НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСТИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____Ігор ЯКОВЕНКО
. "___" _____2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Реконструкція будівлі державного казначейства у місті Радехів»

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми
__кандидат технічних наук, доцент_ _____ Євген ДМИТРЕНКО__
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

___д.т.н., с.н.с._____ _____ ___Микола МАР'ЄНКОВ__
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент _____ _____Володимир ТИМОШЕНКО__
«підпис» (ПІБ студента)

Рецензент:

_____ _____ _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

_____ _____
«підпис» «оцінка»

м. Київ 2026 р.

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСТИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор _____ Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

«25» березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ

Тимошенку Володимиру Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 *«С »*
Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 7 листів формату А1 та використаних джерел літератури 29 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. *Архітектурна частина*
Розділ 2. *Розрахунково-конструктивний розділ*
Розділ 3. *Основи і фундаменти*
Розділ 4. *Технологія будівельного виробництва*
Розділ 5. *Організація будівельного виробництва*
Розділ 6. *Охорона праці*
Висновки
Список використаної літератури
Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1, 2	*Архітектурна частина: фасад, розрізи, вузли, план.*
Аркуш 3.	*Розрахунково-конструктивна частина: сталева база колони, вузли, специфікація*
Аркуш 4.	*Розрахунково-конструктивна частина. Сталева балкапокриття. Вузли з'єднань.*
Аркуш 5.	*Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.*
Аркуш 6.	*Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж влаштування пальового фундаменту*
Аркуш 7.	*Організаційно-будівельна частина. Календарний графік. Відомість витрат. Графік руху робочої сили.*

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
Збір, аналіз та обґрунтування вихідних	*25.03.26– 06.04.26*	
матеріалів для проєкту		
Написання та наповнення частин	*06.04.26 – 04.05.26*	
пояснювальної записки		
Виконання графічної частини	*04.05.26–29.05.26*	
дипломного проєкту		

Дата видачі завдання «25» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

д.т.н., с.н.с. _____ Микола МАР'ЄНКОВ
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____ Володимир ТИМОШЕНКО
(підпис) (ПІБ студента)

Зміст

	Вступ	**6**
1.	**Архітектурно – будівельний розділ**	**8**
1.1	Характеристика ділянки	**8**
1.2	Основні рішення по генплану	**8**
1.3	Інженерна підготовка та вертикальне планування	**8**
1.4	Об”ємно планувальні рішення	**9**
1.5	Конструктивні рішення	**9**
2.	**Розрахунково - конструктивний розділ**	**12**
2.1	Розрахунок і конструювання багатопустотної плити	**12**
2.1.1	Визначення навантажень на плиту перекриття і зусиль в її перерізах	**12**
2.1.2	Підбір перерізів	**14**
2.1.3	Розрахунок міцності нормальних перерізів	**15**
2.1.4	Розрахунок міцності похилих перерізів	**16**
2.1.5	Визначення втрат попереднього напруження арматури	**18**
2.1.6	Визначення прогинів в середині прольоту	**18**
2.1.7	Розрахунок панелі на розкриття тріщин	**19**
2.1.8	Розрахунок на довготривале розкриття тріщин	**22**
2.1.9	Розрахунок на короткотривале розкриття тріщин	**22**
2.1.10	Перевірка на розкриття тріщин, нахилених до поздовжньої осі	**23**
2.1.11	Перевірка панелі на монтажні навантаження	**24**
2.2.	Аналіз інженерно – геологічної ситуації	**25**
2.2.1	Інженерно – геологічні і гідрологічні умови ділянки будівництва	**27**
2.2.2	Висновки про інженерно – геологічні умови будівельного майданчика	**28**
2.2.3	Висновки і рекомендації	**28**
2.3	Визначення навантаження на фундаменти	**28**
2.4.	Визначення розмірів стрічкових фундаментів	**34**

2.4.1 Визначення розмірів фундаменту під стіну на осі 3 ..... **34**
2.4.2 Визначення розмірів фундаменту під стіну на осі Д **36**
2.5. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування **36**
2.5.1 Визначення осідання фундаменту для стіни по осі 3..... **36**
2.5.2 Визначення осідання фундаменту для стіни по осі Д **38**
3. Технологія і організація будівельного виробництва 40
3.1. Будівельний генеральний план..... 40
3.2. Розрахунок площ складів..... 40
3.3. Розрахунок тимчасових адміністративно – побутових будинків..... 44
3.4. Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика..... 45
3.5. Розрахунок діаметра труб 48
3.6. Розрахунок тимчасового електрозабезпечення будівельного майданчика 49
3.7. Техніко – економічні показники календарного плану 51
3.8. Вибір монтажного крану 52
4. Заходи з охорони праці та навколишнього середовища..... 60
4.1. Організація охорони праці при будівництві 60
4.2. Пожежна безпека 62
4.3. Санітарно – гігієнічні вимоги до організації будівельної площадки..... 64
4.4. Розрахунок стійкості самохідних кранів 67
Висновки 71
Список використаної літератури 72

Вступ

До недавна у нашій державі домінувало панельне будівництво, з вузьким кроком поперечних несучих стін. А ця система неймовірно жорстка, ні про яку можливість трансформації приміщень і перепланування не може бути і мови. Набагато краще використовувати рішення на основі співвідношення вузьких і широких кроків прогонів, що дає змогу перепланувати приміщень в залежності від необхідних потреб.

В умовах перспективного будівництва можуть бути запропоновані для адміністративних будинків проєкти, які основані на дуже великих прогонах, які дозволяють змінювати.

Для виходу на основні стандарти комфортності проєктом будівництва буде передбачатися: збільшення площ робочих кабінетів та приміщень; створення більш комфортних умов праці, влаштування кондиціонерів та ін. приладів; розміщення підземних автостоянок для робочого персоналу та клієнтів банку та ін.

Розподіл площі приміщення передбачає організацію просторих холів, збільшення по площі робочих кабінетів, а також насичення допоміжними приміщеннями і вмонтованими меблями. Висота поверху від рівня чистої підлоги одного поверху, до рівня чистої підлоги іншого поверху складає 3.50м.

Необхідно враховувати на майбутнє, що у всіх приміщеннях будинку повинно бути природнє освітлення, навіть у санвузлах.

Проєктні розробки за кордоном ведуться з врахуванням поверховості будівництва і все більшого використання вільних об”ємів забудови, а також проєктів пов’язаних з вписуванням забудови в природній рельєф місцевості. Крім того вводяться сміливі пропозиції з застосуванням дерев, спостерігається досить раціональна „ міська ” структура плану і наявність шляхів, при всьому цьому вони відтворюють точне почуття атмосфери,

теплоту і природність. Все це будується з застосуванням різномасштабних об’ємів і цікавих фігурних зламів, різних похилів даху, з’єднанням кам’яних і дерев’яних конструкцій.

Архітектори і інженери Західної Європи розробляють проєкти пов’язані з використанням різних модифікацій залізобетонних конструкцій. Розроблені будівлі для забудови в центрі міста. Побудовані на єдиній базовій основі. Вони пропонують також достатньо широкий діапазон модифікацій і конструктивно – планувальних рішень, стосовно до конкретної містобудівельної ситуації, в тому числі по поверховості, типу покрівлі, пластиці фасадів і елементах оздоблення.

Але при цих даних стараються побудувати будівлю так, щоб підтримувався історичний характер забудови, при чому – досягається це зовсім скромними засобами – похилами черепичних покрівель, формою фронтів, створення рельєфу на фасадних рельєфах і поверхнях.

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика ділянки

Ділянка проєктуємого будівництва розташована у центральній частині м. Радехів Львівської області.

Проєкт передбачає реконструкцію існуючої будівлі та добудови.

Інженерно-геологічні розвідування використовувались для комплексного вивчення інженерно – геологічної будови ділянки проєктуємого будівництва, в тому числі: геологічних умов, складу, стану і властивостей грунтів, геологічних процесів і явищ, а також отримання необхідних даних для обгрунтування вибору типу фундаментів і раціонального використання геологічного середовища [20]. З цією ціллю був виконаний комплекс польових і лабораторних робіт.

Склад, об'єми і методика виконання інженерно – геологічних розвідувань визначені виходячи з категорії складності природних умов.

Ділянка розвідувань вільна від забудови і на період виконання робіт не зайнята ні чим. Рельєф ділянки пологопокатий, абсолютні відмітки поверхні коливаються від 200,4 м до 210,1м.

Грунтові води на період виконання робіт зустрінуті свердловинами на глибинах 2,9 – 7,2м (абс. відм. 197,5 – 198,1м.). Спостерігається загальний нахил дзеркала грунтових вод в східному напрямку

1.2. Основні рішення по генплану

Розташування будинків на ділянці обумовлено протипожежними, санітарними розривами, створенням архітектурної виразності будівлі.

Орієнтація широтна, вільна і забезпечує нормативну інсоляцію потрібних приміщень [2].

Зонування території передбачено виходячи з санітарно – гігієнічних, технологічних, функціональних та інших нормативних вимог.

Територія кожної ділянки підлягає благоустрою та озелененню. У дворі будівлі передбачено тротуари та доріжки, які замощуються.

Покриття проїздів, тротуарів і доріжок прийняте у відповідності до їх призначення:

- для автотранспорту - нежорсткий, вдосконалений асфальтобетон;
- для пішоходів – полегшений асфальтобетон та з тротуарних бетонних плиток.

Вільна від забудови і замощення територія підлягає озелененню шляхом влаштування газонів із багаторічних трав, насадження дерев і кущів, влаштування квітників. Вздовж вулиці передбачено рядові насадження кущів для захисту від шуму та забруднення повітряних мас.

1.3. Інженерна підготовка та вертикальне планування

Рельєф ділянки спокійний, сприяє нормальній експлуатації будинків та споруд і всієї території. Тому вертикальне планування природний рельєф майже не змінюється, передбачена часткова зрізка і підсипка для створення нахилу від стін будинків і забезпечення стоку поверхневих дощових і талих вод з території [20].

До початку виконання основних земляних робіт верхній родючий шар грунту знімається і кагатується з метою використання його для подальшого озеленення.

Відведення дощових і талих вод передбачено поверхневим способом

1.4 Об’ємно планувальне рішення

Проєктом передбачається добудова та реконструкція існуючої будівлі.

Добудова має в плані загальному прямокутну форму з приміненням еркірів. Висота поверху призначена 3,5м. Головний вхід передбачається зі сторони головного фасаду. Планування приміщень підпорядковано технологічному процесові і функціональним зв’язкам.

В існуючій будівлі проєктом передбачається будівництво 5-го мансардного поверху [7].

1.5. Конструктивні рішення

Будинок запроєктовано з зовнішніми та внутрішніми стінами із цегли звичайної глиняної.

Конструктивна схема будинку перехресно – стінова з поперечними та поздовжніми несучими стінами [8, 9].

Основні конструктивні елементи прийняті з врахуванням можливості зменшення матеріалоємності, скорочення строків і вартості будівництва, а також з врахуванням можливостей підрядної будівельної організації.

Основи фундаментів – природні.

Фундаменти стрічкові мілкого закладання.

Висота поверхів 3,5м.

Стіни зовнішні в цокольній частині із збірних бетонних блоків, в надземній частині – цегляні, із звичайної глиняної цегли.

Стіни внутрішні – із звичайної глиняної цегли. Ділянки стін з вентканалами із приміщень з вологим режимом і з димовими каналами – із звичайної глиняної цегли.

Перегородки – цегляні товщиною 120мм.

Перекриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити.

Для утворення пройомів в перекриттях розроблені монолітні ділянки.

Покриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити.

Сходові клітки – із збірних залізобетонних маршів і площадок.Покриття сходин і площадок – з деревини.

Дах – крокв”яний багатоскатний і вальмовий, обладнаний слуховими вікнами.

Покрівля – металочерепиця.

Зовнішнє оздоблення стін – складна штукатурка на основі акрилових в”яжучих по типу „DRYVIT” з подальшим пофарбуванням акриловими фарбами двох кольорів.

Цоколь – оздоблення декоративною плиткою „ рване каміння „.

Дерев”яні елементи фасаду – вхідні двері і віконні блоки покриті лаком для зовнішніх робіт.

Внутрішнє оздоблення стін – штукатурка декоративна з подальшим фарбуванням акриловими фарбами. Стіни в санвузлах обкладено керамічною

плиткою на всю висоту приміщення. Стелі приміщень шпаклюються і фарбуються акриловими фарбам.

Типи покриття підлоги – в кімнатах – паркет, в санвузлах – керамічна плитка, в вітальні та коридорах – лінолеум.

2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок і конструювання багатопустотної плити перекриття ПК 86-15

2.1.1. Визначення навантажень на плиту перекриття і зусиль в її перерізах

Плита сприймає постійні навантаження від маси підлоги, перегородок та власної маси плити C_n = 2,2т., а також тимчасове навантаження на перекриття, яке складає $p^n = 4000$ н/м^2

Розрахунок навантажень на плиту зводимо у табл. 2.1.

Таблиця 2.1.

Навантаження на плиту перекриття [6]

Вид навантаження	Нормативне навантаження, н/м^2	Коефіцієнт надійності для навантаження γf	Розрахункове навантаження н/м^2
1	2	3	4
Постійні навантаження			
- від паркетної підлоги t=0,015 м, р = 800 кг/ м^3	120	1.1	132
- від пінобетонної звукоізоляційної плити t=0,05 м, р = 4000 кг/ м^3	2000	1.2	2400
- від цементної стяжки t=0,04 м, р =2200 кг/ м^3	880	1.3	1144
- від маси перегородок р=2000 кг/ м^3	200	1.1	220
- від з/б плити перекриття t=0,22 м, р = 2500 кг/ м^3	5500	1.1	6050
Всього	$g^n = 8700$	-	g = 9946
Тимчасові навантаження			
- короткотривалі	2800	1.3	3640
- довготривалі	1200	1.3	1560
Всього	$p^n = 4000$	-	p = 5200
Повне навантаження:			
- постійне і тривалодіюче	9900	-	11506
- короткотривале	2800	-	3640
Всього	$g^n + p^n = 12700$		g +p = 15146

На 1м довжини панелі шириною 150 см. діють наступні навантаження:

- короткотривале нормативне $p^n = 2800 \cdot 1,5 = 4200$ Н/м;
- короткотривале розрахункове $p = 3640 \cdot 1,5 = 5460$ Н/м;
- постійне і трвалодіюче нормативне $q^n = 9900 \cdot 1,5 = 14850$ Н/м;
- постійне і тривалодіюче розрахункове $q = 11506 \cdot 1,5 = 17259$ Н/м;
- всього нормативне $q^n + p^n = 14850 + 4200 = 19050$ Н/м;
- всього розрахункове $q + p = 17259 + 5460 = 22719$ Н/м.

