

Міністерство освіти і науки України
Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу
Інститут архітектури та будівництва
Кафедра Будівництва

Саврук Іван Ігорович

(прізвище, ім'я, по батькові виконавця роботи)

УДК 624.01
(індекс)

БАКАЛАВРСЬКУ РОБОТУ

Супермаркет в місті Долина

(назва роботи)

Освітньо-професійна

(назва освітньої програми)

G19 - "Будівництво та цивільна інженерія"

(шифр і назва спеціальності)

І.І. Саврук

(підпис, ініціали та прізвище здобувача освітнього ступеня)

Науковий керівник

Фафлей О.Я., к.т.н. доцент

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

Допущено до захисту

Завідувач кафедри

В.о.Зав.каф.

(посада)

(підпис)

(дата)

Андрій АНДРУСЯК

(ініціали та прізвище)

Робота містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

ІВАНО-ФРАНКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАФТИ І ГАЗУ

Інститут архітектури та будівництва

Кафедра будівництва

Спеціальність G19- "Будівництво та цивільна інженерія"

ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ к.т.н., доц. Андрусак А.В.

"__" _____ 2025 р.

ЗАВДАННЯ

НА БАКАЛАВРСЬКУ РОБОТУ

Студенту _____ Савруку Івану Ігоровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи: Супермаркет у місті Долина Івано-Франківської області.

Затверджена наказом ректора університету від «30» квітня 2025 р. №48/8

2 Термін здачі студентом закінченої роботи «15» червня 2025р.

3 Вихідні дані до роботи місце будівництва – в м. Долина Івано-Франківської області, призначення – великий роздрібний торговельний заклад

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що належить розробити) не більше 50-70 сторінок вступ, архітектурно-будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, технологічно-організаційний розділ, економіка будівництва, охорона праці, висновки, бібліографічний список

5. Перелік графічного матеріалу 7-9 листів А3 генплан, фасади, розрізи, буд генплан, технологічна карта, календарний або сітковий графік робіт на об'єкті.

6 Консультанти по роботі (за необхідністю).

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	Фафлей О.Я.		
Економіка будівництва	Фафлей О.Я.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Номер і назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
Вступ, огляд місцевості будівництва	березень 2025	виконано
1. Архітектурно-будівельний розділ	березень 2025	виконано
2. Розрахунково-конструктивний розділ	квітень 2025	виконано
3. Технологічно-організаційний розділ	квітень 2025	виконано
4. Економіка будівництва	травень 2025	виконано
5. Охорона праці	травень 2025	виконано
6. Висновки, зміст	червень 2025	виконано
7. Бібліографічний список	червень 2025	виконано

Студент Саврук І.І.

(підпис)

(розшифровка підпису)

Керівник роботи Фафлей О.Я.

(підпис)

(розшифровка підпису)

РЕФЕРАТ

Бакалаврська робота присвячена проектуванню будівлі супермаркета в м. Долина. Об'єкт дослідження – супермаркет в м. Долина.

У роботі детально розглянуто конструктивно-планувальні рішення будівлі, здійснено розрахунок основних несучих елементів із врахуванням навантажень, що виникають під час експлуатації підйомної машини. Проведено техніко-економічне обґрунтування проєкту та визначено заходи щодо підвищення енергоефективності та безпеки об'єкта. Враховано особливості інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.

Також у роботі розглянуто питання організації будівництва та заходи з охорони праці та навколишнього середовища..

Ключові слова: супермаркет, міцність, будівля, проектування, конструктивні рішення, безпека.

ABSTRACT

The bachelor's thesis is devoted to the design of a supermarket building in the city of Dolyna. The object of the study is a supermarket in the city of Dolyna.

The work examines in detail the structural and planning solutions of the building, calculates the main load-bearing elements taking into account the loads that arise during the operation of the lifting machine. A feasibility study of the project is carried out and measures to improve the energy efficiency and safety of the facility are determined. The peculiarities of the engineering and geological conditions of the construction site are taken into account.

The work also considers the issues of construction organization and measures for labor protection and the environment.

Keywords: supermarket, strength, building, design, structural solutions, safety.

Розділ 1. ВХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ.....	
Розділ 2. РОЗРАХУНОК ОСНОВНИХ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ.....	
Розділ 3. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ.....	
Розділ 4. ВЕРТИКАЛЬНЕ ПЛАНУВАННЯ. ВОДОВІДВЕДЕННЯ.....	
Розділ 5. ІНЖЕНЕРНІ РІШЕННЯ.....	
Розділ 6. ОЦІНКА ВПЛИВІВ НА НАВКОЛИШНЄ СЕРЕДОВИЩЕ.....	

Вступ

Бакалаврська робота на тему "Будівництво супермаркету в м. Долина" є актуальним і своєчасним дослідженням, що розкриває комплексний підхід до реалізації значущого інфраструктурного проєкту. У сучасному світі розвиток торговельної мережі відіграє ключову роль у забезпеченні комфортних умов проживання населення, стимулюванні економічного зростання регіону та створенні нових робочих місць. Місто Долина, як динамічно зростаючий населений пункт, потребує сучасних об'єктів роздрібної торгівлі, які відповідатимуть потребам мешканців у доступності якісних товарів та послуг.

Представлена робота висвітлює всі етапи будівельного процесу — від обґрунтування необхідності проєкту до його техніко-економічного обґрунтування, проєктування, вибору будівельних технологій та організації будівельних робіт. Особливу увагу приділено питанням дотримання будівельних норм та стандартів, екологічної безпеки та економічної ефективності проєкту. Результати даного дослідження можуть бути використані як практичний посібник для майбутніх інвестиційних проєктів у сфері будівництва комерційних об'єктів.

ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ.

1.1 Коротка характеристика об'єкту будівництва

Проектуєма будівля – супермаркету в м. Долина належить до 3 класу капітальності, ступінь вогнестійкості та довговічності 2.

Супермаркет - одноповерхова будівля орієнтована своїм головним входом на вул. Глушко 17

На першому поверсі

- вестибюльні
- -вхідні група приміщень,
- група приміщень під оренду,
- торговий зал з допоміжними приміщеннями,
- офісні приміщення.

Будинок супермаркету прямокутної форми з розмірами в плані 21,0 x 31,5 м.

Будівля - не має підвальної частини. Є надбудова - у вигляді газифікованого приміщення, компресорної та підсобного приміщення.

Висота поверху:

- перший поверх - 4,500м - в нижній точки покриття
- максимальна позначка будови, по основній будівлі - 6,275 мм.
- по надбудові - 9,880 мм.

1.1. Коротка характеристика району будівництва

У відповідності до завдання необхідно спроектувати «Супермаркет у м. Долина».

Район будівництва характеризується такими місцевими умовами:

- | | |
|---|--|
| - рельєф місцевості | - рівномірний |
| - ґрунти | - суглинки |
| - глибина промерзання ґрунту | - 1,0 м (згідно ДБН.В.1.2-2:2006) |
| - нормативне снігове навантаження | - 141 кгс/м ² (згідно ДБН.В.1.2-2:2006) |
| - нормативний швидкісний натиск повітря | - 48 кгс/ м ² |

- розрахункова температура

- середня температура теплих діб – 30 °С

- найбільша температура холодних діб - 25°С

- сейсмічність

- до 5 балів

1.2. Дані інженерних вишукувань (науково-технічні звіти або скорочені дані за типами та результатами вишукувань).

Ділянка будівництва знаходиться у місті Долина, що розташоване в Івано-Франківській області. Абсолютні висоти на поверхні рельєфу варіюються від 169,80 м до 171,30 м. Майданчик є практично рівним з незначним нахилом на південний схід. Відносна позначка 0.000 відповідає абсолютній висоті 171.00 м. Проект розроблений на основі завдання на проектування та інженерно- геологічного звіту, які були виконані ТОВ "Корунд" у 2013 році.

Проект призначений для будівництва в районі з такими кліматичними характеристиками:

- Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря -22 ° С;
- Швидкісний тиск вітру для 3-го географічного району - 530 Па;
- Вага снігового покриву для 5-го географічного району - 1440 Па;
- Ступінь вогнестійкості будівлі - Ша;
- Клас наслідків - СС-2;
- Категорія складності -Ш.

Перед розпочатком будівництва фундаментів необхідно провести огляд котловану за участю інженера-геолога та представника проектної організації, і скласти відповідний акт.

Ґрунти, на яких буде розташована основа, мають властивості фізичного вивітрювання, що може спричинити зниження їх міцності та деформаційних властивостей. Не допускається виконувати будь-які перерви у процесі улаштування

основи. При влаштуванні котловану необхідно передбачити наявність захисного шару (недобіру) ґрунту всередині котловану.

Під час проведення пошукових робіт у січні 2013 року ґрунтові води на глибині 8 метрів не були виявлені.

Згідно з рівнем потенційної підтоплюваності, ця ділянка відноситься до категорії територій, які можуть бути підтоплені.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів 1.2 м.

Підставою фундаментів, відповідно до звіту, є шари ІГЕ-2 (суглинок зеленувато-сірий, зеленувато-бурий з дресвой материнської породи, твердий-елювій аргелітов і алевролітів), ІГЕ-4 (суглинки зеленувато-бурі, зеленувато-сірі, тверді, з лусочками слюди, з прошарками піску - елювій пісковиків дрібнозернистих), ІГЕ-5 (щебеністе ґрунти зеленувато-бурого, зеленувато-сірого, жовто-сірого кольору, невивітрілі, середнього ступеня водонасичення-елювій пісковиків дрібнозернистих).

Найменування ІГЕ	Потужність по свердловині, м				Характеристики ґрунтів	Нормативні значення характеристик	Модуль деформації E, МПа
	№1	№2	№3	№4			
ІГЕ-2 (Суглинок зеленувато-сірий, зеленувато-бурий з дресвой материнської породи, твердий-елювій аргелітов і алевролітів)	3,1	-	-	-	γ, кН/м ³	20,10	17,0
					С, кПа	18	
					φ, 0	19	
ІГЕ-4 (Суглинки зеленувато-бурі, зеленувато-сірі,	-	1,5	-	-	γ, кН/м ³	19,31	18,5
					С, кПа	15	

тверді, з лусочками слюди, з прошарками піску - елювій пісковиків дрібнозернистих)					φ, 0	27	
ПЕ-5 (Щебеністие грунти зеленувато- бурого, зеленувато- сірого, жовто- сірого кольору, невивітрілі, середнього ступеня водонасичення- елювій пісковиків дрібнозернистих)	-	3,5	-	-	γ, кН/м ³	22,8	25,0
					С, кПа	25	
					φ, 0	27	
					С, кПа	29	
					φ, 0	23	

Нормативні характеристики ґрунтів для розрахунку підстав, наведені в таблиці.

Розрахункові значення характеристик ґрунтів

2.Розрахунок основних техніко-економічних показників.

Площа ділянки:	4534,2 м ² .
Площа забудування $A_3 = \sum A_i$	661,2 м ² .
Площа асфальтового покриття $A_{ac} = \sum A_{ac}$.	1600 м ² .
Площа озелення $A_{оз} = \sum A_{оз}$.	2273 м ² .
Відсоток забудування: $K_1 = (A_3/A) \times 100\% = (661,2/4534,2) \times 100\%$	14,6%.
Відсоток озелення: $K_2 = (A_{оз}/A) \times 100\% = (2273/4534,2) \times 100\%$	50,2%.
Відсоток використання території: $K_3 =$	49,9%.
$(A_3 + A_{асф.})/A = ((661,2 + 1600)/4534,2) \times 100\%$	

2.Розрахунок класу наслідків (відповідальності) та категорії складності

Розрахунок був виконаний відповідно до вимог ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ" і ДСТУ 8855:2019 "Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва".

У розрахунку враховувалась кількість осіб, які постійно перебувають на об'єкті (не менше 8.00 осіб протягом доби), позначена як N1.

N1 = 70 чол.

N2 - кількість осіб, які періодично бувають на об'єкті; N2 = 200 чол.

N3 - кількість осіб, які перебувають поза об'єктом, кількість осіб які постійно перебувають на об'єкті і кількість людей в житлових прилеглих будинках.

N3 = 150 чол.

α приймається відповідно до таблиці 2 (для спального району). Вартість за 1 м² приймаємо 22702,16 грн/м².

Розрахункова вартість:

$661,2 * 22702,16 = 15010,7$ тис.грн.

Мінімальний рівень заробітної плати (на грудень 2020 г.) - 5000 грн.

Прогнозований збиток:

$\Phi = 0,225 * 15010,7 = 339,91$ тис.грн.

Обсяг можливого економічного збитку в мінімальних заробітних платах: $339,91 / 5,0 = 68$ м.р.з.п.

ВИСНОВОК:

Спорудження об'єкта може призвести до потенційної втрати об'єктів культурної спадщини на місцевому рівні. Крім того, спорудження об'єкту може спричинити припинення функціонування об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури на регіональному рівні. Важливо зазначити, що об'єкт не відноситься до об'єктів цивільної оборони.

Даний об'єкт не включений до списку будівельних об'єктів, що можуть бути віднесені до IV-V категорій складності згідно з Додатком Д ДСТУ 8855:2019, враховуючи Зміну №1. Відповідно до пункту 4.4 ДСТУ 8855:2019, клас наслідків для цього об'єкта встановлюється на основі характеристики можливих наслідків, отриманих з розрахунків, і відповідає класу наслідків СС2, а також відноситься до 3-ї категорії складності.

3.Архітектурно-будівельні рішення

Генплан

Майданчик належить до зони громадської забудови згідно генерального плану та схеми планування території міста.

Площа земельного відводу складає 0,16 Га і має форму прямокутника, витягнутого з півночі на південь, що відповідає правильній конфігурації ділянки.

Територія має зручний транспортний зв'язок з іншими районами міста і його центром, що сприяє легкому доступу та зручному переміщенню між ними.

Територія не містить зелених насаджень, будівель або сміття, але має деяку поросль чагарників. Для відновлення території необхідна санація, оскільки значна частина ґрунтового покриву потребує оновлення та покращення.

Необхідно відновити і оновити благоустрій, включаючи алеї, пішохідні доріжки та мощення, згідно сучасних архітектурно-планувальних вимог та норм містобудування.

