

ЗАКЛАД ВИЩОЇ ОСВІТИ «УНІВЕРСИТЕТ КОРОЛЯ ДАНИЛА»

Факультет суспільних та прикладних наук

Кафедра архітектури та будівництва

На правах рукопису

Стасюк Олександр Євгенович

УДК 725.38

**ПРОЕКТ СКЛАДУ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ
СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Кваліфікаційна робота на здобуття кваліфікації бакалавр

Науковий керівник:

Ст. викладач

Комаров С.М.

Івано-Франківськ – 2024

ЗВО «Університет Короля Данила»
Факультет суспільних і прикладних наук
Кафедра архітектури та будівництва
Освітній ступінь «бакалавр»
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

ЗАТВЕРДЖУЮ

**В.о. завідувача кафедри
архітектури та будівництва**



Ю.В. ОГОНЬОК

“24” травня 2024 року

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТУ
Стасюка Олександра Євгеновича**

1. Тема проекту: **«ПРОЄКТ СКЛАДУ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ»**
Керівник роботи: ст. викладач Комаров С.М.
Затверджені наказом вищого навчального закладу від “_12_”_03_2024_ року № 19/1.
2. Термін подання студентом роботи: 24.05.2024 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.

АНОТАЦІЯ

Метою дослідження бакалаврської роботи є з'ясування самої сутності складу для зберігання сільськогосподарської техніки, його призначення та вплив на промислове будівництво в Україні та світі.

В першому розділі розглянуто передбачуване будівля призначена для зберігання сільськогосподарської техніки. Відноситься до будівлі II капітального класу, відноситься до будівлі II ступеня вогнестійкості.

В другому розділі розглянуто інженерно-геологічну оцінку умов будівельного майданчика. Будівництво планується в місті Івано-Франківську.

Третій розділ представляє архітектурно-планувальні рішення, технологічні рішення, конструктивні рішення, видалення та використання відходів.

В четвертому розділі розглянуто техніку безпеки та охорона праці, режим роботи та нормативна чисельність, засоби запобігання пожежі, ведення робіт із лініями виробництва, заходи боротьби з шумом та вібрацією, комплекс медичних профілактичних заходів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКА ТЕХНІКА, ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА ОЦІНКА, БУДІВЕЛЬНИЙ МАЙДАНЧИК, АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ, ОХОРОНА ПРАЦІ, ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ НАСЕЛЕННЯ.

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	19
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	39
2.5. Розрахунок фундаменту стаканного типу	52
РОЗДІЛ III. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	55
3.1. Коротка характеристика умов будівництва.	55
3.2. Календарний план виконання робіт.	55

3.2.1. Призначення календарного плану	56
3.2.2. Вибір методів виконання робіт, та основних машин та механізмів.	56
3.2.3. Вибір монтажного механізму	57
РОЗДІЛ IV. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ	58
4.1. Охорона праці	58
4.2. Організаційні та технічні заходи електробезпеки	62
4.3. Захист від статичної електрики	63
4.4. Запобігання виникненню та ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій.	65
ВИСНОВКИ	67
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	68
ДОДАТКИ	71

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 планового технічного обслуговування та ремонту для забезпечення надійності та продуктивності. Це дослідження може визначити найкращий підхід до технічного обслуговування, такий як планування технічних оглядів, встановлення запасних частин, навчання кваліфікованого персоналу та використання найновіших методів моніторингу та діагностики.

Вплив на ефективність та економічну ефективність: неадекватне обслуговування обладнання може призвести до відмови обладнання, затримки виробничого процесу та зниження загальної продуктивності ферми. Це дослідження допоможе визначити оптимальні методи технічного обслуговування, які максимізують ефективність обладнання та підвищують рентабельність сільськогосподарського виробництва.

Зменшення негативного впливу на навколишнє середовище: Сільськогосподарська техніка може виробляти шкідливі викиди, такі як вихлопні гази та розливи нафти. Дослідження може визначити способи зменшення негативного впливу на навколишнє середовище, такі як екологічно чисті методи догляду, енергоефективні методи та утилізація відходів.

Зміни в агротехніці: з'являються нові види сільськогосподарської техніки, що вимагають особливого догляду та ремонту.

Мета та завдання дослідження. Основною метою бакалаврської роботи є з'ясування самої сутності складу для зберігання 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 складів для зберігання сільськогосподарської техніки в Україні та світі;
- виявлення основних принципів створення;
- розробка проектного рішення на теоретичному і практичному рівнях;

Об'єкт дослідження: склад для зберігання сільськогосподарської техніки; основи та загальні риси територій таких складів.

Предмет дослідження: проект складу для зберігання сільськогосподарської техніки.

Структура й обсяг роботи. Робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел і додатків. Обсяг роботи –

(70) сторінок основного тексту, таблиць, список використаних джерел (3) сторінок, додатки.

РОЗДІЛ I. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

1.1. Загальні дані.

Передбачуване будівля призначена для зберігання сільськогосподарської техніки. Відноситься до будівлі II капітального класу, відноситься до будівлі II ступеня вогнестійкості.

По довговічності прийнятої конструкції будівля відноситься до II ступеня, тобто з терміном служби більше 100 років.

Конструктивний тип будівлі-каркас з опорними колонами.

Грунт суглинний, ґрунтові води знаходяться на значній глибині, а стандартна глибина сезонного промерзання ґрунту становить 70 см.

Проект обробки розроблений відповідно до діючих державних будівельних норм і правил для таких природно-кліматичних умов:

- розрахункова температура повітря – 25С;
- снігове навантаження – 55 кг/м²;
- швидкісний напір вітру – 20 кг/м²;
- сейсмічність ділянки – 6 балів;
- Ґрунти – суглинки;
- Глибина промерзання – 0.85м;
- Ґрунтові води – на значній глибині.

Структура ДБН В.1. За типом. Згідно з п.1-2006 (Будівництво сейсмічних зон в Україні), будівля оточена залізобетонними колонами. Будівля 1. Він розташований на підлозі.

У проекті розроблені наступні конструктивні елементи:

- Фундамент з колонами для Колон типу"скло";
- Залізобетонна колона, 10,8 м з зубцями, 0,4 * 1 м
- Крокви даху посилені залізобетоном з 18-метровим бетоном.
- Стінова панель 380 мм;
- Перегородка-цегла, товщина 120 мм;

- Вікна, двері-металопластикові;
- Покриття-Ж / Ж ребриста пластина;
- Дах виконаний з євроруберойду;
- Підлога бетонна.

1.2. Генеральний план.

У місті Івано-Франківську були спроектовані майстерні з ремонту сільськогосподарської техніки. Площа будівлі прямокутна, його площа становить 108x82, 3 м, його площа становить 0,88 га. рівень ґрунтових вод знаходиться на значній глибині. Земля спокійна. З будівлі відкривається вид на переважаючі північно-західні вітри.

Поруч з майстернею знаходиться контрольно-пропускний пункт, адміністративна будівля, склад, відкритий майданчик, автостоянка і пожежний склад.

Будівля була упорядкована з урахуванням протипожежних і гігієнічних норм проектування. Генеральний план також відображає зелені насадження, газони та дерева. Були спроектовані асфальтовані дороги. Генеральний план показує заплановане висотне з'єднання з територією майстерні.

1.3. Місцеві будівельні матеріали.

До місцевих будівельних матеріалів відносяться: силікатна Цегла, обпалений блок, цементно-глиняний розчин, Цементний розчин, цементно-вапняний розчин, керамзитовий гравій, фракція щебеню 5-70 мм.

1.4. Висотна прив'язка.

Стандарт висоти, 1. виконується для визначення позначки "чистого" статі і позначки підлоги – перетину осі будівлі і відмітки вимощення. Система висот умовна. Висота рельєфної частини - 1 м. знаходимо відмітки землі точок перетину осей будівлі:

$$H=N_{м.г.}+п/т*h$$

де $N_{м.г}$ – менша горизонталь;

h . – крок горизонталей;

n – відстань від кута будівлі до меншої горизонталі;

m – відстань між горизонталями.

$$NA1=10.0+10/23*0.25=10.10м$$

$$NG1=9.75+15/17*0.25=9.97м$$

$$NG12=10.25+1.8/2.8*0.25=10.41м$$

$$NA12=10.50м$$

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

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

$$N_{під} = 10.25+0.15=10.40м$$

1.5. Планова прив'язка.