1) Розрахунковий згинальний момент від повного навантаження визначається за формулою:

$$м = \frac{q \cdot l^2_0 \cdot \gamma_n}{8} = \frac{22719 \cdot 8,55^2 \cdot 0,95}{8} = 197222 \text{ Н/м}$$

$$l_0 = 8,6 - \frac{0,2}{2} - \frac{0,1}{2} = 8,55 м$$

2) Розрахунковий згинальний момент від повного нормативного навантаження (для розрахунку прогинів і тріщиностійкості) при $\gamma_f = 1$ визначається за формулою:

$$M^n = \frac{q^n \cdot l^2_0 \cdot \gamma_n}{8} - \frac{19050 \cdot 8,55^2 \cdot 0,95}{8} = 165372 H / м$$

3) Розрахунковий згинальний момент від нормативного і тривалодіючого тимчасового навантаження визначається за формулою:

$$M_{td} = \frac{14850 \cdot 8,55^2 \cdot 0,95}{8} = 128912 H / м$$

4) Розрахунковий згинальний момент від нормативного короткотривалого навантаження визначається за формулою [6]:

$$M_{cd} = \frac{4200 \cdot 8,55^2 \cdot 0,95}{8} = 36460 H / м$$

Максимальна поперечна сила:

- на опорі від розрахункового навантаження визначається за формулою:

$$Q = \frac{q \cdot l_0 \cdot \gamma_n}{2} = \frac{22719 \cdot 8,55 \cdot 0,95}{2} = 92268 H / м$$

- на опорі від нормативного навантаження визначається за формулою:

$$Q^n = \frac{19050 \cdot 8,55 \cdot 0,95}{2} = 77367H$$

$$Q_{td} = \frac{22719 \cdot 8,55 \cdot 0,95}{2} = 92268H$$

2.1.2. Підбір перерізів

Для виготовлення збірної панелі приймаємо:

- бетон класу С25/30, $E_b = 32,5 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 1,2$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$ [12];

- поздовжня напружена арматура із сталі класу А600С, $R_s = 680$ МПа, R=785 МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа [13];

- не напружена повздовжня та поперечна арматура із сталі класу Вр-I, $R_s = 360$МПа, R_{sw}=260МПа; E_s=$1,7 \cdot 10^5$ МПа [13];

- армування – зварними сітками і каркасами;

- зварні сітки в верхній і нижній сітках панелі – із проволки класу Вр-I, R_s=360МПа при d = 5мм і R_s=365 МПа при d=4мм.

Спосіб натягу арматури – механічний на опори стенду, попереднє напруження арматури приймаємо

$$\tau_{sp} = 0,8R_s = 0,8 \cdot 785 = 630МПа;$$

Перевіряємо умови:

$$\tau_{sp} + \rho \le R_s; де \rho = 0,05 \cdot 630 = 32МПа;$$

$$\tau_{sp} - \rho = 630 + 32 = 662МПа < R_s = 785МПа;$$

$$\tau_{sp} - \rho = 630 - 32 = 598МПа > 0,3R_s = 0,3 \cdot 785 = 235МПа;$$

Обстеження бетону проводиться при передаточній міцності бетону

$$R_{вр} = 0,8 \cdot 20 = 16МПа;$$

Панель розраховуємо як балку прямокутного перерізу з заданими розмірами b × h = 150 х 22 см. (де b – номінальна ширина, h – висота панелі). Панель проєктуємо семипустотною. В розрахунку поперечний переріз

пустотної панелі приводимо до еквівалентного перерізу. Замінюємо площу круглих пустот прямокутниками тієї ж площі і того ж моменту інерції.

Обраховуємо:

$$h1 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3см;$$

$$h_f = h_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22 - 14,3}{2} = 3,85см \approx 3,8см$$

де b'_f – розрахункова ширина системної площі, см.

2.1.3 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Попередньо перевіряємо висоту перерізу панелі, перекриття із умови забезпечення міцності при дотримані необхідної жорсткості по формулі:

$$h = \frac{c \cdot l_0 \cdot R_s}{E_s} \cdot \frac{\theta \cdot g^n + p^n}{q^n},$$

де с- коефіцієнт рівний 18-20 для пустотних панелей;

Θ - коефіцієнт збільшення прогинів при довготривалому навантаженні, Θ - коефіцієнт збільшення прогинів при довготривалому навантаженні, Θ = *2;*

g^n – довготривалодіюче нормативне навантаження на 1м^2 перекриття;

p^n – короткотривале нормативне навантаження на 1м^2 перекриття;

$q^n = g^n + p^n$ - сумарне нормативне навантаження на панель з врахуванням власної ваги, Н/м^2 .

$$h = \frac{18 \cdot 8,55 \cdot 280}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \frac{2 \cdot 9900 + 2800}{12700} = 21,8см \approx 22см$$

де $q^n = g^n + p^n = 9900 + 2800 = 12700$ Н/м^2.

Прийнята висота перерізу h = 22 см достатня. Відношення h'_f / h = 3,8 / 22 = 0,173 > 0,1; в розрахунки вводимо ширину площі b'_f = 146 см. Знаходимо коефіцієнт A_0 за формулою [6]:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{1972220}{17 \cdot 0,9 \cdot 146 \cdot 19^2 (100)} = 0,092$$

де h_0 = h – a = 22 – 3 = 19см.

По [1, табл.2.12] знаходимо ξ = 0,102, η = 0,949.

Висоту стисненої зони визначаємо за формулою:

$$X = \xi \cdot h_0 < h'_f$$

$$x = 0{,}102 \cdot 19 = 1{,}938 < h'_f = 3.8\ см$$

Умова виконується, це означає, що нейтральна вісь проходить в межах стисненої зони. Площу перерізу повздовжньої попередньо напруженої арматури визначаємо за формулою [6, 12]:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1972220}{0.949 \cdot 19 \cdot 280 \cdot (100)} = 11.79 см^2$$

Попередньо приймаємо g Ø 16 А600С, A_s= 16,06см^2, а також враховуємо сітку [13]

$$C-I\frac{5Bp-I-250}{4Bp-I-200}1450\cdot 8540\frac{25}{20}(ГОСТ 8487-81), A_{s1}=6\cdot 0{,}116=1{,}18см^2;$$

та сітку

$$C-2\frac{5Bp-1-250}{4Bp-1-250}1830\cdot 8540\frac{25}{20}(ГОСТ 8487-81), A_{s1}=6\cdot 0{,}116=1{,}18см^2;$$

$$\sum A_s = 1{,}18 + 12{,}06 = 13{,}24 см^2;$$ стержні діаметром 16мм

розподіляємо по два в крайніх ребрах та по два в двох середніх ребрах.

2.1.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

Перевіряємо умову необхідності встановлення поперечної арматури для багатопустотних панелей, Q_{max} = 45,354 кН.

Враховуємо проекцію с похилого перерізу по формулі [12]:

$$c = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2}{Q_b} = \frac{B_b}{Q_b}$$

де φ_{b2} = 2 – для важкого бетону; φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив звісів стиснених полиць, в багатопустотній плиті при семи ребрах

$$\varphi_f = 7 \cdot 0,75 \cdot \frac{(3h_f^{'}) \cdot h_f^{'}}{b \cdot h_0} = 7 \cdot 0,75 \cdot \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{45,9 \cdot 19} = 0,708 < 0$$

φ_n= 0, в зв'язку з відсутністю зусиль обтиснення значення B_b матиме вигляд:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0,708) \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 45,9 \cdot 19^2 (100) = 22,5 \cdot 10^5 H / см.$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, відповідно

$$c = \frac{B_b}{0,5Q} = \frac{22,5 \cdot 10^7}{0,5 \cdot 92268} = 48,7см > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38см.$$

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{22,5 \cdot 10^5}{38} = 0,59 \cdot 10^5 H = 59,2кН > Q = 92,268кН.$$

Відповідно поперечну арматуру потрібно встановлювати по розрахунку.

Напруження поперечних стержнях на одиницю довжини елементу знаходять за формулою:

$$g_x = \frac{Q^2}{4k_2 R_p m_{\sigma 1} b h_0^2} = \frac{92268^2}{4 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 0,85(100) 45,9 \cdot 19^2} = 1710 H / см.$$

Крок поперечних стержнів приймаємо в кожному ребрі зварного каркаса із проволки діаметром 5мм, $f_x = 0,196$ см^2,

$$F_x = f_x \cdot n = 0,196 \cdot 4 = 0,784$$

$$u = \frac{R_{a \cdot x} f_x}{g_x} = \frac{220(100) \cdot 0,196}{1710} = 2,5см.$$

$$u_{\max} = \frac{0,75 k_2 R_p m_{\sigma 1} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1,2(100) \cdot 0,85 \cdot 45,9 \cdot 19^2}{92268} = 10см.$$

$$I_1 = I_0 / 4 = 855 / 4 = 213,75см$$

Поперечна сила на довжині $I_1 = I_0 / 4 = 855 / 4 = 213,75см$ від опори $Q_1 = Q - g *|_1 = 92268 - 22719 \cdot 2,1375 = 43706$Н, що менше 59200Н

2.1.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Визначення перших втрат [6, 12]:

а) від релаксації напружень стержневої арматури при механічному способі натягу:

$$\tau_1 = 0{,}03\ \tau_{sp}\text{-}20 = 0{,}03 \cdot 700\text{-}20 = 21\text{МПа};$$

б) від температурного перепаду по формулі:

$$\tau_1 = 1{,}25\ \Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81{,}3\text{Мпа};$$

в) від швидконатікаючої повзучості бетону зусилля попередньо обтиснення бетону:

$$\tau_6 = 0{,}85 \cdot 50\ \tau_6 / R_0 = 0{,}85 \cdot 50 \cdot 0{,}16 = 6{,}8\ \text{Мпа};$$

Сумарні перші втрати напруження:

$\tau п_1 = \tau_1 + \tau_2 + \tau_6 = 21 + 81{,}3 + 6{,}8 = 110{,}3$МПа.

Визначення других втрат:

а) від усадки бетону: (за таблицею 2.10):

$$\tau_8 = 35\text{МПа};$$

б) від повзучості бетону [12]:

$$\tau_9 = 200 \cdot k \cdot \tau_6 / R_0 = 200 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}16 = 27{,}2\ \text{МПа};$$

Другі втрати напружень складають:

$$\tau_{п2} = \tau_8 \cdot \tau_9 = 35 + 27{,}2 = 62{,}2\ \text{МПа};$$

Сумарні напруження складають:

$\tau_п = \tau_{п1} \cdot \tau_{п2} = 110{,}3 + 62{,}2 = 172{,}5$ МПа ≈ 173 МПа.

2.1.6 Визначення прогинів в середині прольоту.

Момент в середині прольоту від повного нормативного навантаження $M^n = 165372$ Н·м, від постійного і довготривалого навантаження $M_{Id} = 128912$Н·м, від короткотривалого навантаження $M_{cd} = 36460$ Н·м.

Визначемо прогин панелі наближеним методом, використовуючи значення γ_{lim}. Для цього попередньо обрахуємо [12]:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{b \cdot h_0} = \frac{(117 - 16{,}9) \cdot 3{,}8}{45{,}9 \cdot 19} = 1{,}18;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot h_0 \cdot E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{45,9 \cdot 19 \cdot 32500} 0,144.$$

По табл.2.20 знаходимо $\gamma_{lim} = 16$ при $\mu\alpha = 0,15$ і арматурі класу А300С. Загальна оцінка деформативності панелі визначається за формулою:

$$l/h0 + 18h0/l \le \lambda_{lim}$$

так як $|h_0=855/19=45>10$, то други членом лівої частини нерівності знехтуємо і оцінюємо по умові $l/h0 \le \lambda_{lim}$:

$$l/h0 = 45 > \lambda_{lim}\ 16,$$

умова не виконується, тому потрібно розраховувати прогин.

Прогин в середині прольоту панелі від постійних і короткотривалих навантажень визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{1}{E_s \cdot A_s \cdot h_0^2} \cdot \frac{M_{ld} - k2_{ld} \cdot b \cdot h^2 \cdot R_{dt,ser}}{k_{1ld}} =$$

$$= \frac{1}{2,1 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 13,2 \cdot 19^2} \cdot \frac{12891200 - 0,2 \cdot 45,9 \cdot 22^2 \cdot 1,8 \cdot (100)}{0,38} = 3,3 \cdot 10^{-5} см^{-1}$$

Враховуємо прогин f наступним чином [6, 12]:

$$f_{\max} = \frac{5}{48} 855^2 \cdot 3,3 \cdot 10^{-5} = 2,51см,$$

що менше $f_{lim} = 4,3$ см. для елементів перекриттів з плоскою стелею при I>7,5м.

2.1.7. Розрахунок панелі на розкриття тріщин.

Панель перекриття, згідно таблиці 2.9, відноситься до третьої категорії тріщиностійкості як елемент, що експлуатується в закритому приміщенні і армований стержнями із сталі класу А240СІ. Гранично допустима ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0,4$мм. і $a_{crc2} = 0,3$мм.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, що розраховується на розкриття тріщин, нормальних до повздовжньої осі, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max}$$

де a_{crc1} - a_{crc2} – приріст ширини розкриття тріщин в результаті короткотривалого збільшення навантаження від постійної і довготривалої до повної;

a_{crc3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і довготривалих навантажень.

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою [6]:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3{,}5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d} \cdot \delta_a,$$

для обрахування a_{crc} використовуємо дані норм [13] і величини, отримані при обрахуванні прогинів:

$\delta = 1$ – як для згинальних елементів;

$\eta = 1$ – для стержневої арматури періодичного профілю;

$d = 1{,}6$ см. – по розрахунку;

$E_s = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа – для сталі класу А240СІ;

$\delta_a = 1$, так як $a_2 = 3\text{см} < 0{,}2h = 0{,}2 \cdot 22 = 4{,}4\text{см}$.;

$\varphi_l = 1$ – при короткотривалих навантаженнях і $\varphi_l = 1{,}6 - 1{,}5\mu$ – при постійних і довготривалих навантаженнях;

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{13{,}2}{45{,}9 \cdot 19} = 0{,}041 > \mu = 0{,}02$$

приймаємо $\mu = 0{,}02$, тоді $\varphi_l = 1{,}6\text{-}1{,}5 \cdot 0{,}02 = 1{,}3$;

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z_1} = \frac{M}{W_s}.$$

Відстань між центром тяжіння площі перерізу розтягнутої арматури і точки прикладання рівнодіючих зусиль в стисненій зоні перерізу над тріщиною визначаємо за формулою:

$$z_1 = h_0 \left(\frac{\varphi_f \cdot h_f' / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right),$$

де $\varphi_f = 0,708, {h_f^{'}}/{h_0} = {3,8}/{22} = 0,173, h_0 = 19см.$

Відносну висоту стисненої зони бетону в перерізі з тріщиною ξ визначаємо за формулою:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\sigma + \lambda)}{10\mu\alpha}},$$

$$\lambda = \varphi_f^{'}\left(1 - \frac{h_f^{'}}{2h_0}\right) = 0,708\left(1 - \frac{3,8}{2 \cdot 19}\right) = 0,495$$

Визначаємо значення δ від дії всього нормативного навантаження за формулою [12]:

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{16537200}{22 \cdot (100) \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,177$$

Визначаємо значення δ від дії постійного і довготривалого навантаження за формулою:

$$\delta_{ib} = \frac{M_{ld}}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{12891200}{22 \cdot (100) \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,139$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot h_0 \cdot E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{45,9 \cdot 19 \cdot 32500} = 0,144$$

Враховуємо значення δ при короткотривалій дії всього навантаження:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + (0,05 + 0,495)}{10 \cdot 0,144}} = 0,367 > \frac{h_f^{'}}{h_0} = 0,173$$

Враховуємо значення z_1 :

$$Z_1 = 19\left[1 - \frac{0,55 \cdot 0,173 + 0,367^2}{2(0,66 + 0,367)}\right] = 16,6см$$

Пружньопластичний момент опору залізобетонного таврового перерізу після тріщин буде рівний:

$$W_s = A_s \cdot z_1 = 13,2 \cdot 16,6 = 220см^3$$

2.1.8 Розрахунок на довготривале розкриття тріщин

$M_{ld} = 128912 кН \cdot м.$ Напруження в розтягнутій арматурі при дії постійних і довготривалих навантажень визначається за формулою [12]:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{W_s} = \frac{128,912 \cdot 10^5}{220} = 58596 H/см = 585,96 МПа$$

де W_s =220см^3 прийнято без перерахунку величини z_1, так як значення ξ при підстановці в формулу параметра δ_{ld} =0,042 замість δ = 0,05 змінюється мало.

