot (1 + \phi t') \cdot F_{cdt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot (1 + 2.61) \cdot 1.2 \cdot 16 \cdot 0.9 \cdot 12.5^2$$

$$\phi f = 0.75 \cdot \frac{(b_{eff} - b) \cdot h_f}{b_w \cdot d} = 0.75 \cdot \frac{(295 - 16) \cdot 2.5}{16 \cdot 12.5} = 2.61$$

Приймаємо такі стержні:  $\varnothing 8$  А240С з кроком 150мм по всій довжині.

Розрахунок поздовжніх ребер на стійкість

Великопанельну плиту розглядаємо як вільно лежачу на двох опорах балку П-подібного поперечного перерізу. Переріз приводиться до таврового перерізу з полкою в стиснутій зоні. Знаходимо розрахунковий проліт плити, приймаємо ширину опори 12см:

$$l_0 = l - 12 \cdot 2 / 2 = 598 - 12 = 586 \text{ см.}$$

Максимальний згинаючий момент

$$M_{dd} = B(g+p) \cdot l^2 / 8 = 3 \cdot (4150 \cdot 5.872) / 8 = 53623 \text{ Н} \cdot \text{м, де}$$

$(g+p) = 2750 + 1400 = 4150 \text{ Н/м}^2$ ;  $B$  – номінальна ширина панелі (відстань по осях) 3м.

Згідно нормативних документів введена у розрахунок ширина висіння полки в кожную сторону від ребра не повина перевищувати половини відстані між сусідніми ребрами та 1/6 прольоту розрахункового елемента. При  $l_0 = 586 \text{ см}$  і  $B = 300 \text{ см}$  розрахункова ширина полки в стиснутій зоні становить:

$$b_f = l_0 / 6 \cdot 2 + 2b_m = 586 / 6 \cdot 2 + 2 + 16 = 213 \text{ см, } b_c = 295 \text{ см;}$$

Робоча висота ребра дорівнює:  $d=h-c=30-3.5=26.5\text{см}$

Для визначення розрахункового випадку таврового перерізу перевіримо умову рахуючи  $x=h'f$ :

$$M_d \leq F_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot h'f \cdot b't(d-0.5 \cdot h'f)$$

$$M_d = 5362300\text{Н} \cdot \text{см} < 17(100) \cdot 0.9 \cdot 2.5 \cdot 212(26.5 - 0.5 \cdot 2.5) = 20500000\text{Н} \cdot \text{см}$$

;

Оскільки умова виконується, відповідно, нейтральна вісь проходить в межах полки.

Шукаємо коефіцієнт  $A_0$  як для елемента прямокутного перерізу шириною  $b't$ :

$$A_0 = \frac{M_d \cdot \gamma_n}{b_f' \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{b2}} = \frac{5750000 \cdot 0.95}{212 \cdot 26.5^2 \cdot 17(100) \cdot 0.9} = 0.022,$$

З таблиці додатку знаходимо  $\zeta=0.988$ ,  $\xi=0.022$

Розрахунок поздовжньої арматури

Для варіанту з попередньо напруженою арматурою класу А600С,  $f_{yd}=680\text{МПа}$ :

$$A_s = \xi \cdot b_f' \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \gamma_{b2} / f_{yd} = 0.024 \cdot 212 \cdot 26.5 \cdot 17 \cdot 0.9 / 510 = 3.7\text{см}^2,$$

Приймаємо відповідно 2 стержні  $\emptyset 16$ ,  $A_s=3.7\text{см}^2$ . Відсоток армування  $\mu=3.7 \cdot 100 / (16 \cdot 26.5) = 0.94\%$ . Арматуру розміщуємо в кожному ребрі.

Розрахунок поздовжніх ребер на поперечну силу

Найбільша поперечна сила на опорі панелі дорівнює:

$$V_{ed \max} = (g+p) \cdot B \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 4430 \cdot 3 \cdot 5.87 \cdot 0.95 / 2 = 34713\text{Н}, \text{ на одне ребро}$$

$$V_{ed} = 34713 / 2 = 17356\text{Н} = 17.4\text{кН}.$$

Поперечна сила, що сприймається бетоном ребра при його роботі на розтяг, задля забезпечення стійкості по похилій тріщині.

$V_{ed}$

$$\min = \phi b_3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot d = 0.6 \cdot 1.066 \cdot 1.2(100) \cdot 0.9 \cdot 8 \cdot 26.5 = 13700 < V_{ed} = 18600\text{Н}$$

,



$$\phi f = 0.75 * (3 * h' f * h' f) / b * d = 0.75 * (3 * 2 * 52) / 8 * 26.5 = 0.066 < 0.5;$$

отже потрібна поперечна арматура. Проводимо перевірку похилого перерізу при наявності поперечної арматури.

Необхідно визначити проекцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь  $s$ . Вплив звісу стиснутої полки визначаємо коефіцієнтом  $\phi_t = 0.066$ . Так як в розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , а  $V_b = \phi b^2 * (1 + \phi f) * f_{ctd} * \gamma_b^2 * b * h_{20} = 2 * 1.066 * 1.2 * (100) * 0.9 * 8 * 26.52 = 13 * 105 \text{ Н} * \text{см}$ , тож  $s = V_b / 0.5 * Q = 13 * 105 / (0.5 * 17356) = 149.8 \text{ см} > 2 * h_0 = 2 * 26.5 = 53 \text{ см}$

Приймаємо  $s = 53 \text{ см}$ . Тоді  $Q_b = V_b / s = 13 * 105 / 53 = 24.5 * 103 \text{ Н} = 24.5 \text{ кН} > Q = 17.4 \text{ кН}$ , відповідно поперечна арматура по розрахунку не потребується, але вона потрібна за конструктивними вимогами в при опорних ділянках на довжину, рівну  $1/4$  прольоту.

Підбираємо поперечну арматуру:

Для варіанту з напруженою арматурою приймаються стержні діаметром 4мм, класу Вр-1 с  $A_{sw} = 0.126 \text{ см}^2$ ;

У кутах перетину поздовжніх і крайніх поперечних ребер з конструктивних вимог установлюють Г-подібні сітки С-1 із арматури  $\varnothing 4$  Вр-1.

Відстань між стержнями повинна бути не більше  $s = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$ . Додатковий каркас із арматури діаметром 4 Вр-1 ставимо в кожному ребрі на при опорних ділянках на  $1/4$  прольоту.

Розрахунок поздовжніх ребер за граничними станами другої групи.

Розрахунок виконуємо у такій послідовності: визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу; вираховуємо витрати попередньої напруги арматури; розраховуємо деформації – визначаємо прогини; розраховуємо по утворенню тріщин.

Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу.

Визначаємо:

$$a = 1.9 * 105 / (0.29 * 105) = 5.87$$

$$\alpha = E_s / E_{sk} = 1.9 * 10^5 / (0.29 * 10^5) = 6.54$$

Для напруженої арматури

для сітки із арматури класу Вр-1

$$a A_{sp} = 6.54 * 4.02 = 26.29; \quad a A'_s = 5.87 = 0.71 = 4.16 \approx 4.2;$$

площа приведенного перерізу за формулою:

$$A_{red} = A + a A_{sp} + a A'_s = 2.5 * 212 + 16 * 27.5 + 26.29 + 4.2 = 1000.49 \text{ см}^2$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані визначається за формулою:

$$S_{red} = S + a S_p + a S'_s = 2.5 * 212 + 28.8 + 16 * 27.5 * 13.75 + 26.29 * 3.5 + 4.16 * 28.8 = 21866 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 21866 / 995 = 21.85 \text{ см}, \quad \text{до верхньої грані} \\ (h - y_0) = 30 - 21.85 = 8.15 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу визначаємо за формулою:

$$I_{red} = I + a A_{sp} * y_p^2 + a A'_s * y_s'^2 = 212 * 2.5^3 / 12 + 212 * 2.5 * 6.92 + 16 * 27.5^3 / 12 + 16 * 27.5 * 7.95^2 + 26.29 * 18.22 + 4.16 * 6.92 = 293349 \text{ см}^4, \text{ де}$$

$$y_p = 21.85 - 3.5 = 18.35 \text{ см}; \quad y'_s = 8.15 - 1.25 = 6.9 \text{ см}.$$

Момент опору попереднього перерізу відносно нижньої грані становить

$$W = I_{red} / y_0 = 293349 / 21.85 = 13425 \text{ см}^3, \text{ по верхній зоні}$$

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 293349 / 8.15 = 35993 \text{ см}^3$$

Відстань від верхньої ядрової точки та до центру тяжіння попереднього перерізу:

$$W \quad r = \phi * (W_{red} / A_{red}) = 0.85 * (13425 / 1000.49) = 13.41 \text{ см}, \text{ де} \\ \phi = 1.6 - \sigma_b / F_{cd,ser} = 1.6 - 0.75 = 0.85;$$

відношення максимальної напруги у стиснутому бетоні від зовнішнього навантаження й зусилля зжимання попереднім

навантаженням  $\sigma_b$  до розрахункового опору бетону, що для попередніх станів другої групи  $F_{cd,ser}(\sigma_b, F_{cd,ser})$  прийнято попередньо 0.75.

Відстані від нижньої ядрової точки до центру тяження попереднього перерізу

$$r_{wf} = 0.85 W'_{red} / A_{red} = 0.85 * 35993 / 1000.49 = 35.97 \text{ см.}$$

Пружнопластичний момент опору у розтягнутій зоні

$$W_{pl} = \gamma * W'_{red} = 1.75 * 13425 = 23493 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma = 1.75$  – приймається для таврового перерізу з полкою в стиснутій зоні.

Пружнопластичний момент опору по розтягнутій зоні у стадії виготовлення і обтискання панелі:

$$W_{pl} = \gamma * W'_{red} = 1.5 * 35993 = 53989 \text{ см}^3,$$

Тут  $\gamma = 1.5$  – для таврових перерізів з полкою в розтягнутій зоні при  $b_1/b < 2$  і  $h_f/h < 0.2$

Жорсткість плити в перерізі без тріщин в розтягнутій зоні:

$$B = \phi * E_b * I_{red} = 0.85 * 0.29 * 105 * 293349 = 723.1 * 107 \text{ Мпа} * \text{см}^4.$$

Визначення втрат попереднього напруження  $\sigma_{los}$  у механічному напруженні арматури на упори.

Попереднє напруження арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0.9 * R_{s, ser} = 0.9 * 785 = 708 \text{ МПа, де}$$

$$R_{s, ser} = 785 \text{ МПа для арматури класу А600С}$$

Перевіряємо умову для стержневої арматури:

$$\sigma_{sp+p} = 708 + 35.4 = 743.4 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp-p} = 708 - 35 = 673 \text{ МПа} > 0.3 R_{s, ser} = 236 \text{ МПа,}$$

$$\text{де } p = 0.05 * \sigma_{sp} = 0.05 * 708 = 35.4 \text{ МПа}$$

Приймається стійкість бетону у момент відпуску арматури:

$$F_{cdp} = 0.7 * B = 0.7 * 30 = 21 \text{ МПа.}$$

Втрати попередньої напруги арматури

Перші втрати:

від перепаду температур (при  $\Delta t=650\text{C}$ )

$$\sigma_2=1.25*\Delta t=1.25*65=81.2\text{МПа};$$

від релаксації напруги в арматурі

$$\sigma_1=0.1*\sigma_{sp}-20=0.1*708-20=50.8\text{МПа};$$

від деформацій анкерів, розміщених біля натяжних пристроїв,

$$\sigma_3=\Delta l*E_s/l=0.365*1.9*10^5/700=100\text{МПа},$$

де  $\Delta l=1.25+0.15*d=1.25+0.15*16=3.65\text{мм}$ ;  $l=7\text{м}$  – довжина натяжного

стержня;

при деформації бетону від швидкостікаючої повзучості для бетону, підпадаючого тепловій обробці, при

$$\sigma_{bp}/f_{cdp}=4.5/21=0.27<\alpha=0.25+0.025*f_{cdp}=0.25+0.025*21=0.77;$$

$$\sigma_6=0.85*40; \sigma_{bp}/f_{cdp}=0.85*40*0.24=7.14\text{МПа},$$

$$\sigma_{bp}=P_1/A_{red}+(P_1*e_0p*y_0)/I_{red}=191352/1000.49+(191352*18.2*21.85)/293349=452.18\text{Н/см}^2=4.5\text{МПа}$$

$$P_1=(\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3)*A_{sp}=(708-50.8-81.2-100)*4.02(100)=191352\text{Н}=191.352\text{кН};$$

$$e_{ep}=y_0-a=21.85-3.5=18.35\text{см}.$$

перші втрати напруг

$$\delta\sigma_{l1}=\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3-\sigma_6=50.8+81.2+100+7.14=239.14\text{МПа}\approx 239\text{МПа}$$

другі втрати:

$$\text{від повзучості бетону при } \sigma_{bp}/f_{cdp}=0.21<\alpha=0.85;$$

$$\text{від усадки бетону } \sigma_8=35\text{МПа};$$

$$\sigma_9=150*\alpha*\sigma_{bp}/f_{cdp}=150*0.85/0.21=60.7\text{Мпа}, \text{ де } \alpha=0.85 \text{ для бетону, підлягаючого тепловій обробці при атмосферному тиску.}$$

Сумарне значення других втрат напруги:

$$\sigma_{l2}=\sigma_8+\sigma_9=35+60.7=95.7\text{МПа}$$

Загальні втрати попереднього напруження арматури:

$$\sigma_{os}=\sigma_{l1}+\sigma_{l2}=239.14+95.7=334.84\text{Мпа}>100\text{МПа},$$

що більше установленого мінімального значення втрат.