Рельєф ділянки спостерігається зниженням у південному напрямку. Генеральний план розроблений згідно з вимогами ДБН Б.2.2-12:2019.

«Містобудування, планування і забудова міських і сільських поселень».

Площа наявної ділянки становить 0,16 Га, площа ділянки, яка планується додатково використовуватись, становить 0,035 Га, а площа ділянки, яка буде відведена для благоустрою, складає 0,2273 Га.

Генеральний план був складений, враховуючи розташування наявних будівель та акти вибору земельної ділянки. Під'їзд до будівлі здійснюється з вулиці Шубинця, а завантаження будівлі здійснюється з південного боку.

Запроектовано паркінг для відвідувачів 10 автомобілів – позаду будівлі. Благоустрій розроблено з використанням фігурних елементів мощення і пристроєм квітників і газонів, створенням елементів благоустрою - штучного освітлення.

4.Вертикальне планування. Водовідведення

Вертикальне планування було виконано з урахуванням існуючих проїздів, які зберігаються під забудовою та благоустроєм, що належать до цієї території.

Ділянка розташована на вільній від забудови території і має спокійний односхилий рельєф з максимальним ухилом 6%. Проект передбачає вирішення питань поверхневого водовідведення, забезпечення безпечного руху транспорту і пішоходів. Згідно з ДБН В.2.2-40:2018, на перетинах тротуарів з проїзною частиною передбачається укладання з'їздів для маломобільних груп населення.

При проектуванні рельєфу використовуються проектні горизонталі з перетином 0.1м, 0.2м і відповідними відмітками. Зв'язок з існуючим рельєфом забезпечується за допомогою схилів та підпірних стінок. Перед початком будівельних робіт на проектованій території проводиться розбирання бетонної площадки.

Ґрунт в насипі відсипається з пошаровим ущільненням до досягнення необхідної щільності. Відсипання ґрунту під проїзною частиною проводиться до позначки дна корита під покриття. Поздовжні і поперечні ухили по проїздах, тротуарах, майданчиках і газонах виконані відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019** та ДБН В.2.3-5:2018. Покриття проїздів і автостоянок здійснено за допомогою фігурних елементів мощення, використовуючи залізобетонні бортові камені типу БР 300.30.15 та бетонні бортові камені типу БР100.30.15 згідно з вимогами ДСТУ Б.В.2.7.-46:2010.

Покриття тротуарів запроектовано з фігурних елементів мощення (ФЕМ) згідно з ДСТУ Б.В.2.7.-46:2010. Для облямівки тротуарів використані бетонні бортові камені типу БР100.20.8. згідно з тим самим стандартом (ДСТУ Б.В.2.7.-46:2010).

Покриття розширення існуючого проїзду запроектовано з дрібнозернистого асфальтобетону згідно з ДСТУ Б.В.2.7.-46:2010. Система відведення поверхневих вод від будівлі і споруд передбачає використання поверхневих лотків на проїжджій частині зі стоком у понижені місця.

4.1. Озеленення

Озеленення території ділянки розроблено з урахуванням архітектурно-планувальних рішень, наявних підземних інженерних комунікацій, ґрунтових умов та функціонального призначення проєктованих споруд.

Прийняті рослини для посадки на ділянці відповідають місцевим кліматичним умовам і враховують можливості місцевих розплідників.

При озелененні здійснюється повна заміна рослинного ґрунту в посадкових ямах і траншеях на новий матеріал.

На всіх озелених ділянках проводиться посів газону.

4.2. Архітектурні рішення.

Каркас будівлі складається з металевих колон та балок, а стіни виконані з глиняної цегли товщиною 120 мм. На зовнішній стороні використовується вентилявана фасадна система компанії "Прушински". До будівлі також додана надбудова, яка включає газифіковане приміщення, компресорну та підсобне приміщення.

Висота поверху:

На першому поверсі основної будівлі нижня точка покриття має максимальну висоту 4,500 метра, тоді як на основній будівлі загальна позначка становить 6,275 метра. У надбудові максимальна висота досягає 9,880 метра.

Будівля має природне освітлення.

Проєкт передбачає повне інженерне забезпечення будинку. Вентиляційне обладнання розташовується на покрівлі основної будівлі та у компресорній надбудові. Також передбачено систему кондиціонування приміщень.

4.2.1. Зовнішнє оздоблення

У зовнішній обробці будівлі використовуються матеріали, що відповідають сучасним естетичним, пожежним і гігієнічним вимогам. Для облицювання використовуються облицювальні касетони фірми "Прушински", касети "Алюфас" і керамогранітна плитка. Вікна та входні двері виготовлені з алюмінію. Дах покритий руберойдом на бітумній мастиці із засипанням гравієм. Всі ці матеріали відповідають необхідним стандартам і забезпечують високу якість та надійність обробки будівлі.

4.2.2. Внутрішнє оздоблення

Основні стіни торгового залу, а також стіни офісних приміщень, холів і коридорів фарбуються водоемульсійною фарбою типу "Sadolin". Ця фарба використовується для надання стінам привабливого вигляду, захисту їх поверхні і створення приємної атмосфери у внутрішніх приміщеннях.

У душових, санвузлах - керамічна плитка на висоту 3500мм (до низу підвісної стелі).

У душових та санвузлах використовується керамічна плитка на висоту 3500 мм для покриття стін. На підлозі в цих приміщеннях використовується керамогранітна плитка. У холах і коридорах також застосовується керамогранітна плитка на підлозі. У офісних приміщеннях підлоги покриваються комерційним лінолеумом «Tarkett». По службовому коридору використовується підвісна стеля «Армстронг», а в торговому залі відсутня специфічна покрівля для стелі. Стелі в санвузлах та душових виконані з вологостійкого гіпсокартону.

4.2.3. Фундаменти

Фундаменти будівлі запроектовані як монолітні під металеві колони. Використовується бетон класу С20/25 для фундаментів. Під фундаментами розміщується підбетонка з бетону класу С8/10. Армування фундаментів складається з окремих стрижнів, які з'єднуються між собою внахлест. Для армування використовується арматурний прокат класу А-400 зі сталей марок 35 ГС або 25Г2С. Прокат виготовляється методом гарячого катання.

4.2.4. Перекриття першого поверху

Переkritтя над першим поверхом будівлі у відрізках Б-Г / 5-7 розраховане на монолітну железобетонну плиту, яка виконує функцію незнімної опалубки. Для цього використовується профнастил, який укладається вузькими полками вниз. Листи профнастилу з'єднуються за допомогою комбінованих заклепок з кроком не більше 500 мм. Плита армується арматурними каркасами, які розміщуються в нижній частині кожного гофра та верхньої сітки.

4.2.5. Покриття

Покриття будівлі виконане з використанням легких конструкцій. Для покрівлі використовується профлист Н60-845-0.8 з полімерним покриттям, зверненим усередину приміщень. Профнастил укладається вузькими полками вниз. Листи профнастилу з'єднуються між собою за допомогою комбінованих заклепок з кроком не більше 500 мм.

4.2.6. Колони

Колони будівлі запроектовані з використанням металевих профілів, зокрема швелерів, які з'єднані між собою планками з кроком 500 мм. Використований матеріал для конструкцій - сталь класу С255.

Просторова жорсткість будівлі досягається за допомогою наступних методів: жорсткого кріплення бази колон до фундаментів, системи вертикальних зв'язків, які працюють через колони і цегляні стіни, а також за допомогою профнастилу, який утворює суцільний жорсткий диск, і роботи рам. Ці елементи сприяють створенню стійкої і жорсткої конструкції будівлі, що забезпечує її просторову жорсткість.

4.2.7. Балки перекриття, покриття

Головні балки перекриття та покриття будуть виконані з металевих швелерів та двотаврів, з використанням сталі С255. Другорядні балки перекриття будуть складатися з прокатних сталевих гарячекатаних швелерів..

4.2.8. Вертикальні і горизонтальні зв'язки

Вертикальні і горизонтальні зв'язки, а також розпірки по колонах і балках покриття будуть виконані з гнутосварних труб квадратного перетину. Всі конструкції будуть виготовлені з використанням сталі С255.

4.2.9. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Метою теплотехнічного розрахунку є визначення опору теплопередачі R_{qmin} огорожуючої конструкції, зокрема стін. Для проведення теплотехнічного розрахунку використовується Державний будівельний норматив В.2.6-31:2016 "Теплова ізоляція будівель".

Табл. 4.4.9.1

№ шару	Найменування шару	Щільність γ^o , кг/м ³	Товщина, δ , м	Коефіцієнт теплопровідності, λ , Вт/(м·°С)
--------	-------------------	--	-----------------------	--

1	Штукатурка	500	0,02	0,21
2	Цегляна кладка	1800	0,12	0,5
3	Утеплювач („Izover”)	55	?	0,042



4.5.1. Розрахунок поперечної рами

4.5.1.1. Вихідні дані для розрахунку

Для будівництва супермаркету в місті Долина Івано-Франківської області (V сніговий і III вітровий райони) згідно ДБН В.1.2-2: 2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування", розробляється проект на основі завдання на дипломне проектування.

4.5.1.2 Компонування поперечної рами

У комплектації поперечної рами будівлі, згідно малюнка 4.5.1.2.1, передбачено жорстке кріплення колон до фундаментів. Також передбачено жорстке кріплення головних балок покриття та перекриття до колон. Генеральні розміри компонентів не вказані.

3		40Б1	
4		20Б1	

При проведенні попередніх розрахунків поперечних рам будівлі приймається, що перетин колон виконаний з прокатних швелерів, які з'єднуються між собою планками з кроком 500 мм.

4.3.1.3. Збір навантажень на поперечну раму

В якості розрахункових приймаємо поперечні рами по осі 3.

На поперечні рами діють наступні види навантажень:

- навантаження від власної ваги несучих металоконструкцій;
- постійне навантаження від покриття, перекриття і стінового огородження;
- снігове навантаження на покриття;
- вітрове навантаження на будівлю;
- корисне навантаження на покриття та перекриття будівлі, яка набуває

чинності в залежності від призначення проекрованої будівлі.

Для розрахунку поперечних рам використовується програмний комплекс "SCAD Group" за плоскою схемою.

4.5.1.4. Дані про постійне навантаження на рами та власну вагу несучих конструкцій наведено у табличному вигляді.

Табл. 4.5.1.4.1. Власна вага конструкцій міжповерхового перекриття

Матеріал	Нормативн. (кгс/м)	γ_{fn}	Розрахунк. (кгс/м)
Керамічна плитка товщиною t=10 мм	216	1,1	237,6
Цементно-пісчаний розчин товщиною 20...70 мм	729	1,1	801,9
Профліст Н60-845-08 60 мм	36	1,3	46,8
Разом	981		1086,3

Табл. 4.5.1.4.2. Власна вага конструкцій покриття

Матеріал	Нормативн. (кгс/м)	γ_{fn}	Розрахунк. (кгс/м)
Грвїйна засипка 10 мм	115,2	1,1	126,72
4 шару рубероїду	24	1,05	25,2
Утеплювач 50 мм	6,87	1,1	7,56
Профліст Н60-845-08 60 мм	36	1,3	46,8
Разом	182,07		206,28

4.3.1.5. Снігове навантаження:

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на 1 метр довжини ригеля рами визначається відповідно до формули, зазначеної в ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування»:

$$s_m = \gamma_{fn} \cdot s_0 \cdot c \cdot B$$

Згідно Додатка В ДБН В.1.2-2: 2006, для житлових і громадських будівель приймальний термін експлуатації становить $T = 100$ років. Тому, коефіцієнт

$$\gamma_{fn} = 1,14;$$

$S_0 = 1,40 \text{ кН/м}^2$ характеристичне значення снігового навантаження - дод. Е (п. 8.5 ДБН В.1.2-2: 2006) для м Покровськ (V сніговий район);

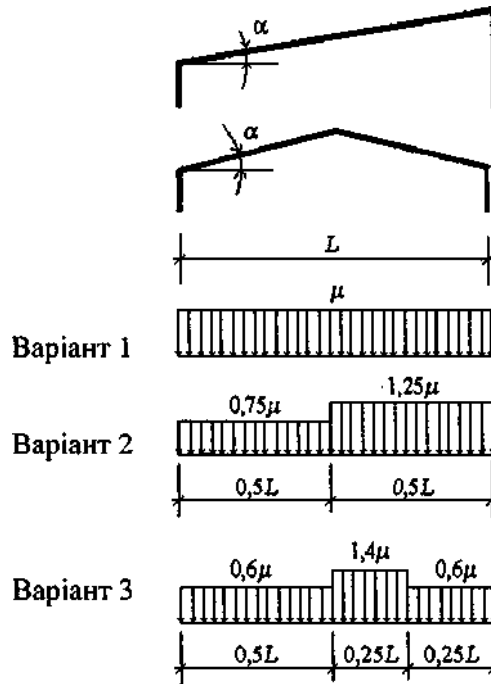
$c = \mu \cdot c_e \cdot c_{alt}$ - коефіцієнт, що приймається за п.8.6 ДБН В.1.2-2: 2006

$\mu = 1,0$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покриття (згідно п.п. 8.7 і 8.8);

$c_e = 1,0$ - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі (п.8.9);

$c_{alt} = 1,0$ - коефіцієнт географічної висоти, згідно п.п. 8.10.