Ширина розкриття тріщини від дії постійного і довготривалого навантаження при φ_l = 1,3 визначається за формулою:

$$\alpha_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot \frac{585,96}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,091 мм < a_{crc,max} = 0,3 мм$$

-

умова виконується.

2.1.9 Розрахунок на короткотривале розкриття тріщин

$M^n = 165,372 кН \cdot м, M_{ld} = 128,912 кН \cdot м$.

Напруження в розтягнутій арматурі при сумісній дії всіх нормативних навантажень визначається за формулою [6]:

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{W_s} = \frac{165,372 \cdot 10^5}{220} = 75169 H/см^2 = 751,69 МПа$$

Приріст напруження від короткотривалого збільшення навантаження від довготривалодіючої до її повної величини буде рівною:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 751,69 - 585,96 = 165,73 МПа.$$

Відповідний приріст ширини розкриття тріщин при φ_1 = 1 буде рівний :

$$\Delta\alpha_{crc} = \alpha_{crc1} - \alpha_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{165,73}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,0198 мм.$$

Ширина розкриття тріщин при сумісній дії всіх навантажень:

$\alpha_{crc} = 0,0198 + 0,091 = 0,1108 мм < \alpha_{crc,\max} = 0,4 мм$ - умова виконується.

Значення a_{crc} можна підрахувати без попереднього обчислення напружень $\Delta\sigma_s$, підставляючи з формули значення $\sigma_s = M / W_s$. В цьому випадку розрахунок значень a_{crc} буде мати наступний вигляд [6]:

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{165,372 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot (100)} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,089 мм$$

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{128,912 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot (100)} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,069 мм$$

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot \frac{128,912 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot (100)} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,091 мм < a_{crc,max} = 0,3 мм$$

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,089 - 0,091 = 0,11 мм < aa_{crc,max} = 0,4 мм$$

2.1.10 Перевірка на розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої осі

Ширину розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента і армованих поперечною арматурою, визначають за формулою [6]:

$$a_{crc} = \varphi_l \cdot \frac{0,6 \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot \frac{d_w}{h_0} + 0,15 \cdot E_b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha \cdot \mu_w)},$$

де φ_l –коефіцієнт, рівний 1.0 при врахуванні короткотривалих навантажень, включаючи постійні і довготривалі навантаження нетривалої дії, і 1.5 для важкого бетону природної вологості при врахування постійних і довготривалих навантажень тривалої дії;

η -1,4 – для гладкої арматури;

d_w = 6 Ø A-I- діаметр поперечних стержнів (хомутів);

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 6,46,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{d \cdot s} = \frac{0,85}{45,9 \cdot 10} = 0,0027,$$

A_{sw} – площа перерізу поперечних стержнів, в трьох каркасах передбачено 3 Ø6А240С, A_{sw}=3•0,283 см^2 .

Напруження в поперечних стержнях (хомутах) визначається за формулою:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} \cdot h_0} \cdot s \le R_{s,ser}$$

$$Q_{b1} = \frac{0,8\varphi_{b4}(1+\varphi_n) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot (100) \cdot 45,9 \cdot 19^2}{38} = 64 \cdot 10^3 H$$

$\sigma_{sw} = \frac{92268 - 64000}{0,85 \cdot 19} \cdot 10 < 0$ - отримаємо від'ємну величину.

Так як σ_{sw} по розрахунку величини від'ємна, то розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої осі не буде.

2.1.11 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має чотири монтажні петлі із сталі класу А240С, що розташовані на відстані 70 см. від кінців панелі. З врахуванням коефіцієнта динамічності k_d =1,4 розрахункове навантаження від власної ваги панелі буде рівним:

$$q = k_d \cdot \gamma_f \cdot g \cdot b = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 5500 \cdot 1,19 = 10079,3 H/\text{м},$$

де g – власна вага панелі;

b – конструктивна ширина панелі;

k_d – коефіцієнт динамічності.

Розрахункова схема панелі показана на рис. 1. Від'ємний згинальний момент консольної частини буде рівним:

$$M = q \cdot {l_1^2}/{2} = 10079,3 \cdot {0,5^2}/{2} = 2469 H \cdot м.$$

Цей момент сприймається повздовжньою арматурою каркасів. Припускаючи, що $z_1 = 0,9h_0$, потрібна площа перерізу вказаної арматури складає [6]:

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{246900}{0,9 \cdot 19 \cdot 280(100)} = 0,561$$

що значно менше прийнятої конструктивно арматури 3Ø10А240СІ, A_s=2,36см^2

При підйомі панелі її вага може бути передана на дві петлі. Тоді зусилля на одну петлю складає:

$$N = {ql}/{2} = 10079,3 \cdot {5,37}/{2} = 27063H$$

Площа перерізу арматури петлі:

$$A_s = {N}/{R_s} = {27063}/{210(100)} = 1,289см^2.$$

Приймаємо стержні діаметром 14мм, A_s= 1,539 см^2 .

2.2 Аналіз інженерно – геологічної ситуації

Ділянка під реконструкцію існуючої будівлі управління Державного казначейства України з добудовою розташована в центральній частині міста Радехів Львівської області.

Проєктом передбачається добудова до існуючої будівлі Державного казначейства.

Передбачуваний тип фундаментів – стрічковий [15].

Інженерно – геологічні розвідування виконувались для комплексного вивчення інженерно – геологічної будови ділянки для добудови до існуючої будівлі, в тому числі: геологічних умов, складу, стану і властивостей грунтів, геологічних процесів і явищ, а також отримання необхідних даних для обгрунтування вибору типу фундаментів і раціонального використання геологічного середовища. З цією ціллю був виконаний комплекс польових і лабораторних робіт.

Склад, об’єм і методика виконання інженерно – геологічних розвідувань визначені виходячи з категорії складності природних умов [20].

2.2.1. Інженерно – геологічні і гідрологічні умови ділянки будівництва.

Рельєф ділянки пологопокатий, абсолютні відмітки поверхні коливаються від 131,5 до 133,0 м.

Аналізуємо дані лабораторних досліджень.

Грунт 1 – грунтово-рослиний шар – потужність 0,3м.

Грунт 2 – має границі пластичності W_L= 30%, W_p=19% W=29%. Вираховуємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 30 - 19 = 11\% \quad (2.1)$$

За [1, табл.6] визначаємо, що грунт суглинок ($1<I_p<17$).

Враховуємо показник текучості I_L :

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{29 - 19}{30 - 19} = 0,91 \quad (2.2)$$

За [1, табл.7] визначаємо, що суглинок з $0,75 < I_L < 1$ називається текучопластичним.

Враховуємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r, якщо густина води складає ρ_w = 1,0 г/см^3:

$$e = \frac{p_s}{p}(1 + W) - 1 = \frac{2,70}{1,90}(1 + 0,29) - 1 = 0,83 \quad (2.3)$$

$$S_r = \frac{p_s \cdot W}{e \cdot p_w} = \frac{2,70 \cdot 0,29}{0,83 \cdot 1,0} = 0,94 \quad (2.4)$$

Компресійними дослідженнями встановлено, що відносна деформація просідання відсутня (ε_{sL} = 0), тому грунт не просідний.

Назва грунту – суглинок текучо пластичний непросідний

3) Грунт 3 – має границі пластичності W_L =35% W_p =23% , вологість W = 33,9%, число пластичності I_p =35-23=12%, показник текучості

$I_L = \frac{33,9 - 23}{35 - 23} = 0,91$ - грунт суглинок текучопластичний непросідний,

$e = \frac{2,72}{1,88}(1 + 0,339) - 1 = 0,94, S_r = \frac{2,72 \cdot 0,339}{0,94 \cdot 1,0} = 0,98$

Назва грунту суглинок текучопластичний непросідний.

4) Грунт 4 – має границі пластичності W_L =40% W_p=22% , вологість W = 38%, число пластичності I_p=40-22=18%, показник текучості

$I_L = \frac{38-22}{40-22} = 0,89$ - грунт глина текучопластична,

$$e = \frac{2,69}{1,82}(1+0,38) - 1 = 1,03,$$

$$S_r = \frac{2,69 \cdot 0,38}{1,03 \cdot 1,0} = 0,99.$$

Назва грунту глина текучопластична непросідна.

5) Грунт 5 – границі пластичності відсутні, це означає, що число пластичності I_p = 0, тому це незв'язний грунт. Його різновид визначаємо за гранулеметричним складом. Аналізуємо послідовно всіх часток за масою: спочатку вміст часток крупніших за 10 мм, потім 2мм, 0,5 і т.д. Встановлюємо, що вимогам, які ставляться до грунтів галькових, гравійних, пісків гравіюватих і середньої крупннсті з вмістом часток, грунт не відповідає. Він вміщує за масою 80% часток, крупніших за 0,1 мм (20+32+28%), що більше 75%, тому це пісок дрібний.

Вираховуємо коефіцієнт пористості і водонасичення:

$$e = \frac{2,66}{1,98}(1+0,263) - 1 = 0,7$$

$$S_r = \frac{2,66 \cdot 0,263}{0,7 \cdot 1,0} = 0,99$$

Назва грунту – пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою.

2.2.2. Висновки про інженерно – геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва визначена вільна від забудови ділянка прямокутної форми в плані розмірів 180х80м. Рельєф місцевості спокійний зі схилом від 131,5 до 133,0 м.

На ділянці пробурені три свердловини глибиною 17 м. кожна. Бурінням та аналізом лабораторних досліджень зразків грунту встановлено, що геолого – літологічна будова ділянки має такий вигляд:

1-ий шар – грунтово – рослинний, потужність шару 0,3 м;

2-ий шар – суглинок текучопластичний непросідний, потужність шару від 0,8 до 1,3 м;

3-ій шар – суглинок текучопластичний непросідний, потужність шару від 5,4 до 5,5 м.;

4-ий шар – глина текучопластична непросідна, потужність шару 2,0м;

5-ий шар – пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою, потужність шару від 3,0 до 3,4м.

Підземні води на відмітці 130,7м.

2.2.3. Висновки і рекомендації.

На ділянці залягають непросідні грунти, які можуть служити надійною основою для фундаментів мілкого закладання [15].

2.3. Визначення навантажень на фундаменти.

Навантаження на фундаменти визначаються згідно з чинними будівельними нормами і правилами [1, 15]. Основними характеристиками навантажень вважються їх нормативні значення N_n , але розрахунки фундаментів та інших конструкцій ведуться на розрахункові навантаження N_I або N_{II} , які визначають як добуток їх нормативних значень N_n на коефіцієнт надійності для навантаження $\gamma_{f.}$

Для того, щоб зібрати навантаження на фундамент стіни спочатку визначають площу, тобто площу покрівлі та перекриттів, що прилягають до цієї стіни і передають на них навантаження від своєї ваги (ваги конструкції) і тимчасових вантажів.

Вирізняють сталі і тимчасові навантаження. Сталі навантаження визначають на підставі проєктних даних про геометричні розміри конструкцій як добуток питомої ваги матеріалу γ на об’єм конструкції або добуток ваги 1м^2 конструкції на її площу.

Тимчасові навантаження поділяють на тривалі, короткочасні та особливі. При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження згідно з [1] можуть відноситись як до тривалих, так і до короткочасних і при розрахунку основ фундаментів за несучою здатністю вважають короткочасними і приймають за повним їх значенням, а при розрахунку за деформаціями – тривалими і приймають із зниженими значеннями.

Таблиця 2.2.

Нормативні значення ваги покриву на 1м^2 горизонтальної поверхні землі

Снігові райони (приймаються по карті і обов'язкового додатку 5 до ДБН [15]**)**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
S_o, кПа	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5

У розрахунках основ за несучою здатністю снігове навантаження вважають короткочасним і приймають його повне нормативне значення [15].

В розрахунках основ за деформаціями снігове навантаження вважають тривалим. В розрахунках вводять його зниження нормативне значення, яке одержують як добуток повного нормативного значення на коефіцієнт: 0.3– для III снігового району, 0.5 – для **IV району, 0.6 – для V та VI-го районів.**

Таблиця 2.3.

Конструкції та вага 1м^2 покриттів і перекриттів

Вид	Ескіз	Конструкція	Питома вага γ кН/м^3 або вага 1м^2, кН/м^2	Товщина шару, м	Вага 1м^2 конструкції		
					Нормативна і для розрахунків за деформаціями $N_n=N_{II}$ кН/ м^2	Коефіцієнт надійності для навантажень γ*	Розрахункова для розрахунків за несучою здатністю $N_1=\gamma_f N_n$ кН/м^2

1	2	3	4	5	6	7	8
Дах		Металочерепиця Обрешітка Гідроізоляція Утеплювач Пароізоляція Крокви Підшивка дошокою	0,65 0,65 0,05 17,0 0,05 0,65 0,65	0,04 0,04 - 0,1 - 0,12 0,02	0,026 0,026 0,05 17,0 0,05 0,078 0,013	1,1 1,1 1,3 1,3 1,3 1,1 1,1	0,0286 0,0286 1,065 2,21 0,065 0,0858 0,0143
			Разом		**1,943**	**γ_f =1,943**	**2,4973**

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5	6	7	8
Горищене перекриття		Цементна стяжка Плита мінвати Пергаміт Плита круглопустотна	22,0 5,0 0,05 3,0	0,02 0,1 - -	0,44 0,5 0,05 3,0	1,3 1,3 1,3 1,1	0,572 0,65 0,065 3,30
			Разом		**3,99**	**γ_f =1,142**	**4,557**
Міжповерхове перекриття		Паркет Плити ДВП Лаги Звукоізоляція Плита круглопустотна	5,0 5,0 5,0 40,0 3,0	0,015 0,005 0,04 0,05 -	0,075 0,025 0,2 2,0 3,0	1,3 1,3 1,3 1,3 1,1	0,0975 0,0325 0,262,6 3,3
			Разом		**5,3**	**γ_f = 1,187**	**6,29**
Надпідвальне перкриття		Паркет Плита ДВП Лаги Паргаміт Плита	**5,0** **5,0** **5,0** **0,05** **5,0**	**0,015** **0,005** **0,04** **-** **0,1**	**0,075** **0,025** **0,2** **0,05** **0,5**	**1,3** **1,3** **1,3** **1,3** **1,3**	**0,0975** **0,0325** **0,26**

		мінеральної вати Плита круглопустотна	**3,0**	**-**	**3,0**	**1,1**	**0,065 0,65 3,3**
			Разом		**3,85**	**γ_f =1,144**	**4,405**

Таблиця 2.4.