Рівнодіюча сил обтискання з урахуванням всіх втрат і точності напруги  $\gamma_p=1$ .

$$P_2 = A_{sp} \cdot \gamma_p \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4.02 \cdot 1 \cdot (708 - 334.84) \cdot (100) = 150010.32 \text{ Н} = 150 \text{ кН}$$

Розрахунок деформацій (визначення прогинів)

Спочатку вираховуємо той момент, який сприймається нормальним перерізом плити:

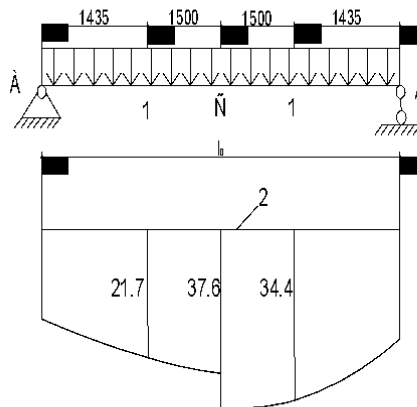


Рис. Переріз плити і еюра моментів до розрахунку по деформаціях до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин.

$$M_{dcr} = f_{ctd} \cdot W_{red} \cdot \gamma_{cr} \quad W$$

$$p_1 + P_2(l_{op} + r) = 1.8(100) \cdot 23493 + 150010.32(18.35 + 3.5) = 75.06 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$W_{red} = \gamma_{red} \cdot W_{red} = 1.75 \cdot 13425 = 23493 \text{ см}^3; \quad \gamma_{red} = 1.75;$$

$$W_{red} = 0.85 \cdot W_{red} / A_{red} = 0.85 \cdot 13425 / 1000.49 = 13.41 \text{ см}$$

$$M_{dnc} = (B \cdot (g_n + p_n) \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n) / 8 = (3 \cdot (4770 + 1320) \cdot 5.872 \cdot 0.95) / 8 = 74.8 \cdot 10^3$$

$$3 > M_{dnc} = 75.06 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

Відповідно в перерізі прольоту (переріз с-с)  $M_{sc} < M_{nc}$  і переріз працює з тріщинами. Розбиваємо напівпрольот на дві частини: відстань між сумісними перерізами 1.5

Момент в перерізі 1-1

$$Md_1^n = \left( R_A * x - \frac{q^n * x^2}{2} \right) * \gamma_n = \left( 53622.45 * 1.435 - \frac{18270 * 1.435^2}{2} \right) * 0.95 = 55.2 * 10^3 \text{ Н*м}$$

$$\text{де } q_n = (g_n + p_n) * B = (4770 + 1320) * 3 = 18270 \text{ Н/м};$$

$$R_A = FCD = q_n * l_0 / 2 = 18270 * 5.87 / 2 = 53622.45 \text{ Н};$$

Відповідно, в перерізі 1-1 і далі до опори що панель працює без тріщин в розтягнутій зоні.

Вираховуємо моменти від довгодіючого нормативного навантаження  $M_{dnld}$  (постійної і тимчасово діючої) та від нормативного короткочасового навантаження  $M_{dncd}$ .

При відношенні  $q_{nld} / q_n = (4770 + 396) / (4770 + 1320) = 0.805$  і  $p_{nld} / g_n = 924 / 6090 = 0.151$  моменти  $M_{dnld}$  і  $M_{dncd}$  будуть:

В перерізі с-с по середині панелі:

$$M_{dnld} = 74.8 * 0.805 = 60.2 \text{ кН*м};$$

$$M_{dncd} = 74.8 * 0.105 = 7.8 \text{ кН*м};$$

В перерізі 1-1:

$$M_{dnld} = 55.2 * 0.805 = 44.4 \text{ кН*м};$$

$$M_{dncd} = 55.2 * 0.105 = 5.8 \text{ кН*м};$$

Наближена оцінка деформативності панелі виникає за умови, коли  $l/d = 587 / 26.5 = 22.2 > 12$  і вплив зрушень не враховується ( $18 \text{ h}_0 / l = 0$ );  $l/h_0 = 22.2 > \lambda_{lim} = 21$  (по таблиці додатку); умова не виконується, тому потрібний розрахунок прогинів.

Визначаємо прогин в перерізі с-с наближеним методом, використовуємо для обчислення кривизни формулу:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{E_s * A_{sp} * h_0^2} * \left( \frac{M d_{cd}^n}{k_{1cd}} + \frac{M_{ld}^n - k_{2ld}^{bh} * f_{ctd,ser} - k_{3ld} * P_2 * e_1}{k_{1ld}} \right) = \frac{1}{1 * 9 * 10^5 (100) * 4.02 * 26.5^2} * \left( \frac{8.6 * 10^5}{0.69} + \right.$$

, де

$k_{1cd}$ ,  $k_{1ld}$ ,  $k_{2ld}$ ,  $k_{3ld}$  – коефіцієнти для таврових перерізів з полкою в стиснутій зоні (табл. з додатку) прийняті інтерполяцією при таких параметрах:

$$\phi f(\gamma) = 0;$$

$$\phi' f(\gamma') = ((b'f - b) * h'f - \alpha / 2v * A_s) / b * h_0 = ((212 - 16) * 2.5 - 5.87 / 2 * 0.15 * 0.71) / 16 * 26.5 = 1.12 \text{ (для визначення коефіцієнта } k_3);$$

$$\mu \alpha = (A_{sp} * E_s) / (b * h_0 * E_{sk}) = (4.02 * 1.9 * 10^5) / (16 * 26.5 * 0.29 * 10^5) = 0.06 \approx 0.1$$

см

$$\phi' f(\gamma') = ((212 - 16) * 2.5 + 5.97 / 2 * 0.15 * 0.71) / (16 * 26.5) = 1.2 \quad \text{(для}$$

визначення коефіцієнтів  $k_1$  і  $k_2$ );

$$\mu \alpha = (A_{sp} * E_s) / (b * h_0 * E_{sk}) = (4.02 * 1.9 * 10^5) / (16 * 26.5 * 0.29 * 10^5) = 0.06 \approx 0.1$$

см

так як коефіцієнти  $k$  в таблиці додатку дані при  $\phi' f(\gamma') \leq 1$ , то прийняті значення  $k_1$   $k_2$   $k_3$  при  $\phi' f(\gamma') = 1$ :  $k_{1cd} = 0.69$ ;  $k_{1ld} = 0.515$ ;  $k_{2ld} = 0.13$ ;  $k_{3ld} = 1.01$

Максимальний прогин знаходимо:

$$f_{max} = (5/48) * (1/r) * l_0^2 = (5/48) * 9.37 * 10^{-5} * 5.87^2 = 3.36 \text{ см} < f_{lim} = 1/150 * l = 587/150 = 3.9 \text{ см}$$

(при урахуванні постійних, довгих короткочасних навантажень).

Розрахунок по розкриттю тріщин

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елементу  $a_{cr,c}$ , визначаємо за формулою

$$a_{cr,c} = \delta * \phi_1 * \eta * (\sigma_s / E_s) * 20 * (3.5 - 100 * \mu) * \sqrt[3]{d} \\ = 1 * 1 * 1 * (146/2 * 10^5) * 20 * (3.5 - 100 * 0.0036) * \sqrt[3]{16} = \\ = 0.09 < l_{im} = 0.2 \text{ мм}$$

$\phi_l=1$  при короткочасному навантаженні і продовженні дії постійних і довгих навантажень;

$\delta=1$  – для згинаючих елементів;

$\phi_l=(1.60-15*\mu)$  – при продовженні дії постійних і довгих навантажень;

$\eta=1$  для стержневої арматури періодичного перерізу.

Розрахунок по довгому розкритті тріщин

Напруга у розтянутій арматурі (2.121-2.147 БНіП 13:

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}^n - P_2(z_1 + e_{sp})}{A_{sp} * z_1} = \frac{60.2 * 10^5 - 150010.32(26.48 - 0)}{4.02 * 26.48} =$$

1460196Н/см<sup>2</sup>=146МПа, де  $e_{sp}=0$ ;

$$z_1 = d \left[ 1 - \frac{\phi_f * \frac{h_f}{h_0} + \xi^2}{2(\phi_f + \xi)} \right] = 26.5 \left[ 1 - \frac{1.2 * \frac{2.5}{26.5} + 0.095^2}{2 * (1.2 + 0.095)} \right] = 26.48 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5*(\delta+\lambda)}{10*\mu*\alpha}} + \frac{1.5+\phi_f}{11.5*\frac{e_{s,tot}}{d}-5} = \frac{1}{1.8 + \frac{1+5*(0.03+1.15)}{10*0.06}} + \frac{1.5+1.2}{11.5*\frac{40.13}{26.5}-5} = 0.095 > \frac{h_f}{d} = \frac{2.5}{26.5}$$

;

$$\delta = \frac{M_z}{b*d^2*f_{cd}} = \frac{60.2*10^5}{16*26.5^2*17(100)} = 0.03;$$

( $Mdz=Mnld=60.2*105\text{Н*см}$ );

$\lambda=\phi_f*(1-h_f)/(2*h_0)=1.2*(1-2.5)/(2*2.65)=1.15$ ;

$e_{s,tot}=Mdz/N_{tot}=60.2*105/150010.32=40.13$

$\mu\alpha=(A_{sp}*E_s)/(b*h_0*E_{sk})=(4.02*2*105)/(16*25.6*0.325*105)\approx 0.06$ ;

$e_{s,tot}=Mdz/N_{tot}=60.2*105/150010.32=40.13$

Приймаючи при довгій дії навантаження  $\phi_l=1.6-15*\mu_2=1.6-15*0.0036=1.546$  і при  $\delta=1$ ,  $\eta=1$ ,  $\mu=0.0036$ , значення  $a_{crc}$  становитиме:

$$a_{crc} = 1 * 1.49 * 1 * (94.4 / (1.9 * 105)) * 20 * (3.5 - 100 * 0.0036) * \sqrt[3]{16} = 0.09 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0.2 \text{ мм}.$$



Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин

Напруга в розтягнутій арматурі при дії постійного і довготривалого навантаження  $\sigma_s=94.5\text{МПа}$ , а ширина розкриття тріщин  $a_{crc}=0.099\approx 0.1\text{мм}$  (за попереднім розрахунком).