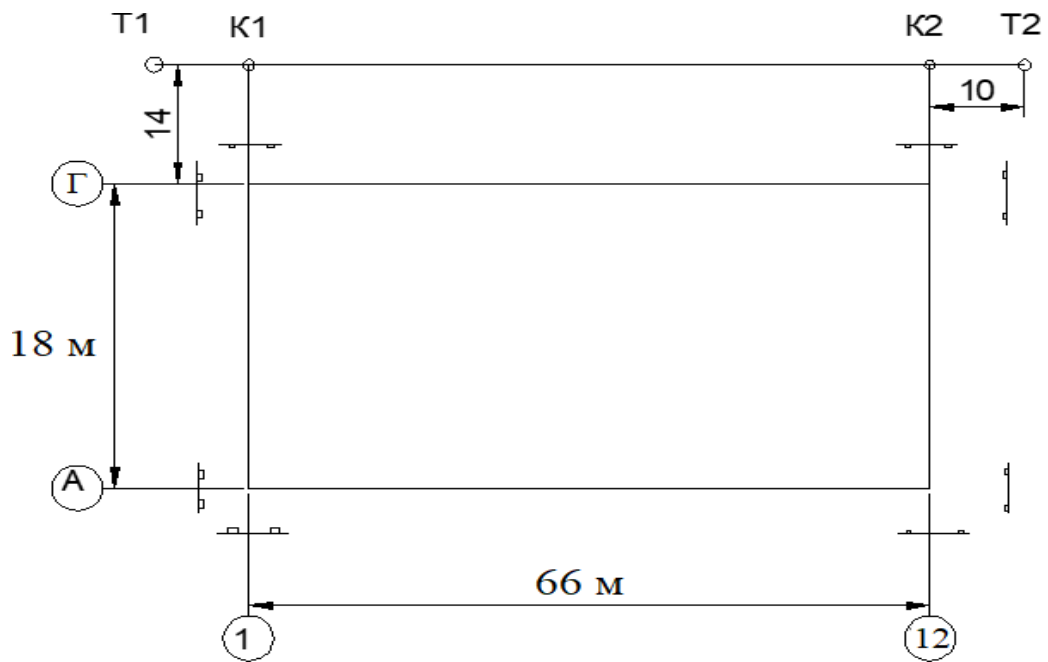
Дослідження геодезичної розмітки проводяться для того, щоб будівля була побудована відповідно до генерального плану забудови, орієнтоване в напрямку фундаменту, а також відповідно до розмірів і формою будівлі, зазначеними в його конструкції.

Заплановане злиття виконується за допомогою вертикального методу М1: 1000

Візьміть відстань 10 м, щоб знайти точку $k1$ по прямій або від точки $T1$, $t2$, $t1$ по прямій. Від точки $K1$ проведіть лінію, перпендикулярну лініях $T1$, $T2$, на відстані 14 м від прямої і знайдіть точку $v-1$, яка буде закріплена тимчасовою стопкою. На ділянці $K1V1$ позначте відстань 18 м і знайдіть точку $A1$, яка буде виправлена позначкою часу. Аналогічно, знайдіть точки $B7$ і $A7$

Перенести тимчасові пункти в Кастів, розташовані на відстані 10 м від них. Різниця між конструкцією валу дека і фактичними розмірами не повинна перевищувати ± 5 см, а для поперечного валу не повинна перевищувати ± 3 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:

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

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

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

- 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:

Сдоріг= 8 888,4 – 1 492 – 4 694 = 2 702 м²;

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>м²</i>	<i>1 492</i>
3	<i>Щільність забудови</i>	<i>м²</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>м²</i>	<i>2 702</i>

1.7. Об'ємно-планувальне рішення.

Майстерня з ремонту сільськогосподарської техніки прямокутна, відстань між колонами 6 м, однопрогонова майстерня, Грудень в плані розмірів сокири 18 м 66x18m.it його висота становить 13,4 метра.

. Для обслуговування цехів з ремонту сільськогосподарської техніки були прийняті мостові мостові крани вантажопідйомністю 10 тонн по осях А-Г. освітлення будівлі природне через віконні прорізи, а ліхтарі призначені для легкої вентиляції. Залежно від типу конструкції будівля оточена залізобетонними каркасами.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується системою вертикальних поперечних зв'язків деки між колонами осей "3-4" і "9-10". Сталеві стяжки приварюються до заглиблених частин колон і ферм. Деформаційні шви виконуються в центрі будівлі (по осі 6 жовтня).

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 м²

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

$$V = (B \cdot h \cdot Z) + (B' \cdot h_{\text{ліхтаря}} \cdot Z_{\text{ліхтаря}})$$

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

площу забудови визначаємо як площу горизонтального перерізу по зовнішньому обводу:

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

- поверховість – 1

Підраховані показники заносимо в таблицю 3

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

1.9. Архітектурно-конструктивне рішення.

Структурний тип будівлі-каркасний. Каркасна залізобетонна будівля складається з поперечного каркаса, що складається з несучої конструкції з Колон і облицювальних балок, а також поздовжнього з'єднання деки між колонами і фермою.

1.10. Фундаменти.

Фундамент колони виконаний із залізобетону типу "скло" з розмірами 1200x1800 і 1500x1800 мм.

Грунтові води знаходяться на значній глибині, а підстава фундаменту становить 1500 мм.

Фундаментні балки трапецієподібного перетину підтримуються залізобетонними колонами, розташованими над плитою фундаменту.

Горизонтальна гідроізоляція виконується з руберойду. По периметру будівлі є бетонна вимощення шириною 1 м і ухилом = 3% для відводу атмосферної води.

Специфікація фундаментів. Таблиця 4.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість	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	

Будівля має залізобетонну подвійну розгалужену колону серії 2к108 розміром 1000x400 мм, висотою 10,8 м і вагою 7,6 тонни. Для кріплення стінок стовпів передбачені заглиблені деталі висотою 1200 мм. Він складається з мостового крана і частин крана.

Дерев'яна колона на 100 мм нижче основної. Фахверкові стійки також мають вбудовані елементи для настінного монтажу. Для кріплення торцевої стіни до стовпів, розташованим на самій торцевій осі будівлі, встановлені залізобетонні дерев'яні стовпи 300x300 мм.

1.11. Підкранові балки.

Балка залізобетонного крана є поздовжнім з'єднанням між опорними колонами каркаса, а також виконує функцію деки, по якій рухається Мостовий кран. Він призначений для будівель з мостовим мостовим краном

вантажопідйомністю 10, 20, 30 тонн. Вони виготовлені з бетону марки В25-В40 і прикріплені до виступів консолі або колони. Для цієї будівлі призначена товстостінна балка Т-образного перетину на опорі висотою 800 м, а на верхній полиці є стіна, через яку проходять кріпильні болти автокрана.

Специфікація колон і підкранових балок. Таблиця 5.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість	Прим.
			шт	
Підкранові балки	1	5800x1850x800	20	
Фахверкові колони	2	4800x300x300	8	
Двохвіткові колони	3	10800x1000x400	26	

1.12. Кроквяні ферми.

Кроквяна ферма

Залізобетонні частково похилі ферми серії lfs18, розроблені в майстерні. Ножиці мають довжину 18 000 мм, висоту 2630 мм, товщину 200 мм і вагу 4,5 тонни. Сегментні ферми мають невелику опорну висоту, що дозволяє зменшити висоту стіни.

Специфікація ферм.

Таблиця 6.

Найменування	Позн. на схемі	Розміри	Кількість	Прим.
			шт	
Кроквяна ферма	3	18000x3300x250	28	

1.13. Стіни.

Стіни виконані з легких бетонних панелей товщиною 380 мм. Він має розміри 6 м x 1,2 м і 6 м x 1,8 м з нульовим зв'язком. Стійкість самонесучої стіни забезпечують стовпи каркаса. Панелі кріпляться до стійок за допомогою сталевих квадратів. Товщина перегородки становить 120 мм. стінова система

ланцюгова, тобто ряди кожної ложки чергуються з колонами тичкова.

Товщина горизонтальної - 10 мм.

1.14. Покриття, покрівля, водовідвід.

У будівлі спроектована облицювання, що складається із залізобетонних ребристих попередньо напружених облицювальних плит довжиною 6000 мм і шириною 3000 мм.

Залізобетонні ребристі облицювальні плити з'єднані із залізобетонними балками. На плити укладається пароізоляція з евралевероида і утеплювач з пінополістиролу, а також рулонна покрівля з евралевероида.

Організований внутрішній дренаж. Внутрішня дренажна система складається з водозабірної воронки, розташованої в кінці, і мережі труб, розташованих всередині будівлі, які відводять воду в каналізацію.

Воронка розташована в плані даху на відстані 450 мм від краю покрівлі. При монтажі облицювання в жолоб укладається шар легкого бетону, створюючи ухил до вхідної воронки.

1.15. Деформаційні шви.

Щоб тріщини в будівельних конструкціях не постраждали від термічної деформації, в окремі відсіки будинків з поперечними швами роблять врізки.