Навантаження на фундамент по осі 3 ($A_{ст}$= 7,14875 м^2)

№ п/п	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження для розрахунків за деформаціями (II – ий граничний стан) $N_n=N_{II}$ кН	Коефіцієнт надійності для навантаження γ_f	Розрахункове навантаження для розрахунку за несучою здатністю (I-й граничний стан) $N_n=N_{II}$ кН
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
1.	Вага даху	А. Сталі навантаження 1,943·7,14875	3,138	1,285	3,95
2.	Вага горищного перекриття	3,99·7,14875	28,523	1,142	32,57
3.	Вага 2-х міжповерхових перекриттів	5,3·7,14875·2	75,78	1,187	89,95
4.	Вага надпідвального перекриття	3,85·7,14875	27,52	1,144	31,48
5.	Вага перегородок на 3-х поверхах	2,0·7,14875·3	42,89	1,1	47,18

6.	Власна вага стіни без віконих прорізів	(7,14875-0,605·1,5)0,55· ·18·3	185,365	1,1	203,902
7.	Вага стіни вище горищного перекриття	1,505·0,61· ·0,55·18	9,09	1,1	9,99
8.	Вага цоколю	1,505·0,55· ·18·0,45	6,70	1,1	7,37
1.	Разом сталих навантажень		379,006		426,392
	Снігове для розрахунків: - за деформаціями	Б. Тимчасові навантаження для I та II снігових районів не розраховується			
	- за несучою здатністю	0,5·7,14875·0,9	-	1,4	4,50

Продовження таблиці 2.4

1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
2.	На горищне перекриття	0,7·7,14875·0,9	4,50	1,3	5,85
3.	На 3 міжповерхових перекриття - за деформаціями	0,3·7,14875·0,95·3	6,112	-	-
	Разом тимчасових навантажень Всього сталих і тимчасових навантажень		10,612 389,618		48,19 474,582

Навантаження на 1м довжини фундаменту:

$$N_{II} = 389,618/1,505 = 258,882 кН/м$$

$$N_{I} = 474,582/1,505 = 315,337 кН/м$$

Таблиця 2.5

Навантаження на фундамент по осі Д ($А_к$=5,87м^2)

№	Вид	Формула	Нормативне	Коефіцієнт	Розрахун-

п/п	навантаження	визначення навантаження	навантаження і розрахункове навантаження для розрахунків за деформаціями (II-ий граничний стан $N_n=N_{II}$ кН)	надійності для навантаження γ_f	кове навантаження для розрахунку за несучою здатністю (I-й граничний стан) $N_1=\gamma_f N_n$ кН
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
1.	Вага даху	А. Сталі навантаження		1,285	3,24
		1,943·5,87	2,58		
2.	Вага стіни вище горищного перекриття	1·0,61·5,87·18	64,45	1,1	70,89
3.	Власна вага стіни	5,87·18·3·0,55	174,34	1,1	191,77
	Разом сталих навантажень		241,37		265,90

Навантаження на 1м довжини фундаменту:

$$N_{II} = 241,37 кН / м$$
$$N_I = 265,90 кН / м$$

2.4. Визначення розмірів стрічкових фундаментів

2.4.1. Визначення розмірів фундаменту під стіну по осі 3.

Навантаження на фундамент N_{II} =258,882 кН/м. В основі залягає суглинок текучопластичний непросідний з такими характеристиками:

$|_L$ =0,91, р=1,88 г/см^3 (γ=18,8кН/ м^3), φ_{II} =17^0 , C_{II} =14кПа, е – 0,94.

Конструктивна схема будівлі – гнучка.

1) Розрахунковий опір для грунту за МВ 053-2у, тал. 2.2. буде рівний R_0=168,506 кПа.

2) Наближені розміри підошви фундаменту визначаємо за формулою:

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma \cdot d},$$

де γ – усереднена питома вага матеріалу фундаменту і грунту на обрізах,

d – глибина закладання фундаменту.

$$b = \frac{258,882}{168,506 - 20,0 \cdot 3,4} = 2,57 м$$

3) Уточнюємо розрахунковий опір грунту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{cII} \cdot \gamma_{cI}}{k}\left[M_\gamma \cdot k_z \cdot \gamma_{II} \cdot b + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II} \right] \textbf{(2.2)}$$

де γ_{cII}, γ_{cI} - коефіцієнт умов роботи, які приймаємо по [2, табл.3];

k – коефіцієнт, який дорівнює k=1, якщо характеристики міцності грунту φ і с визначалися безпосередньо шляхом випробовування;

$M_\gamma M_q M_c$ - коефіцієнт, що приймають по МВ 053-2 у табл. 2,7.

Для φ =16,5^0 – Mq=2,5, Mγ=0,375, Mc =5,07;

k_z – коефіцієнт, який дорівнює: при b<10м –k=1;

b – ширина підошви фундаменту, м;

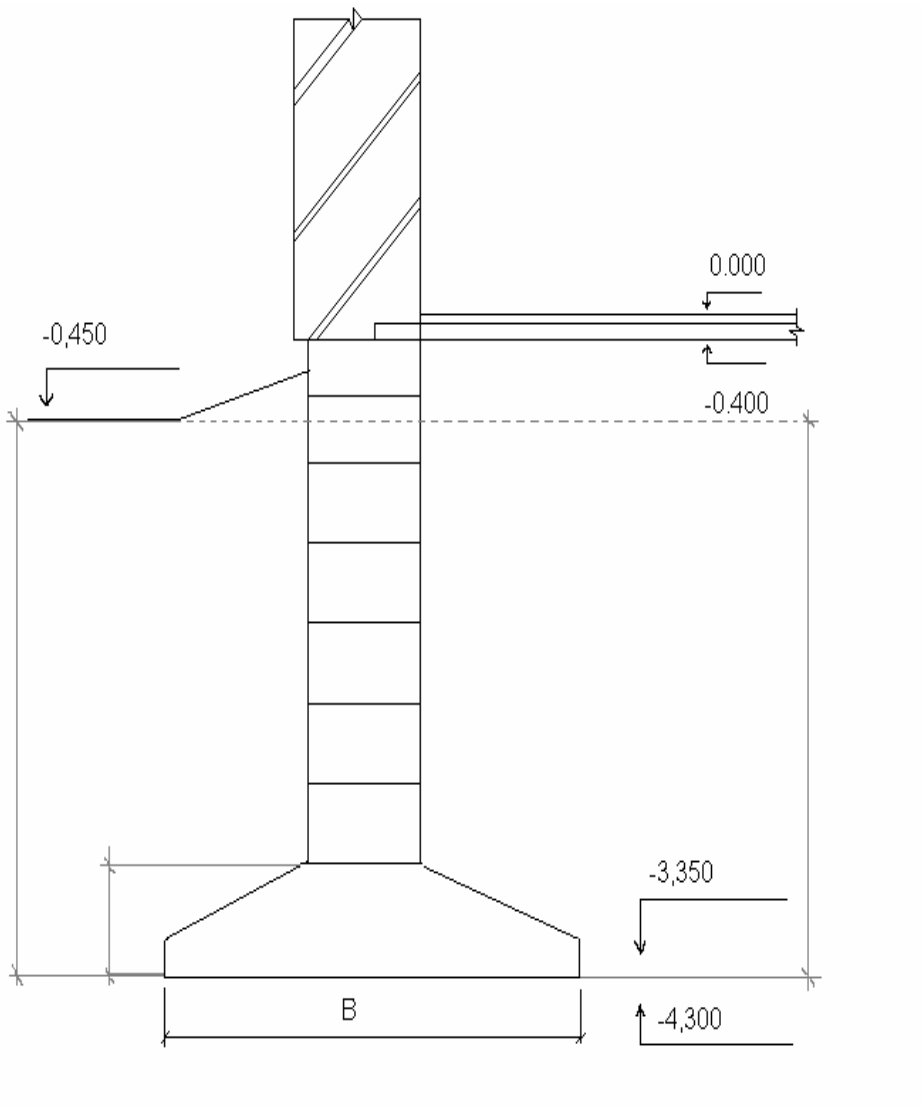


Рисунок 2.1. Розрахункова схема для визначення ширини підошви фундаменту [15]

γ_{II} – питома вага грунту, який залягає нижче підошви фундаменту (при наявності підземних вод визначаються з урахуванням дії води – Архімедової сили кН/м^3 ;

γ_{II}’ – питома вага грунту, який залягає вище підошви фундаменту (також з врахуванням Архімедової сили нижче рівня підземних вод), кН/м^3 ;

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення грунту, який залягає безпосередньо під підошвою фундаменту, кПа;

d – приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвала, м;

d_B – глибина підвала – відстань від поверхні грунту до підлоги підвала, м.

$$R = \frac{1 \cdot 1,2}{1}\left[0,29 \cdot 1 \cdot 18,8 \cdot 2,57 + 2,17 \cdot 0,5 \cdot 18,8 + (2,17-1) \cdot 2,9 \cdot 18,8 + 4,69 \cdot 14\right] = 238,369 кПа$$

4) Уточнюємо b при новому значенні R=238,369 кПа:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma \cdot d} = \frac{258,882}{238,369 - 20 \cdot 3,4} = 1,52 м \quad \textbf{(2.3)}$$

Приймаємо фундаментну плиту шириною 1,6 м.

2.4.2. Визначення розмірів фундаментів під стіну по осі Д.

Навантаження на фундамент N_{II}= 241,37кН/м. В основі залягає суглинок текучопластичний з такими характеристиками: $|_L$= 0,91, р= 1,88 г/см^3 (γ=18,8 кН/ м^3), φ_{II}= 14^0, C_{II}=14кПа, е = 0,94. Конструктивна схема будівлі – гнучка.

1) Розрахунковий опір для грунту буде рівний: R_0= 168,506 кПа.

2) Наближені розміри підошви фундаменту визначаємо за формулою:

$$b = \frac{241,37}{168,506 - 20 \cdot 3,4} = 2,41 м$$

3) Уточнюємо розрахунковий опір за формулою [15]:

$$R = \frac{1 \cdot 1,2}{1}\left[0,29 \cdot 1 \cdot 18,8 \cdot 2,41 + 2,17 \cdot 0,5 \cdot 18,8 + (2,17-1) \cdot 2,9 \cdot 18,8 + 4,69 \cdot 14\right] = 244,18 кПа$$

4) Уточнюємо b при новому значенні R=244,18 кПа:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma \cdot d} = \frac{241,37}{244,18 - 20 \cdot 3,4} 1,37 м$$

Приймаємо фундаментну плиту шириною 1,4 м.

2.5. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування

2.5.1. Визначення осідання фундаменту для стіни по осі 3.

1) Перевіряємо виконання умов [15]:

$$P = \frac{N_{II}}{b \cdot 1} + \gamma \le R, \quad \textbf{(2.4)}$$

де р- середній тиск під підошвою фундаменту, кПа;

γ=20кН/м^3- усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаментів і грунту на його обрізах.

$$P = \frac{258,882}{1,6 \cdot 1} + 20 \cdot 3,4 = 229,80 кПа,$$

$$P = 229,80 кПа \le R = 238,369 кПа$$

2) Креслимо геологічний розріз, наносимо на нього в масштабі контур фундаменту. Природні верстви грунту ділимо на розрахункові шари, товщиною

$$h_i \le 0,4b \quad \textbf{(2.5)}$$

де – b – ширина підошви фундаменту, м.

$$h_i \le 0,4 \cdot 1,6 = 0,64 м$$

3) Вираховуємо природні напруження в грунті за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot h_i, \quad \textbf{(2.6)}$$

де $\gamma_i = 10 \cdot \rho_i$ – питома вага грунту, кПа;

h_i – товщина розрахункового шару грунту, м.

Після розрахунків креслимо епюру σ_{zg}.

5) Вираховуємо додаткові напруження від зовнішніх навантажень за формулою:

$$\sigma_{zg} = \alpha \cdot \rho_{0,} \quad \textbf{(2.7)}$$

де α – табличний коефіцієнт [1, табл.2.11], який знаходимо за показником:

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}, \quad \textbf{(2.8)}$$

де z – відстань від підошви фундаменту до шару, в якому визначаємо напруження.

Визначаємо додатковий тиск до природного тиску під підошвою фундаменту за формулою:

$$P_0 = P - \gamma \cdot d, \textbf{ (2.9)}$$

$$p_0 = 229,80 - 18,8 \cdot 3,4 = 165,88 кПа$$

Креслимо епюру $\sigma_{zp.}$

5)знаходимо нижню межу стисненої товщі, яка в цьому методі умовно знаходиться на глибині, де $\sigma_{zp} \approx 0,2\sigma_{zg}$. Вважаємо, що нижче грунт не стисливий.

6) Визначаємо осідання кожного розрахункового шару від додаткового тиску в його середині за формулою:

$$S_i = 0,8\frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \textbf{ (2.10)}$$

де E_i – модуль деформації грунту;

h_i – товщина розрахункового шару, м.

Осідання фундаменту в межах від підошви фундаменту до нижньої границі стисливої зони визначаємо за формулою:

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = 0,8\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \textbf{ (2.11)}$$

2.5.2. Визначення осідання фундаменту для стіни по осі Д

1) Перевіряємо виконання умови [15]:

$$p = \frac{241,37}{1,4 \cdot 1} + 20 \cdot 3,4 = 240,41 кПа$$

$$p = 240,41 кПа \le R = 244,18 кПа$$

Розрахунок виконувати можна.