Схема 1. Будинки з односхилими та двосхилими покриттями



$$\mu = 1 \quad \text{при} \quad \alpha \leq 25^{\circ}$$

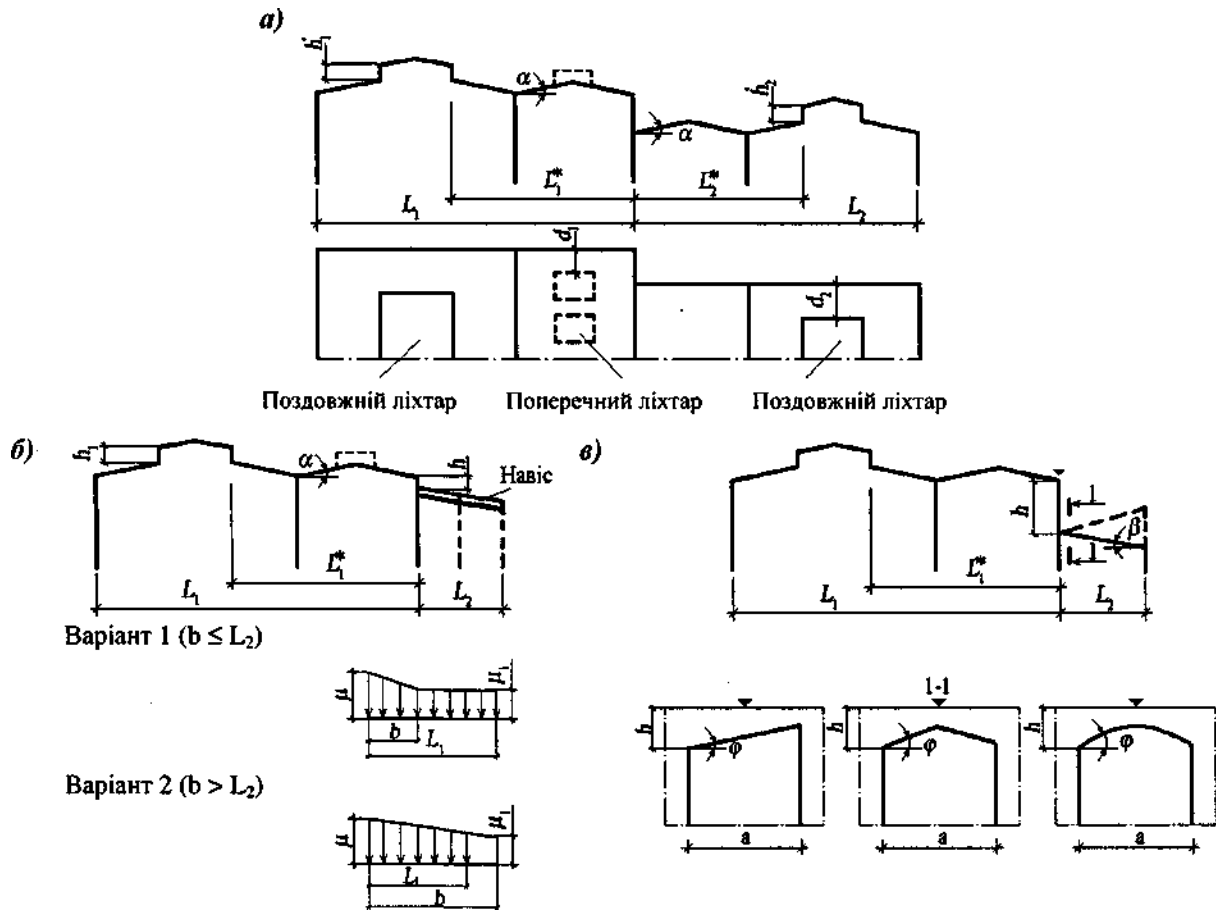
$$\mu = 0 \quad \text{при} \quad \alpha > 60^{\circ}$$

Варіанти 2 і 3 слід враховувати для будинків із двосхилими покриттями (профіль б), при цьому варіант 2 – при $20^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$, а варіант 3 – при $10^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$ тільки при наявності ходових містків або аераційних пристроїв по гребеню покрівлі.

Отже навантаження від снігу

$$s = 1,14 \cdot 1,40 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 = 958 \text{ кгс/м.}$$

Схема 8. Будівлі з перепадом висоти



Снігове навантаження на верхнє покриття слід враховувати згідно схем 1-7. На нижнє покриття також слід розглядати два варіанти: з використанням схем 1-7 і схеми 8. У випадку будівель використовується профіль "а", а для навісів - профіль "б". Коефіцієнт μ слід приймати таким, що дорівнює

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 L_1' + m_2 L_2') = 1 + \frac{1}{3,79} (0,4 \cdot 10,5 + 0,1 \cdot 10,5) = 2,38,$$

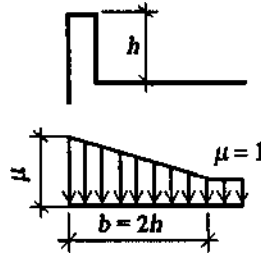
Висота перепаду (h) - це відстань від карниза верхнього покриття до покрівлі нижнього. При значенні більше 8 м, ця величина враховується при визначенні μ такою, що

дорівнює 8 м;

L_1', L_2' – довжини верхньої (L_1') і нижньої (L_2') ділянок покриття, з яких переноситься сніг у зону перепаду висот, м;

m_1, m_2 – частки снігу, що переносяться вітром до перепаду висот; їхні значення для верхнього (m_1) і нижнього (m_2) покриттів слід приймати залежно від їхнього профілю: 0,4 – для плоского покриття з $\alpha \leq 20^\circ$. Для понижених покриттів

Схема 10. Покриття з парапетами



Схему слід застосовувати при

$$h > \frac{S_0}{2}; 0,91 > \frac{1,4}{2} = 0,7 \quad (h - \text{в м}; S_0 - \text{в кПа})$$

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 0,9}{1,4} = 1,28, \text{ але не більш як } 3.$$

Навантаження від снігового мішку біля парапету розраховується:

$$s = 1,14 \cdot 1,40 \cdot 1,28 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 = 1225 \text{ кгс/м}$$

4.3.1.6. Вітрова навантаження:

Вітрове навантаження на раму розраховується за ДБН В.1.2-2: 2006.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на 1 метр довжини рами визначається за відповідною формулою:

$$w = \gamma_{fm} \cdot c \cdot V, \text{ де}$$

γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження (згідно табл. 9.1 ДБН В.1.2-2: 2006) при приблизному терміні експлуатації $T=100$ років

$$w_0 = 0,46 \text{ кН/м}^2 \quad \text{-характеристичне значення снігового навантаження - дод. Е}$$

(п. 9.65 ДБН В.1.2-2: 2006) для м.Долина (III вітровий район);

$$c = c_{aer} \cdot c_h \cdot c_{dir} \cdot c_{rel} \cdot c_d \quad \text{коефіцієнт, який приймається згідно з пунктом 9.0 ДБН}$$

$$c_{dir} \cdot c_d$$

В.1.2-2:2006.

c_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт визначається за додатком I ДБН В.1.2-2:

2006 в залежності від форми споруди (стіни вертикальні і відхиляються від вертикальних не більш як на 15°) і напрямки дії вітрового навантаження;

c_h - залежності від форми споруди (вертикальні стіни, відхилення до 15°) та напрямку вітрового навантаження; c_h - коефіцієнт висоти споруди, який враховує збільшення вітрового навантаження в залежності від висоти споруди та типу місцевості, визначений за мал. 9.2 ДБН В.1.2-2:2006. Розташування будівель відноситься до типу місцевості IV - міські площі, де принаймні 15% поверхні зайнято будівлями з середньою висотою, що перевищує 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту, що перевищує 15 м;

$c_{alt} \square 1,0$ - коефіцієнт географічної висоти, згідно з пунктом 9.10 при $H < 0,5m$

H

$c_{rel} = 1,0$ - коефіцієнт рельєфу будівельного майданчика;

$c_{dir} = 1,0$ - коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового

навантаження за напрямком вітру;

$c_d = 1,0$ - коефіцієнт динамічності, що враховує пульсаційну складову

вітрового навантаження.

Отже на першій ділянці в осях А-Ж та по осі 1:

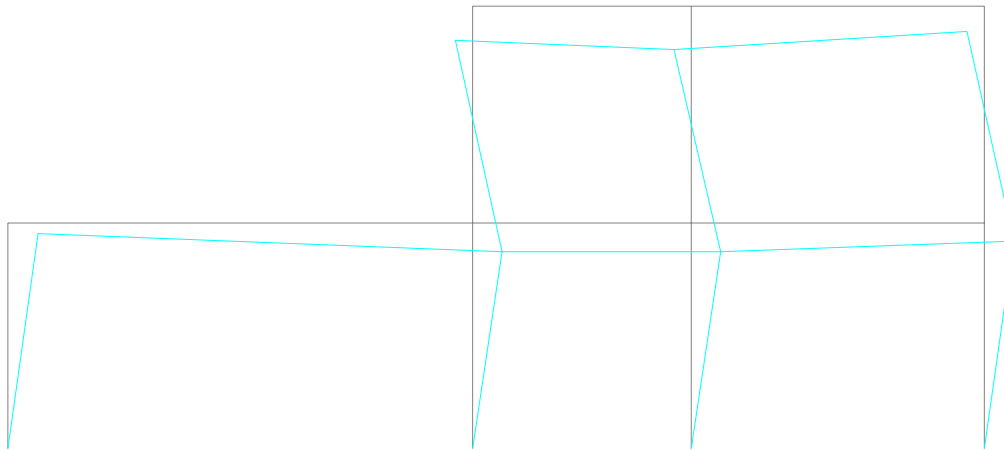
- при активному тиску вітру

$$w_{акт} = (46,0 + 0,8 \cdot 1,035) \cdot 6 \cdot 12 = 3371,62 \text{ кгс / м};$$

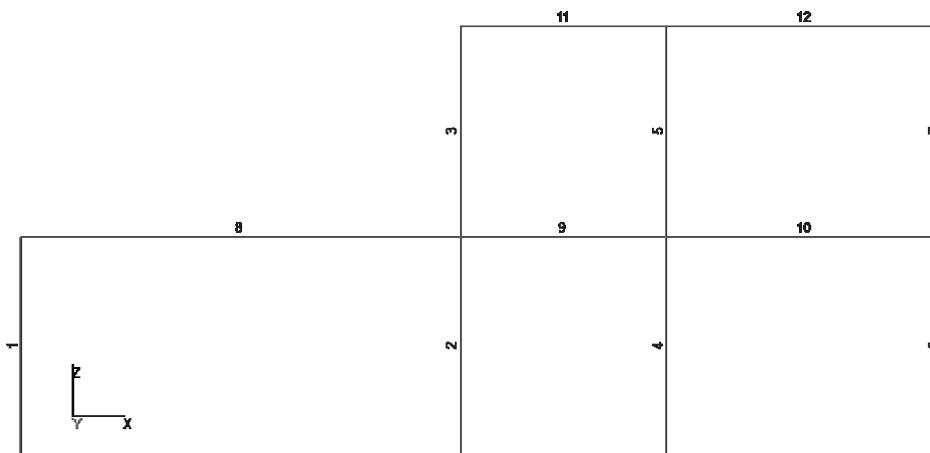
- при пасивному тиску вітру

$$w_{пас} = (46,0 - 0,5 \cdot 1,035) \cdot 6 \cdot 12 = 3274,6 \text{ кгс / м}.$$

Розрахунок поперечної рами виконується з використанням програмного комплексу «SCAD-Group» на комп'ютері.



Деформована схема будівлі

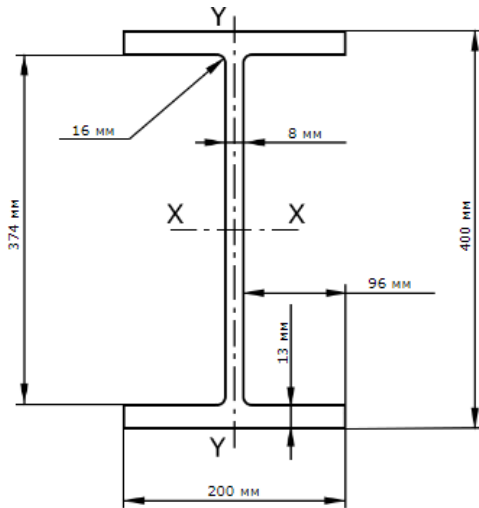


Розрахунок рами виконується окремо для кожного виду навантаження, і потім визначаються розрахункові сполучення зусиль для кожного елемента рами. Для найбільш навантаженого фундаменту визначаються зусилля, необхідні для розрахунку. Далі наведено табличні дані з розрахунковими поєднаннями зусиль для кожного елемента поперечної рами та зусилля для самої навантаженої колони.

Максимальні розрахункові поєднання зусиль для колон, балок і арок. Одиниці виміру: кН, м.					
№ ел-та	№ сеч.	Значення			Формула
		N	M	Q	
Колона					
5	3	-743,7	-104,4	-42,14	L1 +L2 +L5 +L6
Балка					
8	1	23,71	-174,95	125,9	L1 +L2 +0,9*L4 +0,9*L5 +L6

Для перевірки колони використовується двутавр №40Б1. Перевірка виконується згідно з вимогами пунктів ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування».

Характеристики двутавра №40Б1:



Площадь поперечного сечения	84.12 см ²
Масса 1 м	66 кг
$I_{x'}$ момент инерции	23704.43 см ⁴
$W_{x'}$ момент сопротивления	1185 см ³
$i_{x'}$ радиус инерции	167.87 см
$S_{x'}$ статический момент полусечения	663.13 см ³
$I_{y'}$ момент инерции	1736.38 см ⁴
$W_{y'}$ момент сопротивления	173.64 см ³
$i_{y'}$ радиус инерции	45.43 см
$S_{y'}$ статический момент полусечения	133.82 см ³

п. 10.1.1. Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих елементів, за винятком елементів з круглих труб, виконується для сталі з характеристичним опором, відповідно до вимог. $R_y n \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, які не підлягають безпосередній дії

динамічних навантажень, при значеннях напружень, $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$, $\sigma = N/A \geq 0,1 R_y$:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xnmin} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{ynmin} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\tau \leq 0,5 \cdot R_s, \tau = \frac{Q}{t \cdot h} = \frac{42,14}{7 \cdot 374} = 160,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 16,8 \text{ Мпа} < 0,5 R_s = 0,5 \cdot 130 = 65 \text{ Мпа}$$

$$\sigma = N/A \geq 0,1 R_y, \sigma = \frac{743,7}{72,16} = 103062 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 103,1 \text{ Мпа} > 0,1 \cdot 245 = 24,5 \text{ Мпа}$$

$$\left(\frac{743,7 \cdot 10}{72,16 \cdot 245 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{98,3 \cdot 10}{1,12 \cdot 1011 \cdot 245 \cdot 0,95} + \frac{104,4 \cdot 10}{1,47 \cdot 145,44 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,52 \leq 1$$

Умови виконуються.