У будівлі спроектовані бічні осадові шви. Осадові деформаційні шви встановлюються в місцях примикання деформаційних блоків будівлі один до одного. Ці шви розділяють усі надземні та підземні конструкції та запобігають осіданню тріщин у ґрунті.

1.16. Ворота, вікна, двері.

Вікна виконані зі сталі. Вони виконані в розмірах 6x1. 2.

Вони складаються із загального каркаса і закслених елементів (рам), які підвішуються на шарнірах або кріпляться зварним швом. Кожна панель

кріпиться болтами до колони рами в 4 точках. Дека між ними заповнюється пінополістиролом.

Перелік розмірів вікон і дверей можна знайти в характеристиках елементів для 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 планується в місті Івано-Франківську. Для будівельних майданчиків характерні наступні природно-кліматичні умови:

- район кліматичний — IIIA (Карпатський)
- вітрове навантаження — 550 Па;
- снігове навантаження — 1310 Па;
- нормативна глибина промерзання ґрунту — 0,85 м;
- температура повітря найхолоднішої п'ятиденки — мінус 25;
- сейсмічність району до 6 балів.

Середньорічна кількість опадів 655 мм/рік. Абсолютна мінімальна температура повітря - 22°C, абсолютна максимальна +27°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, φ — 23°; Питома вага γ — 17,8 кН/м³; Питоме зчеплення, c — 18,0 кПа. Модуль деформації, E — 15,0 МПа.

2.2. Підбір глибини закладання підшви фундаменту.

Ми приймаємо збірні залізобетонні фундаменти типу " скло " для конструктивних рішень і стикування будівель.

Залежно від поточного dbn V. 2.1-10-2009 "основи та основи будівель і споруд" та ДДТУ В.В.Іт він заснований.2.1-2-96 у розділі "Основи та основи будинків і споруд" визначте глибину закладок в рекомендованому порядку в залежності від місцевих умов забудови.

Згідно інженерно-геологічних вишшукувань 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:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{Mt} = 0,23 \cdot \sqrt{[(-3,4) + (-4,3) + (-3,6)]} = 0,23 \cdot \sqrt{11,3} = 0,773(\text{м}),$$

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

Mt - 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

$$df = kh \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,8 = 0,88 \text{ (м)}, \text{ Згідно умови: } H_f = 0,9 \geq df = 0,85 \text{ м}$$

Гідрогеологічний фактор вказує: рівень ґрунтових вод $d_{\omega} = -1,9$ м Перевіряємо умови: $d_{\omega} = -1,9 \text{ м} > df + 0,1 = 0,95 \text{ м}$

Глибина закладання підшви фундаментів повинна бути не менше df , , тобто $H_f = -0,95 \text{ м} > df = -0,85 \text{ м}$

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 1 м^2 . Компоновка конструктивної схеми Збір навантажень на 1 м^2 покриття

Розміри будівлі – $66 \times 18 \text{ м}$

Промислова будівля з повним каркасом, із збірних залізобетонних елементів

Переріз колони $1000 \times 400 \text{ мм}$

Схема розміщення елементів покриття

2.3. Розрахунок плити покриття.

Єврорубероїд $t = 20 \text{ мм}$

Рибриста облицювальна пластина

Ми розраховуємо і проектуємо ребристу плиту 18 м для гарячого і негорючого покриття будівель з прольотами 3х6 м уздовж ферми сегмента. Посилена версія відноситься до класу а600с. для зварної решітки передбачені попередньо напружені фітинги з сердечником, ми використовуємо армуючий дріт марки ВР-1.

Бетон класу С30.

Розрахунок плити по міцності.

$$L=6 \text{ м}$$

$$h=0.3 \text{ м } B=3 \text{ м}$$

$$q_{\text{кп}}=6.39 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{\text{к}}=7.25 \text{ кН/м}^2 \text{ Визначення прольотів } a=50-60 \text{ мм}$$

$$l_{\text{к}}=6000-20=5980 \text{ мм } l_{\text{р}}=5980-140=5840 \text{ мм}$$

Статичний розрахунок

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

$$M_{\text{ед}}=(q+p)/l/11=(5.704+1.55)/0.88 \cdot 2/11=0.51 \text{ кН*м}=510 \text{ Н*м } L=l_1-b=0.98-0.1=0.88 \text{ м};$$

Матеріали

Арматура: А500С(А-III) – робоча $f_{\text{уд}}(R_s)=365 \text{ МПа}$

А240С (А-I) – поперечна Бетон: С30: $f_{\text{cd}}(R_c)=17 \text{ МПа}$ $S_{\text{сдт}}(F_{\text{сдт}})=1.2 \text{ МПа}$

$E_{\text{сд}}(E_{\text{ск}})=32.5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ Задані і приведені перерізи

Розрахунок нормальних перерізів по міцності

Визначаємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

$$g=0.144+0.66+1.224+0.036+0.6875=2.75 \text{ кН/м}^2 \quad g_{\text{нп1}}=0.025 \cdot 25000=625 \text{ Н/м}^2$$

$$g_{\text{п1}}=625 \cdot 1.1=687.5 \text{ Н/м}^2$$

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

Корисна товщина плити:

$$d=h-c=hf/2=2.5/2=1.25 \text{ см}$$

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

$$\alpha_m$$

=

$$M_{Yn}$$

2

$$510 \cdot 102 \cdot 0.95$$

$$= 100 \cdot 1.252 \cdot 17(100) \cdot 0.9 =, \text{ де}$$

$$b \cdot d$$

$$f_c d \gamma_c$$

$f_{cd}=17\text{МПа}$ – для бетону класу С30; $\gamma_c=0.9$ По таблиці додатку знаходимо $\xi=0.11$; $\zeta=0.947$;

Площа перерізу арматури Вр-І на полосу шириною 1м

$$A_s$$

=

$$M_{Yn} =$$

$$510 \cdot 102 \cdot 0.95$$

2

$$= 1.099 \text{ см}^2$$

, де

$$\zeta * d * f_{yd}$$

$$0.94 * 1.25$$

$$* 375(100)$$

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

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

Відсоток армування

$$\mu = A_s * 100 = 1.42$$

$$= 1.136\% > \mu$$

$$= 0.1\%$$

$$A \quad 100 * 1.25 \text{ min}$$

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:

$$q=q_{pl}+q_p=2750.098*0.98+(0.1+0.05)/2*0.125*1*25000*1.1=3782\text{Н/м}=3.7$$

8кН/м ,

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:

$$b'f=98\text{см}<b_r+2(l/6)=10+2(290/6)=106\text{см}. \text{ Знаходимо коефіцієнт}$$

Умова виконана, тому відповідно вісь проходить у полці:

$$M_d * \gamma_n$$

$$177000 * 0.95$$

$$A_0 = b' d^2 f_{ctd} \gamma = 98 * 12.5^2 * 17(100) * 0.9 = 0.0072$$

$$f_{ctd} = c d b^2$$

Нейтральна вісь проходить в полці.

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

Тоді необхідна площа нижньої поздовжньої арматури у ребрі становитиме:

$$A_s$$

$$M_d * \gamma_n$$

=

$$\zeta * d \quad R_s$$

$$177000 * 0.95$$

$$= 355(100) * 0.995 * 12.5$$

$$= 0.38\text{см}^2$$

Де $R_s=355\text{Мпа}=355*100\text{Н/см}^2$ 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:

$$0.503 * 100$$

$$\mu = 0.5(5 + 10)12.5$$

$$= 0.538\text{см}^2$$

Площа верхньої розтягнутої арматури на опорі

A_s

$$355000 * 0.95$$

$$= 0.895 * 355(100) * 12.5$$

$$= 0.84\text{см}^2$$

Знаходимо коефіцієнт α_m по опорному моменту

$$270000 * 0.95$$

$$\alpha_m = 7.5 * 12.52 * 17(100) * 0.9 = 0.143$$

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

Враховуючи на опорі дію поперечних стержнів сітки плити, де на 1м є 10Ø3, $A_{s0}=0.84-0.71=0.13\text{см}^2$. з конструктивних вимог приймаємо верхній стержень такий самий як нижній, 1Ø10 А-500, $A_{s0}=0.503\text{см}^2$.