Напруга в розтягнутій арматурі при спільній дії всіх навантажень:

$$\sigma_s = \frac{Md^n - P_2 * (z_1 - e_{sp})}{A_{sp} * z_1} = \frac{74.8 * 10^5 - 150010.32 * (25.28 - 0)}{4.02 * 25.28} = 1823380\text{Н/см}^2 = 182\text{Мпа},$$

Де значення  $z_1$  визначають з урахуванням значень  $\xi$  при  $Mdz = Mdn + N0 * esp = Mdn * \gamma_n = 74.8\text{кН*м}$ ; у цьому випадку, опускаючи проміжкові обчислення за вищесказаними формулами, випишемо наступні параметри:  $\delta=0.18$ ;  $\lambda=1.15$ ;  $\mu\alpha=0.05$ ;  $es_{tot}=37.8\text{см}$ ;  $\xi=0.3 > \frac{h_f}{h_0}=0.0945$ ; тоді значення:

$$z_1 = 26.5 \left[ 1 - \frac{1.2 * \frac{2.5}{26.5} + 0.095^2}{2(1.2 + 0.095)} \right] = 25.28\text{см}$$

Приріст напруги від короткочасного збільшення навантаження, від постійного і довгого до його повної величини знаходимо:

$$\Delta\sigma_s = 182.33 - 146 = 36.33\text{МПа}.$$

Приріст ширини розкриття тріщин при коефіцієнті  $\phi_l=1$ . Становить:

$$\Delta a_{crc} = 1 * 1 * 1 \frac{36.33}{2 * 10^5} 20(3.5 - 100 * 0.0036) \sqrt[3]{16} = 0.2\text{мм}.$$

Сумарна ширина короткочасного розкриття тріщин дорівнює

$$a_{crc} = 0.09 + 0.2 = 0.29\text{мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0.3\text{мм}.$$

#### 2.4. Розрахунок двохвіткової колони крайнього ряду.

Дані для проектування:

Бетон класу С20 ( $f_{cd}=11.5\text{МПа}$ ;  $f_{ctd}=0.9$ ;  $E_c=27*10^3\text{МПа}$ ).

У розрахунковий опір бетону коефіцієнти умов роботи бетону  $\gamma_b2$  вводяться у наступних випадках:

При відсутності у розрахунковій сумісності вітрового і кранового навантажень -  $\beta\gamma_b^2=0.9$ . При урахуванні всіх навантажень, включаючи ті навантаження, сумарна дія яких мала (вітрові і кранові навантаження) -  $\gamma_b^2=1.1$ ;

Поздовжня арматура класу А500С (А-III)  $\varnothing 10-40\text{мм}$  ( $E_s=2\cdot 10^5\text{МПа}$ ;  $f_{yd}=R_{sc}=365\text{Мпа}$ ); поперечна арматура класу А240С (А-I) ( $E_s=2.1\cdot 10^5\text{Мпа}$ ;  $f_{yd}=225\text{Мпа}$ ;  $f_{ywd}=175\text{МПа}$ ).

Визначення зусиль в перерізах колони по осі А

Постійні навантаження. Навантаження прикладена на рівні верхнього кута колони посередині зони опирання на відстані 150мм від розбивочної осі від опорної реакції сегментної ферми.

Ексцентриситет прикладеного навантаження

$$e_1=h/2-150=380/2-150=40\text{мм}=0.04\text{м}$$

Визначаємо моменти інерції

$$I_1=(b\cdot h^3)/12=(40\cdot 383)/12=18.3\cdot 10^4\text{см}^4$$

$$I_2=(b\cdot h^3)/12=(40\cdot 1003)/12=333\cdot 10^4\text{см}^4$$

Зміщення геометричних осей над кранової і підкранової частин колони по осі А

$$e_2=(h_2-h_1)/2=(1000-380)/2=310\text{мм}=0.31\text{м}$$

Розрахунковий ексцентриситет навантаження від опорної реакції на рівні підкранового консолю

$$e_3=e_1+e_2=0.04+0.31=0.35\text{м}$$

Відношення моментів інерції

$$n=I_1/I_2=18.3\cdot 10^4/333\cdot 10^4=0.055$$

Значенням  $n$  в таблицях відповідає значення  $\alpha$

Відношення висоти над кранової частини колони до підкранової висоти:

$$\lambda=l/l_1=3600/7200=0.5$$

За таблицею 13 додатку 6 при  $p=0.254$  і  $\lambda=0.338$  визначаємо коефіцієнти: при  $y=11$ ,  $k_1=0.333$  (по інтерполяції), при  $y=0$ ,  $k_1=2.556$ .

Навантаження від маси покриття  $G=326\text{кН}$ .

Реакцію  $F_{cd}$  визначаємо наступним чином

$F_{cd} =$

$$\frac{G_1}{l} * (-k_1 * e_1 - k_1 * e_2) = \frac{326}{7.2} * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.35) = -0.906$$

кН

(у таблицях позитивний напрямок з права на ліво)

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 326 * (-0.04) = -13.04\text{кН*м}$$

$$M_{d2} = -326 * 0.04 + 0.906 * 3.6 = -9.78\text{кН*м}$$

$$M_{d3} = -326 * 0.35 + 0.906 * 3.6 = -105.28\text{кН*м}$$

$$M_{d4} = -326 * 0.35 + 0.906 * 7.2 = -102.03\text{кН*м}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -F_{cd} = 0.906\text{кН}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = G_1 = 326\text{кН}$$

Позитивне значення моменту прийнято по напрямку повертання за часовою стрілкою. Тому  $e_1$  і  $e_2$  враховані зі знаком мінус. Знаки перед ексцентриситетами відповідають знакам моментів.

Навантаження від маси стінових панелей в межах відміток 7.200-10.800м  $G_b=59.4\text{кН}$  прикладена на рівні верху колони з ексцентриситетом  $e_4 = (380+200)/2 = 290\text{мм} = 0.29\text{м}$ .

Розрахунковий ексцентриситет на рівні підкранової консолі  $e_5 = 0.29 + 0.11 = 0.4\text{м}$

Реакція

$F_{cd} =$

$$\frac{G_5}{l} * (-k_1 * e_4 - k_1 * e_2) = \frac{59.4}{7.2} * (-2.556 * 0.29 - 0.333 * 0.31) = -6.93$$

кН

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=59.4*(-0.29)=17.2\text{кН*м}$$

$$M_{d2}=-59.4*0.29+6.93*3.6=7.75\text{кН*м}$$

$$M_{d3}=-59.4*0.4+6.93*3.6=1.19\text{кН*м}$$

$$M_{d4}=-59.4*0.4+6.93*7.2=32.69\text{кН*м}$$

$$\text{Поздовжня сила } N=G_5=59.4\text{кН}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4=-F_{cd}=6.93\text{кН}$$

Навантаження від маси стінових панелей і заповнення віконних прорізів в межах відміток 4.800-7.200м  $G_4=28.1\text{кН}$  прикладена на рівні підкранової консолі з ексцентриситетом  $e_b=(1000+200)/2=600\text{мм}=0.6\text{м}$

По таблиці 13 додатку  $\beta_p=0.055$  і  $\lambda=0.5$  для  $y=1/l_1$  за інтерполяцією  $k_2=0.333$

$$\text{Реакція } F_{cd}=k_2 * \frac{G_4 * e_b}{l} = 0.333 * \frac{28.1*(-0.6)}{7.2} = -0.77\text{кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=0;$$

$$M_{d2}=0.77*3.6=2.72\text{кН*м};$$

$$M_{d3}=28.1*0.6+0.77*3.6=-14.14\text{кН};$$

$$M_{d4}=28.1*0.6+0.77*7.2=-11.32\text{кН*м}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4=-F_{cd}=0.77\text{кН}$$

$$\text{Поздовжня сила } N=G_4=28.1\text{кН}$$

Навантаження від ваги стінових панелей і заповнення віконних прорізів в межах відміток 0.000-7.200м  $G_b=45.4\text{кН}$  що передається через фундаментні балки на два фундаменти з ексцентриситетом  $e_b=0.4\text{м}$

Навантаження від маси підкранових балок і підкранового шляху  $G_7=167.5\text{кН}$  прикладено з ексцентриситетом  $e_7=750-1000/2=250\text{мм}=0.25\text{м}$

$$\text{Реакція } F_{cd}=k_2 * \frac{G_7 * e_7}{l} = 0.333 * \frac{167.5*0.25}{7.2} = 1.94\text{кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=0;$$

$$M_{d2}=-1.94*3.6=-6.98\text{кН*м};$$

$$M_{d3}=167.5*0.25-1.94*3.6=34.89\text{кН};$$

$$M_{d4}=167.5*0.25-1.94*7.2=-27.87\text{кН*м}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4=-F_{cd}=-1.94\text{кН}$$

$$\text{Поздовжня сила } N=G_7=167.5\text{кН}$$

Навантаження від маси надкранової частини колони  $G_2=15.6\text{кН}$  прикладена на рівні підкранової сходинок з ексцентриситетом  $e_2=0.11\text{м}$

$$F_{cd}=k_2 * \frac{G_2 * e_2}{l} = 0.33 * \frac{15.6 * (-0.11)}{7.2} = -0.07\text{кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=0;$$

$$M_{d2}=0.07*3.6=0.25\text{кН*м};$$

$$M_{d3}=-15.6*0.11+0.07*3.6=-1.47\text{кН};$$

$$M_{d4}=-15.6*0.11+0.07*7.2=-1.22\text{кН*м}$$

$$\text{Поздовжня сила } N=G_2=15.6\text{кН}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4=-F_{cd}=0.07\text{кН}$$

Таблиця 2.11

Конструкції	Зусилля в перерізах (M, кН*м; N, кН)								
	1-1		2-2		3-3		4-4		
	M	N	M	N	M	N	M	N	Q
Покриття									
Стінові панелі на відмітках 9.6-10.8м	-13.04	326	9.78	326	-105.28	326	102.03	326	0.906
Стінові панелі і засклені прорізи на відмітках 4.8-7.2м	-17.2	59.4	-7.75	59.4	-1.19	59.4	32.69	59.4	6.93
Підкранові балки	-	-	-	-	-14.14	28.1	11.32	28.1	0.77
Надкранова частина двох колон	-	-	3.6	15.6	-1.47	15.6	1.22	15.6	0.07
Підкранова частина двох колон	-	-	-	-	-	-	-	59.4	-
Сумарне зусилля	-30.24	38.54	-1.35	401	-114.91	596.6	119.39	65.6	6.74

Навантаження від маси підкранової частини колони  $G_3=79.2\text{кН}$  прикладаємо в перерізі 4 без ексцентриситету. Зусилля від постійних навантажень у двох колонах крайнього ряду зводимо в таблиці 2.11 для визначення сумарних величин.

Тимчасові навантаження. Снігове розрахункове навантаження, яке передається на колони крайнього ряду у вигляді реакцій двох сегментних ферм, дорівнює  $S_1=71.28\text{кН}$  і прикладена до верхнього кута колон з ексцентриситетом  $e_1=0.04\text{м}$ . Відповідно, як і при розрахунку на навантаження від маси покриття,  $k_1=2.556$  і  $k_2=0.333$ .

$$F_{cd} =$$

$$\frac{S_1}{l} * (-k_1 * e_1 - k_2 * e_2) = \frac{71.28}{7.2} * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.31) = 1.98$$

кН

Визначаємо згинальні моменти:

$$M_{d1} = 71.28 * (-0.04) = -2.8\text{кН*м};$$

$$M_{d2} = -71.28 * 0.04 + 1.98 * 3.6 = 4.33\text{кН*м};$$

$$M_{d3} = -71.28 * 0.333 + 1.98 * 3.6 = -3.56\text{кН*м};$$

$$M_{d4} = -71.28 * 0.333 + 1.98 * 7.2 = -9.48\text{кН*м}$$

$$\text{Поздовжня сила } N = S_1 = 71.28\text{кН}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -F_{cd} = 1.98\text{кН}$$

Кранове вертикальне навантаження  $V_{\max}=107.5\text{кН}$  прикладена до консолей колон крайнього ряду з ексцентриситетом  $e_7=0.45\text{м}$ . Тому коефіцієнт  $k_2=0.333$

$$F_{cd} = k_2 * \frac{V_{\max} * e_7}{l} = 0.333 * \frac{107.5 * 0.45}{7.2} = 6.72\text{кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 0\text{кН*м};$$

$$M_{d2} = -6.72 * 3.6 = 24.19\text{кН*м};$$

$$M_{d3} = 107.5 * 0.45 - 6.72 * 3.6 = 24.19\text{кН*м};$$

$$M_{d4} = 107.5 * 0.45 + 6.72 * 7.2 = 0.01\text{кН*м}$$

Поперечна сила  $Q_4 = -F_{cd} = 6.72 \text{ кН}$

Поздовжня сила  $N = S_1 = 107.5 \text{ кН}$

Кранове горизонтальне навантаження від поперечного гальмування  $V_h$ ,  $\max = 17.6 \text{ кН}$  прикладена до колон крайнього ряду на рівні верхнього сторони підкранових балки, тобто на 700мм вище відмітки підкранової консолі колон.