п. 10.2.2. Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, який збігається з площиною симетрії, здійснюється згідно вимог

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

У цій формулі коефіцієнт φ_e слід визначати згідно з таблицею Ж.3, залежно від значень умовної гнучкості $\bar{\lambda}_x$ та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} . Значення m_{ef} можна обчислити за формулою $m_{ef} = \eta m$, де η визначається за таблицею Ж.2. Ці таблиці наведені в нормативному документі, наприклад, в ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування". Використовуючи ці таблиці, можна визначити відповідні коефіцієнти для розрахунку стійкості позацентрово-стиснутих елементів. Умови виконуються:

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{14.1 \cdot 72.16}{1011} = 1.02, \text{ де } e = \frac{M}{N} = \frac{104.4 \cdot 100}{743.7} = 14.1, W_c = 1011.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{420 \cdot 5.2}{44.78} = 48; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 48.8 \cdot \sqrt{\frac{245}{2.06 \cdot 10^5}} = 1.68.$$

$$\eta = (1.9 - 0.1 m_x) - 0.02 \cdot (6 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x = 1.63; m_{ef} = 1.63 \cdot 1.02 = 1.39 =$$

$$> \varphi_e = 0.506$$

$$\frac{743.7 \cdot 0.95 \cdot 10}{0.506 \cdot 72.16 \cdot 245 \cdot 0.95} = 0.83 < 1$$

Умови виконуються.

п. 10.2.3. Розрахунок на стійкість суцільностінчастих стрижнів постійного за довжиною перерізу (за винятком коробчастого) при стиску та згині у двох головних площинах, коли площина найбільшої жорсткості збігається з площиною симетрії, а також для перерізу 3-го типу визначається згідно з таблицею 10.2:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{ey} \cdot (0.6 \cdot \sqrt[3]{c} + 0.4 \cdot \sqrt[4]{c}) \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \varphi_{ey} = 0,506, \text{ див. п. 10.2.2.}$$

$$m_x < 5 \Rightarrow c = \frac{\beta}{1 + \alpha_c \cdot v \cdot m_x} = \frac{1.0}{1 + 0.7 \cdot 0.8 \cdot 1.02} = 1.8, \text{ де } \alpha_c, \beta_c, v \text{ — вибирали по т. 10.2.}$$

$$\alpha_c = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,02 = 0,70; \lambda_x = 1,08 \Rightarrow \beta_c = 1,0;$$

$$v = 1 - \frac{\bar{\lambda}_x}{14} \left(2.12 - \frac{b}{h} \right) = 1 - \frac{1.68}{14} \left(2.12 - \frac{199}{396} \right) = 0.8.$$

$$\frac{743.7 \cdot 0.95 \cdot 10}{0.506 \cdot (0.6 \cdot \sqrt[3]{1.8} + 0.4 \cdot \sqrt[4]{1.8}) \cdot 72.16 \cdot 245 \cdot 0.95} = 0.69 \leq 1$$

Умови виконані.

$$m_x = e_x \cdot \frac{A}{e_x \cdot c} = 14.1 \cdot \frac{72.16}{1011 \cdot 1.8} = 0.6 < 1, m_y = e_y \cdot \frac{A}{e_y \cdot c} = 0 \cdot \frac{72.16}{1011 \cdot 1.8} = 0 < 1.$$

Умови виконані.

п. 9.2.1. Розрахунок на міцність балок у розрахункових перерізах елементів суцільного перерізу здійснюється з метою визначення їхньої здатності переносити навантаження.

$$\frac{M \cdot \gamma_n}{W_{nmin} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{104,4 \cdot 0,95 \cdot 10}{1011 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,43 < 1;$$

$$\frac{Q \cdot S_x \cdot \gamma_n}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{42,14 \cdot 563,93 \cdot 0,95 \cdot 10}{20018,83 \cdot 0,7 \cdot 130 \cdot 0,95} = 0,43 < 1;$$

$$\frac{M_x \cdot \gamma_n}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y \cdot \gamma_n}{I_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1; \quad \frac{98,3 \cdot 0,95 \cdot 10}{20018,83 \cdot 245 \cdot 0,95} \cdot 198 \pm \frac{104,4 \cdot 0,95 \cdot 10}{442 \cdot 245 \cdot 0,95} \cdot 99,5 = \frac{0,94}{0,86} < 1;$$

$$\frac{0,87 \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1;$$

$$\frac{0,87 \cdot 0,95}{245 \cdot 0,95} \cdot \sqrt{0,97^2 - 0,97 \cdot 0,25 + 0,25^2 + 3 \cdot 0,17^2} = 0,65 < 1.$$

Умови виконані.

п. 8.1.3. Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{734,7 \cdot 0,95 \cdot 10}{1,38 \cdot 72,16 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,3 < 1$$

$$\varphi = \frac{0,5}{\lambda^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \lambda^{-2}} \right) = 1,38; \quad \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 12,65.$$

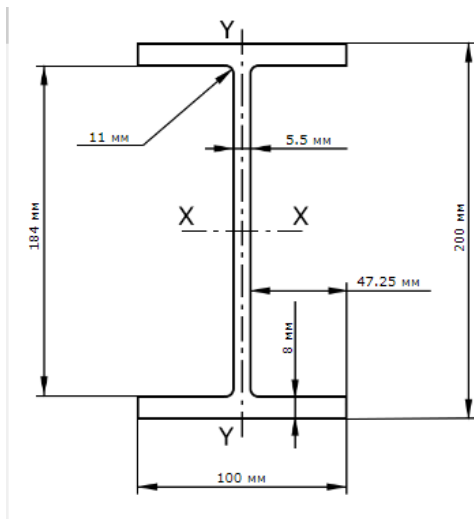
Умови виконані.

За значенням максимального коефіцієнта використання перерізу, яким є 0,94, можна прийти до висновку, що переріз даного двотавра використовується на рівні 94%. Це свідчить про правильний вибір перерізу, оскільки його використання є ефективним.

Для перевірки двотавра №20Б1 за пунктами ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування" необхідно провести відповідні розрахунки на

відповідні показники міцності та стійкості. В цих розрахунках будуть враховуватися вимоги та нормативи, визначені в зазначеному документі.

Характеристики двотавра №20Б1:



Площадь поперечного сечения	27.16 см ²
Масса 1 м	21.3 кг
I_{x^1} момент инерции	1844.26 см ⁴
W_{x^1} момент сопротивления	184 см ³
i_{x^1} радиус инерции	82.41 см
S_{x^1} статический момент полусечения	104.73 см ³
I_{y^1} момент инерции	133.91 см ⁴
W_{y^1} момент сопротивления	26.78 см ³
i_{y^1} радиус инерции	22.21 см
S_{y^1} статический момент полусечения	20.97 см ³

п. 10.1.1. Для розрахунку на міцність позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих елементів, крім елементів з круглих труб, з використанням сталі з характеристичним опором R_y у $n \leq 440$ Н/мм², які не підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, необхідно провести розрахунок на відповідні значення напружень. У цьому розрахунку будуть враховуватися вимоги та нормативи, визначені відповідними пунктами ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування". $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$, $\sigma = N/A \geq 0,1 R_y$:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{x\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{y\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\tau \leq 0,5 \cdot R_s \quad \tau = \frac{Q}{t \cdot h} = \frac{23,71}{5,5 \cdot 184} = 234,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 23,5 \text{ МПа} < 0,5 R_s = 0,5 \cdot 130 =$$

65 МПа

$$\sigma = N/A \geq 0,1 R_y \quad \sigma = \frac{23,71}{27,16} = 9813,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 98,13 \text{ МПа} > 0,1 \cdot 245 = 24,5 \text{ МПа}$$

$$\left(\frac{23,71 \cdot 10}{27,16 \cdot 245 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{174,95 \cdot 10}{1,02 \cdot 184 \cdot 245 \cdot 0,95} + \frac{2,05 \cdot 10}{1,47 \cdot 26,78 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,7 \leq 1$$

Умови виконуються.

п. 10.2.2. Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих суцільних елементів постійного перерізу виконується з врахуванням втрати стійкості при згині їх площиною найбільшої жорсткості, яка співпадає з площиною симетрії:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{23,71 \cdot 10 \cdot 0,95}{0,61 \cdot 0,37 \cdot 27,16 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,3 < 1;$$

$$\varphi_y = \frac{0,5}{\lambda^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \lambda^2} \right) = 0,37; \quad \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 =$$

27.04

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{600 \cdot 5,12}{82,41} = 37,28; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37,28 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,29$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{7,37 \cdot 27,16}{184} = 1,08, \text{ де } e = \frac{M}{N} = \frac{174,95 \cdot 10}{23,71} = 7,37, W_c = 184.$$

$$m_x < 5 \Rightarrow c = \frac{\beta}{1 + \alpha_c \cdot \nu \cdot m_x} = \frac{1,0}{1 + 0,71 \cdot 0,85 \cdot 1,08} = 0,61, \text{ де } \alpha_c, \beta_c, \nu \text{ — вибирали по т.}$$

10.2.

$$\alpha_c = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,08 = 0,71; \quad \lambda_x = 1,08 \Rightarrow \beta_c = 1,0;$$

$$\nu = 1 - \frac{\bar{\lambda}_x}{14} \left(2,12 - \frac{b}{h} \right) = 1 - \frac{1,29}{14} \left(2,12 - \frac{100}{200} \right) = 0,85.$$

Умови виконуються.

п. 10.2.8. Позацентрово стиснуті елементи постійного по довжині перерізу, що згинаються у площині найменшої жорсткості, при значеннях $\lambda_x > \lambda_y$ додатково перевіряємо на втрату загальної стійкості із площини дії моменту як центрально- стиснуті елементи за формулою:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{23,71 \cdot 10 \cdot 0,95}{3,19 \cdot 27,16 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,13 < 1$$

$$\varphi = \frac{0,5}{\lambda^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \lambda^2} \right) = 3,19; \quad \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 27,9.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{600 \cdot 5,12}{22,21} = 138,31; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 138,31 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,76.$$

Умови виконуються.

п. 8.1.3 Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{23.71 \cdot 0.95 \cdot 10}{2.19 \cdot 27.16 \cdot 245 \cdot 0.95} = 0.2 < 1$$

$$\varphi = \frac{0.5}{\lambda^2} \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.48 \lambda^{-2}} \right) = 2.19; \quad \delta = 9.87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 12.3.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{600 \cdot 5.12}{82.41} = 37.3; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37.3 \cdot \sqrt{\frac{245}{2.06 \cdot 10^5}} = 1.29.$$

Умови виконуються.

п. 9.2.1 включає розрахунок на міцність балок з використанням розрахункових перерізів елементів суцільного перерізу.

$$\frac{M \cdot \gamma_n}{W_{nmin} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{174.95 \cdot 0.95 \cdot 10}{184 \cdot 245 \cdot 0.95} = 0.3 < 1;$$

$$\frac{Q \cdot S_x \cdot \gamma_n}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{23.71 \cdot 104.73 \cdot 0.95 \cdot 10}{1844.26 \cdot 0.55 \cdot 130 \cdot 0.95} = 0.28 < 1;$$

$$\frac{M_x \cdot \gamma_n}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y \cdot \gamma_n}{I_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1; \quad \frac{174.95 \cdot 0.95 \cdot 10}{1844.26 \cdot 245 \cdot 0.95} \cdot 50 \pm \frac{2.05 \cdot 0.95 \cdot 10}{133.91 \cdot 245 \cdot 0.95} \cdot 100 = \frac{0.9}{0.3} < 1;$$

$$\frac{0.87 \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1;$$

$$\frac{0.87 \cdot 0.95}{245 \cdot 0.95} \cdot \sqrt{0.95^2 - 0.95 \cdot 0.77 + 0.77^2 + 3 \cdot 0.6^2} = 0.4 \leq 1.$$

Умови виконуються.

п. 9.4.1. Розрахунок на загальну стійкість двотаврових балок 1-го класу, а також бісталевих балок 2-го класу:

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b \cdot W_c \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{174,95 \cdot 0,95 \cdot 10}{0,62 \cdot 184 \cdot 245 \cdot 0,95} = 0,63 < 1;$$

φ_b – визначається за таблицею Н

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} = 4,35 \cdot \frac{133,91}{1844,26} \cdot \left(\frac{200}{6000 \cdot 5,12} \right)^2 \cdot \frac{2,05 \cdot 10^5}{245} =$$

$$= 0,62; \Rightarrow \varphi_b = \varphi_1;$$

$$a_t = 8 \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_{b1} \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{a_k \cdot t_w^2}{b_f \cdot t_f^3} \right) = 6,86 \Rightarrow \psi = 3,8 + 0,08 a_t = 4,35.$$

Умови виконуються.

Максимальний коефіцієнт використання перерізу - 0,7. Це означає, що переріз даного двотавра використовується на 70% своєї міцності. Таким чином, можна зробити висновок, що переріз підібрано правильно.

4.3.3. Розрахунок бази колони

Матеріал бази - сталь марки С235.

Розрахунковий опір при $t = 10 - 40$ мм;

Розрахункові зусилля: $N = -228,32$ кН, $M = 24,64$ кНм.

$$R_{b,lok} = \varphi_b \cdot R_b = 1,2 \cdot 11,5 = 13,8 \text{ МПа.}$$

Визначаємо розміри опорної плити

$$\text{Ширина опорної плити } B_{пл} = b_f + 2 \cdot (t_{тр} + c) = 100 + 2 \cdot (8 + 65) = 292 \text{ мм,}$$

где $b_f = 100$ мм - ширина полки колони;

$$t_{тр} = 8 \text{ мм} - \text{товщина траверса;}$$

Довжина плити знаходиться по формулі:

$$L_{pl} = \frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,lok}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,lok}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{b,lok}}} = \frac{1877,62}{2 \cdot 55 \cdot 1,38} + \sqrt{\left(\frac{1877,62}{2 \cdot 55 \cdot 1,38}\right)^2 + \frac{6 \cdot 235,66 \cdot 10^2}{55 \cdot 1,38}};$$

$$L_{pl} = 57,27 \text{ см.}$$

Приймаємо плиту з плановими розмірами 550x600 мм.