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

$Q_{b,mlp}=\phi b^3 * f_{cd} * \gamma_c * b * d = 0.6 * 1.2(100) * 0.9 * 7.5 * 12.5 = 6075\text{Н} > V_{ed} = 7350\text{Н}$ Умова не виконується, тому розрахунок поперечної арматури потрібний.

$$A_{sw}=Q_{sw} * n = 0.503 * 2 = 1.006\text{см}^2 \quad q_{sw}=Q_2 / (4 * B) = 7350 / (4 * 19.5) = 0.69\text{кН/см}$$

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

$$S_0 = (2 * F_{ywd} * q_{sw} * A_{sw}) / (F_{cdt} * B) = (2 * 17.5 * 1.006) / (16 * 0.9) = 20.4\text{см} = 204\text{мм}$$

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

$$\phi t' = 0.75 * (b_{eff} - b) * h_f = 0.75 * (295 - 16) * 2.5 = 2.61$$

$$b_w * d$$

$$16 * 12.5$$

Приймаємо такі стержні: Ø8 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:

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

Максимальний згинаючий момент $M_{dd} = B(g+p) * l^2 / 8 = 3 * (4150 * 5.872 / 8 = 53623\text{Н*м}$, 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:

$$b_f' = l_0 / 6 * 2 + 2b_m = 586 / 6 * 2 + 2 + 16 = 213\text{см}, \quad b_c = 295\text{см}; \quad \text{Робоча висота ребра дорівнює: } d = h - c = 30 - 3.5 = 26.5\text{см}$$

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

$$M_d \leq F_{cd} * \gamma_b^2 * h'f * b't(d - 0.5 * h'f) \quad M_d = 5362300\text{Н*см} < 17(100) * 0.9 * 2.5 * 212(26.5 - 0.5 * 2.5) = 20500000\text{Н*см};$$

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

Шукаємо коефіцієнт A_0 як для елемента прямокутного перерізу шириною b' :

$$A_0 = \frac{M_d * \gamma_n}{b' * d^2 * f_{ctd} * \gamma_c}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{5750000 * 0.95}{212 * 26.52 * 17(100) * 0.9} \\ &= 0.022, \end{aligned}$$

$$f_{ctd} = \zeta * \xi * b^2$$

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

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

$$A_s = \xi * b' * d * f_{yd} * \gamma_b^2 / f_{yd} = 0.024 * 212 * 26.5 * 17 * 0.9 / 510 = 3.7 \text{ см}^2,$$

Приймаємо відповідно 2 стержні $\varnothing 16$, $A_s=3.7$ см². Відсоток армування $\mu=3.7*100/(16*26.5)=0.94\%$. Арматуру розміщуємо в кожному ребрі.

Розрахунок поздовжніх ребер на поперечну силу Найбільша поперечна сила на опорі панелі дорівнює:

$$\begin{aligned} V_{ed \max} &= (g+p) * V * 10 * \gamma_n = 4430 * 3 * 5.87 * 0.95 / 2 = 34713 \text{ Н, на одне ребро} \\ V_{ed} &= 34713 / 2 = 17356 \text{ Н} = 17.4 \text{ кН.} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} V_{ed \min} &= \phi_b^3 * f_{ctd} * \gamma_b^2 * b * d = 0.6 * 1.066 * 1.2(100) * 0.9 * 8 * 26.5 = 13700 < V_{ed} = 18600 \text{ Н,} \\ \phi_f &= 0.75 * (3 * h'f * h'f) / b * d = 0.75 * (3 * 2 * 52) / 8 * 26.5 = 0.066 < 0.5; \end{aligned}$$

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

Необхідно визначити проекцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь s . Вплив зв'язу стиснутої полки визначаємо коефіцієнтом $\phi_t=0.066$. Так як в розрахунковому похилому перерізі $Q_b=Q_{sw}=Q/2$, а

$$V_b = \phi_b^2 * (1 + \phi_f) * f_{ctd} * \gamma_b^2 * b * h_{20} = 2 * 1.066 * 1.2 * (100) * 0.9 * 8 * 26.52 = 13 * 105 \text{ Н} * \text{см}$$

$$, \text{ тож } s = V_b / 0.5 * Q = 13 * 105 / (0.5 * 17356) = 149.8 \text{ см} > 2 * h_0 = 2 * 26.5 = 53 \text{ см}$$

Приймаємо $c=53\text{см}$. Тоді $Q_b=V_b/c=13*105/53=24.5*10^3\text{ Н}=24.5\text{кН}>Q=17.4\text{кН}$, відповідно поперечна арматура по розрахунку не потребується, але вона потрібна за конструктивними вимогами в при опорних ділянках на довжину, рівну $\frac{1}{4}$ прольоту.

Підбіраємо 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 устанавлюють 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 $\frac{1}{4}$ 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:

$$a=1.9*105/(0.29*105)=5.87 \quad \alpha=E_s/E_{sk}=1.9*105/(0.29*105)=6.54$$

Для напруженої арматури

$$\text{для сітки із арматури класу Вр-1 } a_{Asp}=6.54*4.02=26.29; \quad a_{A's}=5.87*0.71=4.16\approx 4.2;$$

площа приведенного перерізу за формулою:

$$A_{red}=A+a_{Asp}+a_{A's}=2.5*212+16*27.5+26.29+4.2=1000.49\text{см}^2$$

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

$$S_{red}=S+a_{Sp}+a_{S's}=2.5+212+28.8+16*27.5*13.75+26.29*3.5+4.16*28.8=21$$

$$866\text{см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу

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

Момент інерції приведенного перерізу визначаємо за формулою:

$$I_{red}=I+a_{Asp}*y_2^2+a_{A's}*y_2^2=212*2.53/12+212*2.5*6.92+16*27.53/12+16*$$

$$27.5*7.952+26.29*18.22+$$

$$+4.16*6.92=293349\text{см}^4, \text{ де}$$

$$y_p=21.85-3.5=18.35\text{см}; \quad y_2=8.15-1.25=6.9\text{см}.$$

Момент опору попереднього перерізу відносно нижньої грані становить $W = I_{red}/y_0 = 293349/21.85 = 13425 \text{ см}^3$, 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:

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

відношення максимальної напруги у стиснутому бетоні від зовнішнього навантаження й зусилля зжимання попереднім навантаженням σ_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 тяжіння попереднього перерізу

$$r_{inf} = 0.85 W'_{red}/A_{red} = 0.85 * 35993/1000.49 = 35.97 \text{ см}. \text{ Пружнопластичний момент опору у розтягнутій зоні } p_l = Y * W'_{red} = 1.75 * 13425 = 23493 \text{ см}^3,$$

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

Пружнопластичний момент опору по розтягнутій зоні у стадії виготовлення і обтискання панелі: $p_l = Y * W'_{red} = 1.5 * 35993 = 53989 \text{ см}^3$,

Тут $Y = 1.5$ – 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:

$$B = \phi * E_b * I_{red} = 0.85 * 0.29 * 105 * 293349 = 723.1 * 10^7 \text{ Мпа} * \text{см}^4.$$

Визначення втрат попереднього напруження σ_{los} у механічному напруженні арматури на упори.

Попереднє напруження арматури приймаємо:

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

$R_{s, ser} = 785 \text{ МПа}$ 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:

$$\text{від перепаду температур (при } \Delta t = 650 \text{С)} \sigma_2 = 1.25 * \Delta t = 1.25 * 65 = 81.2 \text{ МПа};$$

$$\text{від релаксації напруги в арматурі } \sigma_1 = 0.1 * \sigma_{sp} - 20 = 0.1 * 708 - 20 = 50.8 \text{ МПа};$$

від деформацій анкерів, розміщених біля натяжних пристроїв,

$$\sigma_3 = \Delta l * E_s / l = 0.365 * 1.9 * 105 / 700 = 100 \text{ МПа},$$

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

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

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

$$\sigma_{bp}=P_1/A_{red}+(P_1*e_{0p}*y_0)/I_{red}=191352/1000.49+(191352*18.2*21.85)/29$$

$$3349=452.18\text{Н/см}^2=4.5\text{МПа}$$

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

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

перші втрати напруг

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

другі втрати:

від повзучості бетону при $\sigma_{bp}/f_{cdp}=0.21 < \alpha=0.85$; від усадки бетону $\sigma_8=35\text{МПа}$;

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

Сумарне значення других втрат напруги: $\sigma_{los2}=\sigma_8+\sigma_9=35+60.7=95.7\text{МПа}$

Загальні втрати попереднього напруження арматури:

$$\sigma_{os}=\sigma_{los1}+\sigma_{los2}=23.14+95.7=334.84\text{Мпа} > 100\text{МПа},$$

що більше встановленого мінімального значення втрат.