По таблиці 15 додатку 6 при  $p = 0.055$

$y = (3.6 - 1) / 3.6 = 0.72$  визначаємо за інтерполяцією  $k_3 = 0.17$

$F_{cd} = k_3 * V_h$ ,  $\max = 0.17 * 17.6 = 2.99 \text{ кН}$

Згинальні моменти:

$M_{d1} = 0 \text{ кН*м}$ ;

$M_{d2} = M_3 = 17.6 * 1 - 2.99 * 3.6 = 6.84 \text{ кН*м}$ ;

$M_{d4} = 17.6 * (7.2 - 2.7) - 2.99 * 7.2 = 57.68 \text{ кН*м}$

В точці прикладення сили

$M_d = -2.99 * 2.6 = -7.44 \text{ кН*м}$

Поздовжня сила  $N = 0$ ;

Поперечна сила  $Q_4 = 17.6 - 2.99 = 14.61 \text{ кН}$

При дії сили  $V_h$ ,  $\max$  з права на ліво зусилля  $M_d$  і  $Q$  змінюють знак.

Вітрове навантаження. Як вище показано, на вітрове навантаження необхідно розраховувати раму, а не окремо стоячі, не зміщувані колони.

По таблиці 17 додатку 6 при  $p = 0.055$  і  $\lambda = 0.5$  за інтерполяцією  $k'_7 = 0.2757$ .

Горизонтальна реакція у колонах по осі А на відмітці 7.500м

$F_{cd} = k'_7 * \omega_{\max} * H = 0.2757 * 0.5 * 7.5 = 1.03 \text{ кН}$

Горизонтальна реакція в колонах по осі Г

$F_{cd} = k'_7 * \omega_{\min} * H = 0.2757 * 0.21 * 7.5 = 0.43 \text{ кН}$

Зусилля у фективних зв'язках

$R = \sum R_b + w = 1.03 + 0.43 + 12.4 = 13.86 \text{ кН}$ ,

Де  $w$  – сумарне зосереджене вітрове навантаження на відмітці 7.500м.

Відкидаючи фективні зв'язки, розподіляємо зусилля пропорційно жорсткості колон. Для цього по таблиці 18 додатку 6 коефіцієнт  $k_9$  визначаємо:

При  $p=0.055$  і  $\lambda=0.5$  за інтерполяцією для колон по осях А і Г  $k_{9кр}=0.889$ .

Зусилля у фективних зв'язках, яке сприймається колонами з урахуванням їх жорсткості по осях А і Г

$$R_{кр} = - R * \frac{k_9^{кр} * I_2}{\sum k_9 * I} = - 37.3 \frac{0.889 * 333 * 10^8}{0.889 * 333 * 10^8 * 2} = 6.93 \text{кН}$$

Визначаємо зусилля в розрахункових перерізах колон по осі А від вітрового навантаження:

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 0 \text{кН*м};$$

$$M_{d2} = M_{d3} = (6.93 - 1.03) * 3.6 = 21.24 \text{кН*м};$$

$$M_{d4} = (6.93 - 1.03) * 7.65 = 45.14 \text{кН*м}$$

Поздовжня сила  $N=0$ ;

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = 6.93 - 1.03 = 5.9 \text{кН}$$

Визначаємо зусилля в перерізах колон по осі Г

Згинальні моменти:

$$M_1 = 0 \text{кН*м};$$

$$M_2 = M_3 = (6.93 - 7.5) * 3.6 = -2.05 \text{кН*м};$$

$$M_4 = (6.93 - 7.5) * 7.65 = -4.36 \text{кН*м}$$

Поздовжня сила  $N=0$ ;

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = 6.93 - 7.5 = -0.57 \text{кН}$$

Розрахунок над кранової частини



Над кранова частина колони має прямокутний переріз  $h*b=40*38\text{см}$ , величина  $a=a'=4\text{см}$ , корисна висота перерізу  $d=h-c=40-4=36\text{см}$ .

Переріз арматури підбираємо по найбільших розрахункових зусиллях у небезпечних перерізах.

У перерізі 1-1 діють три комбінації.

Оскільки переріз випробовує дію згинальних моментів різних знаків, армуємо його симетричною арматурою. Із таблиці додатку бачимо, що комбінація III не являється розрахунковою, тому що значення  $e_0$ , а, відповідно, і  $e=e_0+0.5*(h_0-a')$  являються менше, ніж для інших комбінацій.

$$M_d=30.24\text{кН*м}; N=401\text{кН};$$

$$M_{d1}=18.24\text{кН*м}; N_1=248.62\text{кН},$$

Де  $M_{d1}$  і  $N_1$  – момент і поздовжня сила від суми постійних і довготривалих навантажень.

Розрахункова довжина до надкранової частини колони

$$l_{01}=2H_2=2*3.6=7.2\text{м (з урахуванням кранового навантаження)}, i$$

$$l_{02}=2.5H_2=2.5*3.6=9\text{м (без урахування кранового навантаження)}.$$

У площині, перпендикулярній поперечній рамі,  
 $l_{03}=1.5H_2=2*3.6=4.68\text{м}.$

Випадкові ексцентриситети, у відповідності з:

$$e_{a1}=l_{01}/600=720/600=1.2\text{см};$$

$$e_{a2}=l_{02}/600=900/600=1.5\text{см};$$

$$e_{a3}=h/30=1000/30=3.24\text{см};$$

Визначення коефіцієнту збільшення початкового ексцентриситету проводимо по блок-схемі 18 додатку.

$$e_0=M_d/N=30.24/401=0.07=70\text{мм}.$$

$$M_{d1}=M_d+0.5*N*(h_0-a')=30.24+0.5*401*(0.38-0.04)=98.41\text{кН*м};$$

$$M_{d11}=M_{d1}+0.5*N_1*(h_0-a')=18.74+0.5*248.62*(0.38-0.04)=61\text{кН*м}.$$

$$l_0/h=7.2/0.38=18>4.$$

$$l_0/h=18>10.$$

Так як згинальний момент від короткочасних навантажень становить  $M_d - M_{d1} = 30.24 - 98.41 = -68.17 \text{ кН*м}$ , змінний знак, більший моменту від суми постійних і довготривалих навантажень, отож  $M_d - M_{d1} = -63.8 < M_{d1} = 18.24 \text{ кН*м}$ , тоді відповідно у згинаючих моментах  $M_d$  і  $M_{d1}$  мають різні знаки.

$$\phi_l = 1 + \beta * (M_{d1} / M_d) = 1 + 1 * (61 / 98.41) = 0.62, \text{ де}$$

$$\beta = 1 - \text{для важкого бетону}$$

$$\phi_l = 0.62 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$$

$$\delta_e \text{ min} = 0.5 - 0.01 * (l_0 / h) - 0.01 * f_{cd} = 0.5 - 0.01 * (720 / 38) - 0.01 * 12.65 = 0.373,$$

де

$$f_{cd} = 11.5 * 1.1 = 12.65 \text{ МПа при дії всіх навантажень з урахуванням } \gamma_c = 1.1$$

Конструкція являється статично невизначеною.

$e_0 = 0.7 \text{ м} = 7 \text{ см} > e_{02} = 1.5 \text{ см}$ ; випадковий ексцентриситет не враховується.

$$\delta_e \text{ min} = 0.204 < e_0 / h = 70 / 380 = 0.184$$

$$\text{Приймаємо } \delta_e = e_0 / h = 70 / 380 = 0.184$$

$$\alpha = E_s / E_c = 2 + 105 / 2.7 * 10^4 = 7.41$$

$$N_{cr} = \frac{1.6 * E_b * b * h^3}{l_0^2} \left[ \frac{1}{3 * \phi_l} \left( \frac{0.1}{0.1 + \delta_e} * 0.1 \right) + \mu \alpha * \left( \frac{h_0 - a}{h} \right) * \left( \frac{h_0 - a}{h} \right) \right] =$$

$$= \frac{1.6 * 2700 * 400 * 380^3}{7200^2} \left[ \frac{1}{3 * 0.62} \left( \frac{0.11}{0.1 + 0.184} + 0.1 \right) + 0.004 * 7.41 * \frac{400^2}{380^2} \right] =$$

$= 31.15 * 10^5 \text{ МПа*мм}^2 = 3115 \text{ кН}$ , де при першому наближенні прийнято мінімально допустимий коефіцієнт армування  $\mu = \mu_{\text{min}} = 2 * 0.002 = 0.004$  при гнучкості  $l_0 / h = 17$ .

$$N = 401 \text{ кН} < N_{cr} = 3115 \text{ кН}.$$

$$\eta = 1 / (1 - (N / N_{cr})) = 1 / (1 - (401 / 3115)) = 1.14.$$

Площу перерізу арматури визначаємо за допомогою блок-схеми 20 додатку 4.

$$d=h-c=380-40=340\text{мм.}$$

$$e=\eta \cdot e_0+0.5 \cdot (d-a')=1.14 \cdot 70+0.5 \cdot (340-40)=229.8\text{мм.}$$

$$\omega=\alpha-0.008 \cdot fcd=0.85-0.008 \cdot 12.65=0.749.$$

$$\gamma_c=1.1>1.$$

$$\sigma_{sc} \mu=400\text{Мпа.}$$

$$\xi=\frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, \mu}}\left(1-\frac{\omega}{1.1}\right)}=\frac{0.749}{1+\frac{365}{400}\left(1-\frac{0.749}{1.1}\right)}=0.38; \text{ де}$$

$$\sigma_{cR}=365\text{МПа для арматури класу А400С (А-III).}$$

$$\delta=a'/h=40/340=0.11.$$

$$\alpha_n=N/(fcd \cdot b \cdot d)=401000/(12.65 \cdot 400 \cdot 340)=0.233.$$

$$\alpha_m=Ne/(fcd \cdot b \cdot d^2)=401000 \cdot 229.8/(12.65 \cdot 400 \cdot 340^2)=0.157.$$

$$\alpha_n=0.233<\xi_R=0.580.$$

$$A_s=A_s'=((fcd \cdot b \cdot h_0)/f_{yd}) \cdot (\alpha_m - \alpha_n(1-0.5 \cdot \alpha_n))/(1-\delta)=((12.65 \cdot 400 \cdot 340)/365) \cdot (0.157-0.233(1-0.5 \cdot 0.233))/(1-0.11)<0.$$

Арматура по результаті розрахунку не потрібна.

$$A_s+A_s'=\mu_{\min} \cdot b \cdot d=0.004 \cdot 400 \cdot 340=608\text{мм}^2.$$

$$\text{Приймаємо } 4\varnothing 14 \text{ A}=616\text{мм}^2=6.16\text{см}^2$$

$$\mu=\frac{616 \cdot 616}{400 \cdot 380}=2.49\%$$

Умова виконується.

Розрахунок підкранової частини

Переріз колони 2-2 складається із двох віток. Відстань між осями віток становить  $c=80\text{см}$ , переріз вітки  $b=250\text{мм}$ :  $h=400\text{мм}$ , висота усього перерізу  $h_c=1000\text{мм}$ ,

$$d=500\text{мм}$$

$$S=H_1/n=7.2/4=1800\text{мм, де}$$

$H_1$  – вільна довжина підкранової частини колони що знаходиться вище рівня підлоги,

$$H_1=10.8-3.6=7.2\text{м;}$$

$p$  – кількість панелей двохвіткової колони.

У перерізі діють 3 комбінації розрахункових зусиль.

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

В площині рами  $l_{01}=1.5 \cdot H_1=1.5 \cdot 7.2=10.8\text{м}=10800\text{мм}$ ;

Із площини рами  $l_{02}=0.8 \cdot H_1=0.8 \cdot 7.2=5.76\text{м}=5760\text{мм}$ .

$M_d=119.39\text{кН}\cdot\text{м}$ ;  $N=596.6\text{кН}$ ;

$M_{d1}=74.02\text{кН}\cdot\text{м}$ ;  $N_1=369.82\text{кН}$

$e_0=M_d/N=119.39/596.6=0.2\text{м}=200\text{мм}$ .