Визначення товщини опорної плити

Краєві напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою складають:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} - \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = \frac{1877,62}{55 \cdot 60} - \frac{6 \cdot 235,66 \cdot 10^2}{55 \cdot 60^2} = \frac{\kappa H}{\text{см}^2} - R_b \cdot b = \frac{\kappa H}{\text{см}^2};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = \frac{1877,62}{55 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 235,66 \cdot 10^2}{55 \cdot 60^2} = 0,15 \frac{\kappa H}{\text{см}^2};$$

Згинальний момент в опорній плиті:

- На ділянці 1

$$\frac{b}{a} = \frac{360}{190} = 1,9 < 2, \quad \alpha_1 = 0,098;$$

$$M_1 = \alpha_1 \cdot \sigma_1 \cdot a^2 = 0,098 \cdot 1,07 \cdot 19^2 = 37,85 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

- на ділянці 2:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} \cdot c^2}{2} = \frac{1,38 \cdot 6,5^2}{2} = 29,15 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

- на ділянці 3

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{90}{400} = 0,23 < 0,5$$

$$M_3 = \frac{\sigma_{\max} \cdot a_1^2}{2} = \frac{1,38 \cdot 9^2}{2} = 55,89 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Товщина опорної плити знаходимо по максимальному моменту:

$$t_{\text{min}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 55,89}{23 \cdot 1,2}} = 1,2 \text{ см}$$

Приймаємо $t_{\text{min}} = 1,4 \text{ см}$.

Розрахунок траверси:

У розрахунковій схемі траверсу представляється як дві консольні балки, шарнірно підперті на поясах колони. В якості навантаження враховується стислий зону під плитою, де діє тиск від фундаменту. Цей тиск формується з навантаження на площу, зібрану з половини ширини плити.

$$q_{tr, \text{max}} = \sigma_{\text{max}} \cdot \frac{B}{2} = 1,38 \cdot \frac{55}{2} = 37,95 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

У розтягнутій зоні - зусилля в анкерних болтах:

$$Z_a = \frac{M - N \cdot a}{2 \cdot y} = \frac{235,66 \cdot 10^2 - 1877,62 \cdot 21}{2 \cdot 56} = 141,64 \text{ кН};$$

Момент в траверсі від зусилля в анкерних болтах: $M = 21,95 \text{ кН м}$; По моменту в траверсі визначаємо:

$$W_{tr, \text{req}} = \frac{M_{tr}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{21,95 \cdot 10^2}{24 \cdot 1} = 91,46 \text{ см}^3;$$

При товщині $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ $h_{tr} = \sqrt{91,46 \cdot 6} = 23,43 \text{ см}$.

Приймаємо $25 \text{ тр } h = \text{см}$.

Розрахунок зварювального шва

Зварювання виконується ручним способом за допомогою електродів Е46 згідно з ГОСТ 9467-75, які мають визначені розрахункові характеристики.

$\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$ – коефіцієнти, прийняті по табл. 34 СНиП II-23-81*; $R_{wf} = 200$ МПа – розрахунковий опір металу зварного шва (табл. 56) для електродів типу Е-46;7 $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162,0$ МПа (табл. 3) - розрахунковий опір зварного шва по кордоні сплаву;

$\gamma_{wf} = 1,0$ и $\gamma_{wz} = 1,0$ - згідно п. 11.2* СНиП II-23-81*;

$\gamma_c = 1,0$ - згідно прим. Табл. 6 СНиП II-23-81*.

Тоді:

$$a) \text{ по металу шва - } k_f = \frac{q \cdot L}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot (L + 2K_1) \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{37,95 \cdot 60 \cdot 10}{0,7 \cdot 200 \cdot (60 + 2 \cdot 9) \cdot 1 \cdot 1} = 2,1 \text{ см};$$

б) по металу границі сплавлення

$$k_z = \frac{q \cdot L}{\beta_z \cdot R_{wz} \cdot (L + 2K_1) \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{37,95 \cdot 60 \cdot 10}{1,0 \cdot 162 \cdot (60 + 2 \cdot 9) \cdot 1 \cdot 1} = 1,8 \text{ см}$$

Приймаємо катет зварного шва кріплення траверси до плити відповідно до розрахунку і рекомендаціями таблиці 38 СНиП II-23-81 * рівним – $k_f = 12 \text{ мм}$.
Торець колони і плиту фрезерує. У цьому випадку шви приварювання до плити призначаємо конструктивно мінімальної висоти, при товщині плити приймаємо висоту катета шва $k_f = 9 \text{ мм}$.

Розрахунок анкерних болтів

$$N_n = -\frac{N}{2} + \frac{M}{h_0} = -\frac{-471,4}{2} + \frac{931,2 \cdot 100}{91,75} = 779,23 \text{ кН}$$

$$A_{bn}^a = \frac{N_n}{R_{bn}} = \frac{779,23 \cdot 10}{150} = 51,95 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 анкерних болта площею $6,48 \text{ см}^2$; наружний діаметр 30 мм.

4.3. Розрахунок фундаментів.

Фундаменти під колони будинку будуть стаканного типу і виконані з монолітного бетону. Товщина бетонної підготовки складатиме 100 мм, а клас бетону - С20/25. Зовнішню вертикальну гідроізоляцію фундаментів виконують за допомогою двошарової обмазки бітумом. Також буде виконана

гідроізоляція під основу підлоги підвалу за допомогою гідроізоляційного матеріалу, який буде наплавлятися.

Навколо будівлі буде влаштовано вимощення з асфальтобетону шириною 1 метр і нахилом від будинку ($i = 0,003$). Між фундаментом і шлакоблочною кладкою по периметру будівлі будуть розміщені 2 шари толі.

Проектуема будівля має простий план і складається з прямокутного блоку з загальними розмірами в плані: довжина - 30,0 метри, ширина - 12,0 метри.

Майданчик будівництва розташований в місті Долина. Основні фізико-механічні властивості ґрунтів будівельного майданчика наведені в таблиці 1.

Таблиця 1– Основні фізико-механічні властивості ґрунтів

Інженерно-геологічний елемент	g , кН/м ³	g_s , кН/м ³	W	W _L	W _P	C, кПа	f, град.	E, МПа
1. Ґрунтово-рослинний і насипний шар	15	27,8	0,14					
2. Суглинки бурі	18,2	26,6	0,14	0,21	0,15	15	22	17
3. Суглинки червоно-коричневі	19,2	26,5	0,10	0,24	0,18	22	17	20
4 Глина червоно-біла	19,2	27,2	0,18	0,26	0,11	25	21	20

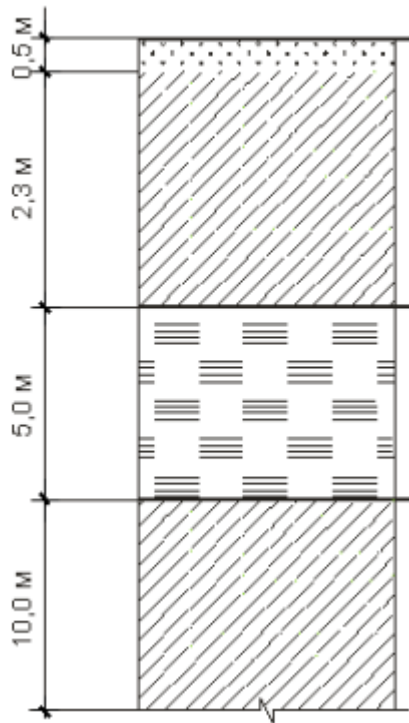
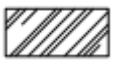


Рис.1 Геологічний розріз

4.3.1. Аналіз інженерно-геологічних умовПроводиться аналіз інженерно-геологічних умов майданчика шляхом визначення похідних і класифікаційних характеристик ґрунтів. Під час аналізу досліджуються встановлені характеристики ґрунту, щоб визначити його придатність в якості основи для фундаментів.



ІГЕ-1 – шар рослинного і насипного ґрунту, потужністю 0,5 м (за умовою). Питома вага, якого $\gamma = 15,0 \text{ кН/м}^3$ – ґрунт не може використовуватися в якості підстави в зв'язку зі своєю неоднорідністю і великим вмістом органічних включень. Ґрунт підлягає зрізу.



ІГЕ -2 – суглинки бурі потужністю до 2,3 м (за умовою). – питома вага сухого ґрунту

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{18,2}{1+0,14} = 15,96, \text{ кН/м}^3;$$

– коефіцієнта пористості

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26,6 - 15,96}{15,96} = 0,67;$$

– питома вага ґрунту в підвішеному в водонасиченому стані

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,6 - 10}{1+0,67} = 9,94, \text{ кН/м}^3;$$

де γ_w – питома вага води, приймається рівним 10 кН/м³; – ступень вологості

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w} = \frac{26,6 \cdot 0,14}{0,67 \cdot 10} = 0,56;$$

– число пластичності

$$I_p = w_L - w_p = 0,22 - 0,16 = 0,06.$$

Даний ґрунт є супіском відповідно до дод. В [1]. – показник текучості

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0,14 - 0,15}{0,21 - 0,15} = < 0.$$

Ґрунт знаходиться в твердому стані відповідно до дод. В. [1]. – повна вологоємність

$$w_{sat} = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} = \frac{0,67 \cdot 10}{26,6} = 0,25.$$

У ґрунту повна вологоємність перевищує вологість на межі текучості, що свідчить про його недостатню стійкість. Такий ґрунт не можна використовувати як природну підставу, особливо якщо майданчик будівництва потенційно підтоплюється.

– показник плинності повністю водонасиченого ґрунту

$$I_{L,sat} = \frac{w_{sat} - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0.25 - 0.15}{0.21 - 0.15} = 1.67.$$

У зв'язку з тим, що коефіцієнт пористості $e < 1$, а ступінь вологості менше 0.7, ґрунт може бути використаний як природна підстава для фундаментів. Однак, важливо забезпечити, щоб ґрунт не перебував у водонасиченому стані під час будівництва фундаментів і під час експлуатації споруди.



ІГЕ -3 – суглинки червоно-коричневі потужністю до 5,0 м (за умовою).

– питома вага сухого ґрунту

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{19,2}{1 + 0.16} = 16,55, \text{ кН/м}^3;$$

– коефіцієнта пористості

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26,5 - 16,55}{16,55} = 0.60;$$

-питома вага ґрунту у зваженому у воді стані

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.5 - 10}{1 + 0.60} = 10,30, \text{ кН/м}^3,$$

де γ_w – питома вага води, приймається рівним 10 кН/м³ ; – ступеня вологості

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w} = \frac{26.5 \cdot 0.16}{0.60 \cdot 10} = 0.70;$$

– число пластичності

$$I_p = w_L - w_p = 0.24 - 0.18 = 0.06.$$

Даний ґрунт є супіском відповідно до дод. В []. – показник текучості

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0.16 - 0.18}{0.24 - 0.18} = < 0;$$

ґрунт знаходиться в твердому стані відповідно до дод. В []. – повна вологоємність

$$w_{sat} = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} = \frac{0.60 \cdot 10}{26.5} = 0.23.$$

Вологість ґрунту на межі текучості не перевищує повну вологоємність, тому ґрунт можна використовувати як природну підставу за умови, що майданчик будівництва може бути потенційно підтопленим.

– показник плинності повністю водонасиченого ґрунту

$$I_{L,sat} = \frac{w_{sat} - w_p}{w_L - w_p} = \frac{0.23 - 0.18}{0.24 - 0.18} = 0.84.$$

Ґрунт можна використовувати в якості природного підстави для фундаментів, оскільки його коефіцієнт пористості менше 1, а ступінь вологості менше 0.7. При цьому важливо враховувати, що ґрунт не буде насиченим водою під час влаштування фундаментів та в подальшій експлуатації споруди.

4.3.2. Вибір глибини закладення підшви фундаменту

При визначенні глибини закладення підшви фундаменту враховуються вимоги та конструктивні особливості будівлі, а також рельєф поверхні ділянки.

З урахуванням геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва, навантажень, а також глибини сезонного промерзання ґрунту, яка характерна для Івано-Франківської області, встановлюється відповідна глибина

закладення підосви фундаменту - $f_n d = 1,2$ м і коефіцієнт теплового режиму будівлі $h_k = 0,4$ м визначаємо нормативну глибину закладення підосви фундаментів за формулою:

$$d_f \geq k_h \cdot d_{fn} = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м.}$$

Фундамент під колону в осях В-3 розраховується з урахуванням конструктивних вимог та розмірів траверси бази. У даному випадку, нижня межа колони знаходиться на відмітці -0,200 метри.

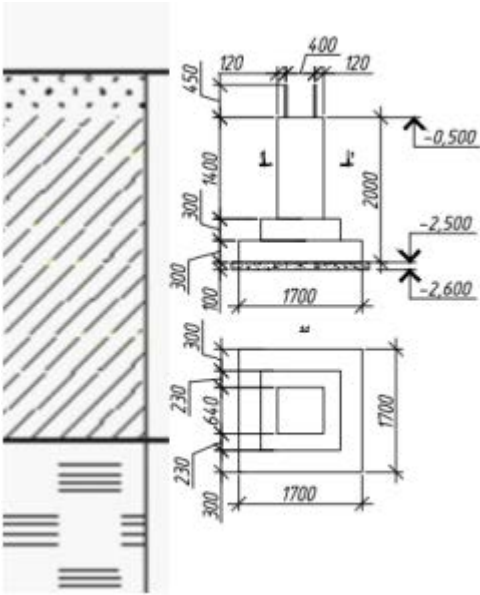
Для прив'язки будівлі по вертикалі, виконується розріз по свердловині. З урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, ґрунти ІГЕ-2 і ІГЕ-3 можуть бути використані як основа для фундаментів. Відмітка низу фундаментів приймається рівною -2,700 метри, враховуючи діаметри анкерних болтів кріплення колони до фундаменту та глибину їх анкерування.

Вимоги ДБН, які необхідно враховувати, можна упередити до трьох основних:

-Ґрунт повинен мати відповідні будівельні властивості, аналіз яких наведено вище. Підосва фундаменту має бути розташована нижче покрівлі шару на 300 мм і вище підосви шару на 500 мм, відповідно до інженерно-геологічного розрізу (приймається -4,7 м).