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

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

Розрахунок деформацій (визначення прогинів)

Спочатку вираховуємо той момент, який сприймається нормальним перерізом плити:

$$1435 \quad 1500 \quad 1500 \quad 1435$$

$$1 \quad C \quad 1$$

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

$$M_{dcr} = f_{ctd,cer} * W$$

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

$$red = 1.75*13425 = 23493\text{см}^3; \quad \gamma = 1.75;$$

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

$$M_{dnc} = (B*(g_n + p_n)*l_{02}*\gamma_n)/8 = (3*(4770 + 1320)*5.872*0.95)/8 = 74.8*10^3 >$$

$$M_{crc} = 75.06 \cdot 103 \text{Н} \cdot \text{м},$$

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

Момент в перерізі 1-1

$$M_{dn} = (RA \cdot x -$$

$$qn \cdot x^2$$

$$2$$

$$) \cdot \gamma_n$$

$$18270 \cdot 1.4352$$

$$= (53622.45 \cdot 1.435 - 2$$

$$< M_{crc} = 75.06 \cdot 103 \text{Н} \cdot \text{м},$$

$$) \cdot 0.95 = 55.2 \cdot 103 \text{Н} \cdot \text{м}$$

де $q_n = (g_n + p_n) \cdot B = (4770 + 1320) \cdot 3 = 18270 \text{Н/м}$; $RA = FCD = q_n \cdot l_0 / 2 = 18270 \cdot 5.87 / 2 = 53622.45 \text{Н}$,

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

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

В перерізі 1-1: $M_{dnld} = 55.2 \cdot 0.805 = 44.4 \text{кН} \cdot \text{м}$; $M_{dncd} = 55.2 \cdot 0.105 = 5.8 \text{кН} \cdot \text{м}$;

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

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

1 1

Mdn

$$Mn - kbh * fctd, ser - k3ld * P2 * e1 1$$

$$= * (cd + ld 2ld) = *$$

$$r Es * Asp * h2$$

$$k1cd$$

$$k1ld$$

$$1 * 9 * 105(100) * 4.02 * 26.52$$

$$(8.6 * 105 + 60.2 * 105 - 0.13 * 16 * 302 * 1.8(100) - 1.01 * 150010.32 * 21.85) = 9.37 * 105 \text{ см}^{-1},$$

де

$$0.69 \quad 0.51$$

$k1cd, k1ld, k2ld, k3ld$ – коефіцієнти для таврових перерізів з полкою в стиснутій зоні (табл. з додатку) прийняті інтерполяцією при таких параметрах: $\phi f(Y) = 0$; $\phi' f(Y) = ((b'f - b) * h'f - \alpha / 2v * As) / b * h0 = ((212 - 16) * 2.5 -$

$$5.87 / 2 * 0.15 * 0.71) / (16 * 26.5) = 1.12 \text{ (для визначення коефіцієнта } k3);$$

$$\mu\alpha = (Asp * Es) / (b * h0 * Esk) = (4.02 * 1.9 * 105) / (16 * 26.5 * 0.29 * 105) = 0.06 \approx 0.1 \text{ см}$$

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

коефіцієнтів $k1$ і $k2$);

$$\mu\alpha = (Asp * Es) / (b * h0 * Esk) = (4.02 * 1.9 * 105) / (16 * 26.5 * 0.29 * 105) = 0.06 \approx 0.1 \text{ см}$$

так як коефіцієнти k в таблиці додатку дані при $\phi' f(Y) \leq 1$, то прийняті

$$\text{значення } k1 \quad k2 \quad k3 \text{ при } \phi' f(Y) = 1: k1cd = 0.69; k1ld = 0.515; k2ld = 0.13; k3ld = 1.01$$

$$\text{Максимальний прогин знаходимо: } f_{max} = (5/48) * (1/r) * 102 = (5/48) * 9.37 * 10^{-}$$

$$5 * 5.872 = 3.36 \text{ см} < f_{lim} = 1/150 * l = 587/150 = 3.9 \text{ см}$$

(при урахуванні постійних, довгих короткочасних навантажень). Розрахунок по розкриттю тріщин

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елементу асгс, визначаємо за формулою

$$a_{сгс} = \delta * \phi l * \eta * (\sigma_s / Es) * 20 * (3.5 - 100 * \mu) * \sqrt[3]{d} = 1 * 1 * 1 * (146 / 2 * 105) * 20 * (3.5 - 100 * 0.0036) * \sqrt[3]{16} =$$

$$=0.09 < \lim = 0.2 \text{ мм}$$

$\phi_l = 1$ 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:

$$M_n - P_2(z_1 + e_{sp})$$

$$\sigma_s ==$$

$$A_{sp} * z_1$$

$$60.2 * 10^5 - 150010.32(26.48 - 0)$$

$$4.02 * 26.48$$

$$= 1460196 \text{ Н/см}^2 = 146 \text{ МПа,}$$

де $e_{sp} = 0$;

$$h'$$

$$z = d \quad [1 -$$

$$\varphi' *$$

$$f + \xi^2 h_0$$

$$1.2 * 2.5 + 0.0952$$

$$] = 26.5 [1 - 26.5] = 26.48 \text{ см;}$$

$$1 \quad 2(\varphi' + \xi)$$

$$2*(1.2+0.095)$$

$$\xi =$$

$$1$$

$$1+5*(\delta+\lambda) +$$

$$1.5+\varphi'$$

$$es,tot =$$

$$1$$

$$1+5*(0.03+1.15) +$$

$$1.5+1.2$$

$$40.13$$

$$= 0.095 >$$

$$h' \quad 2.5$$

$$\beta+$$

$$10*\mu*\alpha$$

$$11.5*$$

$$d \quad -5$$

$$1.8+$$

$$10 \cdot 0.06$$

$$11.5 \cdot 26.5 - 5$$

$$f =$$
$$d$$

$$26.5$$

$$= 0.0945;$$

$$\delta = Mz$$

$$b \cdot d^2 \cdot f \cdot c \cdot d$$

$$= \frac{60.2 \cdot 10^5}{16 \cdot 26.5^2 \cdot 17 \cdot 100}$$

$$= 0.03;$$

$$(Mdz = Mnd = 60.2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см});$$

$$\lambda = \phi' f' (1 - h' f) / (2 \cdot h_0) = 1.2 \cdot (1 - 2.5) / (2 \cdot 2.65) = 1.15;$$

$$e_{s, \text{tot}} = Mdz / N_{\text{tot}} = 60.2 \cdot 10^5 / 150010.32 = 40.13$$

$$\mu \alpha = (A_{sp} \cdot E_s) / (b \cdot h_0 \cdot E_{sk}) = (4.02 \cdot 2 \cdot 10^5) / (16 \cdot 25.6 \cdot 0.325 \cdot 10^5) \approx 0.06;$$

$$e_{s, \text{tot}} = Mdz / N_{\text{tot}} = 60.2 \cdot 10^5 / 150010.32 = 40.13$$

Приймаючи при довгій дії навантаження $\phi l = 1.6 - 15 \cdot \mu^2 = 1.6 - 15 \cdot 0.0036 = 1.546$ і при $\delta = 1$, $\eta = 1$, $\mu = 0.0036$, значення a_{cr} становитиме:

$$a_{cr} = 1 \cdot 1.49 \cdot 1 \cdot (94.4 / (1.9 \cdot 10^5)) \cdot 20 \cdot (3.5 -$$

$$100 \cdot 0.0036) \cdot \sqrt[3]{16} = 0.09 \text{ мм} < [a]_{\text{lim}} = 0.2 \text{ мм}.$$

Розрахунок по короточасному розкриттю тріщин

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

Напруга в розтягнутій арматурі при спільній дії всіх навантажень:

$$\sigma_s =$$

$$Mdn - P_2 \cdot (z_1 - e_{sp})$$

$$=$$

$$A_{sp} * z_1$$

$$74.8 * 10^5 - 150010.32 * (25.28 - 0)$$

$$4.02 * 25.28$$

$$= 1823380 \text{ Н/см}^2 = 182 \text{ МПа},$$

Де значення z_1 визначають з урахуванням значень ξ при $M_{dz} = M_{dn} + N_0 * e_{sp} = M_{dn} * \gamma_n = 74.8 \text{ кН} * \text{м}$; у цьому випадку, опускаючи проміжкові обчислення за вищесказаними формулами, випишемо наступні

h'

параметри: $\delta = 0.18$; $\lambda = 1.15$; $\mu \alpha = 0.05$; $e_{s, \text{tot}} = 37.8 \text{ см}$; $\xi = 0.3$ > значення:

$$f = 0.0945; \text{ тоді}$$

h_0

$$1.2 * 2.5 \quad 2$$

$$z = 26.5 [1 - \quad 26.5 \quad] = 25.28 \text{ см}$$

$$2(1.2 + 0.095)$$

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:

$$\Delta a_{crs} = 1 * 1 * 1 \cdot 36.33 \cdot 20(3.5 - 100 * 0.0036)^3 \cdot 16 = 0.2 \text{ мм}.$$

$$2 * 10^5$$

Сумарна ширина короткочасного розкриття тріщин дорівнює

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

2.4. Розрахунок двохвіткової колони крайнього ряду.

Дані для проектування:

Бетон класу C20 ($f_{cd}=11.5\text{МПа}$; $f_{ctd}=0.9$; $E_c=27*10^3\text{МПа}$).