Розрахунок ведеться для визначення впливу прогину на ексцентриситет поздовжньої сили, де визначаємо приведений радіус інерції перерізу двохвіткової колони в площині згину:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h^2}\right)}} = \sqrt{\frac{800^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 800^2}{4^2 \cdot 400^2}\right)}} = 302\text{мм}.$$

Так як  $l_{01}/i_{red}=10800/302=35.76 > 14$ , необхідне урахування прогину елемента.

Урахування прогину виконуємо за блок-схемою 18 додатку 4.

$e_0=200\text{мм}$ .

$M_{d1}=119.39+0.5 \cdot 596.6 \cdot (0.965-0.035)=407\text{кН}\cdot\text{м}$ , де

$d_2=h_c-c_1=0.035=0.965\text{м}$ .

$M_{d11}=74.02+0.5 \cdot 369.82 \cdot (0.965-0.035)=245.99\text{кН}\cdot\text{м}$ .

Так як  $M_d-M_{d1}=407-74.02=332.98 > M_{d1}=74.02\text{кН}\cdot\text{м}$ , тож відповідно згинальні моменти від повного навантаження та від суми постійних і довготривалих навантажень можуть мати різні знаки.

$e_0=200\text{мм} > e_{a1}=s/600=1200/600=2\text{мм}$ ;  $e_0 > e_{a2}=h/30=250/30=8.34$ ;

випадковий ексцентриситет не враховується.

де,

$\min=0.5-0.01 \cdot l_0/h_c-0.01 \cdot f_{cd}=0.5-0.01 \cdot (10800/1000-0.01 \cdot 12.65)=0.127$ .

$$\delta e, \min = 0.127 < e_0/h_c = 200/1000 = 0.2.$$

Приймаємо  $\delta e = e_0/h_c = 0.2$

Критична сила для складового перерізу визначається за формулою:

$$N_{cr} = 12.8 * E_{sk} * b * h * (i_{red}/10)^2 * \left[ \frac{1}{\varphi_l} \left( \frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \mu_1 * \alpha \right] =$$

$$= 12.8 * 27000 * 400 * 250 \left( \frac{302^2}{10800^2} \right) * \left[ \frac{1}{1} \left( \frac{0.11}{0.11 + 0.2} + 0.1 \right) + 0.008 * 7.41 \right] =$$

кН, де

$\mu_1 = 0.008$  – попередньо прийнятий коефіцієнт армування вітки.

$$N = 596.6 \text{ кН} < N_{cr} = 1637 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{596.6}{1637}} = 1.56$$

Визначаємо зусилля у вітках колони по формулі:

$$N_c = \frac{N}{2} + \frac{M_d * \eta}{1.1} = \frac{596.6}{2} \pm \frac{119.39 * 1.56}{1.1} = 298.3 \pm 168.$$

$$\text{Звідки } N_1 = 298.3 + 168 = 466.3 \text{ кН};$$

$$N_2 = 298.3 - 168 = 130.3 \text{ кН}.$$

Згинаючий момент що надходить від місцевого згину віткової

КОЛОНИ:

$$M_d = Q_s/4 = (6.74 * 1.2)/4 = 2 \text{ кН*м}$$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e_0 = M_d/N_1 = 119.39/596.6 = 0.2 \text{ м} = 200 \text{ мм}$$

Подальше визначення площі симетричної арматури виконуємо за блок-схемою 20 додатку 4.

$$e = e_0 + 0.5 * (h_0 - a') = 200 + 0.5 * (215 - 35) = 290 \text{ мм}.$$

$$\delta = a'/h = 35/215 = 0.16$$

$$\alpha_n = \frac{466300}{12.65 * 500 * 265} = 0.428$$

$$\alpha_m = \frac{466300 * 153}{12.65 * 500 * 265^2} = 0.305$$

$$\alpha_n = 0.428 > \xi_R = 0.38$$

$$\alpha = \frac{\delta - \alpha_n * (1 - 0.5 * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0.305 - 0.428 * (1 - 0.5 * 0.428)}{1 - 0.16} = -0.037$$

Визначення  $\xi$  виконуємо за блок-схемою 19 додатку 4.

Робоча поздовжня арматура класу А400С, бетон класу В20.

$$\xi = \frac{\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha * \xi_R}{1 - \xi_R + 2 * \alpha} = \frac{0.428 * (1 - 0.38) + 2 * (-0.037) * 0.38}{1 - 0.38 + 2 * (-0.037)} = 0.432$$

Повертаємося до блок-схеми 20 додатку 4.

$$A_s = A_s' = \frac{f_{cd} * b * d}{f_{yd}} * \frac{\alpha - \xi * (1 - 0.5 * \xi)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{12.65 * 400 * 215}{365} * \frac{0.305 - 0.432 * (1 - 0.5 * 0.432)}{1 - 0.428} = 173 \text{ мм}^2$$

Розрахунок стійкості похилих перерізів позацентрово-стиснутої вітки

В перерізі 2-2 при дії комбінації I розрахункових зусиль всю поперечну силу сприйматиме стиснута вітка.

$$\phi_{п} = 0.1 * \frac{N_1}{f_{ctd} * b * d} = 0.1 * \frac{1698200}{0.99 * 400 * 215} = 1.99 > 0.5$$

Приймаємо  $\phi_{п} = 0.5$

Дальше перевірку стійкості похилих перерізів виконуємо згідно блок-схеми 11 в додатку 4.

$$d = h - c = 250 - 35 = 215$$

$$Q_{u1} = \phi b^3 * (1 + \phi_n) * f_{cd} * b * h_0 = 0.6 * (1 + 0.5) * 0.99 * 400 * 215 = 76526 \text{ Н} = 7663 \text{ кН}$$

Н

$$Q = 6.74 \text{ кН} < 76.63 \text{ кН}$$

Стійкість достатня. Приймаємо поперечну арматуру конструктивно:

$$d_{sw} = 6 \text{ мм А240С з кроком } s = 150 \text{ мм}$$

Розрахунок розпірки

Найбільший згинаючий момент в розпірці:

$$M_d = Qs/2 = (6.74 * 2.15)/2 = 7.25 \text{ кН/м};$$

Переріз розпірки:  $h = 25 \text{ см}; b = 40 \text{ см}; d = h - c = 25 - 4 = 21 \text{ см}.$

Оскільки еюра моментів двохзначна, то переріз армуємо подвійною семитричною арматурою:

$$A_s = A'_s = \frac{Md}{R_s * (d - a)} = \frac{725000}{365 * (210 - 40)} = 116.84 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 4Ø10 A500С,  $A_s = 314 \text{ мм}^2$

Визначаємо поперечну силу в розпірці:

$$Q = 2M/c = 2 * 7.25 / 1.1 = 13.18 \text{ кН}.$$

Перевіряємо необхідність у розрахунку поперечних стержнів:

$$Q = 13.18 \text{ кН} > \phi b_3 * F_{cdt} * b * d = 0.6 * 0.99 * 400 * 210 = 149896 \text{ Н} = 50 \text{ кН}$$

Умова не виконується, тому поперечні стержні приймаємо з конструктивних

вимог – приймаємо таке ж поперечне армування:

Ø6мм A240С  $A_s = 314 \text{ мм}^2$ , крок 100мм

Розрахунок виконуємо у відповідності з блок-схемою 18 додатку 4.

$$h = 250 \text{ мм} < 450 \text{ мм}$$

Стійкість похилих перерізів розпірки забезпечена.

## 2.5. Розрахунок фундаменту стаканного типу.

Дано:	$f_{cd} = 8.5 \text{ МПа}$
Арматура	$f_{ctk} = 0.75 \text{ МПа}$
A300С	$a_{sc} = 0.9 \text{ МПа}$
Бетон С16/20	$f_{yd} = 280 \text{ МПа}$
$R_0 = 0.4 \text{ МПа}$	2. Визначаємо яке нормативне значення
$d = 1.4 \text{ м}$	навантаження:
$b * h = 100 * 40 \text{ см}$	$N_n = N / \gamma_f = 846.38 / 1.15 = 735.98 \text{ кН}$
м	Де $\gamma_f = 1.15$ – коефіцієнт надійності по
$N = 846.38 \text{ кН}$	навантаженню.
$A_f = ?$	Визначаємо потрібну площу фундаменту.

$$A_f = \frac{N^n}{R_0 * 10^6 - \gamma_{mf} * d} = \frac{735.98 * 10^3}{0.4 * 10^6 - (20 * 1.9) * 10^3} = 2.03 \text{ м}^2$$

Де  $\gamma_{mf}=20\text{кН/м}^3$  – середня питома вага матеріалу (фундаменту і ґрунту на його уступах).

Розміри сторони квадратного в плані фундаменту

$$a=1.8$$

$$b=1.2$$

$$\text{приймаємо } A_f=1.8*1.2=2,16 \text{ м}^2$$

Примітка! Якщо фундамент монолітний, то приймаємо значення кратними 100мм, збірний – необхідно приймати найближчі значення по каталогу.

Висота фундаменту. Умова продавлювання по поверхні піраміди.

$$d = -\frac{h+b}{4} + \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{N}{0.9 * f_{ctk} + P_{sf}}} = -\frac{0.4+1}{4} + \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{846.39}{0.9 * 0.75 * 10^3 + 391.84}} = 0.54 \text{ м}$$

=54см, де

$$P_{sf}=N/A=846.39/2.16=391.84\text{кН/см}^2$$

$$h=0.315+0.035=0.35\text{м}=35\text{см}$$

Умова заробки колони в стакані фундаменту





Конструктивна умова, що враховує необхідність армування.

$$H_f = h_{gf} + 20 = 47 + 20 = 67 \text{ см, де}$$

$$h_{gf} = 30 * d_p + \delta = 30 * 1.4 + 5 = 47 \text{ см}$$

$\delta = 5 \text{ см}$  – зазор між торцем колони і дном стакану.

$d_p = 14 \text{ мм}$  – робоча арматура колони.

Умови заглиблення закладання підосви фундаменту.

$$H_f = d - 0.15 = 1.4 - 0.15 = 1.25 \text{ см}$$

Кількість сходинок (2)

Визначаємо висоту першої сходинки

$$d_1 = \frac{0.5 * P_s * (a - h - 2 * H_0)}{\sqrt{k_2 * f_{ctd} * P_{st}}} = \frac{0.5 * 391.84 * (180 - 40 - 2 * 121.5)}{\sqrt{2 * 0.75 * 10 * 391.84}} = - 832.5 \leq 0,$$

отже приймаємо  $h_1 = 30 \text{ см}$

де  $k_2 = 2$ ;

$$H_0 = H_f - a_v = 125 - 3.5 = 121.5 \text{ см}$$

Конструктивне приймаємо  $h_1 = 30$

$$H_{01} = h_1 - a_v = 30 - 3.5 = 26.5 \text{ см}$$

Визначення згинальних моментів:

$$M_{d1} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_1)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1.5)^2 * 1.2 = 5.28 \text{ кН*м}$$

$$M_{d2} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_2)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1)^2 * 1.2 = 37.61 \text{ кН*м}$$

Визначення площі поперечного перерізу арматури:

$$A_{s1} = M_{d1} / (0.9 * h_{01} * f_{yd}) = 5.28 * 10^3 / (0.9 * 26.5 * 280) = 0.79$$

$$A_{s2} = M_{d2} / (0.9 * h_{02} * f_{yd}) = 37.61 * 10^3 / (0.9 * 56.5 * 280) = 12.64$$

$$1780 / 145 = 12.27 + 1 = 13 \text{ шт}$$

$$1180 / 145 = 8.13 + 1 = 9 \text{ шт}$$

$\varnothing 12$  слідує 1.131

$$A_{s1} = 1.131 * 13 = 14.7$$

$$A_{s2} = 1.131 * 9 = 10.18$$

$$\sum A_{s2} + A_{s1} = 10.18 + 14.7 = 24.88$$

$$\mu = \frac{24.88}{150 + 121.5} * 100\% = 0.13\% > \mu_{min} = 0.1\%$$

Умова виконується.

## **РОЗДІЛ III. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

### **3.1. Коротка характеристика умов будівництва.**

Цех з обслуговування сільськогосподарської техніки.

Будівля одноповерхова, прямокутної форми у плані з розмірами у осях 66x18м, площею забудови 1188м<sup>2</sup> і будівельним об'ємом 17037м<sup>3</sup>.