-Конструктивні особливості: Необхідно враховувати конструктивні вимоги, які включають розрахунок розміру та форми фундаменту, а також встановлення необхідного армування.

-Глибина промерзання ґрунту: При визначенні глибини підосви фундаменту необхідно враховувати глибину сезонного промерзання ґрунту підстави. У всіх випадках мінімальна глибина закладення фундаменту повинна бути не менше 0,5 метра.



4.6.3 Визначення розмірів підшви фундаменту.

Розрахункові навантаження на фундамент:

$N = -100,7$ кН (нормальне навантаження)

$M = 25,44$ кНм (момент)

$Q = 6,81$ кН (зсуваюче навантаження) Для розрахунку фундаменту використовується ДБН В2.1.1-10-2009, і проводиться розрахунок по другій групі граничного стану (деформаціям) з допущенням лінійної деформованості основи.

Для виконання умов лінійної деформованості основи повинні бути виконані наступні умови:

$$P_{cp} \leq R/\gamma_n$$

$P_{max} \leq 1,2 \cdot R/\gamma_n$ Де: P_{cp} – середній тиск по підшві фундаменту, кПа; R – розрахунковий опір основи, кПа;

P_{max} і P_{min} – відповідно максимально та мінімально крайові тиски, кПа.

Розміри подошви фундаменту можна визначити графо-аналітично, використовуючи розрахунковий опір ґрунту R. Розрахунковий опір ґрунту визначає рівень напружень, при якому підставу можна вважати лінійно деформованою. Згідно вимог ДБН Ст. 2.1-10-2009, R розраховується за наступною формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad [2.1]$$

γ_{c1} і γ_{c2} – відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10-2009);

Коефіцієнт k залежить від методу визначення міцності ґрунту: k = 1 для дослідного визначення та k = 1,1 для визначення за таблицями ДБН В.2.1.1-10-2009.

M_y , M_q і M_c – коефіцієнти, які залежать від ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009);

d_1 – розрахункове значення глибини закладання фундаменту,

m ; γ_{II} і γ'_{II} – усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, залягаючи відповідно нижче і вище подошви фундаменту;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту; d_b - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (при ширині підвалу $U \leq 20$ м і глибині більше 2 м, $d_b = 2$ м, при $U > 20$, $d_b = 0$).

Крайові тиски під подошвою фундаменту:

$$P_{\min}^{\max} = P_{cp} \pm (M + Qh_f) / W \quad [2.2]$$

Формула для обчислення моменту опору подошви прямокутних фундаментів:

$W = b \cdot l^2 / 6$, де b - ширина подошви, l - довжина подошви.

Середній тиск під подошвою фундаменту визначається як навантаження, поділене на площу подошви фундаменту.

$$P_{cp} = \frac{F_v}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d, \quad [2.3]$$

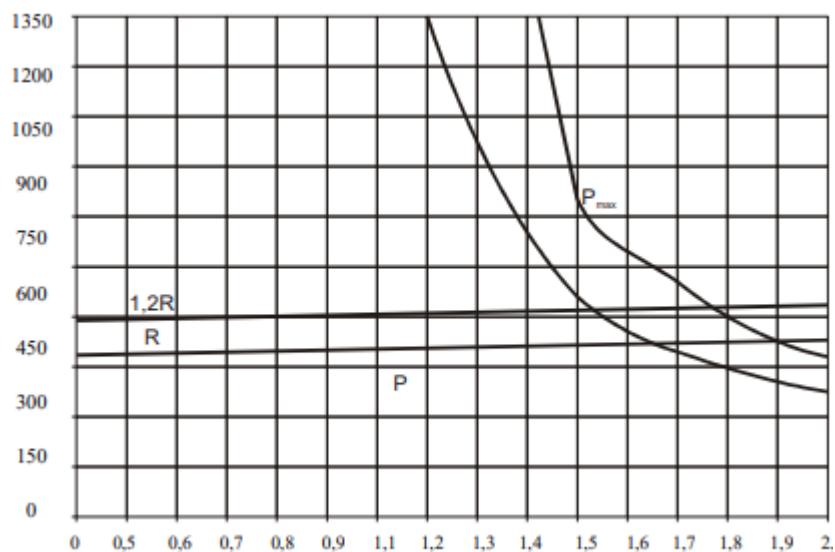
де:

F_v – результуюча вертикальна сила на обріз фундаменту, кН; b і l – відповідно ширина та довжина подошви фундаменту

γ_{mt} -середньовзвішений питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах (приймається в діапазоні 20...22 кН/м³); приймаємо $\gamma_{mt} = 21$ кН/м³ .

Розрахунки приведені у таблиці

Вид напружень	Ширина фундаменту, м		
	1,3	1,5	1,7
P, кПа	165,8	124,69	109,86
P _{max} , кПа	1288,89	442,6	268,36
W, м ³	0.16	0.37	0.56
R, кПа	725,8	742,6	753,8



Графіки залежностей $p = f(b)$, $p_{\max} = f(b)$, $R = f(b)$ і $1,2R = f(b)$

З урахуванням конструктивних вимог до проектування фундаментів приймається розмір подошви фундаменту $b \times h = 1,7 \times 1,7$ м. Тепер проведемо перевірку виконання умов:

$$P=130,09 \text{ кПа} \leq R=742,6 \text{ кПа}; \quad P_{\max}=442,6 \text{ кПа} \leq 1,2R/\gamma_n=594,08 \text{ кПа};$$

Розміри подошви фундаментів правильні, оскільки умови нерівностей виконуються.

4.6.4 Розрахунок осідання.

Для розрахунку осідання фундаментів використовується метод пошарового підсумовування згідно вимог ДБН В.2.1-10-2009. Підставою фундаментів є супесь, і характеристики фізико-механічних властивостей цього ґрунту були наведені раніше. Середній тиск під подошвою фундаменту дорівнює 130,09 кПа.

Побутові тиски розраховуються на основі вертикальних напружень, які є лінійною функцією глибини. Виконуємо розрахунок побутових тисків:

$$\sigma_{zg,1,0} = \gamma_{11,1} \cdot h_1 + \gamma_{11,2} \cdot h_2 = 16,5 \cdot 0,5 + 16,5 \cdot 1,3 = 29,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,1,0} + \gamma_{11,2} \cdot h_3 = 29,7 + 16,5 \cdot 2,4 = 69,3 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{11,3} \cdot h_4 = 69,3 + 19,0 \cdot 2,8 = 122,5 \text{ кН/м}^2;$$

Для шарів водопроникної ґрунту, що розташовані нижче рівня ґрунтових вод, питома вага ґрунту визначається з урахуванням впливу води, що діє по вертикалі.

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{sb,3} \cdot h_5 = 122,5 + 10,36 \cdot 0,2 = 124,57 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{sb,3} \cdot h_6 = 124,57 + 10,41 \cdot 3,0 = 165,8 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{де } \gamma_{sb,3} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1+e) = (27,2 - 10)/(1+0,66) = 10,36 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,4} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1+e) = (27,0 - 10)/(1+0,634) = 10,41 \text{ кН/м}^3.$$

Відповідно до отриманих значень, ми будуємо епюру побутових тисків з лівого боку від осі фундаменту.

Потім обчислюємо додаткові вертикальні напруги від зовнішнього навантаження і будуємо епюру додаткових тисків.

$$\sigma_{zg,1} = \alpha \cdot p_0,$$

де $p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 130,09 - 69,3 = 60,79 \text{ кПа}$ – додаткове вертикальне тиск на основу; p – середнее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту;

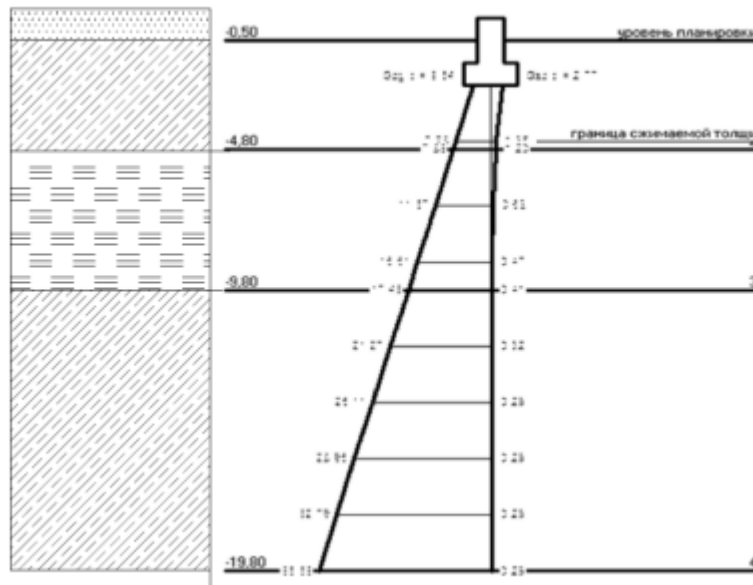
α - коефіцієнт, що враховує зменшення додаткових напружень по глибині.

Ґрунтову товщу під підосвою фундаменту розбиваємо на умовні шари, кожен з яких має товщину, не перевищуючу $0,4b$. Приймаємо товщину кожного шару рівну $0,6 \text{ м}$ ($0,4 \times 1,5$) і визначаємо додатковий тиск на кордонах шарів. Отримані результати розрахунків заносимо в таблицю, вказуючи відстань Z від підосви фундаменту до кожного кордону умовних шарів.

Отримані значення додаткових тисків відкладаємо з правого боку від осі фундаменту і будуємо епюру додаткових тисків.

Знаходимо місце розташування нижньої межі стисливої товщі, виходячи з умови

$\sigma_{zp,l} = 0,2\sigma_{zg,l}$. Нижня межа стисливої товщі знаходиться на глибині 3 м від підшоши фундаменту, $HC = 4,6$ м.



Грунтова обстановка будівельного майданчика по ряду Б

Таблиця 3.3. - Додаткові тиску під підшовою стовпчастого фундаменту

№ п/п	Z, м	$\xi = 2Z/b$	α	$\sigma_{zp,l} = \alpha \cdot P_0$
1	0	0	1,0	60,79
2	0,6	0,8	0,830	50,45
3	1,2	1,6	0,495	30,09
4	1,8	2,4	0,295	17,93
5	2,4	3,2	0,180	10,94
6	3,0	4,0	0,130	7,90
7	3,6	4,8	0,095	5,77

Розрахунок осідання фундаментів S проводимо за формулою:

$$S = \frac{\beta \cdot \sum \sigma_{zp,l} \cdot h_i}{E_i},$$

где β - безрозмірний коефіцієнт, коригуючий спрощену схему розрахунку,

$\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}$ – середнє додаткову напругу в і-тому елементарному шарі, кПа;

h_i – товщина і-го елементарного шару ґрунту;

E_i - модуль деформації і-го елементарного шару ґрунту, кПа.

$$S = \frac{0,8 \cdot \left(\frac{60,79 + 50,45}{2} + \frac{50,45 + 30,09}{2} + \frac{30,09 + 17,93}{2} + \frac{17,93 + 10,94}{2} \right) \cdot 0,6}{15000} = 0,0042 \text{ м.}$$

Перевірка показує, що осідання фундаментів по ряду Б під розрахункові навантаження не перевищують гранично допустимих значень.

5. Інженерні мережі

Розрахунок електропостачання будівельної площадки є важливим завданням дипломного проекту. Його мета полягає в об'єктивній оцінці електричного навантаження на будівельний майданчик. Від правильної оцінки залежать вартість мереж електропостачання, витрати на їх спорудження, рівень втрат електроенергії та експлуатаційні витрати. При розрахунку необхідно уникати помилок, особливо у випадку зменшення розрахункових навантажень. Це може призвести до підвищених втрат електроенергії в мережі та прискореного зносу електроустаткування. З іншого боку, завищені розрахункові навантаження призводять до зростання капітальних витрат на будівництво мереж електропостачання та неповного використання електрообладнання та ліній електропостачання. Отже, точність розрахунків має велике значення для ефективного електропостачання будівельного майданчика.

Визначення розрахункових навантажень використовує різні методи, включаючи метод встановленої потужності і коефіцієнта попиту, метод впорядкованих діаграм навантажень, метод питомої витрати електроенергії

на одиницю продукції. Один з простих і поширених методів - метод встановленої потужності і коефіцієнта попиту.

Розрахунок кількості прожекторів за формулою: $N = p \cdot E \cdot S / P_{\text{Л}}$

$$= 0,3 \cdot 3 \cdot 2400 \text{ м}^2 / 1500 = 4,32 \approx 5 \text{ шт}$$

де p – питома потужність при освітленні прожекторами, приймаємо 0,25...0,4 Вт/м² лк;

E – освітленість 2,...,4 лк;

S – площа, яка підлягає освітленню, м² ;

$P_{\text{Л}}$ – потужність лампи прожектора, Вт (при освітленні прожекторами ПЗС-35, =500, 1000 Вт, ПЗС45 $P_{\text{Л}}$ =1000, 1500 Вт).