2) Креслимо геологічний розріз, наносимо на нього в масштабі контур фундаменту. Природні верстви грунту ділимо на розрахункові шари, товщиною

$$h_i \le 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 м$$

3) Вираховуємо природні напруження в грунті за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot h_i$$

Після розрахунку креслимо епюру $\sigma_{zg.}$

4) Вираховуємо додаткові напруження від зовнішніх навантажень за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \rho_0$$

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$$

Визначаємо додатковий тиск до природного тиску під підошвою фундаменту за формулою [15]:

$$P_0=240,41-18,8\cdot 3,4=176,49 \text{ кПа}$$

Креслимо епюру σ_{zp}

5) Знаходимо нижню межу стисненої товщі, яка в цьому методі умовно знаходяться на глибині, де $\sigma_{zp} \approx 0,2\ \sigma_{zg}$. Вважаємо, що нижче грунт не стислий.

6) Визначаємо осідання кожного розрахункового шару від додаткового тиску в його середині за формулою:

$$S_i = 0,8\frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i},$$

54Осідання фундаменту в межах від підошви фундаменту до нижньої границі стисливої зони визначаємо за формулою:

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = 0,8\sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}.$$

3. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. Будівельний генеральний план

При проєктуванні будівельного генерального плану потрібно дотримуватись таких вимог [22, 24, 25]:

- тимчасові будинки та споруди слід розташовувати з врахуванням зручності використання їх і дотримання протипожежних норм, санітарно-гігєнічних умов та вимог техніки безпеки;
- об'єм та вартість тимчасових будинків і споруд повинні бути мінімальними.

В першу чергу потрібно використовувати постійні мережі та дороги; відстань переміщення будівельних вантажів повинна бути мінімальною.

3.2. Розрахунок площ складів

Для розрахунку площ складів попередньо необхідно виконати вибір основних будівельних матеріалів за виробничими нормами витрат матеріалів– частина, або ДБН [25].

Таблиця 3.1

Зведена таблиця фізико-механічних характеристик грунтів

№ П/П	Норматив не джерело	Назва робіт	Об'єм робіт		Витрата матеріалів	
			Одиниця виміру	Кількість одиниць	На одиницю	На весь об'єм
1	2	3	4	5	6	7
1	ДБН 7-1-3	Укладання плит фундаменту Бетон	100 шт.	0,2	9,12 $м^3$/100 шт.	1,82
2	7-1-3	Укладання блоків стін підвалу Бетон	100 шт.	1,38	9,12 $м^3$/100 шт.	12,5 $м^3$
3	8-4-3	Горизонтальна гідроізоляці	100 $м^2$	0,25	220 $м^2$/100 $м^2$	55 $м^2$

		я Розчин ц/вапняний Рубероїд				

Продовження таблиці 3.1

4	8-4-7	Бічна гідроізоляція мастика бітумна	100 $м^2$	1,03	240 кг/100 $м^2$	247,2 кг
5	8-19-3 8-6-7	Цегляна кладка а) стін цегла розчин	$м^3$	149,11		
	8-7-3		100 $м^2$	1,87	394 шт 0,24 $м^3$	58,8 т.шт 35,8
		б) перегородок цегла розчин			2700 шт 0,7 $м^3$ /100м.	5,049т.шт. 1,43 $м^3$
6	10-18-1	Віконні блоки	100 $м^2$	2,07		2,07
7	10-26-1	Дверні блоки	100 $м^2$	2,32		2,32
8	7-1-4	Монтаж плит перекриття покриття Розчин цементний	100 шт.	0,4	4,1 $м^3$ /100 шт.	1,64 $м^3$
9	10-16	Кроквяна система	$м^3$	3,1		3,1 $м^3$
10	12-20-1	Пароізоляція із одного шару руберoїду Руберід	100 $м^2$	6,77	110 $м^2$/100 $м^2$	6,97 $м^3$
11	12-18-1	Утеплювач покриття Утеплювач	100 $м^2$	6,77	1,0$м^2$ /100 $м^2$	6,97$м^3$
12	12-22-1	Влаштування ц/піщаної стяжки покриття Ц/піщаний розчин	100 $м^2$	6,77	1,5$м^3$/100 $м^2$	10,4$м^3$
13	12-12-1	Покриття із металочерепиці Черепиця	100 $м^2$	6,77	500шт/100 $м^2$	10,155т. шт.
14	11-27-3	Керамічна підлога	100 $м^2$	4,98	102$м^2$ 1,3$м^3$/10	508$м^2$ 6,6$м^3$

		Плитка Розчин			0 $м^2$	
15	15-52-1	Штукатурні роботи Розчин ц/вапняний	100 $м^2$	23,97	1,8$м^3$/100 $м^2$	43,9$м^3$
16	11-2-9	Бетонна підготовка Бетон	100 $м^2$	1,15	6,2 $м^3$/100 $м^2$	18,6$м^3$

Продовження таблиці 3.1

17	12-22-1	Ц/піщан підготовка під підлогу Ц/піщаний розчин Гідроізоляція із руберoїду	100 $м^2$	15,05	2,0 $м^3$/100 $м^2$ 240 $м^2$/100 $м^2$	240$м^3$ 3612$м^2$
18	11-27-2	Лицювання стін Плита Розчин	100 $м^2$	2,36	102$м^2$ 1,5$м^3$/100 $м^2$	240$м^2$ 3,54$м^3$
19	11-34-3	Паркетна підлога Паркет Плінтус Лак паркетний	100 $м^2$	8,07	102$м^2$ 163,8м 30кг/100 $м^2$	832$м^2$ 1321,8м 242,1кг
20	26-12-1	Утеплення фасаду Утеплювач-піностерол	$м^3$	35,1		35,1$м^3$
21	26-33-1	Утеплення внутрішнє для стін	$м^3$	6,18		6,18$м^3$
22	15-183-1	Шпаклювання стін і стелі Шпаклівка	100 $м^2$	42,55	79,4/100 $м^2$	3378 кг
23	9-22-1	Монтаж металевих конструкцій	Т	24,8		24,8
24	15-180-4	Високоякісне акрилове фарбування	100 $м^2$	39,9	15,1/100 $м^2$	602,5кг

		стін Краска акрилова				

Розрахунки площ складів виконується з одночасним заповненням відомості розрахунку складів в такій послідовності [22].

Таблиця 3.2.

Відомості розрахунку складів

№ п/п	Найменування матеріалів деталей конструкцій	Одиниця виміру	К-сть матеріалів, неох. на розрах.пер	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас на складі,дн.	Прийнятий запас на скл. натур. показ	Норма збереж. мат. на 1м км. площі скл	Корисна площа складу, м.кв.	Коеф. використан. площі складу	Розрахункова пл. складу, м. кв.	Тип складу (відкр.,закр. навіс)	Тип конструкцій (збір.-розб., перес)
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**
1	Плити фундаментні	$М^3$	18,9	10	2,7	5	13,51	$1м^3$	13,51	0,7	19,3	від к.	-
2	Блоки стінові підвалу	$м^3$	140	10	20,12	5	100,6	$1м^3$	100,6	0,7	143,7	від к.	
3	Цегла	т.шт	63,84	20	4,56	10	45,6	0,7 т.ш	6,52	0,7	9,31	від к.	
4	Віконні блки	$м^2$	207	20	14,8	5	74,0	45 $м^2$	1,64	0,7	2,34	На віс.	
5	Дверні блоки	$м^2$	232	20	16,5	5	82,94	44 $м^2$	1,88	0,7	2,69	На віс.	
6	Плити перекриття, покриття	$м^3$	52,0	20	3,7	10	37	1,0 $м^3$	37	0,7	53,11	від к	
7	Утеплювач	$м^3$	48,25	30	2,29	10	22,9	2,0 $м^3$	11,49	0,7	16,42	На віс.	

8	Рубероїд	$м^2$	4414,7	10	631,3	5	3157	200 $м^2$	15,78	0,7	22,54	зекр.	
9	Металочерепиця	шт.	101555	15	968,1	10	9681	500 шт	19,36	0,7	27,66	навіс.	
10	Плитка керамічна	$м^2$	508	10	72,6	5	363,2	78 $м^2$	4,65	0,7	6,65	зекр.	
11	Паркет	$м^2$	823	16	73,55	8	588	30 $м^2$	19,6	0,7	28,02	зекр.	
12	Краска акрілова	Т	0,602	27	0,03	10	0,32	2,6	0,12	0,7	0,2	зекр.	
13	Плитка лицювальна	$м^2$	240	5	68,6	2	137,3	80 $м^2$	1,72	0,7	2,45	зекр.	
14	Металеві конструкції	Т	24,8	13	2,73	5	13,64	0,5 т	27,28	0,7	39	зекр.	
15	Шпаклівка	т	3,4	27	0,18	10	1,8	0,8 т	2,25	0,7	3,21	зекр.	

Відкриті склади – 221,42 $м^2$; Навіси – 85,42 $м^2$; Закриті склади – 59,86 $м^2$

3.3. Розрахунок тимчасових адміністративно- побутових будинків

Таблиця 3.3.

Розрахункова кількість працюючих

Кількість працюючих в max. загруж. Зміни	**Робітники неоснов. виробництва**	**ІТР**	**Службовці**	**МОП і охорона**	**Розрахунк. кількість робітників**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$R=R_{max}=39$	$R_1=0,1$ R=4роб	$R_2=0,12(R_1+R)$ $=0,12(4+39)$ $=5$	$R_3=0,02(R_1+R_2)$ $=0,02(4+39)$ $=1$	$R_4=0,02(R_1+R+R_2+R_3)$ $=0,1(4+39+5+1)=5$	Rроз=R1+R+ +R2+R3+ +R4=4+39+ +5+1+5=54

Таблиця 3.4.

Розрахунок тимчасових будинків і споруд

№ п/п	Назва тимчасового будинку	R розрахункове	Норми на одного працюючого	Розрахункова площа м^2	Тип будинку	Розміри будинку м	К-сть будинків	Прийнята площа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Прохідна	-	-	9м^2	контей.	3х3	1	9м^2
2	Гардеробні: Чоловічі Жіночі	 23 16	 0,6 0,6	 13,8 м^2 9,6 м^2	 зб-роз. зб-роз	 3,5х4 4х3	 1 1	 14 м^2 12 м^2
3	Душові Чоловічі Жіночі	 23 16	 2,8х3 2х3	 8,6 м^2 6,0 м^2	 зб-роз зб-роз	 3х3 2х3	 1 1	 9 м^2 6 м^2
4	Прорабська	9	4	36,0 м^2	контей.	4х5	2	40 м^2
5	Приміщення для прийому їжі	54	1	54,0 м^2	контей.	5х3	4	60 м^2
6	Туалет: Чоловічий Жіночий	 32 22	 32:15х3 22:15х3	 6,4 м^2 4,4 м^2	 зб-роз зб-роз	 2х3 2х2	 1 1	 6 м^2 4 м^2

$\sum$ 160,0 м^2

Приймаємо 60% чоловіків, а 40% жінок.

3.4. Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Проєктування тимчасового водопостачання рекомендується виконувати в такій послідовності [22]:

• визначення споживачів води;

• визначення потреби води споживачів;

• визначення розрахункових витрат вод на будівництві;

• встановлення вимог до якості води;

• вибір джерел водопостачання;

• проєктування системи водопостачання і вибір схеми мережі;

• розрахунок діаметра труб;

Вихідними даними проєктування водопостачання є [25]:

• номенклатура і об”єм робіт;

• термін виконання робіт;

• кількість робітників, які зайняті на будівельному майданчику;

• дані про джерела водопостачання.

Розрахункові секундні витрати води визначаються за формулами для кожного споживача окремо.

На виробничі цілі секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_B = \frac{V \cdot g1 \cdot K1}{n \cdot 3600},$$

де $Q_в$ – максимальні секундні витрати води на виробництві цілі, л

V- об”єм будівельних робіт, або кількість продукції, яка випускається у зміну на будівельному майданчику;

g1 – норма витрат води на відповідний вимірювач;

K1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води;

n – кількість годин у зміні.

На будівельні і транспортні машини та обладнання підсобних виробництв секундні витрати дорівнюють

$$Q_M = \frac{M \cdot g2 \cdot K2}{n \cdot 3600},$$

$Q_м$ – максимальні секундні витрати води на будівельні і транспортні машини та обладнання підсобних виробництв, л.

М – кількість машин (будівельних і транспортних та обладнання підсобних виробництв) відповідного типу;

g2 – норма витрат води на відповідний вимірювач;

К2 – коефіцієнт нерівномірності споживання води для будівельних машин;

n – кількість годин у зміні.

На господарсько – питні потреби секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_{Г} = \frac{R_{роз}}{3600}(\frac{g3 \cdot K3}{n} + g4 + K4)$$

де Qг – максимальні секундні витрати води на господарсько-питні потреби на будівельному майданчику, л;

$R_{роз}$ – максимальна кількість працюючих на будівництві у зміну;

g3 – норма витрат води на одного чоловіка у зміну в л.;

g4 – норма витрат води на прийом одного душ в л.;

К3 – коефіцієнт нерівномірності споживання води на санітарно побутові потреби;

К4 – коефіцієнт, який враховує відношення робітників, які користуються душем до найбільшої численності робітників у зміну, приймається рівним 0,3..0,4

n – кількість годин у зміні.

Для гасіння пожежі на будівельному майданчику секундні витрати води беруться по нормам, які приймають в залежності від площі будівельного майданчика, $Q_{п}$:

1. для площі ділянки до 30 га. -10 л/с.
2. від 30 до 50 га. – 15 л/с.
3. більше 50 га. – 20 л/с.

Дані розрахунку повинні бути зведені в таблицю потреб у воді на будівельному майданчику.

Таблиця 3.5

Розрахунок потреби води

№ п/п	Споживачі води	Об"єм робіт у зміну		Витрати води,л.(секундний)	
		Одиниця виміру	Кількість показників	Норма на од. виміру	Загальні витрати, л

1	2	3	4	5	6
1. Виробничі потреби					
1	Штукатурні роботи	$м^2$	48,92 $м^2$	8	0,021 л/с
2	Малярні роботи	$м^2$	73,88 $м^2$	10	0,04 л/с
					∑ 0,062 л/с
2. На господарські потреби					
3	Питні витрати	робочий	54	15	0,076 л/с
4	Користування душем (6% працю)	робочий	32	30	0,96 л/с
					∑ 1,036 л/с
3. Пожежні витрати					
5	Площа майданчика до 30 га	-	-	-	10 л/с

Розрахункові секундні витрати приймаються за найбільшою величиною:

$$Q1_{роз} = Qв + Qм + Qг;$$

$$Q1_{роз} = 0,062 + 1,036 = 1,098 \text{ л/с}$$

$$Q2_{роз} = Qп + 1/2(Qв + Qм + Qг);$$

$$Q2_{роз} = 10 + 1/2(0,062 + 1,036) = 10,549 \text{ л/с}$$

3.5. Розрахунок діаметра труб

Розрахунок діаметра труб водопровідної мережі необхідно виконувати на період її найбільш напруженої роботи, тобто вона повинна забезпечити споживачів води в частині максимального водозабору і на термін гасіння пожежі [26, 28].