- Клас будівлі – II.
- Ступінь вогнестійкості – II.
- Ступінь довговічності – II.
- Фундаменти – старанного типу збірні.
- Зовнішні стіни – панелі.
- Внутрішні стіни і перегородки – цегляні.
- Покриття – збірне.
- Покрівля – рулонна із рубероїду.
- Вікна і двері – метало-пластикові.

### **3.2. Календарний план виконання робіт.**

Календарний план розроблений на виконання будівельно-монтажних робіт під час будівництва «Цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки» в м. Івано-Франківськ.

Календарний план розроблений з наступними показниками:

- тривалість будівництва – 122 днів;
- загальна трудомісткість – 2131 люд-год;
- продуктивність праці – 108%;

- питома трудомісткість – 0.12 люд-год/м<sup>3</sup>;
- максимальне число робочих на об'єкті – 32 чол.;
- середнє число робочих на об'єкті – 18чол.

Роботи по зведенню надземної частини виконуються в дві зміни із застосуванням крана МКГ-25БР.

Роботи основного періоду починаються після закінчення всіх робіт підготовчого періоду і ведуться поетапно згідно суміщеного календарного плану в проекті виконання робіт. Внутрішні монтажні, електромонтажні та спеціальні роботи закінчуються перед початком оздоблювальних робіт (штукатурки). Монтаж систем опалення та водопроводу ведеться паралельно із покрівельними роботами.

Після зведення основного циклу будівлі передбачено благоустрій території, який становить 5 % від загальної трудомісткості робіт по виконанню будівельно-монтажних робіт.

Враховуються в календарному також інші невраховані роботи, що складають 10 % від загальної трудомісткості робіт будівництва.

### **3.2.1. Призначення календарного плану.**

Календарний план виконання робіт призначений для визначення термінів виконання будівельних, монтажних і спеціальних робіт, які проводяться при зведенні об'єкта у їх послідовності. На основі календарного плану ведуть контроль за ходом всіх робіт будівництва. За календарним планом розраховують потребу в трудових і матеріальних ресурсах.

В якості вихідних даних при розробці календарного плану використовують робочі креслення, трудомісткості робіт, обсяги, норми тривалості будівництва згідно ДБН.В2-3-3.2009.

### **3.2.2. Вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів.**

До початку виконання основних будівельно-монтажних робіт виконуються підготовчі роботи, як зовнішньо так внутрішньо майданчикові. Перед початком влаштовується огороження майданчика тимчасовим дерев'яним парканом висотою 2м із металевої сітки по з/б стовпчикам.

Земляні роботи проводити відповідно вимог ДБН Д.2.2-1-99

Грубе планування, відвід води в пониженні місця, зняття родючого шару ґрунту здійснюються бульдозером Т-130.

Копку траншей під стрічкові фундаменти передбачено виконувати екскаватором ЕО-250, з зворотньою лопатою згідно робочим кресленням.

Зворотня засипка пазух проводиться після виконання вертикальної обмазочної гідроізоляції зовнішньої поверхні фундаментів з ретельним ущільненням електротрамбовками. Зачистка дна котлованів і траншей проводиться вручну.

Надземна частина цеху запроектовано зводити краном МКГ-25БР

### **3.2.3. Вибір монтажного механізму.**

Розрахунок стрілового крану

1) Для вибору крана проводимо розрахунок по вантажопідйомності:

$$Q=Q_1+Q_2=7.5+2.07=9.57\text{т}$$

де: Q – вантажопідйомність крана;

Q<sub>1</sub> – маса найважчого елемента, що монтується;

Q<sub>2</sub> – маса стропуючих елементів;

2) Визначаємо висоту піднімання крюка:

$$H=h_0+h_3+h_{ел}+h_{ст}+h_{п}=16,9+0.5+0,2+0,5+0,3=18,4\text{м}$$

де: H – висота підйому гаку;

h<sub>0</sub> – висота від рівня стоянки крану до найвищого змонтованого

елементу;

$h_z$  – висота запасу між елементом та будівлею;

$h_{ст}$  – висота строповки елемента;

$h_{п}$  – висота поліспасту;

$h_{ел}$  – висота елемента;

3) Визначаємо виліт стріли, який дорівнює проекції довжини стріли на горизонтальну площину визначаємо графічним способом.

$$V_{стр} = +10.5 \text{ м}$$

## РОЗДІЛ IV. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ

### 4.1. Охорона праці.

Згідно Закону України «Про охорону праці» охорона праці визначається «як система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження життя, здоров'я і працездатності людини у процесі трудової діяльності».

Дія цього Закону поширюється на всіх юридичних та фізичних осіб, які відповідно до законодавства використовують найману працю, та на всіх працюючих.

Задача охорони праці – звести до мінімальної вірогідності зараження або

захворювання працюючого з одночасним забезпеченням комфортності при максимальній продуктивності праці.

Виробнича небезпека – це можливість впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

До **небезпечних** виробничих факторів відносяться такі, вплив яких на працюючих приводить до травми.

До **шкідливих** виробничих факторів відносять такі вплив яких на працюючого приводить до захворювання. Нормативно-правові акти з охорони праці – це правила, норми, регламенти, положення, стандарти, інструкції та інші документи, обов'язкові для виконання.

Нормативно-правові акти по техніці безпеки направлені на захист організму людини від фізичних травм, впливу технічних засобів що використовуються в процесі праці. Вони регулюють поведінку людей, що забезпечує безпеку праці з точки зору влаштування і розташування машин,

будівельних конструкцій, будівель, споруд і обладнання.

Санітарні правила та норми затверджуються спеціально уповноваженим центральним органом виконавчої влади у галузі охорони здоров'я. Стандарти, технічні умови та інші документи на засоби праці і технологічні процеси включають вимоги щодо охорони праці і погоджуються з органами державного нагляду за охороною праці.

Правила і норми по виробничій санітарії і гігієні мають на меті захист організму від перевтоми, хімічного, атмосферного впливу і т.д. Умови праці на робочих місцях, безпека технологічних процесів, машин, механізмів, приладів та інших засобів виробництва, стан засобів колективного та індивідуального захисту, що використовуються працівником, а також санітарно-побутові умови відповідають вимогам, визначеним нормативними актами.

До органів, які покликані здійснювати нагляд і контроль за дотриманням законодавства про працю і правил по охороні праці відносять: уповноважені на це державні органи і інспекції, що не залежать в своїй діяльності від підприємств, закладів, організацій і вищестоящих органів (Державний енергетичний нагляд, Державний санітарний нагляд, Державний пожежний нагляд, Державний нагляд за роботою газоочисних і пиловловлюючих установок ); професійні союзи, а також підпорядковані їм технічна і правова інспекція праці.

Державна політика у галузі охорони праці базується на принципах:

- пріоритет життя та здоров'я працівників, повна відповідальність роботодавця за створення належних, безпечних та здорових умов праці;

- підвищення рівня безпеки праці за рахунок забезпечення постійного технічного контролю за станом виробництва, технології та продукції та допомоги підприємствам у створенні безпечних та

нешкідливих умов праці;

- комплексне вирішення проблем охорони праці на основі загальнодержавних, галузевих та регіональних програм у цій галузі з урахуванням інших сфер економічної та соціальної політики, досягнень науки і техніки та охорони навколишнього середовища;

- соціальний захист робітників, повна компенсація людям, які зазнали нещасних випадків на виробництві та професійних захворювань; встановлення єдиних вимог з охорони праці для всіх підприємств та суб'єктів підприємницької діяльності незалежно від форм власності та видів діяльності;

- адаптація робочих процесів до можливостей працівника з урахуванням його здоров'я та психіки;

- використання економічних методів управління охороною праці, участь держави у фінансуванні заходів з охорони праці, залучення добровільних внесків та інших впливів для цих цілей, отримання яких не суперечить законодавству;

- інформування громадськості, проведення тренінгів, професійного навчання та перепідготовки працівників у галузі охорони праці;

- забезпечення координації діяльності органів державної влади, установ, організацій, об'єднань громадян, що вирішують проблеми охорони здоров'я, гігієни та безпеки, а також співпраця та консультації між роботодавцями та працівниками між усіма соціальними групами при прийнятті рішень щодо охорони праці та державного рівня.

Питання трудового законодавства, відносин між власником підприємства чи організації та працівником у галузі техніки безпеки, виробничої гігієни та гігієни в нашій країні регулюються Законом про охорону праці від 14 жовтня 1992 р. Створені спеціальні науково-дослідні установи що працюють над вивченням умов праці в різних галузях



промисловості та будівництва, їх узагальнення та надання рекомендацій щодо їх покращення.

Продуктивність праці працівників значною мірою залежить від впровадження у виробництво нових машин і механізмів, новітніх технологій роботи, належної організації робочого місця, культури виробництва, дотримання вимог промислової безпеки та гігієни. Кожна будівельна організація щороку складає плани заходів із охорони праці, а також укладає колективний договір, згідно з яким адміністрація зобов'язується виконувати всі норми трудового законодавства щодо організації та захисту праці, матеріального стимулювання та відпочинку.

З метою створення нормальних умов праці регламентуються тривалість робочого дня, необхідних під час роботи перерв, щорічних оплачуваних відпусток робітників і службовців тощо. Тривалість робочого дня робітників і службовців будівельних організацій становить 8 год при п'ятиденному робочому тижні з двома вихідними днями. Для робітників деяких професій із шкідливими умовами праці встановлено скорочений робочий день – 7 год. За власною ініціативою робітники можуть працювати більше від встановленого законом робочого дня, це можливо коли ланка або бригада працює за акордним нарядом. Робочий день підлітків віком 16-18 років не повинен перевищувати 7 год.

Забороняється використовувати молодіжну роботу для шкідливих, важких або небезпечних робіт. Молодь може виконувати постійні роботи, пов'язані з переміщенням і переміщенням товарів, лише якщо ці види діяльності є частиною основної роботи за спеціальністю і не перевищують 1/3 робочого часу.

Вага навантаження для жінок-підлітків не повинна перевищувати 10, а для чоловіків - 16,5 кг.

Шкідлива та важка робота (кесон, різання каменю, приготування асфальту тощо) заборонена жінкам, які працюють на будівельних

майданчиках. вони можуть завантажувати або вивантажувати лише штучні або сипучі матеріали (цегла, пісок, глина) і періодично перевозити на рівній поверхні вантаж не більше 15 кг. Коли жінка піднімає вантаж вище 1,5 м або постійно переміщає його протягом робочого дня, вага вантажу не повинна перевищувати 10 кг.

Вагітним жінкам і жінкам, що мають дітей віком до 1,5 року, забороняється працювати у додатковий (після роботи) і нічний час, а також у вихідні і святкові дні.

Адекватний відпочинок має особливе значення для здоров'я працівника. Відповідно, відпочинок протягом робочого дня, робочого тижня та тривалість щорічної відпустки регулюються законодавством. Протягом робочого дня, але не пізніше ніж через 4 години після його початку, працівники мають право на обідню перерву, яка повинна тривати не менше 30 хвилин. Взимку при температурі нижче  $-20^{\circ}\text{C}$  працівники мають додаткову 10-хвилинну перерву на кожну робочу годину. При температурі від  $-25^{\circ}\text{C}$  до  $-30^{\circ}\text{C}$ , крім надання додаткових перерв, робочий день скорочується на 1 годину, при температурі нижче  $-30^{\circ}\text{C}$  заборонено працювати.

Відпустка доступна лише тим працівникам, які пропрацювали в цій будівельній компанії не менше 11 місяців. Тривалість відпустки працівника становить 24 робочі дні. Молоді люди відпочивають лише влітку протягом усього календарного місяця.

Стан охорони праці в будівельних організаціях контролюється: Державним комітетом України з нагляду за охороною праці (Державна інспекція праці), органами санітарно-епідеміологічної служби МОЗ України на місці та технічними інспекціями профспілок та омбудсмени з охорони праці. З цією метою вони регулярно перевіряють будівельні компанії, звертають увагу адміністрації на недоліки в організації заходів з

охорони праці, вимагають їх усунення, а також допомагають профспілковим комітетам у роботі з покращення умов праці робітників.

#### **4.2. Організаційні та технічні заходи електробезпеки.**

До роботи на електроустановках допускаються особи не молодші 18 років, які пройшли інструктаж та навчання з безпечних методів праці, перевірку знань правил безпеки та інструкцій відповідно до займаної посади та кваліфікаційної групи з електробезпеки, і які не мають проти показів, визначених Міністерством охорони здоров'я України [14].