У розрахунковий опір бетону коефіцієнти умов роботи бетону γ_{b2} вводяться у наступних випадках:

При відсутності у розрахунковій сумісності вітрового і кранового навантажень - $\beta\gamma_{b2}=0.9$. При урахуванні всіх навантажень, включаючи ті навантаження, сумарна дія яких мала (вітрові і кранові навантаження) - $\gamma_{b2}=1.1$;

Поздовжня арматура класу A500C (A-III) $\varnothing 10-40\text{мм}$ ($E_s=2*10^5\text{МПа}$; $f_{yd}=R_{sc}=365\text{Мпа}$;);
поперечна арматура класу A240C (A-I) ($E_s=2.1*10^5\text{Мпа}$; $f_{yd}=225\text{Мпа}$; $f_{ywd}=175\text{МПа}$);

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

$$I_1=(b*h^3)/12=(40*383)/12=18.3*10^4\text{см}^4 \quad I_2=(b*h^3)/12=(40*1003)/12=333*10^4\text{см}^4$$

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

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

$$\text{Відношення моментів інерції } n=I_1/I_2=18.3*10^4/333*10^4=0.055$$

Значенням n в таблицях відповідає значення α

Відношення висоти над кранової частини колони до підкранової висоти:

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

За таблицею 13 додатку 6 при $n=0.254$ і $\lambda=0.338$ визначаємо коефіцієнти: при $y=1$, $k_1=0.333$ (по інтерполяції), при $y=0$, $k_1=2.556$.

Навантаження від маси покриття $G=326\text{кН}$. Реакцію F_{cd} визначаємо наступним чином

$$F_{cd}=G_1 * (-k$$

$$* e$$

$$- k$$

* e

$$) = 326 * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.35) =$$

l

$$-0.906 \text{кН}$$

1 1 1 2

7.2

(у таблицях позитивний напрямок з права на ліво) Згинальні моменти:

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

$$M_{d2} = -326 * 0.04 + 0.906 * 3.6 = -9.78 \text{кН*м} \quad M_{d3} = -326 * 0.35 + 0.906 * 3.6 = -105.28 \text{кН*м} \quad M_{d4} = -326 * 0.35 + 0.906 * 7.2 = -102.03 \text{кН*м}$$

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

$$F_{cd} = G_5 * (-k$$

* e

- k

* e

$$) = 59.4 * (-2.556 * 0.29 - 0.333 * 0.31) =$$

l

$$-6.93 \text{кН}$$

1 4 1 2

7.2

Згинальні моменти:

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

$$M_{d2} = -59.4 * 0.29 + 6.93 * 3.6 = 7.75 \text{кН*м} \quad M_{d3} = -59.4 * 0.4 + 6.93 * 3.6 = 1.19 \text{кН*м} \quad M_{d4} = -59.4 * 0.4 + 6.93 * 7.2 = 32.69 \text{кН*м}$$

Поздовжня сила $N = G_5 = 59.4 \text{кН}$ 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 $b_p = 0.055$ і $\lambda = 0.5$ для $y = 1/11$ за інтерполяцією $k_2 = 0.333$

Реакція $F_{cd} = k$

$$* G_4 * e_b = 0.333 * 28.1 * (-0.6) = -0.77 \text{кН}$$

2 l

7.2

Згинальні моменти:

$$M_{d1} = 0;$$

$$M_{d2} = 0.77 * 3.6 = 2.72 \text{кН*м}; \quad M_{d3} = 28.1 * 0.6 + 0.77 * 3.6 = -14.14 \text{кН}; \quad M_{d4} = 28.1 * 0.6 + 0.77 * 7.2 = -11.32 \text{кН*м}$$

Поперечна сила $Q_4 = -F_{cd} = 0.77 \text{кН}$ 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 $e_7 = 750 - 1000 / 2 = 250 \text{мм} = 0.25 \text{м}$

Реакція $F_{cd}=k$

$$* G_7 * e_7 = 0.333 * 167.5 * 0.25 = 1.94 \text{ кН}$$

2 l

7.2

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=0;$$

$$M_{d2}=-1.94*3.6=-6.98 \text{ кН*м}; M_{d3}=167.5*0.25-1.94*3.6=34.89 \text{ кН}; M_{d4}=167.5*0.25-1.94*7.2=-27.87 \text{ кН*м}$$

Поперечна сила $Q_4=-F_{cd}=-1.94 \text{ кН}$ 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 $e_2=0.11 \text{ м}$

$F_{cd} =$

$$* G_2 * e_2 = 0.33 * 15.6 * (-0.11) = -0.07 \text{ кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_{d1}=0;$$

$$M_{d2}=0.07*3.6=0.25 \text{ кН*м};$$

$$M_{d3}=-15.6*0.11+0.07*3.6=-1.47 \text{ кН}; M_{d4}=-15.6*0.11+0.07*7.2=-1.22 \text{ кН*м}$$

Поздовжня сила $N=G_2=15.6 \text{ кН}$ Поперечна сила $Q_4=-F_{cd}=0.07 \text{ кН}$ Таблиця 2.11

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 $k_2=0.333$.

$$F_{cd}=S_1 * (-k$$

$$) = 71.28 * (-2.556 * 0.04 - 0.333 * 0.31) =$$

Визначаємо згинальні моменти: $Md1=71.28*(-0.04)=-2.8\text{кН*м}$;

$Md2=-71.28*0.04+1.98*3.6=4.33\text{кН*м}$; $Md3=-71.28*0.333+1.98*3.6=-3.56\text{кН*м}$; $Md4=-71.28*0.333+1.98*7.2=-9.48\text{кН*м}$

Поздовжня сила $N=S1=71.28\text{кН}$ Поперечна сила $Q4=-Fcd=1.98\text{кН}$

Кранове вертикальне навантаження $V_{\max}=107.5\text{кН}$ прикладена до консолей колон крайнього ряду з ексцентриситетом $e7=0.45\text{м}$. Тому коефіцієнт $k2=0.333$

$Fcd=$

$* V_{\max} * e7 = 0.333 * 107.5 * 0.45 = 6.72\text{кН}$

Згинальні моменти:

$Md1=0\text{кН*м}$;

$Md2=-6.72*3.6=24.19\text{кН*м}$; $Md3=107.5*0.45-6.72*3.6=24.19\text{кН*м}$;

$Md4=107.5*0.45+6.72*7.2=0.01\text{кН*м}$

Поперечна сила $Q4=-Fcd=6.72\text{кН}$ Поздовжня сила $N=S1=107.5\text{кН}$

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 $k3=0.17$ $Fcd=k3*V_h$,
 $\max=0.17*17.6=2.99\text{кН}$

Згинальні моменти:

$Md1=0\text{кН*м}$;

$Md2=M3=17.6*1-2.99*3.6=6.84\text{кН*м}$; $Md4=17.6*(7.2-2.7)-2.99*7.2=57.68\text{кН*м}$

В точці прикладення сили $Md=-2.99*2.6=-7.44\text{кН*м}$

Поздовжня сила $N=0$;

Поперечна сила $Q4=17.6-2.99=14.61\text{кН}$

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

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

По таблиці 17 додатку 6 при $p=0.055$ і $\lambda=0.5$ за інтерполяцією $k'7=0.27$

Горизонтальна реакція у колонах по осі А на відмітці 7.500м

$Fcd=k'7*\omega_{\max}*H=0.2757*0.5*7.5=1.03\text{кН}$

Горизонтальна реакція в колонах по осі Г $F_{cd} = k'7 * \omega_{\text{міп}} * H = 0.2757 * 0.21 * 7.5 = 0.43 \text{ кН}$
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 $k_{9\text{кр}}=0.889$.

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

$$R_{\text{кр}} = -R * k_{\text{кр}} * I$$

$$= -13.86 * 0.889 * 333 * 108$$

$$= -37.3$$

$$= -37.3$$

$$0.889 * 333 * 108$$

$$0.889 * 333 * 108 * 2$$

$$= 6.93 \text{ кН}$$

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 $N=0$;

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 $N=0$;

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, $e = e_0 + 0.5 \cdot (h_0 - a')$ являються менше, ніж для інших комбінацій.

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

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

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

Розрахункова довжина до надкранової частини колони $l_{01} = 2H_2 = 2 \cdot 3.6 = 7.2 \text{ м}$ (з урахуванням кранового навантаження), і $l_{02} = 2.5H_2 = 2.5 \cdot 3.6 = 9 \text{ м}$ (без урахування кранового навантаження).