Розрахунок діаметра труб виконується за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4Q_{роз}}{n \cdot V \cdot 1000}}, мм$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,549}{3,14 \cdot 2 \cdot 1000}} = 80 мм,$$

де d – діаметр труб, мм.

$Q_{роз}$ – максимальні розрахункові витрати води, л/с;

1000 – кількість води в 1 м. куб., л.

Швидкість води в трубах для мереж тимчасового водопроводу приймають більшою, чим для постійного – 1,5 ... 2,0 м/с., що дозволяє застосовувати труби меншого діаметра.

Приймаємо d = 100 мм., пожежні гідранти d= 100мм.

3.6. Розрахунок тимчасового електрозабезпечення будівельного майданчика.

Необхідна кількість електроенергії визначаються за потужністю силових пристроїв, зовнішнього та внутрішнього освітлення і потреб виробництва [24].

Для розрахунку за календарним планом виробництва робіт встановлюється період максимальних потреб електроенергії, а потім витрат електроенергії за окремими споживачами, які розташовані на будівельному майданчику.

Таблиця 3.6.

Витрати електроенергії

№ п/п	Найменування споживача	Одиниця виміру	Об"єм або кількість	Норма на одиницю або встановлена потужність. кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт.
1	2	3	4	5	6
1. Силова енергія					
1	Розчинонасос	шт.	1	4,0	4,0
2	Штукатурна станція	шт.	1	10,0	10,0
3	Малярна станція	шт.	1	40,0	40,0
4	Малярний агрегат	шт.	1	0,2	0,2
Продовження таблиці 3.6					
1	2	3	4	5	6
					∑54,2 кВт
2. Внутрішнє освітлення					
5	Контора, побутові прим.	$м^2$	160	0,015	2,4

6	Навіси	$м^2$	85,42	0,003	0,25
7	Закриті склади	$м^2$	59,86	0,0015	0,089
					∑2,74 кВт
		3. Зовнішнє освітлення			
8	Територія майданчика	100 $м^2$	10,85	0,015	0,162
9	Відкриті склади	100 $м^2$	2,21	0,05	0,11
10	Основні дороги	км	0,15	5,0	0,75
11	Аварійне освітлення	км	0,5	3,5	1,75
			∑2,77 кВт		

Знаючи необхідну потужність силових пристроїв, потреби електроенергії на технологічні цілі, зовнішнє освітлення можна визначити сумарну потужність в кВт за формулою [22]:

$$p = 1{,}1\left(\sum \frac{P_c \cdot K1}{\cos f} + \sum \frac{P_T \cdot K2}{\cos f} + \sum P_{O.B} \cdot K3 + \sum P_{O.B} \cdot K4 \right),$$

$$p = 1{,}1\left(\sum \frac{54{,}2 \cdot 0{,}6}{0{,}75} + 2{,}74 \cdot 0{,}8 + 2{,}77 \cdot 1 \right) = 53{,}15 кВт$$

де Р - необхідна потужність джерел електроенергії і трансформаторів, кВт;

1,1 – коефіцієнт, який враховує витрати потужності в мережі;

Рс – потужність будівельних машин і пристроїв;

Рт – потужність, яка необхідна для виконання окремих видів БМР, кВт;

Ро.в – потужність, яка необхідна для внутрішнього освітлення, кВт, яка приймається за розрахунками;

Ро.з. – потужність, яка необхідна для зовнішнього освітлення, кВт, яка приймається за розрахунками;

$К_1$,$К_2$,$К_3$,$К_4$ – коефіцієнт попиту;

cosf – коефіцієнт потужності, який залежить від числа споживачів силової енергії та завантажень, приймається для тимчасового електроосвітлення в середньому рівний 0,75.

За сумарною потужністю потрібної електроенергії на будівельному майданчику за довідками проєктувальників та іншим необхідними довідками підбирають марку трансформатора.

Приймаємо трансформатор ТМ 100/6 з потужністю 100 кВт.

3.7. Техніко - економічні показники календарного плану

Складений календарний план необхідно проаналізувати з точки зору його показників раціональності:

● тривалість виконання [25]

Т < = Тнорм.;

151дн. < 176 дн. =8 місяців

● показник суміщення будівельних процесів за часом

для лінійного календарного плану:

$\sum_{1}^{n} t -$ сумарна тривалість виконання всіх будівельних процесів під часом послідовного виконання робіт, дн.;

Т - тривалість робіт, дн., за календарним планом.

● показник нерівномірності руху трудових ресурсів

$$K_{нер} = \frac{N_{\max}}{N_{сер}} = \frac{50}{34} = 1,47$$

де N_{max} - максимальне число робітників на добу (із графіка руху трудових ресурсів);

$N_{сер}$ – середньосписувальна кількість робітників

$$N_{сер} = \frac{\sum Q}{T} = \frac{5235}{151} = 34;$$

де ∑Q – сумарна працеємність, яка необхідна для зведення об’єкта чи споруди, люд.,-дн.;

● показник змінності – загальна кількість змін поділена на кількість відпрацьованих днів (за календарним планом),

$$K_{зм} = \frac{N}{\sum_{1}^{n} t_{т-п}}, (K_{зм} = 1-3),$$

$$K_{зм} = \frac{747}{498} = 1,5$$

де N – загальна кількість відпрацьованих за період зведення об'єкта.

3.8. Вибір монтажних кранів

Вибір монтажних кранів здійснюється за такими монтажними характеристиками [22, 25]:

● необхідній вантажопід'ємності $Q_м$, яка складається:

$$Q_м = Q_к + Q_{пр},$$

$$Q_м = 2,80+0,04 = 2,84 \text{ т.},$$

Де $Q_м$ – вантажопід'ємність крана, т.;

$Q_к$ – маса конструкції, т, маса з/б плит;

$Q_{пр}$ – маса монтажних пристроїв, т.;

● висота підйому гака Нм;

$$H_м = H_о + H_{ел} + H_З + H_{пр},$$

$$H_м = 15,2+0,5+0,22+2,7=17,92 \text{ м.}$$

де - $H_м$ – відстань від рівня стоянки крана до низу крюка при максимально зтягнутому поліспасті, м.;

$H_о$ – перевищення опори елемента, який монтується над рівнем монтажного крана, м;

$H_{ел}$ – висота елементу у монтажному положенні, м.;

$H_З$ – запас по висоті за умови монтажу для зведення конструкції до місця монтажу, або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5... 0,8 м);

$H_{пр}$ - висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, який монтується до крюка, м.

● монтажному вильоту гака крана Lг

Визначення вильоту гака для стрілкового крана визначаємо графічним методом.

Графічне визначення довжини стріл крана (з гуськом), (рис. 5.1)

При графічному методі визначення вильоту гака необхідно в масштабі накреслити контур споруди, яка монтується, вісь розташування елементів, що мотуються і вісь стріли крана, яка повинна пройти через дві точки: А-яка знаходиться на відстані 1,5 м від крайньої точки конструкції, яка монтується і В – яка знаходиться на висоті $H_м$ +1,5 м. де 1,5 м – висота від гака крана до осі огловка стрілки. Від точки В відкладаємо розмір гуська і вісь стрілки проводимо від кінця гуська через точку А.

Вище рівня розташування крана на висоті h проводять лінію N-N, яка проходить через шарнір стрілки (п’яти стріли)

Відомість об’ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	К-сть.
1	2	3	4
	Прибудова		
1	Планування майданчика	100 $м^2$	
2	Розробка грунту екскаватором	1000 $м^3$	0,836
3	Розробка грунту вручну в траншеях	100 $м^3$	0,25
4	Розроблення грунту бульдозером	1000 $м^3$	0,398
5	Засипка траншей і котлованів бульдозерами	1000 $м^3$	0,86
6	Підсипка під підлогу	100 $м^3$	0,9
7	Улаштування бетонної підготовки	100 $м^3$	0,0586
8	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів	100 шт.	0,20
9	Установлення блоків стін підвалу	100 шт.	1,38
10	Горизонтальна гідроізоляція обклеюва. В 2 шари	100 $м^2$	0,25
11	Бічна гідроізоляція бітумна в 2 шари	100 $м^2$	1,03
12	Мурування зовнішніх стін з цегли	$м^3$	5
13	Кладка перегородок t =120 мм з цегли	100 $м^2$	1,03
14	Теплоізоляція стін	$м^3$/ $м^2$	6,18/106
15	Мурування внутр. стін з цегли підз. частини	$м^3$	18,21
16	Мурування зовнішніх стін з цегли	$м^3$	125,9

	Продовження відомостів об'ємів робіт		
17	Монтаж вертикальних зв'язок у вигляді ферм	т	1,252
18	Монтаж панелей перекриття	100 шт	0,4
19	Монолітні ділянки перекриття	100 $м^3$	0,0462
20	Монтаж металевих конструкцій перекриття	Т	0,593
21	Монтаж металевих конструкцій – ферм покрівлі	Т	18,2469
22	Грунтування металевих поверхонь за один раз	100 $м^2$	7,18
23	Фарбування металевих поверхонь	100 $м^2$	7,18
24	Встановлення крокв	$м^3$	2,3
25	Встановлення каркасу з брусів	$м^3$	0,8
26	Влаштування покрівлі із металочерепиці	100 $м^2$	6,77
27	Влаштування пароізоляції із одного шару плівки	100 $м^2$	6,77
28	Мурування перегородок в підвалі	100 $м^2$	0,33
29	Мурування неармованих перегородок	100 $м^2$	0,19
30	Влаштування металевого каркасу з обшив. гіпсокар. листа.	100 $м^2$	1,49
31	Заповнення віконних прорізів	100 $м^2$	2,07
32	Заповнення дверних прорізів підвалу	100 $м^2$	0,489
33	Ущільнення грунту щебенем	100 $м^2$	2,91
34	Підготовка із бетону	$м^3$	22,81
35	Влаштування стяжок цементних t = 20 мм	100 $м^2$	3,52
36	Влаштування підготовки із легких бетонів	100 $м^2$	1,15
37	Гідроізоляція з руберoїду	$м^2$	175,88
38	Мозаїчна підлога	100 $м^2$	0,93
39	Керамічна підлога	100 $м^2$	0,82
40	Паркетна підлога	100 $м^2$	1,15
41	Облицювання каркасу стель непер. Плитами акуст.	100 $м^2$	1,83
42	Суцільне вірів. бетонних повер. Стель ц/в розчином	100 $м^2$	1,09
43	Шпаклювання стель мінер. шпаклів. „Cerezit"	100 $м^2$	1,098
44	Шпаклювання стін мінер. шпаклів „Cerezit"	100 $м^2$	8,67
45	Поліпшена штукатурка стін по сітці	100 $м^2$	1,57
46	Високоякісне фарбування стін акриловими і водоемульсійними сумішами по штукатурці	100 $м^2$	7,93
47	Високоякісне фарбування стель полівінілацет. водоем. сумішами	100 $м^2$	0,7509
48	Облицювання стін	100 $м^2$	0,7588
	Мансардний поверх		
49	Заповнення дверних прорізів	100 $м^2$	1,84

	Продовження відомостів об'ємів робіт		
50	Влаштування стяжок t = 20 мм	100 м^2	11,53
51	Гідроізоляція з пергаміту	100 м^2	0,5196
52	Підлога із штучного паркету	100 м^2	6,86
53	Підлога із керамічних плиток	100 м^2	4,16
54	Улаштування каркасної підвісної стелі із алюмінієвої конструкції	100 м^2	9,38
55	Облицювання карк. стель неперф. Плитами акустичними	100 м^2	9,38
56	Високоякісна штукатурка по сітці стелі	100 м^2	0,892
57	Суцільне вирівнювання стелі ц/в розчином	100 м^2	0,67
58	Шпаклювання стелі шпаклівкою „Cerezit"	100 м^2	1,56
59	Шпаклювання стін мінер. шпаклівкою „Cerezit"	100 м^2	31,23
60	Поліпшена штукатурка по сітці	100 м^2	21,00
61	Високоякісне фарбування стін акриловою і водоемульсійними сумішами по штукатурці	100 м^2	31,23
62	Високоякісне фарбування стель полівінілацет. водоемульсійними сумішами	100 м^2	1,21
63	Високоякісне фарбування стель полівінілацет. Водоемульсійною сум по залізобетонній конструкції	100 м^2	0,32
	Існуюча будівля		
64	Пробивання брозен в цегл. стінах для влаштування металевих перемичок	100 м	1,25
65	Монтаж металоконструкцій перемичок	т	2,96
66	Грунтування металевих поверхонь за 1 раз	100 м^2	0,68
67	Фарбування металевих погрунтованих поверхонь	100 м^2	0,68
68	Поліпшене штукатурення по сітці стін	100 м^2	0,92
69	Розбирання цегляних стін	М^3	76
70	Розбирання дерев'яних перегородок	100 м^2	0,6
71	Розбирання дерев'яних обштукатурених перегородок	100 м^2	3,72
72	Мурування перегородок неармованих t = 20 мм	100 м^2	0,32
73	Влаштування перегородок на металевому каркасі із двохстороньою обшивкою гіпсокартонним листом	100 м^2	3,88
74	Розбирання дерев'яних необштукатурених перекриттів	100 м^2	1,0

	Продовження відомостів об'ємів робіт		
75	Влаштування утеплювача із плит „ Pachzoch – max"	100 м^2	6,77
76	Влаштування одного шару руберoїду насухо	100 м^2	6,77
77	Влаштування стяжки із ц/п розчину	100 м^2	6,77

Відомість трудомісткості робіт [22, 25]

№ п/п	Обгр. ДБН	Найменування робіт	Од. виміру	К-сть	Трудомісткість	
					Норма на одну людину	На весь об'єм л-дн
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
Прибудова						
1	1-30-21	Планування майданчика	100м^2	1,085	3,12	0,423
2	1-24-6	Зрізка рослинного шару	100м^2	1,085	29	2,79
3	1-13-5	Розробка грунту в котловані	1000м^3	0,836	84,66	8,85
4	1-164-1	Розробка грунту вручну в траншеях	100 м^3	0,25	200,6	6,26
5	1-24-2	Розробка грунту бульдозерами	1000м^3	0,398	19,55	0,825
6	6-1-20	Улаштування бетонної підготовки	100 м^3	0,0586	408,9	2,99
7	7-1-3	Укладання блоків і плит стріч. фундаментів	100шт	0,2	87,97	2,19
8	7-1-3	Установлення блоків стін підвалу	100шт	1,38	87,97	15,2
9	8-4-3	Горизонтальна гідроізоляція в 2 шари	100м^2	0,25	31,76	0,99
10	8-4-7	Бічна гідроізоляція бітума в 2 шари	100м^2	1,03	33,5	4,3
11	1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозером	1000м^3	0,86	137	14,7
12	1-169-1	Підсипка під підлогу	100 м^3	0,9	129,2	14,5
13	8-19-3	Зовнішні стіни із цегли	м^3	130,9	11,25	184,1
14	26-33-1	Теплоізоляція стін	м^3	6,18	29,07	22,5
15	8-6-7	Внутрішні стіни із цегли	м^3	17,21	6,92	15,75
16	8-7-3	Кладка перегородок t = 120 мм з цегли	100м^2	1,87	225,94	52,8
17	10-95-4	Улаштування металокар. з гіпсокарт. листів	100м^2	25,37	388,68	260,9