Для забезпечення безпеки робіт у діючих електроустановках належить виконувати наступні організаційні заходи:

- призначення осіб, які відповідають за організацію та проведення робіт;
- оформлення наряду чи розпорядження на проведення робіт;
- організація нагляду за проведенням робіт;
- оформлення закінчення робіт, перерв у роботі, переведення на інші робочі місця.

До технічних заходів, які необхідно виконувати в діючих електроустановках для забезпечення безпеки робіт належать:

1. При проведенні робіт зі зняттям напруги в діючих електроустановках чи поблизу них:

- вимкнення установки (частини установки) від джерела живлення електроенергії;
  - механічне блокування приводів апаратів, які здійснюють вимкнення, зняття запобіжників, від'єднання кінців лінії, яка здійснює електропостачання та інші заходи, що унеможливають випадкову подачу напруги до місця проведення робіт;
- встановлення знаків безпеки та захисних огорож біля струмопровідних частин, що залишаються під напругою і до яких в процесі роботи можливе доторкання або наближення на недопустиму відстань;

- встановлення заземлення (ввімкнення заземлювальних ножів чи встановлення переносних заземлень);
- огороження робочого місця та вивішування плакатів безпеки;

2. При проведенні робіт на струмопровідних частинах, які знаходяться під напругою та поблизу них:

– виконання робіт за нарядом не менш ніж двома працівниками зі застосуванням електрозахисних засобів, під постійним наглядом, із забезпеченням безпечного розташування працівників, використовуваних механізмів та пристосувань.

### **4.3. Захист від статичної електрики.**

Статична електрика – це сукупність явищ, що пов'язані з виникненням, накопиченням та релаксацією вільного електричного заряду на поверхні або в об'ємі діелектричних та напівпровідникових речовин, матеріалів та виробів. Виникнення зарядів статичної електрики є результатом складних процесів перерозподілу електронів чи іонів при стиканні двох різнорідних тіл (речовин).

Порушення поверхневого контакту при терті тіл призводить до електризації - виникнення електричних зарядів, які можуть утримуватись на поверхні цих тіл протягом тривалого часу. Такі заряди, на відміну від рухомих зарядів динамічної електрики (електричний струм) знаходяться у статичному стані.

Електричні заряди виникають:

- при терті діелектричних тіл один об одного або об метал (наприклад, пасові передачі);
- при переливанні, перекачуванні, перевезенні в ємностях горючих та легкозаймистих рідин;
- при транспортуванні горючих газів трубопроводом;
- при подрібненні діелектриків;

- при переміщенні сухого запиленого повітря зі швидкістю понад 15 20 м/с і т.п.

Систематичний вплив електростатичного поля підвищеної напруженості негативно впливає на організм людини, викликаючи, в першу чергу, функціональні розлади центральної нервової та серце-судинної систем. Відповідно до ГОСТ 12.1.045-84 гранично допустима напруженість електричного поля  $E_{доп}$  на робочих місцях не повинна перевищувати 60 кВ/м, якщо час впливу  $t_v$  не перевищує 1 год; при  $1 \text{ год} < t_v < 9 \text{ год} - E_{доп} \bullet 60 t_v$ .

Захист від статичної електрики та її небезпечних проявів досягається трьома основними способами:

- запобіганням виникнення та накопичення статичної електрики,
- прискоренням стікання електростатичних зарядів,
- нейтралізацією електростатичних зарядів.

#### **4.4. Запобігання виникненню та ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій.**

Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій — це підготовка та реалізація комплексу правових, соціально-економічних, політичних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних та інших заходів, спрямованих на регулювання безпеки, проведення оцінки рівнів ризику, завчасне реагування на загрозу виникнення надзвичайної ситуації на основі даних моніторингу (спостережень), експертизи, досліджень та прогнозів щодо можливого перебігу подій з метою недопущення їх переростання у надзвичайну ситуацію або пом'якшення її можливих наслідків [15].

Зазначені функції запобігання надзвичайним ситуаціям техногенного та природного характеру в нашій країні виконує Єдина державна система запобігання і реагування на надзвичайні ситуації техногенного і

природного характеру, затверджена Постановою Кабінету Міністрів України від 3 серпня 1998 р. № 1198.

Єдина державна система запобігання і реагування на надзвичайні ситуації техногенного і природного характеру (ЄДСЗР) включає в себе центральні та місцеві органи виконавчої влади, виконавчі органи рад, державні підприємства, установи та організації з відповідними силами і засобами, які здійснюють нагляд за забезпеченням техногенної та природної безпеки, організують проведення роботи із запобігання надзвичайним ситуаціям техногенного та природного походження і реагування у разі їх виникнення з метою захисту населення і довкілля, зменшення матеріальних втрат.

Основною метою створення ЄДСЗР є забезпечення реалізації державної політики у сфері запобігання і реагування на надзвичайні ситуації, забезпечення цивільного захисту населення.

Завданнями ЄДСЗР є:

- розроблення нормативно-правових актів, а також норм, правил та стандартів з питань запобігання надзвичайним ситуаціям та забезпечення захисту населення і територій від їх наслідків;
- забезпечення готовності центральних та місцевих органів виконавчої влади, виконавчих органів рад, підпорядкованих їм сил і засобів до дій, спрямованих на запобігання і реагування на надзвичайні ситуації;
- забезпечення реалізації заходів щодо запобігання виникненню надзвичайних ситуацій;
- навчання населення щодо поведінки та дій у разі виникнення надзвичайної ситуації;
- виконання цільових і науково-технічних програм, спрямованих на запобігання надзвичайним ситуаціям, забезпечення сталого функціонування підприємств, установ та організацій, зменшення можливих матеріальних втрат;

- збирання та аналітичне опрацювання інформації про надзвичайні ситуації, видання інформаційних матеріалів з питань захисту населення і територій від наслідків надзвичайних ситуацій;
- прогнозування і оцінка соціально-економічних наслідків надзвичайних ситуацій, визначення на основі прогнозу потреби в силах, засобах, матеріальних та фінансових ресурсах;
- створення, раціональне збереження і використання резерву матеріальних та фінансових ресурсів, необхідних для запобігання і реагування на надзвичайні ситуації;
- проведення державної експертизи, забезпечення нагляду за дотриманням вимог щодо захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій (у межах повноважень центральних та місцевих органів виконавчої влади);
- оповіщення населення про загрозу та виникнення надзвичайних ситуацій, своєчасне та достовірне його інформування про фактичну обстановку і вжиті заходи;
- захист населення у разі виникнення надзвичайних ситуацій;
- проведення рятувальних та інших невідкладних робіт щодо ліквідації надзвичайних ситуацій, організація життєзабезпечення постраждалого населення;

## ВИСНОВКИ

Отже, можна сказати, що тема дослідження цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки є надзвичайно актуальною і має значний потенціал для покращення ефективності, продуктивності та стійкості сільськогосподарського сектору.

Необхідність ефективного обслуговування техніки, зокрема з урахуванням нових технологій, змін у вимогах до ресурсів і розширення сервісних послуг, створює потребу в проведенні досліджень та розробці оптимальних підходів до обслуговування сільськогосподарської техніки.

Даний дипломний проект, на тему «Цех з обслуговування сільськогосподарської техніки» розроблено у відповідності до вимог нормативно-інструкційної документації.

- В першому розділі йдеться про архітектурно-будівельні рішення, де загальні дані та об'ємно-планувальні рішення, а також техніко-економічні показники.

- В конструктивній частині проекту розроблено конструктивну модель, яка включає в себе розрахунки конструктивних вузлів, основи та фундаментів цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки.

- . Проект включає в себе основні рішення з інженерного обладнання, технологічного устаткування і охорони навколишнього середовища.

- Розроблено технологічні методи автоматизації штукатурних робіт цеху з обслуговування сільськогосподарської техніки.

- В четвертому розділі описано охорону праці та безпеку в надзвичайних ситуаціях. Проведено огляд літератури та аналіз по охороні праці, техніці безпеки, зокрема на будівельному майданчику, та безпеці в надзвичайних ситуаціях.



При виконанні дипломного проекту були дотримані вимоги державних будівельних норм України та інших нормативних документів щодо надійності та якості будівництва.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. montagnik.com // Армування монолітної плити перекриття - розрахунок, загальні правила, температура / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://montagnik.com/bydivnuztvo/2131-armyvana-monolitnoy-pluty-perekryta.html>
2. PHINIST.NET про будівництво зі смаком // Автоматизоване обладнання для виробництва будівельних матеріалів / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://phinist.net/avtomatyzovane-obladnannia-dlia-vyrobnytstva-budivelnykh-materialiv.html>
3. ua-referat.com // Сучасні технології будівельного виробництва / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://ua-referat.com/>
4. ua-referat.com // Сучасні технології виробництва будівельних матеріалів / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://ua-referat.com/>
5. Бланк І. О. Управління торговельним підприємством. Підручник. -М.: Тандем. 1998
6. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Технічна експлуатація будівельних машин.: ДБН В.2.8-3-95. – [Чинний від 1996-01-01]. – К.: ОП «НДІБВ»: Держбуд України, 1995. – (Державні будівельні норми України).
7. Будівельні матеріали. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови ДСТУ Б В.2.7-119-2003 Видання офіційне Київ Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2003.
8. Будівництво у сейсмічних районах України.: ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинний від 2007-10-01]. – К.: Державне підприємство «НДІБК»: Держбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми України).

9. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва.: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. – [Чинний від 2013-05-14]. – К.: ОП «НДІБВ»: Мінрегіон України, 2013 – (Державні будівельні норми України).

10. Громадські будинки та споруди. Основні положення.: ДБН В.2.2-9-2009. – [Чинний від 2010-10-01]. – К.: ВАТ «КиївЗНДІЕП»: Мінрегіон України, 2009. – (Державні будівельні норми України).

11. Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення.: ДБН В.2.2-17-2006. – [Чинний від 2007-05-01]. – К.: ВАТ «КиївЗНДІЕП»: Держбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми України).

12. ЕНЦИКЛОПЕДІЯ сучасної України // БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І ВІРОБІВ ПРОМИСЛІВІСТЬ / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [http://esu.com.ua/search\\_articles.php?id=36522](http://esu.com.ua/search_articles.php?id=36522)

13. Закон України "Про захист прав споживачів" від 12.05.1991 р. Постанова ВР України № 30.

14. Закону України «Про охорону атмосферного повітря»: [Чинний від 16.10.1992 № 2707-ХІІ]

15. Інженерне обладнання будівель і споруд. Теплові мережі.: ДБН В.2.5-39:2008. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: ВАТ «УкрНДІінжпроект»: Мінрегіон України, 2008. – (Державні будівельні норми України).

16. Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. ДСТУ Б.В.2.6.-36:2008. – [Чинний від 2008-11-27]. – К.: Мінрегіонбуд України 2009. – 29 с. – (Державні стандарти України).

17. Конструкції будинків і споруд. Улаштування покриттів із застосуванням сухих будівельних сумішей ДБН В.2.6-22-2001 [Текст] : затв. Держбудом України 14 вересня 2001 р.: Введені в дію з 1 січня 2002 р. / розроб. Є. К. Карапузов [та ін.]. - Офіц. вид. - К. : Державний комітет

будівництва, архітектури і житлової політики України, 2001. - 51 с.: табл. - (Державні будівельні норми України)

18. Навантаження і впливи. Норми проектування.: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2007-02-01]. – К.: ВАТ «УКРНДІПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ ім. В.М.Шимановського»: Держбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми України).

19. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека.: ДБН В.1.2-7:2008. – [Чинний від 2008-10-01]. – К.: Державне підприємство «НДІБК»: Мінрегіон України, 2007. – (Державні будівельні норми України).

20. Планування і забудова міст, селищ і сільських населених пунктів з урахуванням змін № 4 - № 10: ДБН 360-92\*\* [лист від 19.03.2002 р. № 1/52-170] – К. : Держбуду України. – (Державні будівельні норми України).

21. Пожежна безпека об'єктів будівництва.: ДБН В.1.1-7:2002. – [Чинний від 2003-05-01]. – К.: «УкрНДІПБ»: Держбуд України, 2002. – (Державні будівельні норми України).