У площині, перпендикулярній поперечній рамі, $l_{03} = 1.5H_2 = 2 \cdot 3.6 = 4.68 \text{ м}$. Випадкові ексцентриситети, у відповідності з: $e_{a1} = l_{01}/600 = 720/600 = 1.2 \text{ см}$;

$$e_{a2} = l_{02}/600 = 900/600 = 1.5 \text{ см}; \quad e_{a3} = h/30 = 1000/30 = 3.24 \text{ см};$$

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

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

$$M_{d1} = M_d + 0.5 \cdot N \cdot (h_0 - a') = 30.24 + 0.5 \cdot 401 \cdot (0.38 - 0.04) = 98.41 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{d11} = M_{d1} + 0.5 \cdot N_1 \cdot (h_0 - a') = 18.74 + 0.5 \cdot 248.62 \cdot (0.38 - 0.04) = 61 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad l_0/h = 7.2/0.38 = 18 > 4.$$

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

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

$$\phi_l = 1 + \beta \cdot (M_{d11}/M_{d1}) = 1 + 1 \cdot (61/98.41) = 0.62, \quad \text{де } \beta = 1 \text{ – для важкого бетону}$$
$$\phi_l = 0.62 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$$

$$\delta e_{\text{min}} = 0.5 - 0.01 \cdot (l_0/h) - 0.01 \cdot f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot (720/38) - 0.01 \cdot 12.65 = 0.373, \quad \text{де}$$

$f_{cd} = 11.5 \cdot 1.1 = 12 = 65 \text{ МПа}$ 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. $\delta e_{\text{min}} = 0.204 < e_0/h = 70/380 = 0.184$

$$\text{Приймаємо } \delta e = e_0/h = 70/380 = 0.184 \quad \alpha = E_s/E_c = 2 + 105/2.7 \cdot 10^4 = 7.4$$

$$N_{er} = 1.6 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3$$

$$\cdot 0.1) + \mu \alpha \cdot$$

$$h_0 - a] = 3 * \varphi l$$

$$0.1 + \delta e$$

$$\left(\frac{h}{h} \right) \left(\frac{h}{h} \right)$$

$$= 1.6 * 2700 * 400 * 3803 [\quad 1$$

$$\left(\frac{0.11}{0.1} \right) + 0.004 * 7.41 * 4002] = 72002$$

$$3 * 0.62$$

$$0.1 + 0.184$$

$$3802$$

= 31.15 * 105 МПа * мм² = 3115 кН, де при першому наближенні прийнято мінімально допустимий коефіцієнт армування $\mu = \mu_{\min} = 2 * 0.002 = 0.004$ 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.

$$d = h - c = 380 - 40 = 340 \text{ мм}.$$

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

$$\omega = \alpha - 0.008 * f_{cd} = 0.85 - 0.008 * 12.65 = 0.749.$$

$$\gamma_c = 1.1 > 1.$$

$$\sigma_{sc} \mu = 400 \text{ МПа}.$$

$$\xi = \omega$$

$$= 0.749$$

$$= 0.38; \text{ де}$$

$$1 + \sigma_s R (1 - \omega)$$

$$1 + 365 \quad 0.749$$

$$\sigma_{sc, \mu} \quad 1.1$$

$$(1 -)$$

$$400 \quad 1.1$$

$\sigma_{cR} = 365 \text{ МПа}$ для арматури класу А400С (А-III). $\delta = a'/h = 40/340 = 0.11$.

$$\alpha_n = N / (f_{cd} * b * d) = 401000 / (12.65 * 400 * 340) = 0.233.$$

$$\alpha_m = N e / (f_{cd} * b * d^2) = 401000 * 229.8 / (12.65 * 400 * 340^2) = 0.157. \quad \alpha_n = 0.233 < \xi_R = 0.580.$$

$$A_s = A_s' = ((f_{cd} * b * h_0) / f_{yd}) * (\alpha_m - \alpha_n (1 - 0.5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = ((12.65 * 400 * 340) / 365) * (0.157 - 0.233 (1 - 0.5 * 0.233)) / (1 - 0.1) < 0.$$

Арматура по результаті розрахунку не потрібна.

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

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

$$\mu = 616 * 616 = 2.49\%$$

$$400 * 380$$

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 $h_c = 1000 \text{ мм}$,

$$d = 500 \text{ мм} \quad S = H_1 / n = 7.2 / 4 = 1800 \text{ мм}, \text{ де}$$

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

$$H_1 = 10.8 - 3.6 = 7.2 \text{ м};$$

Π – кількість панелей двохвіткової колони.

У перерізі діють 3 комбінації розрахункових зусиль. Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює: В площині рами $l_{01} = 1.5 * H_1 = 1.5 * 7.2 = 10.8 \text{ м} = 10800 \text{ мм}$;

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

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

$$M_{dl} = 74.02 \text{ кН} * \text{м}; \quad N_l = 369.82 \text{ кН} \quad e_0 = M_d / N = 119.39 / 596.6 = 0.2 \text{ м} = 200 \text{ мм}$$

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

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{3 \cdot 8002}}$$

$$c^2$$

$$3 \cdot 8002$$

$$8002$$

$$3 \cdot 8002$$

$$= 302 \text{ мм.}$$

$$4 \cdot (1 + n^2 \cdot h^2) \cdot 4 \cdot (1 + 4 \cdot 4002)$$

Так як $l_0 / i_{red} = 10800 / 302 = 35.76 > 14$, 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.

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

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

Критична сила для складового перерізу визначається за формулою:

$$N_{cr} = 12.8 \cdot E_{sk} \cdot b \cdot h \cdot (i_{red} / l_0)^2 \cdot [1 + (0.11 + 0.1) \cdot \alpha] = \varphi = 12.8 \cdot 27000 \cdot 400 \cdot 250 \cdot (30220.1 + \delta e) \cdot [1 + (0.11 + 0.1) + 0.008 \cdot 10800 / 1000] = 16.37 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 1637 \text{ кН, де}$$

$$\mu_1 = 0.008 \text{ – попередньо прийнятий коефіцієнт армування вітки. } N = 596.6 \text{ кН} < N_{cr} = 1637 \text{ кН.}$$

$$596.6$$

$$= 1.56$$

$$= 1.56$$

1-Ncr

1-1637

Визначаємо зусилля у вітках колони по формулі: $N_c = N + Md * \eta = 596.6 \pm 119.39 * 1.56 = 298.3 \pm 168$.

2 1.1 2 1.1

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.

$$e = e_0 + 0.5 * (h_0 - a') = 200 + 0.5 * (215 - 35) = 290 \text{ мм. } \delta = a' / h = 35 / 215 = 0.16$$

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

$$\alpha_m = \frac{466300}{153}$$

$$= 0.428$$

$$= 0.305$$

$$12.65 * 500 * 2652$$

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

$$\alpha = \delta m - \alpha_n * (1 - 0.5 * \alpha_n) = 0.305 - 0.428 * (1 - 0.5 * 0.428) = -0.037$$

$$1 - \delta \quad 1 - 0.16$$

Визначення ξ виконуємо за блок-схемою 19 додатку 4.

Робоча поздовжня арматура класу А400С, бетон класу В20. $\xi = \alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha * \xi_R = 0.428 * (1 - 0.38) + 2 * (-0.037) * 0.38 = 0.432$

$$1 - \xi_R + 2 * \alpha$$

$$1 - 0.38 + 2 * (-0.037)$$

Повертаємося до блок-схеми 20 додатку 4.

$$A = A' = f_{ct} d * b * d * \alpha_m - \xi * (1 - 0.5 * \xi) =$$
$$s \quad s$$

$$f_{yd}$$

$$1 - \delta$$

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

$$365 \quad 1 - 0.428$$

Розрахунок стійкості похилих перерізів позацентрово-стиснутої вітки

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

$$\phi_{п} = 0.1 * N_1$$

$$f_{ct} d * b * d$$

$$= 0.1 * 1698200$$

$$0.99 * 400 * 215$$

$$= 1.99 > 0.$$

Приймаємо $\phi_{п} = 0.5$

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

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

$$Q_{u1} = \phi_b \beta^3 * (1 + \phi_n) * f_{ct} d * b * h_0 = 0.6 * (1 + 0.5) * 0.99 * 400 * 215 = 76526 \text{ Н} = 76.63 \text{ кН}$$

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

Стійкість достатня. Приймаємо поперечну арматуру конструктивно: $d_{sw} = 6 \text{ мм}$ А240С з кроком $s = 150 \text{ мм}$

Розрахунок розпірки

$$\text{Найбільший згинаючий момент в розпірці: } M_d = Q_s / 2 = (6.74 * 2.15) / 2 = 7.25 \text{ кН/м};$$

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

Оскільки епюра моментів двохзначна, то переріз армуємо подвійною симетричною арматурою:

A_s

$= A_s$

$' = M d$

$R_s * (d - a')$

$= 725000 \cdot 365 * (210 - 40)$

$= 116.84 \text{ мм}^2$.

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.