18	10-18-1	Заповнення віконних прорізів	100м^2	2,07	252,8	65,41
19	10-26-1	Заповнення дверних прорізів	100м^2	2,32	142,1	41,2
20	7-15-2	Монтаж панелей перекриття	100шт	0,4	99,2	4,96
21	6-22-9	Монолітні ділянки перекриття	100 м^3	0,0462	1190,45	6,87
22	12-20-1	Улаштування пароізоляції із 1 шару руберойду	100м^2	6,77	24,49	20,7
Продовження відомостів трудомісткості робіт						
23	12-18-1	Влаштування утепл. із плит „ Pachzoch-max – 100 мм”	100м^2	6,77	29,39	24,87
24	12-20-1	Влаштування 1 шару робероїду насухо	100м^2	6,77	24,49	20,72
25	12-22-1	Влаштування стяжки із ц/п розчину	100м^2	6,77	39,09	33,07
26	10-16	Установлення крокв	м^3	2,3	116,5	33,49
27	20-16	Установлення каркаса із брусів	м^3	0,8	116,5	11,65
28	12-12-1	Влаштування покрівлі із металочерепиці	100м^2	6,77	124,68	105,5
29	11-1-2	Ущільнення грунту щебенем	100м^2	2,91	10,76	3,91
30	6-1-20	Підготовка із бетону	100 м^3	0,2281	408,9	16,5
31	12-22-1	Улаштування стяжок цементних	100м^2	15,05	39,09	75,53
32	11-2-9	Улаштування підготовки із легких бетонів	100м^2	1,15	5,78	0,83
33	11-6-1	Гідроізоляція із руберойду	100м^2	2,27	109,65	31,1
34	11-17-3	Мозаїчна підлога	100м^2	0,93	289,14	33,6
35	11-27-3	Керамічна підлога	100м^2	4,98	167,48	104,25
36	11-34-3	Паркетна підлога	100м^2	8,07	162,74	164,2
37	34-62-1	Улаштування карк. підвіс. стелі із алюм. конс	100м^2	11,23	300	421,1
38	34-60-11	Облицюв. карк. стелі неперф. плитами	100м^2	11,23	85,5	120,0
39	15-70-2	Високоякісне обштукат. стелі по сітці	100м^2	0,892	211,2	23,5
40	15-60-2	Вирівнання стелі ц/в розчином	100м^2	1,76	97,84	21,5

41	15-70-1	Поліпшена штукат. стін по сітці	100м^2	23,97	189,75	568,5
42	15-183-2	Шпаклювання стелі шпаклівкою	100м^2	2,65	103,5	34,3
43	15-183-1	Шпаклювання стін шпаклівкою	100м^2	39,9	79,9	398,5
44	15-180-2	Фарбування стелі водоем. сумішами	100м^2	2,28	25,41	7,24
45	15-180-1	Фарбування стін акрилов. сумішами	100м^2	39,9	22,77	113,5
46	11-27-2	Облицювання внутрішніх стін	100м^2	2,36	167,48	49,3
47	15-64-1	Грунтування бетонних поверхонь	100м^2	7,02	61,05	53,57
48	26-33-1	Теплоізоляція стін	м^3	35,1	29,07	127,54
49	34-58-1	Обклеювання склосіткою	100м^2	7,02	29,9	26,23
50	15-55-1	Декоративна обштукат. фасадів	100м^2	7,02	235,95	207,1
51	15-4-1	Облицювання цоколь гранітними плитами	100м^2	0,72	1716	154,4
Існуюча будівля						
52	46-36-4	Розбирання цегляних стін	м^3	76	11,71	111,24
53	46-38-1	Розбирання дерев'яних перегородок	100м^2	0,6	64,58	4,84
54	46-39-2	Розбирання дерев'яних перекрить	100м^2	4,72	167,54	98,8
55	46-31-1	Пробив. бороз. в цегл. ст. для влаш. мет. пер	100м	1,25	22,24	3,5
56	9-1-1	Монтаж металевих перемичок	т	4,67	32	18,7
57	9-23-1	Монтаж верт. зв'язок – ферм	т	1,252	80,16	12,54
Продовження відомостів трудомісткості робіт						
58	9-22-1	Монтаж метелевих констр. перекрить	т	0,593	36,8	2,72
59	9-22-1	Монтаж. мет. констр.-ферм покрівель	т	18,247	36,8	83,9
60	15-178-3	Грунтування металевих поверхонь за 1 раз	100 м^2	8,54	58,9	62,8
61	15-178-6	Фарбування металевих поверх. емаллю	100м^2	8,54	53,29	56,9

∑4188,6 л – дн.

Благоустрій – 2% 83,7

Підготовчий період – 4%	167,54
Сантехнічні роботи – 5%	209,4
Електро технічні роботи -4%	167,54
Непередбачені роботи – 10 %	418,8
	∑ 5235,6 л-дн.

$Q_м$ =2,84т; $H_м$ = 18,62 м; $L_м$ = 11,5 м

На основі цих даних вибираємо пневмоколісний кран

КС5363 з гуськом 10 м., довжиною стріли 30м.

Q =3,2 т.; H = 25,7 м.; L = 21,4 м.

4. ЗАХОДИ З ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

4.1 Організація охорони праці при будівництві

Приступаючи до робіт, працівник повинен ознайомитися з проєктом виконання робіт, і в тому числі з прийнятими в ньому рішеннями по техніці безпеки (визначення небезпечних зон, вибір схеми і способів сполучення, робочих місць, та інше). В разі необхідності він повинен вимагати у майстра або в виконроба детального пояснення або інструктажу з тим, щоб добре освоїти правила безпечного виконання поставлених перед ним робіт.

Працівники, які приступають до виконання роботи можуть бути допущенні тільки після проходження наступних інструктажів [24]:

- ввідного інструктажу по техніці безпеки і виробничій санітарії;
- інструктажа по техніці безпеки на робочому місці, який повинен проводитись також при кожному переході на другу роботу або при зміні умов роботи;
- робітники комплексних бригад повині бути проінструктовані і навчені безпечним прийомам в усіх видах робіт, які виконуються ними.

До початку робіт бригадир повинен оглянути робочу зону і переконатися в безпечності умов праці на будівельному майданчику. Будівельні робочі місця у випадку необхідності повинні мати огородження, захисні і запобіжні пристрої та засоби. При роботі, яка потребує підмощування, не можна використовувати ненадійні опори для влаштування настилів. На робочому місці забороняється знаходитись особам, які заважатимуть виконанню робіт.

Робочі місця, які розміщені над землею або перекриттям на відстані 1м. і вище повинні бути огороджені. Конструкція огородження повинна складатися із стойок поруччя, які розміщені на висоті не менше 1м. від робочого настилу одного проміжного горизонтального елемента і бортові дошки не менше 15 см. для огородження робочих місць. Допускається

застосовувати металічну сітку висотою не менше 1м. зпоручнем. Поручні дерев'яних перил повинні бути обстругані.

При неможливості, або недоцільності влаштування огорож робочі місця повинні бути забезпечені запобіжними поясами. Місця закріплення запобіжного поясу повинні бути вказані майстром або виконробом і яскраво пофарбовані.

Отвори в перекриттях і прийоми сходових кліток, до яких можливий доступ людей, повинні бути закриті суцільним настилом або мати огородження з бортовими досками по всьому периметру.

Роботи, які виконуються на висоті більше, ніж 5м. від поверхні грунту, перекриття або робочого настилу, над яким виконуються роботи – вважаються верхолазними.

При виконанні верхолазних робіт основним засобом, який запобігає від падіння з висоти, являється запобіжний пояс.

До самостійних верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 і не старше 60 років, які пройшли медогляд, які мають стаж верхолазних робіт не менше 1 року.

При наявності особливо небезпечних робіт або особливо шкідливих робіт повинен бути письмовий допуск, який визначає безпечні умови роботи з вказуванням в ньому шкідливих і небезпечних зон і необхідних заходів по техніці безпеки [25].

Працівники, які зайняті на роботах по влаштуванню, експлуатації і ремонту тимчасових електричних установок, повинні бути навчені прийомам звільнення від струму потерпілих і наданням їм першої допомоги. Тимчасово зовнішню відкриту проводку на будівельному майданчику потрібно виконувати ізольованим проводом на надійних опорах так, щоб нижня точка провода знаходилась на висоті не менше 2,5 м. над робочим місцем, 3,5м. - над проходами і 6 м. над проїздами.

Еклектролампи загального освітлення напругою 127-220 V потрібно підвішувати на висоті не менше 25 м. від землі або підлоги. У випадку

необхідності підвішання світильників на висоті менше 2,5м. над підлогою або землею повинна бути виключена можливість випадкових дотиків до їх струмоведучих частинок, або потрібно використовувати напругу не вище 36 V.

До роботи механізованим інструментом допускаються особи, які пройшли виробниче навчання і мають відповідне свідотцтво на право користування ним. При роботі з механізованим інструментом, працівники повинні обов'язково користуватися захисними окулярами.

Підключення допоміжного обладнання (понижаючі трансформатори, захистно-відключаючі прилади), а також ліквідація несправності в них повині проводитися тільки черговим електромонтером.

До обслуговування електрозварювальних установок допускаються спеціалісти, які мають відповідне посвідчення і не менше II –ї кваліфікаційної групи по техніці безпеки.

Будівельні машини, маханізми, обладнання, інвентар, інструменти і засоби до них повині відповідати характеру виконаної роботи і знаходитися в справному стані. Рухомі частини цих машин і механізмів в місцях можливого доступу людей повинні бути огороджені. Забороняється залишати працюючими машини і механізми без нагляду [25].

Завіз матеріалів на територію об'єкта, який будується, допускається тільки після влаштування спеціальних площадок для їх зберігання, передбачених проєктом виконання робіт.

Пилоподібні матеріали належить зберігати в силосах, бункірах та інших закритих ємкостях.

Забороняється зберігати і переносити летючі і легкозаймисті рідини в відкритій тарі.

4.2 Пожежна безпека.

Заходи, при яких виключається можливість пожеж і вибуху, а у випадку їх виникнення попереджує дію на людей небезпечних і шкідливих

факторів пожежі і вибуху та забезпечує захист матеріальних цінностей, називається пожежною безпекою [28].

Пожежі і вибухи завдають значний негативний наслідок народному господарству, а в ряді випадків викликають тяжкі травми, а інколи і смертельні випадки.

В нашій країні існує система державних заходів по боротьбі з вогнем, яка виконується на стадії проєктування, будівництві та експлуатації будівель і споруд [26].

В загальному значенні горіння представляє собою процес окислення або з'єднання горючої речовини і кисню повітря. Однак відомо, що деякі речовини, наприклад стиснений ацетилен, хлористий азот – вибухові речовини, можуть горіти, вибухаючи без кисню з виділенням тепла. Отож, горіння може бути не тільки реакцією з'єднання, але і розпаду.

Пожежна безпека – це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення, виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей [28].

Пожежна безпека забезпечується завдяки стовренню систем заходів пожежної профілакти і ефективного пожежного захисту.

До особливо пожежонебезпечних робіт, що виконується на будівельному майданчику відносяться гідроізоляція і малярні роботи.

Пожежна небезпека горючих речовин визначається температурними умовами. Небезпечний спалах парів деяких легкозаймистих рідин може виникнути при зміні температури навколишнього середовища [28].

Нижньою температурною межею називають температуру рідини при якій концентрація насичених парів в повітрі в замкнутому контурі досягає такої величини, при якій суміш здатна спалахнути, якщо піднести до неї джерело вогню. Концентрація парів рідини при нижній температурній межі відповідає нижній концентраційній межі спалаху.

Температурні межі можна підрахувати в концентрації по наступній формулі; %:

$$НП=p_1*100/p_{атм}; \qquad ВП = p_2*100/p_{атм};$$

Де НП і ВП – нижні і верхні концентраційні границі, %;

p_1 і p_2 – тиск насичених парів при температурах, відповідно до нижньої і верхньої температурної межі спалаху;

$p_{атм}$ – атмосферний тиск.

Температуру спалаху можна знайти вирахувавши по формулі Торнтона:

$$Pt = p_{атм}/[\ 1+(N-1)\cdot 4{,}76]\ ,$$

де Pt – тиск пари, який відповідає температурі спалаху;

$p_{атм}$ – атмосферний тиск;

N- число моль – атомів кисню, які беруть участь в згорані 1 моль рідини.

Тиск відповідний до температури спалаху:

$$P_{сп} = P_{заг}/8M;$$

де $P_{сп}$ - тиск парів при температурі спалаху;

$P_{заг}$ – тиск суміші парів з повітрям;

M – число молів кисню, необхідних для горіння 1 моль горючої рідини.

Місця проведення малярних робіт повинні бути забезпечені комплексом протипожежних заходів на час виконання робіт і на термін їх технологічної сушки (вогнегасники, лопати, пісок і дотримання протипожежних правил).

4.3 Санітарно – гігієнічні вимоги до організації будівельної площадки.

Організація і робота будівельно – монтажних робіт здійснюється на основі проєктно – технологічної документації, проєктів організації будівництва і проєктів виконання робіт. Найважливішим положенням цих робіт є складання нормального санітарно-гігієнічного режиму на будівельному майданчику [27].

Не дивлячись на особливості будівництва окремих об’єктів існує ряд загальних вимог, які обов’язкові на кожному будівельному майданчику. Перед початком будівництва повинні проводитися інженерно-підготовчі роботи, включаючи і заходи виробничої санітарії. Однією з найважливіших вимог, які висуваються до будівельної площадки з санітарно-гігієнічної точки зору, є обладнання її санітарно-побутовими приміщеннями, пунктами харчування, медпунктами, а також правильне розміщення їх у відповідності з будівельним генеральним планом. Будівництво санітарно-побутових приміщень слід виконувати по типовим проєктам [27].

При зведенні тимчасових споруд – контейнерного, пересувного і блочного типів, слід використовувати уніфіковані типові секції, затверджені Держбудом України. При будівництві в нових районах в якості санітарно-побутових приміщень використовують пересувні вагони, які підключаються до діючих сіток опалення, водопроводу, водовідведення і електричного освітлення.

На території будівельної площадки встановлюють вказівники проходів і проїздів; в темні години доби площадку слід забезпечити електричним освітленням.

На території будівельної площадки токсичні і отруйні речовини зберігаються у місцях віддалених від санітарно-побутових приміщень і місць відпочинку [24].

Для захисту працюючих на відкритому повітрі від несприятливих метеорологічних умов повинні бути передбачені крім необхідного спецодягу і захисних пристроїв приміщення для обігріву, тенти, палатки для захисту від сонячної радіації і атмосферних опадів.