Таблиця 1

Вихідні дані для розрахунку потужностей

Найменування груп електроприймачів		Сумарна встановлена потужність $P_{\text{н}}$, кВт	cosφ	ПВ	Коефіцієнт попиту K_c
	1	2	3	4	5
К	Кран автомобільний	60	0,5	0,25	0,3
БСО	Вібратори (ВБ)	8,2	0,5	0,25	0,25
	Розчинонасоси (РН)	6,2	0,8	1,0	0,7
	Компресори (К)	40	0,8	1,0	0,8
СК	Ручний електроінструмент (РІ)	4,4	0,4	0,4	0,25
	Зварювальні трансформатори (СТ)	= 64,0 кВА	0,4	0,6	0,3
ОБ	Освітлення будівельного майданчика прожекторами ПЗС-35 (5 шт. потужність 500 Вт)	20,5	0,8	0,8	0,7

Визначаємо величини активних розрахункових потужностей окремих груп електроприймачів за формулами:

- для крана:

$$P_{\text{нБК}} = P_{\text{БК}} = 60 \cdot \sqrt{0,25} = 30 \text{ кВт};$$
$$P_{\text{рБК}} = K_{\text{сБК}} \cdot P_{\text{нБК}} = 0,3 \cdot 30 = 9,0 \text{ кВт}$$

- для вібраторів:

$$P_{\text{нВБ}} = P_{\text{ВБ}} = 8,2 \cdot \sqrt{0,25} = 4,1 \text{ кВт};$$
$$P_{\text{рВБ}} = K_{\text{сВБ}} \cdot P_{\text{нВБ}} = 0,25 \cdot 4,1 = 1,025 \text{ кВт}.$$

- для розчинонасосів:

$$P_{\text{рРН}} = K_{\text{сРН}} \cdot P_{\text{нРН}} = 0,7 \cdot 6,2 = 4,3 \text{ кВт}; .$$

- для компресорів:

$$P_{\text{рК}} = K_{\text{сК}} \cdot P_{\text{нК}} = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ кВт}.$$

- для ручного електроінструменту:

$$P_{\text{нРИ}} = P_{\text{РИ}} = 4,4 \cdot \sqrt{0,4} = 2,78 \text{ кВт};$$
$$P_{\text{рРИ}} = K_{\text{сРИ}} \cdot P_{\text{нРИ}} = 0,25 \cdot 2,78 = 0,695 \text{ кВт}$$

- для зварювальних трансформаторів:

$$P_{\text{нСТ}} = S_{\text{нСТ}} \cdot \cos \varphi_{\text{нСТ}} = 64 \cdot 0,4 = 25,6 \text{ кВт};$$
$$P_{\text{рСТ}} = K_{\text{сСТ}} \cdot P_{\text{нСТ}} = 0,3 \cdot 25,6 = 7,68 \text{ кВт}$$

- освітлення площадки:

$$P_{\text{нл}} = S_{\text{нл}} \cdot \cos \varphi_{\text{нл}} = 20,5 \cdot 0,8 = 16,4 \text{ кВт};$$
$$P_{\text{рл}} = K_{\text{сл}} \cdot P_{\text{нл}} = 0,7 \cdot 16,4 = 11,48 \text{ кВт}.$$

2. Визначаємо величину активної розрахункової потужності всього будівельного майданчика по формулі:

$$P = P_{\text{рБК}} + P_{\text{рВБ}} + P_{\text{рРН}} + P_{\text{рК}} + P_{\text{рРИ}} + P_{\text{рСТ}} + P_{\text{рл}} =$$
$$= 9,00 + 1,025 + 4,34 + 8,25 + 0,695 + 32 + 11,48 = 66,88 \approx 67 \text{ кВт}.$$

3. Визначаємо величини реактивних розрахункових потужностей груп електроприймачів за формулою:

- для крана:

$$Q_{\text{рБК}} = P_{\text{рБК}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{БК}} = 9,0 \cdot 1,73 = 15,57 \text{ квар};$$

- для вібраторів:

$$Q_{\text{рВБ}} = P_{\text{рВБ}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{ВБ}} = 1,025 \cdot 1,73 = 1,773 \text{ квар};$$

- для розчинонасосів:

$$Q_{\text{рРН}} = P_{\text{рРН}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{РН}} = 4,34 \cdot 0,75 = 3,255 \text{ квар};$$

- для компресорів:

$$Q_{\text{рК}} = P_{\text{рК}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{К}} = 32 \cdot 0,75 = 24 \text{ квар};$$

- для ручного електроінструменту:

$$Q_{\text{рРИ}} = P_{\text{рРИ}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{РИ}} = 0,695 \cdot 2,29 = 1,59 \text{ квар};$$

- для зварювальних трансформаторів:

$$Q_{\text{рСТ}} = P_{\text{рСТ}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{СТ}} = 7,68 \cdot 2,29 = 17,6 \text{ квар}.$$

- освітлення площадки:

$$Q_{\text{рп}} = P_{\text{рп}} \cdot \text{tg} \varphi_{\text{п}} = 11,84 \cdot 0,75 = 8,88 \text{ квар}.$$

4. Визначаємо величину реактивної розрахункової потужності всього будівельного майданчика по формулі

$$\begin{aligned} Q &= Q_{\text{рБК}} + Q_{\text{рВБ}} + Q_{\text{рРН}} + Q_{\text{рК}} + Q_{\text{рРИ}} + Q_{\text{рСТ}} + Q_{\text{рп}} = \\ &= 15,57 + 1,773 + 3,255 + 24 + 1,59 + 17,6 + 8,88 = 72,66 \approx 73 \text{ квар}. \end{aligned}$$

Для визначення розрахункової повної потужності (P) і коефіцієнта потужності ($\cos \varphi$) всього будівельного майданчика застосовуються такі формули:

$$S = \sqrt{P^2 + Q^2} = \sqrt{67^2 + 73^2} = 99,01 \text{ кВА};$$

$$\cos \varphi = \frac{P}{S} = \frac{67}{99,01} = 0,67 .$$

6. Уточнюємо розрахункові потужності з урахуванням коефіцієнта участі в максимумі навантаження ($K_m = 0,85$) за відповідними формулами.

$$P_{\text{расч}} = K_m \cdot P = 67 \cdot 0,85 = 56,95 \text{ кВт}; \quad Q_{\text{расч}} = K_m \cdot Q = 0,85 \cdot 73 = 62,05 \text{ квар};$$

$$S_{\text{расч}} = K_m \cdot S = 0,85 \cdot 99,01 = 84,2 \text{ кВА},$$

або

$$S_{\text{расч}} = \sqrt{P_{\text{расч}}^2 + Q_{\text{расч}}^2} = \sqrt{56,95^2 + 62,05^2} = 85 \text{ кВА}.$$

Таким чином, повна розрахункова потужність всього будівельного майданчика становить 85 кВА. З цього значення можна вибрати потужність трансформатора для пониження напруги на трансформаторній підстанції.

5.2 Проводимо вибір компенсуючого пристрою для підвищення коефіцієнта потужності електрообладнання будівельного майданчика. Вибір здійснюється зі значення 0,864 до 0,95, враховуючи результати розрахунків, зроблених у прикладі I. Для розрахунку реактивної потужності компенсуючого пристрою використовується відповідна формула.

$$Q_{\text{кв}} = P_{\text{расч}} (\tan \varphi_1 - \tan \varphi_2),$$

$$Q_{\text{кв}} = 56,1 \cdot (0,582 - 0,328) = 14,25 \text{ квар}.$$

З таблиці за результатами розрахунку вибираємо для компенсації косинусні конденсатори типу КМ-0, 38-18 номінальною потужністю $Q_H = 18$.квар.

5.3. Здійснюємо вибір силового трансформатора для будівельного майданчика на основі результатів розрахунків:

$$\text{Вихідними даними є: } P_{\text{расч}} = 56,1 \text{ кВт}; \quad Q_{\text{расч}} = 61,2 \text{ кВАр}; \quad S_{\text{расч}} = 83,13 \text{ кВА};$$

$$Q_{\text{кв}} = 14,25 \text{ кВАр}.$$

Розраховуємо реактивну потужність будівельного майданчика з урахуванням потужності компенсуючого пристрою за допомогою формули:

$$Q' = Q_{\text{расч}} - Q_{\text{кв}} = 61,2 - 14,25 = 46,95 \text{ кВАр}.$$

Повна розрахункова потужність будівельного майданчика визначається за допомогою формули:

$$S' = \sqrt{(P')^2 + (Q')^2} = \sqrt{45,9^2 + 41,045^2} = 61,84 \text{ кВА.}$$

За отриманими результатами в пункті 2 використовуючи таблиці, проводимо попередній вибір трансформатора, обираючи його потужність таким чином, щоб вона була більшою.

Вибираємо трансформатор типу ТМ-63/10 потужністю 63 кВ. $S_{TP} = 63 \text{ кВ.}$

Розраховуємо втрати в трансформаторі:

$$\Delta P = 0,02 \cdot S_{TP} = 1,26 \text{ кВт;}$$

$$\Delta Q_{TP} = 0,02 \cdot S_{TP} = 7,56 \text{ кВАр.}$$

Визначаємо загальні розрахункові потужності будмайданчика за відповідними формулами:

$$P_{TP} = P + \Delta P_{TP} = 56,1 + 1,26 = 57,36 \text{ кВт;}$$

$$Q_{общ} = Q' + \Delta Q_{TP} = 61,2 + 7,56 = 68,76 \text{ кВА;}$$

$$S_{общ} = \sqrt{(P_{общ})^2 + (Q_{общ})^2} = \sqrt{57,36^2 + 68,76^2} = 89,54 \text{ кВА}$$

Перевіряємо співвідношення. У нашому випадку умова не виконується, тобто $S_{TP} < S_{общ}$. У зв'язку з цим по таблиці можна вибрати

$S_{TP} = 0,65 \cdot S_{общ}$, де $S_{общ}$ - загальна потужність будмайданчика, отримана в попередньому пункті цього розділу

Таким чином, виходячи з вищесказаного, проводимо кінцевий вибір

трансформатора: $S_{TP} = 0,65 \cdot S_{общ} = 0,65 \cdot 83,13 = 54,03 \text{ кВА}$

Вибір двох трансформаторів типу ТМ-63/10 потужністю 63 кВА кожен є раціональним рішенням, оскільки воно відповідає вимогам оптимальної роботи трансформаторів та ефективного використання їх потужності.

5.4. Визначити центр електричного навантаження будмайданчика виходячи із заданих в таблиці 2 координат окремих об'єктів і за результатами розрахунку потужностей цих об'єктів.

Таблиця 2

Об'єкт	Найменування груп електроприймачів	Координати	
		X_i , м	Y_i , м
Кран автомобільний (К)	Електрообладнання крана	160	86
Бетонозмішувальне відділення (БЗО)	Вібратори (ВБ)	26	60
	Розчинонасоси (РН)		
	Компресори (К)		
Будівля	Ручний електроінструмент (РИ)	150	54
	Зварювальні трансформатори (ЗТ)		

1. Розраховуємо повні потужності окремих груп електроприймачів за даними, отриманими в п 5.1:

$$S_{Рбк} = \sqrt{(P_{Рбк})^2 + (Q_{Рбк})^2} = \sqrt{8,25^2 + 14,27^2} = 16,48 \text{ кВА};$$

— для бетонозмішувального відділення

$$P_{Рбсо} = P_{Рвб} + P_{Ррн} + P_{Рк} = 1,025 + 4,34 + 32 = 37,365 \text{ кВА};$$

$$Q_{Рбсо} = Q_{Рвб} + Q_{Ррн} + Q_{Рк} = 1,773 + 3,255 + 24 = 29,03 \text{ кВАр};$$

$$S_{Рбсо} = \sqrt{(P_{Рбсо})^2 + (Q_{Рбсо})^2} = \sqrt{37,365^2 + 29,03^2} = 61,84 \text{ кВА};$$

— для будівлі

$$P_{Рск} = P_{Рри} + P_{Рсс} = 0,695 + 7,68 = 8,375 \text{ кВА};$$

$$Q_{Рск} = Q_{Рри} + Q_{Рсс} = 1,59 + 17,6 = 19,19 \text{ кВАр};$$

$$S_{Рск} = \sqrt{(P_{Рск})^2 + (Q_{Рск})^2} = \sqrt{8,375^2 + 19,19^2} = 20,93 \text{ кВА}.$$

2. Координати центра навантажень визначаємо за формулами

$$\begin{aligned}
X_0 &= \frac{S_{P_{\text{БК}}} \cdot X_{\text{БК}} + S_{P_{\text{БСО}}} \cdot X_{\text{БСО}} + S_{P_{\text{СК}}} \cdot X_{\text{СК}}}{S_{P_{\text{БК}}} + S_{P_{\text{БСО}}} + S_{P_{\text{СК}}}} = \\
&= \frac{16,48 \cdot 160 + 47,3 \cdot 26 + 20,93 \cdot 150}{16,48 + 47,3 + 20,93} = 82,7 \text{ м}; \\
Y_0 &= \frac{S_{P_{\text{БК}}} \cdot Y_{\text{БК}} + S_{P_{\text{БСО}}} \cdot Y_{\text{БСО}} + S_{P_{\text{СК}}} \cdot Y_{\text{СК}}}{S_{P_{\text{БК}}} + S_{P_{\text{БСО}}} + S_{P_{\text{СК}}}} = \\
&= \frac{16,48 \cdot 86 + 47,3 \cdot 60 + 20,93 \cdot 54}{16,48 + 47,3 + 20,93} = 63,6 \text{ м}.
\end{aligned}$$

Таким чином, отримуємо координати центру навантажень $X_0 = 82,7 \text{ м}$, $Y_0 = 63,6 \text{ м}$, які наносимо на план-схему будівельного майданчика, тим самим визначаємо місце розташування понижувальної трансформаторної підстанції.

5.5. Необхідно визначити переріз трифазного кабелю марки АВВГ, який буде використовуватися для живлення бетонозмішувальної майданчика з напругою 380В за радіальною схемою, враховуючи результати попередніх розрахунків.

Алгоритм розрахунку наступний.

1. На плані будівельного майданчика ми відображаємо приміщення бетонозмішувального відділення, кабельну лінію та визначаємо центр навантажень. Масштаб плану дозволяє встановити довжину кабельної лінії, яка складає 57 метрів.

2. Розрахункова активна потужність електроприймачів у бетонозмішувальному відділенні становить 37,365 кВт, як вказано в пункті 4.

3. Враховуючи можливу несиметричність навантаження, для живлення бетонозмішувального відділення вибирається чотирьохжильний кабель марки АВВГ. Кабель має три струмоведучі жили і нульовий провід.

4. Для обчислення розрахункового струму бетонозмішувального відділення, яке має трифазне навантаження, використовується наступна формула:

$$I_p = \frac{P_{P\delta\cos\phi_n}}{\sqrt{3} \cdot U_n \cdot \cos\phi_n} = \frac{37,365 \cdot 1000}{\sqrt{3} \cdot 380 \cdot 0,79} = 17,9 \text{ А},$$

де

$$\cos\phi_n = \frac{P_{P\delta\cos\phi_n}}{S_{P\delta\cos\phi_n}} = \frac{37,365}{47,3} = 0,79.$$

За величиною розрахункового струму I_p виходячи з умови визначаємо перетин жил кабелю $S=16\text{мм}^2$

Вибір кабелю $3 \cdot 16 + 1 \cdot 10$. означає, що це силовий чотирьохжильний кабель, який має три струмоведучі жилки з алюмінію з перетином 16 мм^2 кожна і нульову жилку з перетином 10 мм^2 .