22. Положення про авторський нагляд за будівництвом будинків і споруд: ДБН А.2.2-4-2003. – [Чинний від 2003-10-01]. – К.: Держбуд України, 2003. – (Державні будівельні норми України).

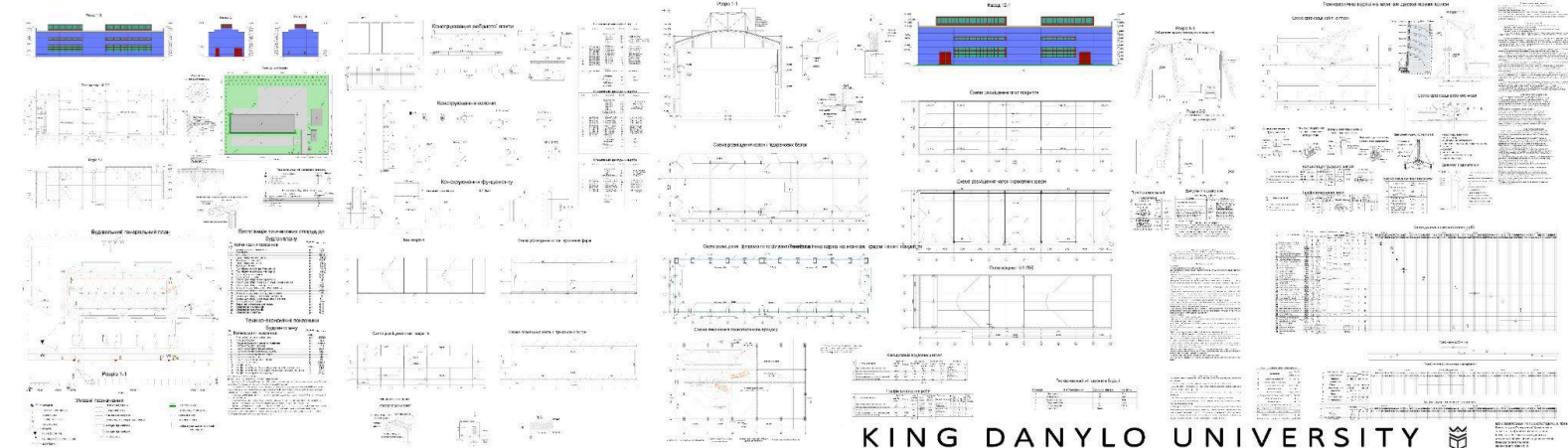
23. Природне і штучне освітлення.: ДБН В.2.5-28-2006. – [Чинний від 2006-10-01]. – К.: Зміна №1. – [Чинна від 2008-10-01]. – К.: Зміна №2. – [Чинна від 2012-09-01]. – К.: ТОВ «КИЇВПРОМЕЛЕКТРОПРОЕКТ»: Мінрегіон України, 2005. – (Державні будівельні норми України).

24. Система норм та правил зниження рівня іонізуючих випромінювань природних радіонуклідів в будівництві. Регламентовані радіаційні параметри. Допустимі рівні.: ДБН В.1.4-1.01-97. – [Чинний від 1998-01-01]. – К. : НВФ «Роса»: Держбуд України, 1997. – (Державні будівельні норми України).

25. Склад та зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд: ДБН А.2.2-1-2003. – [Чинний від 2004-04-01]. – К.: Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних і екологічних вишукувань: Держбуд України, 2004. – (Державні будівельні норми України).

# ДОДАТКИ

## ЦЕХ З ОБСЛУГОВУВАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ



KING DANYLO UNIVERSITY

# ПЛАГІАТ



King Danylo University Дата звіту 6/23/2023

Дата редагування ---

## метадані

Заголовок

**ЦЕХ З ОБСЛУГОВУВАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ**

Автор

**Плешаков М.Л.** Науковий керівник / Експерт

підрозділ

**King Danylo University**

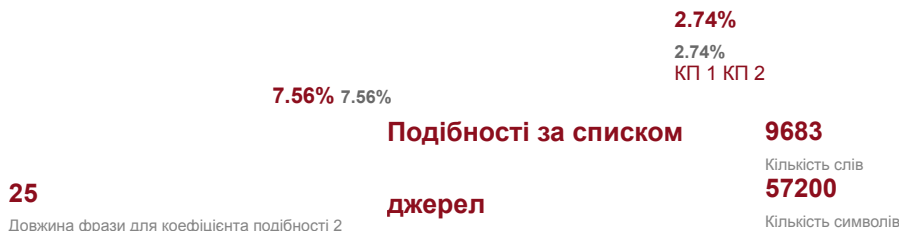
## Тривога

У цьому розділі ви знайдете інформацію щодо текстових спотворень. Ці спотворення в тексті можуть говорити про **МОЖЛИВІ** маніпуляції в тексті. Спотворення в тексті можуть мати навмисний характер, але частіше характер технічних помилок при конвертації документа та його збереженні, тому ми рекомендуємо вам підходити до аналізу цього модуля відповідально. У разі виникнення запитань, просимо звертатися до нашої служби підтримки.

Заміна букв **187** Інтервали **0** Мікропробіли **1** Білі знаки **0** Парафрази

(SmartMarks) **63** **Обсяг знайдених подібностей**

Коефіцієнт подібності визначає, який відсоток тексту по відношенню до загального обсягу тексту було знайдено в різних джерелах. Зверніть увагу, що високі значення коефіцієнта не автоматично означають плагіат. Звіт має аналізувати компетентна / уповноважена особа.



Нижче наведений список джерел. В цьому списку є джерела із різних баз даних. Колір тексту означає в якому джерелі він був знайдений. Ці джерела і значення Коефіцієнту Подібності не відображають прямого плагіату. Необхідно відкрити кожне джерело і проаналізувати зміст і правильність оформлення джерела.

## 10 найдовших фраз Колір тексту

ПОРЯДКОВИЙ

НОМЕР НАЗВА ТА АДРЕСА ДЖЕРЕЛА URL (НАЗВА БАЗИ)

1 Вівчарня [redacted] на 1000 овець у селі Суховерхів  
Кіцманського району Чернівецької

області 12/8/2021

Lviv National Agrarian University (LNAU) ((БУД) Кафедра  
Будівельних конструкцій)

2 Вівчарня [redacted] на 1000 овець у селі Суховерхів

Кіцманського району Чернівецької області 12/8/2021

Lviv National Agrarian University (LNAU) ((БУД) Кафедра  
Будівельних конструкцій)

3 Вівчарня [redacted] на 1000 овець у селі Суховерхів  
Кіцманського району Чернівецької

області 12/8/2021

Lviv National Agrarian University (LNAU) ((БУД) Кафедра  
Будівельних конструкцій)

КІЛЬКІСТЬ ІДЕНТИЧНИХ СЛІВ (ФРАГМЕНТІВ)

127 1.31 % 111 1.15 % 27 0.28 %

4 [http://ni.biz.ua/12/12\\_23/12\\_234968\\_raschet-poperechnih-reber-po-prochnosti.html](http://ni.biz.ua/12/12_23/12_234968_raschet-poperechnih-reber-po-prochnosti.html) 24 0.25 %

5

YFCNU/2018m/arch\_d/arch\_2018\_033.pdf

10/28/2019

Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University(CNU) (Deanery)  
23 0.24 %

6 [http://ni.biz.ua/12/12\\_23/12\\_234969\\_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html](http://ni.biz.ua/12/12_23/12_234969_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html) 23 0.24 % 7

[http://ni.biz.ua/12/12\\_23/12\\_234969\\_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html](http://ni.biz.ua/12/12_23/12_234969_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html) 21 0.22 %

8

YFCNU/2018m/arch\_d/arch\_2018\_033.pdf  
10/28/2019

Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University(CNU) (Deanery)

YFCNU/2018m/arch\_d/arch\_2018\_029.pdf  
10/29/2019

Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University(CNU) (Deanery)

4

YFCNU/2018m/arch\_m/arch\_2018\_038.pdf  
10/29/2019

Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University(CNU) (Deanery)

9 ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА АВТОСЕРВІСУ ДЛЯ  
ЛЕГКОВИХ АВТОМОБІЛІВ 6/2/2023

King Danylo University (King Danylo University)

10 ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА АВТОСЕРВІСУ ДЛЯ  
ЛЕГКОВИХ АВТОМОБІЛІВ 6/2/2023

King Danylo University (King Danylo University)

5

Індивідуальний житловий будинок  
загальною площею 820 м.кв. у м. Тернопіль  
11/9/2021

Lviv National Agrarian University (LNAU) ((БУД) Кафедра Технологій  
та організації будівництва)

### з бази даних RefBooks (0.00 %)

ПОРЯДКОВИЙ НОМЕР ЗАГОЛОВК КІЛЬКІСТЬ ІДЕНТИЧНИХ СЛІВ (ФРАГМЕНТІВ)

### з Інтернету (1.71 %)

21 0.22 % 16 0.17 % 14 0.14 %

### з домашньої бази даних (0.62 %)

ПОРЯДКОВИЙ  
НОМЕР ЗАГОЛОВК

1 ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА АВТОСЕРВІСУ ДЛЯ  
ЛЕГКОВИХ АВТОМОБІЛІВ 6/2/2023

King Danylo University (King Danylo University)

КІЛЬКІСТЬ ІДЕНТИЧНИХ СЛІВ (ФРАГМЕНТІВ)

2 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ ЦЕНТРУ  
ДОШКІЛЬНОЇ ДИТЯЧОЇ ТВОРЧОСТІ

6/2/2023

King Danylo University (King Danylo University)

51 (4) 0.53 % 9 (1) 0.09 %

### з програми обміну базами даних (5.23 %)

ПОРЯДКОВИЙ  
НОМЕР ЗАГОЛОВК

1 Вівчарня на 1000 овець у селі Суховерхів  
Кіцманського району Чернівецької  
області 12/8/2021

Lviv National Agrarian University (LNAU) ((БУД) Кафедра  
Будівельних конструкцій)

КІЛЬКІСТЬ ІДЕНТИЧНИХ СЛІВ (ФРАГМЕНТІВ)

276 (4) 2.85 % 111 (12) 1.15 % 95 (9) 0.98 % 12 (1) 0.12 % 12 (1) 0.12

%

2

YFCNU/2018m/arch\_d/arch\_2018\_029.pdf  
10/29/2019

Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University(CNU) (Deanery)

ПОРЯДКОВИЙ  
НОМЕР ДЖЕРЕЛО URL

КІЛЬКІСТЬ ІДЕНТИЧНИХ СЛІВ  
(ФРАГМЕНТІВ)

3

1 [http://ni.biz.ua/12/12\\_23/12\\_234969\\_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html](http://ni.biz.ua/12/12_23/12_234969_raschet-prodolnih-reber-po-prochnosti.html) 70 (5) 0.72 % 2



[http://ni.biz.ua/12/12\\_23/12\\_234968\\_raschet-poperechnih-reber-po-prochnosti.html](http://ni.biz.ua/12/12_23/12_234968_raschet-poperechnih-reber-po-prochnosti.html) 57 (4) 0.59 % 3  
[http://4ua.co.ua/construction/tb2ad78b4c53a88421216c27\\_0.html](http://4ua.co.ua/construction/tb2ad78b4c53a88421216c27_0.html) 18 (3) 0.19 % 4 <http://www.niisk.com/images/5689.pdf.pdf> 11 (1) 0.11  
% 5 [http://www.8ref.com/3/referat\\_30784.html](http://www.8ref.com/3/referat_30784.html) 10 (1) 0.10 % **Список прийнятих фрагментів (немає прийнятих**

**фрагментів)**

ПОРЯДКОВИЙ НОМЕР ЗМІСТ КІЛЬКІСТЬ ОДНАКОВИХ СЛІВ (ФРАГМЕНТІВ)

6

**ПРИВАТНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД  
УНІВЕРСИТЕТ КОРОЛЯ ДАНИЛА**

**Факультет суспільних та прикладних наук  
Кафедра архітектури та будівництва**

На правах рукопису

Плешаков Михайло Леонідович  
УДК 725.38

цех з обслуговування сільськогосподарської техніки

**Спеціальність 192 - «Будівництво та цивільна інженерія»  
Наукова робота на здобуття кваліфікації бакалавр**

**Науковий керівник:**  
к.х.н., доц. кафедри Шевчук М.О.