Будівельна площадка повинна бути забезпечена аптечками з медикаментами і засобами для надання першої медичної допомоги.

Потреби для влаштування санітарно-побутових приміщень, шаф для сушки і обезпилення робочого одягу визначається в кожному окремому випадку в залежності від характеру виконуваних робіт.

Склад і площу приміщень для знешкодження робочого одягу визначають в залежності від способу знешкодження, який повинен бути погоджений з органами Держміськтехнагляду.

Санітарна оцінка якості джерела для питтєвого водопостачання і місця забору води із нього повинна виконуватися на основі заключення місцевих органів санітарного нагляду.

В проєктах виконання робіт необхідно передбачати приміщення таких технологічних процесів, машин і виробничого обладнання, які забезпечують відсутність або мінімальне виділення в атмосферу і стічні води шкідливих речовин, включення або мінімальне утворення пилу, шуму, вібрації, ультразвуку та інших шкідливих факторів.

4.4 Розрахунок стійкості самохідних кранів

Безпечна експлуатація вантажопідйомних механізмів при виконанні монтажних робіт забезпечується правильним підбором параметрів кранів і їх стійкості [25].

При розрахунках стійкості розрізняють стійкість *вантажну*, тобто стійкість крана від дії корисних навантажень при можливому перекиданню його вперед в сторону стріли і вантажу; і *власну* , тобто стійкість крана при відсутності корисних навантажень і можливому перекиданню його назад в сторону противаги.

Вантажна стійкість самохідного крана забезпечується при умові:

$$К_1 \text{ x } М_г \leq М_п;$$

де К1 – коефіцієнт вантажної стійкості, приймається для горизонтльного шляху без врахування додаткового навантаження рівним 1,4;

Мг – момент, що створюється робочим вантажем відносно ребра перекидання, Н х м;

Мп – момент всіх інших (основних і додаткових) навантажень, що діють на кран відносно такогож ребра з врахуванням максимльно допустимого ухилу,Нхм.

Вантажний момент [25]:

Мг = Q (a-b),

де Q – вага найбільшого робочого вантажу, Н;

а – відстань від осі обертання крана до центра ваги найбільшого робочого вантажу, що підвищено до гачка при встановленні крана на горизонтальній поверхні, м;

b – відстань від осі обертання до ребра перикидання, м.

Мг = 7000 (6-2,2) = 26600 Н х м = 26,6 кН х м.

Утримуючий момент, що виникає від дії основних і додаткових навантажень:

$М = Мв^1 – Му - Мц.с – Ми – Мв$,

Де $Мв^1$ – повертаючий момент від дії власної ваги крана:

$Мв^1 = G(b + c)$ х cosa,

де G – вага крана, Н;

с – відстань від осі обертання крана до його центра ваги, м;

а – кут нахилу колії, град. (для пересувних стрілкових кранів а = 1,5);

$Мв^1 = 236000 • (2,2 + 1,35) • cos0 = 837800$ Н•м = 837,8

Му – момент, що виникає від дії власної ваги крана при ухилі колії:

Му = G • h1 • sina ;

де h1 – відстань від центра ваги крана до площини, що проходить через точки опорного контура, м;

Му = G • h1 • sin0 = 0.

Мц.с – момент від дії відцентрованих сил:

$Мц.с = Q • n^2 • a • h/(900 - n^2 H)$,

де n – частота обертання крана навколо вертикальної осі, $хв^{-1}$;

h – відстань від оголовка стріли до площини, що проходить через точки опорного контура, м;

Н – відстань від оголовка стріли до центра ваги підвішеного вантажу (при перевірці на стійкість вантаж піднімають над землею 20 ... 30 см);

$Мц.с = 7000 • 1,5^2•6•11,45/(900-1,5^2•9,7) = 94460$ Н •м = 94,46кН•м.

$М_и$ – момент від сили інерції при гальмуванні вантажу, що опускається:

Ми = Q • v • (a – b) / (g • t),

Тут v – швидкість піднімання вантажу (при наявності вільного спускання вантажу розрахункову швидкість приймають рівною 1, 5 м/с),

g – прискорення вільного падіння, рівне 9,81 м/с^2;

t – час невстановленого режиму роботи механізма підйому (час гальмування вантажу), с;

Ми – 7000 • 105 • (6 – 2,2)/ (9,81 • 5) = 813,46 Н•м = 0,81346 кН•м.

Мв – вітровий момент:

Мв = $M_{в•к}$ + $M_{в•г}$ = W + W1p1,

тут $M_{в•к}$ - момент від дії вітрового навантаження на підвішений вантаж;

W – вітрове навантаження, що діє паралельно площі, на якій встановлено кран, на підвітрену площу крана, Па;

W1 – вітрове навантаження, що діє паралельно площині, на якій встановлено кран, на підвітрену площу вантажу, Па:

p = h1 і p1 = h – відстань від площини, що проходить через точки опорного контура, до центра прикладання вітрового навантаження, м.

Коефіцієнт вантажної стійкості крана, не призначеного для переміщення з вантажем, визначають за формулою:

$$K_1 = \frac{M_П}{M_Г} \geq \frac{G\left[(b+c)\cos a - h_1 \sin a\right] - \frac{Qn^2 h}{900 - n^2 H} - \frac{Qv}{gt}(a-d) - Wp + W1p1}{Q(a-b)}$$

$$K_1 = \frac{M_П}{M_Г} \geq \frac{G\left[(b+c)\cos a - h_1 \sin a\right] - \frac{Qn^2 h}{900 - n^2 H} - \frac{Qv}{gt}(a-d) - Wp + W1p1}{Q(a-b)}$$

Якщо кран призначений для переміщення із вантажем, то при перевірці вантажною стійкістю в напрямку його руху враховують залежності Gv1h1/gt1 і Qv1 h/gt1, котрі віднімаються від утримуючого момента.

Тиску вітру на кран [25]:

W = q_H^c • F ,

де F – підвітрена поверхня крана м^2;

q_H^c - статична складова вітрового навантаження, Н/ м^2;

$q_H^c = q_0$ – швидкісний напір, що приймається в залежності від району будівництва.

К – коефіцієнт, що враховує зміни швидкісного напору по висоті, приймається з урахуванням типу місцевості.

с – аеродинамічний коефіцієнт опору.

для ферм с = 1,49, для прямокутних кабін с = 1,2.

При розрахунку вантажної стійкості крана тиск вітру для більшості районів країни приймають: для самохідних стрілкових кранів 250 Мпа.

Підвітрена поверхня крана F визначється площею, обмеженою контуром крана F′, і ступінню заповнення цієї площі елементами решітки а:

$F = F' \cdot \alpha$,

де – α коефіцієнт заповнення (α = 1)

Підвітряну площу вантажу визначають по дійсній площі найбільших вантажів, що піднімаються краном [25].

Стійкість стрілкових пересувних кранів без вантажу визначається рівнянням власної стійкості.

$K_2 \cdot M_0 \leq M_y$,

де - K_2 коефіцієнт власної стійкості;

M_0 - момент, що створює вітрове навантаження, Н •м;

M_y - момент, що виникає від дії власної ваги крана при ухилі колії, Н•м.

Коефіцієнт власної стійкості, тобто коефіцієнт стійкості без робочого вантажу, в сторону, протилежну стрілі:

$K_2 = G \cdot [(b - c) \cdot \cos \alpha - h_1 \cdot \sin \alpha] / (W_2 \cdot p_2) \geq 1{,}15$,

де - W_2 – вітрове навантаження, що діє паралельно площі, на якій стоїть кран, на підвітренну поверхню крана при непрацюючому стані, Па;

p_2 - відстань від площини, що проходить через точки опорного контура, до центру прикладання вітрового навантаження, м.

$K_2 = 236000 \cdot [(2{,}2 - 1{,}35) \cdot \cos 0 - h1 \cdot \sin 0] / (W_2 \cdot p_2) \geq 1{,}15$,

$K_2 = 2{,}25 \geq 1{,}15$.

Отже стійкість крана забезпечується.

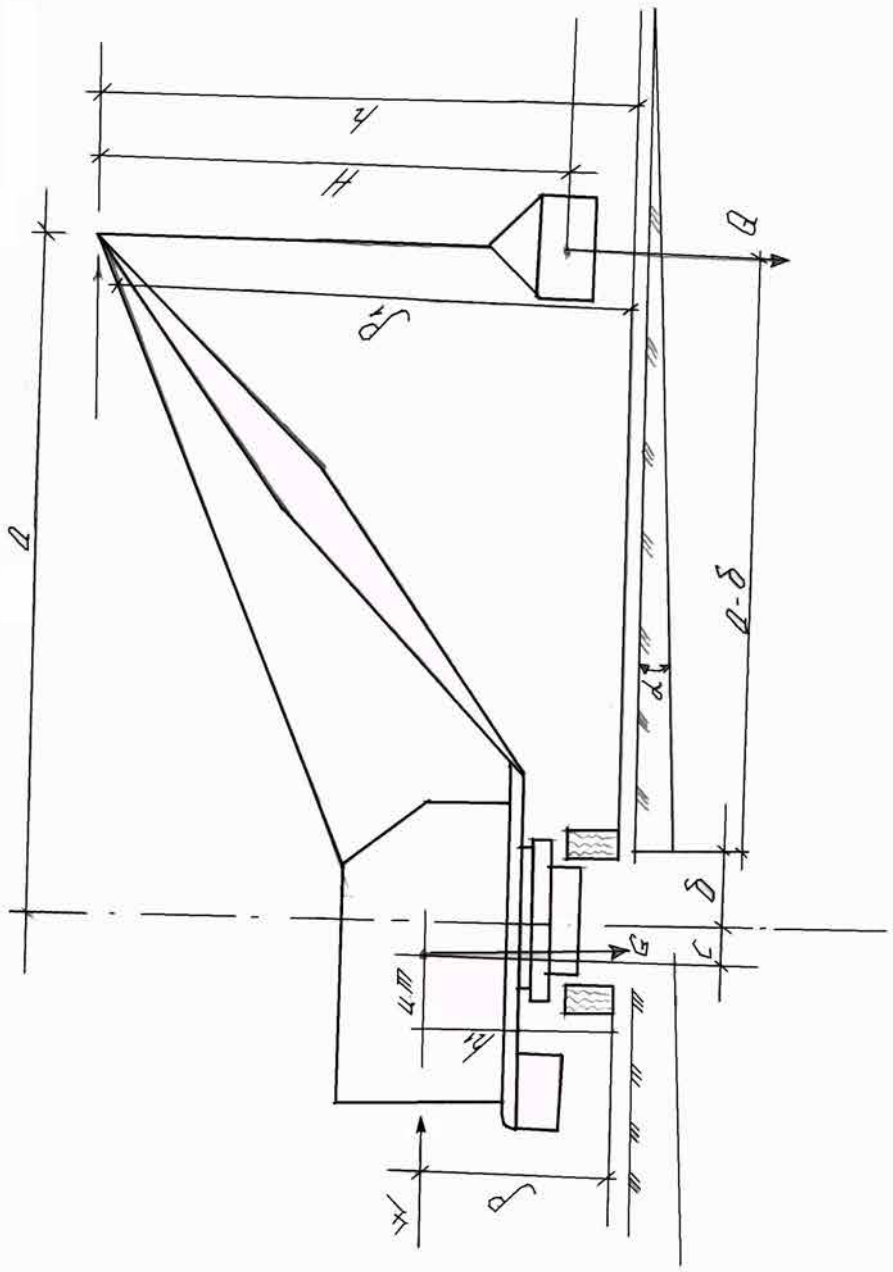


Рис. 4.1 Розрахункова схема стійкості самохідного крана з вантажем

ВИСНОВКИ

Бакалаврська кваліфікаційна присвячена реконструкції будівлі державного казначейства у місті Радехів. Робота містить 76 сторінок машинописного тексту, складається із 4 розділів та 6 додатків креслень.

Розроблена архітектурна частина будівлі державного казначейства, яка включає зміну будівельного об’єму, пов’язаного із проведенеми заходами щодо виконання реконструкції.

У розрахунковій частині БКР виконано розрахунки несучих будівельних конструкцій: залізобетонної плити перекриття за граничними станами першої та другої групи, стрічкового фундаменту під зовнішню стіну.

Розроблено технологічну частину проєкту, яка включає розрахунок кількості кількості складів, місць зберігання матеріалів, водопостачання, електропостачання, будівельно-монтажних робіт при проведенні реконструкції, представлена техніка безпеки при монтажі конструкцій. Визначені об’єми робіт на реконструкцію, розроблений будгенплан,наведені відомості щодо організації реконструкції, схема розміщення тимчасових споруд, водопостачання та освітлення.

У розділі, присвяченому охороні праці на будівництві визначані параметри, які забезпечують стійкість крану, санітарно-гігієнічні умови та технічні заходи по усуненню небезпечних виробничих чинників.

Автором запропоновані техніко-економічні показники будівельного генерального плану, які мають місце під час реконструкції та проведенні подальшої безпечної експлуатації.

Список використаних джерел за бакалаврською кваліфікаційною роботою становить 28 джерел, які включають актуальні державні будівельні норми та державні стандарти, навчальні посібники та підручники у будівельній галузі та реконструкції будівель.

Список використаних джерел

1. Навантаження і впливи. Норми проєктування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).

2. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).

3. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)

4. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : підручник / Є.М. Бабич, В.В. Караван, В.Є.Бабич. – Рівне : «Волинські обереги», 2018. – 176 с.

5. Яковенко І. А. Реконструкція будівель та споруд аеропортів : мет. реком. до виконаня РГР для студентів спец. 6.06010101 / І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін. – К.: НАУ, 2013. – 50 с.

6. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

7. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд / А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К. : Основа, 2008. – 320 с

8. Реконструкція промислових та цивільних будівель : навч. посібник для студ. ВНЗ буд. спец. / А. М. Березюк, В. Т. Шалений, К. Б. Дікарев, О. О. Кириченко ; за ред. А. М. Березюка. – Дніпропетровськ : ЕНЕМ, 2010. – 183 с.

9. Савйовський В.В. Реконструкція будівель та споруд : навчальний посібник / В.В. Савйовський. – К. : Ліра-К, 2020. – 320 с.

10. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

11. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

12. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проєктування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

13. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

14. Прогини і переміщення. Вимоги проєктування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.

15. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

16. Сталеві конструкції. Норми проєктування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.

17. Ремонт і підсилення несучих і огороджувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд : ДСТУ Б В.3.1-2:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – (Національний стандарт України).

18. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

19. Барабаш М.С. Основи комп’ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір’язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

20. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

21. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

22. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

23. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.

24. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва: конспект лекцій для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Якименко, Н. Г. Морковська, А. О. Жигло. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 215 с.

25. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

26. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

27. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

28. Пожежна безпека об’єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

Д О Д А Т К И