$f_{cd} = 8.5 \text{ МПа}$ $f_{ctk} = 0.75 \text{ МПа}$ $a_{sc} = 0.9 \text{ МПа}$ $f_{yd} = 280 \text{ МПа}$

2. Визначаємо яке нормативне значення навантаження:

$N_n = N / \gamma_f = 846.38 / 1.15 = 735.98 \text{ кН}$

Де $\gamma_f = 1.15$ – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Визначаємо потрібну площу фундаменту.

A_f

$= N_n$

$R_0 * 10^6 - \gamma_{mf} * d$

$= 735.98 * 10^3 / 0.4 * 10^6 - (20 * 1.9) * 10^3$

$= 2.03 \text{ м}^2$

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

Розміри сторони квадратного в плані фундаменту $a = 1.8$

$b = 1.2$

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.

$$d = \sqrt[4]{\frac{N}{b}} = \sqrt[4]{\frac{846.39}{1}} = 0.4 + 1 = 1.4 \text{ м}$$

0.54м=54см, де

$$0.9 * f_{ctk} + P_{sf}$$

$$4 \quad 2 \quad 0.9 * 0.75 * 103 + 391.84$$

$$P_{sf} = N/A = 846.39/2.16 = 391.84 \text{ кН/см}^2 \quad h = 0.315 + 0.035 = 0.35 \text{ м} = 35 \text{ см}$$

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. $h_f = d - 0.15 = 1.4 - 0.15 = 1.25 \text{ м}$

Кількість сходинок (2)

Визначаємо висоту першої сходинки

$$d_1 = 0.5 * P_s * (a - h - 2 * H_0) = 0.5 * 391.84 * (1.8 - 0.35 - 2 * 1.215) = -832.5 \leq 0,$$

$$\sqrt{k_2 * f_{ctd} * P_{st}}$$

отже приймаємо $h_1 = 30 \text{ см}$ де $k_2 = 2$;

$$\sqrt{2 * 0.75 * 10 * 391.84}$$

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

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

Визначення згинальних моментів:

$$M_{d1} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_1)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1.5)^2 * 1.2 = 5.28 \text{ кН*м} \quad M_{d2} = 0.125 * P_{sp} * (a - a_2)^2 * b = 0.125 * 391.84 * (1.8 - 1)^2 * 1.2 = 37.61 \text{ кН*м}$$

Визначення площі поперечного перерізу арматури:

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

$$A_{s2} = M_{d2} / (0.9 * h_{02} * f_{yd}) = 37.61 * 10^3 / (0.9 * 56.5 * 280) = 12.64 \quad 1780 / 145 = 12.27 + 1 = 13 \text{ шт}$$

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

$$\varnothing 12 \text{ слідує } 1.131 \quad A_{s1} = 1.131 * 13 = 14.7 \quad A_{s2} = 1.131 * 9 = 10.18$$

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

$$\mu = 24.88$$

$$150 + 121.5$$

$$* 100\% = 0.13\% > \mu_{min}$$

$$= 0.1\%$$

Умова виконується.

РОЗДІЛ III. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. Коротка характеристика умов будівництва.

Склад для зберігання сільськогосподарської техніки.

Будівля одноповерхова, прямокутної форми у плані з розмірами у осях 66х18м, площею забудови 1188м² і будівельним об'ємом 17037м³.

- 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 «Склад для зберігання 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/м³;
- максимальне число робочих на об'єкті – 32 чол.;
- середнє число робочих на об'єкті – 18чол.

Будівельні роботи надземної частини виконуються в 25 змін за допомогою крана МКГ-2бр.

Роботи в основний період починаються після завершення всіх робіт підготовчого періоду і виконуються поетапно відповідно до загального календарного плану робочого проекту. Внутрішня Сантехніка, електромонтажні та спеціальні роботи завершуються до початку оздоблювальних робіт (штукатурення). Монтаж систем опалення та водопроводу здійснюється паралельно з покрівельними роботами.

Після вступу в силу основного циклу забудови передбачається озеленення, що становить 5% від загальної трудомісткості будівельно-монтажних робіт.

Інші невраховані роботи, що становлять 10% від загальної трудомісткості будівельних робіт, також враховуються в календарі.

3.2.1. Призначення календарного плану.

Графік робіт призначений для визначення термінів і послідовності будівельних, монтажних і спеціальних робіт, що виконуються при будівництві об'єкта. На підставі календарного плану стежать за ходом всіх будівельних робіт. Потреба в трудових і матеріальних ресурсах розраховується відповідно до календарного плану.

Згідно з кресленнями робіт, нормам трудомісткості робіт, обсягу, ДБН, терміну будівництва. В2-3-3.2009 використовується в якості вихідних даних при розробці календарного плану.

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

Підготовчі роботи виконуються як зовні, так і всередині до початку основних будівельно-монтажних робіт. Перед початком роботи огорожу ділянки облаштовують тимчасовим дерев'яним парканом висотою 2 м з металевої сітки уздовж залізничних стовпів.

Земляні роботи повинні проводитися відповідно до вимог dbn. 2.2-1-99

Чорновий розрахунок, відведення води в місці спуску і видалення родючих шарів ґрунту виконуються бульдозером Т-130.

Згідно з робочими кресленнями, на екскаваторі ЕО-250 з реверсивним екскаватором планується вирити траншею для стрічкового фундаменту.

Засипка пазух проводиться після ретельної закладення зовнішньої поверхні фундаменту електричним відбійним молотком для виконання вертикальної облицювальної гідроізоляції. Дно ями і траншеї очищається вручну.

Надземна частина цеху призначена для будівництва за допомогою крана 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_1 – маса найважчого елемента, що монтується; Q_2 – маса стропуючих елементів;

2) Визначаємо висоту піднімання крюка:

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

де: H – висота підйому гаку;

h_0 – висота від рівня стоянки крану до найвищого змонтованого елемента;

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 можливої 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°C працівники мають додаткову 10-хвилинну перерву на кожну робочу годину. При температурі від -25°C до -30°C , крім надання додаткових перерв, робочий день скорочується на 1 годину, при температурі нижче -30°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 $1 \text{ год} < t_v < 9 \text{ год}$ $E_{доп} \sqrt{60 t_v}$

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 складу для зберігання сільськогосподарської техніки є надзвичайно актуальною і має значний потенціал для покращення ефективності, продуктивності та стійкості сільськогосподарського сектору.

Необхідність ефективного обслуговування та зберігання 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 «Проект складу для зберігання 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 складу для зберігання 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 «КиївЗНДІ-ЕП»: Держбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми України).
12. ЕНЦЕКЛОПЕДІЯ сучасної України // БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І ВІРІВІВ ПРОМИСЛЮ ВІСТЬ / [Електронний ресурс]. – Режим доступу: 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 «УКРДНІПРОЕКТСТАЛЬ-КОНСТРУКЦІЯ 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).

ПЛАГІАТ



метадані

Заголовок

ПРОЕКТ СКЛАДУ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ

Автор

Стасюк Олександр Науковий керівник / Експерт

підрозділ

King Danylo University

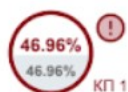
Тривога

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		66
Інтервали		0
Мікропробіли		6
Білі знаки		0
Парафрази (SmartMarks)		339

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.



ВІДГУК

**На кваліфікаційну роботу
«ПРОЕКТ СКЛАДУ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ
СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ»
студента IV курсу освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр
спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»**

СТАСЮКА ОЛЕКСАНДРА ЄВГЕНОВИЧА

Кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки та графічної частини. Дана робота виконана відповідно до поставленого завдання та в повному обсязі.

Кваліфікаційна робота заслуговує на високу оцінку за свою важливість і актуальність в галузі будівництва. Автор проявив глибоке розуміння та осмислення проблем, пов'язаних з темою, і добре продемонстрував свої знання в цій області.

Глибокий аналіз: Робота відрізняється відмінним рівнем аналізу проблематики, зокрема розглядаючи різноманітні аспекти сучасних будівельних конструкцій та їх взаємозв'язок з будівельним проектуванням.

Теоретична основа: Автор чітко демонструє знання теоретичних підходів та концепцій, що лежать в основі будівництва, і вміло їх застосовує для аналізу обраної теми.

Широкий обсяг дослідження: Робота відзначається великим обсягом дослідження в даній темі, що включає в себе аналіз різних аспектів формоутворення, варіативність методів та їх вплив на кінцеві результати проектування.

Інноваційний підхід: Автор вдало поєднує теорію з практикою, пропонуючи нові ідеї та підходи до вирішення складних проблем, що дозволяє розширити наше розуміння цієї галузі.

Чітка структура та логічний виклад: Робота вражає своєю чіткістю та систематичністю. Автор використовує логічно побудовану структуру для представлення своїх ідей, що полегшує розуміння матеріалу та наводить порядок у складних концепціях.