5. Вибираємо плавку вставку запобіжника, дотримуючись умову

$$I_v = 80 \text{ А} > I_p.$$

вибираємо запобіжник типу ПР–2–100 на 80А

Для перевірки правильності вибору перетину кабелю за умовою допустимої втрати напруги на рівні 5%, необхідно порівняти втрати напруги, обчислені за розрахунковим перетином кабелю, зі значенням 5%. Якщо обчислені втрати напруги менші або рівні 5%, то вибір перетину кабелю вважається правильним.

Розрахунок ведемо

за формулою необхідні дані беремо з таблиць:

$$\Delta U\% = 100 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot I_p \cdot l}{U_H} (R_0 \cdot \cos \varphi_{\Pi} + x_0 \cdot \sin \varphi_{\Pi}) =$$

$$= 100 \frac{\sqrt{3} \cdot 71,9 \cdot 57 \cdot 10^{-3}}{U_H} (1,94 \cdot 0,79 + 0,067 \cdot 0,61) = 2,72\%,$$

$$\text{где } \sin \varphi_{\Pi} = \frac{Q_{\text{Рбсо}}}{S_{\text{Рбсо}}} = \frac{29,03}{47,3} = 0,61.$$

Так, враховуючи, що падіння напруги не перевищує задану величину і вибраний перетин кабелю відповідає вимогам пожежної безпеки і допустимої втрати напруги в лінії, кабель АБВГ 3 * 16 + I * 10 може бути використаний для живлення бетонозмішувального відділення будівельного майданчика.

6. ОЦІНКА ВПЛИВІВ НА НАВКОЛИШНЄ СЕРЕДОВИЩЕ

Завдання на дипломний проект передбачає проведення оцінки впливів на

атмосферне повітря в період будівництва об'єкту.

6.1. Загальна характеристика об'єкта проектування

Під час будівництва проекрованої будівлі в місті Івано-Франківськ передбачаються наступні технічні операції, які можуть призводити до утворення шкідливих речовин:

- Укладка бетону з застосуванням бетононасоса з двигуном внутрішнього згоряння.
- Фарбування стін
- Електрозварювання

Розміри проекрованої будівлі у плані становлять 31,5x20,0 метрів. На будівельному майданчику також розташовані тимчасові дороги, санітарно-побутові споруди та склади.

Тимчасові приміщення на будівельному майданчику виконуються у вигляді блоків з повним внутрішнім оздобленням. Вони завозяться на майданчик і монтуються на крапкові опори над поверхнею землі.

Для забезпечення тимчасового електричного забезпечення будівлі виконується підключення до існуючої мережі за допомогою проміжних опор висотою 6000 мм. Теплопостачання, електрична енергія та вода забезпечуються за допомогою існуючих інженерних мереж. Система водопостачання працює за замкненою схемою з очищенням та вторинним використанням води.

Залишки будівництва, такі як бетонний камінь і тари від лакофарбових і нафтобітумних матеріалів, повинні бути зібрані у спеціальні контейнери і відвезені на утилізацію.

6.2. РОЗРАХУНОК КІЛЬКОСТІ ШКІДЛИВИХ РЕЧОВИН ВІД БУДІВЕЛЬНОЇ ТЕХНІКИ

Для визначення кількості шкідливих речовин, що виділяються бетононасосами, використовується методика, аналогічна визначенню кількості викидів шкідливих речовин для будівельної техніки.

При зведенні споруди використовуються такі види будівельної техніки: автобетоновози на базі КамАЗ-5511 та автомобільні бетононасоси на базі КамАЗ-55312 для улаштування монолітних фундаментів. Рух цієї будівельної техніки здійснюється в межах міста Івано-Франківськ.

Визначаємо кількість шкідливих речовин, що викидаються у атмосферу будівельною технікою, за формулою (1) [10]:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} \quad , \text{де} \quad (7.1.)$$

M_i – кількість шкідливих речовин, що викидається у атмосферне повітря;

g – питомий викид і-ої шкідливої речовини, за таблицею 7.1.;

G_k – розхід палива к-го транспортного засобу;

K_m – коефіцієнт, що враховує технічний стан к-го транспортного засобу на значення питомих викидів шкідливих речовин, за таблицею 7.2..

Знаходимо кількість СО одним автомобільним бетоновозом, за формулою 7.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 41.5 \times 50 \times 1.5 \times 10^{-3} = 3.11 \text{ т.}$$

Таблиця 6.1. – Значення питомих викидів шкідливих речовин транспортними засобами.

Тип будівельної техніки	Назва шкідливої речовини					
	G _{CO}	G _{CH}	G _{NOx}	G _C	G _{SO2}	G _{Pb}
1	2	3	4	5	6	7
Вантажна техніка, що працює від двигунів внутрішнього спалення	41.5	6.93	29.6	3.85	5.0	-

Для знаходження кількості СН (шкідливих речовин) одним автомобільним бетоновозом за формулою 7.1:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 6.93 \times 50 \times 1.4 \times 10^{-3} = 0.485 \text{ т.}$$

Тип будівельної техніки	Назва шкідливої речовини					
	CO	CH	NO _x	C	SO ₂	Pb
1	2	3	4	5	6	7
Вантажна техніка, що працює від двигунів внутрішнього спалення	1.5	1.4	0.95	1.8	1.0	1.0

Для визначення кількості оксидів азоту (NO_x), які виділяються одним автомобільним бетоновозом, використовується формула 7.1:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 29.6 \times 50 \times 0.95 \times 10^{-3} = 1.406 \text{ т.}$$

Розраховуємо кількість шкідливих речовин С, яку перевозить один автомобільний бетоновоз, за допомогою формули 7.1:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 3.85 \times 50 \times 1.8 \times 10^{-3} = 0.347 \text{ т.}$$

Для визначення кількості діоксиду сірки (SO₂), який виділяється одним автомобільним бетоновозом, використовується формула 7.1:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 5 \times 50 \times 1.0 \times 10^{-3} = 0.25 \text{ т.}$$

6.3. РОЗРАХУНОК КІЛЬКОСТІ ШКІДЛИВИХ РЕЧОВИН ПРИ ВИКОНАННІ

ФАРБУВАЛЬНИХ РОБІТ

Тип фарби – Ceresit СТ-51

Розхід фарби – 1500 кг.

Склад фарби:

Ацетон-17,4%

Водна дисперсія акрилової смоли – 50,4 %.

Бутилацетат – 8 %.

Толуол –24,2%.

Частина розчинника, що летить – 45,2 %.

Сухий залишок – 54,8%.

Для визначення кількості фарби, що виділяється у вигляді аерозолі, застосовується формула (3) [10]:

$$P_{\phi}^a = \frac{m_k \times \delta_k}{100}, \text{ де} \quad (7.2.)$$

P_{ϕ}^a – кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолі;

m_k – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, $m_k = 1500$ кг;

δ_k – частина фарби, що витрачена у вигляді аерозолі, $\delta_k = 30\%$ за таблицею 3.[10].

Знаходимо кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолі, за формулою 7.2.:

$$P_{\phi}^a = \frac{m_k \times \delta_k}{100} = \frac{1500 \times 30}{100} = 450 \text{ кг.}$$

P_{ϕ}^n – вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

m_k – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, $m_k = 1500$ кг;

f – частина розчинника (ацетон) у фарбі, $f = 17,4\%$, за таблицею 4. [10];

δ_p – частка розчинника, що видаляється під час фарбування, $\delta_p = 25\%$, за таблицею 3.

Для визначення ваги (ацетону), що видаляється у вигляді парів розчинника при фарбуванні, застосовується формула 6.3.:

$$P_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 17,4 \times 25}{10^4} = 65,25 \text{ кг.}$$

Визначаємо вагу (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою (4.) [10]:

$$P_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4}, \text{ де} \quad (7.4.)$$

Пф.п. – вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні; тк. – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, тк. = 1500 кг;

f – частина розчинника (водної дисперсії акрилової смоли) у фарбі, f = 50,4 %, за таблицею 4. [10];

др./ – частка розчинника, що видаляється під час фарбування, др./ = 25 %, за таблицею 3.[10].

Для визначення ваги (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляється у вигляді парів розчинника при фарбуванні, застосовується певна формула 7.4.:

$$П_{\phi}^{\text{п.}} = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4} = \frac{1500 \times 50,4 \times 25}{10^4} = 189,0 \text{ кг.}$$

Для визначення ваги (бутилацетату), що видаляється у вигляді парів розчинника при фарбуванні, застосовується формула (4.) [10]:

$$П_{\phi}^{\text{п.}} = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4}, \text{ де} \quad (7.5.)$$

Пф.п. – вага шкідливих речовин (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

тк. – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, тк. = 1500 кг;

f – частина розчинника (бутилацетат) у фарбі, f = 8 %, за таблицею 4. [1];

др./ – частка розчинника, що видаляється під час фарбування, др./ = 25 %, за таблицею 3.[10].

За допомогою формули 7.4, розраховуємо кількість ацетону, який випаровується під час фарбування, та визначаємо його вагу:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4} = \frac{1500 \times 8 \times 25}{10^4} = 30 \text{ кг.}$$

За допомогою формули (4.) [10], ми розраховуємо масу толуолу, який випаровується як розчинник під час процесу фарбування.

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4}, \text{ де} \quad (7.6.)$$

Пф.п. представляє собою вагу толуолу, який випаровується як розчинник під час фарбування. Для його визначення використовуються наступні параметри: маса використаної фарби ($m_k = 1808$ кг), вміст толуолу у фарбі ($f = 24,2\%$ за таблицею 4. [1]) та частка розчинника, що видаляється під час фарбування ($\delta_{p./} = 25\%$ за таблицею 3. [10]).

Визначаємо вагу (ацетону), який випаровується у вигляді парів розчинника під час фарбування, за формулою 6.6:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4} = \frac{1500 \times 24,2 \times 25}{10^4} = 90,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (ацетону), яка видаляється під час процесу сушки, за формулою (5.) [10]

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_c}{10^4}, \text{ де} \quad (7.7.)$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (ацетону), яка видаляється у вигляді парів розчинника під час процесу сушки за формулою 6.7. Застосовуючи дані:

Пф.с. – кількість шкідливої речовини (ацетону), що видаляється під час сушки;

m_k – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, $m_k = 1500$ кг;

f – частина розчинника (ацетону) у фарбі, f = 17,4%, за таблицею 4. [10];

др. / – частка розчинника, що видаляється під час сушки, др. / = 75%, за таблицею 3. [1].

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4} = \frac{1500 \times 17,4 \times 75}{10^4} = 195,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (водної дисперсії акрилової смоли), яка видаляється під час процесу сушки за формулою (5.) [10].

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_c}{10^4}, \text{ де} \quad (7.8.)$$

Визначаємо вагу (Пф.с.) шкідливої речовини (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляється під час сушки. Використовуючи дані: mк. (кількість фарби) = 1500 кг, f (частка розчинника у фарбі) = 50,4%, др. / (частка розчинника, що видаляється під час сушки) = 75%. Використовується формула 6.8.

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_p}{10^4} = \frac{1500 \times 50,4 \times 75}{10^4} = 567 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (бутилацетат), що видаляється під час сушки, за формулою (5.) [1]:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta'_c}{10^4}, \text{ де} \quad (7.9.)$$

Визначаємо вагу (Пф.с.) шкідливої речовини (бутилацетат), що видаляється під час сушки. Використовуючи дані: mк. (кількість фарби) = 1500 кг, f (частка розчинника у фарбі) = 8%, др. / (частка розчинника, що видаляється під час сушки) = 75%. Використовується формула 6.9.

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_{p.}'}{10^4} = \frac{1500 \times 8 \times 75}{10^4} = 90 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (толуол), що видаляється під час сушки, за формулою 5. [10].

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_{c.}'}{10^4}, \text{ де} \quad (7.10.)$$

Пф.с. - вага токсичної речовини (толуол), що видаляється під час процесу сушіння;

тк. - кількість використовуваної фарби, тк. = 1500 кг;

f - частка розчинника (толуолу) у фарбі, f = 24,2% згідно таблиці 4. [10];

др. / - частка розчинника, що видаляється під час сушіння, др. / = 75% згідно таблиці 3. [10].

Визначаємо вагу (толуолу), яка випаровується у вигляді парів розчинника під час сушіння, за допомогою формули 6.10.:

$$П_{\phi}^c = \frac{1500 \times 24,2 \times 75}{10^4} = 272,3 \text{ кг.}$$

Визначаємо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування:

$$П_{\phi}^{ш.р.} = П_{\phi}^a + П_{\phi}^b + П_{\phi}^c + П_{\phi}^d + П_{\phi}^e, \text{ де} \quad (7.11.)$$

Пф.ш.р. - загальна кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування;

Пф.а. - кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолу, Пф.а. = 450 кг, згідно формули 7.2;

Пф.п. - вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, Пф.п. = 65,25 кг, згідно формули 7.3;

Пф.п. - вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, Пф.п. = 189,0 кг, згідно формули 7.4;

Пф.п. - вага шкідливих речовин (бутилацетату), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, Пф.п. = 30,00 кг, згідно формули 7.5;

Пф.п. - вага шкідливих речовин, що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, Пф.п. = 90,75 кг, згідно формули 7.6.

Знаходимо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування, згідно формули 7.11.

$$P_{\phi}^{ш.р.} = P_{\phi}^{а} + P_{\phi}^{в} + P_{\phi}^{б} + P_{\phi}^{п} = 450 + 65,25 + 189 + 30 + 90,75 = 1020,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки:

$$P_{с}^{ш.р.} = P_{\phi}^{а} + P_{\phi}^{в} + P_{\phi}^{б} + P_{\phi}^{п} + P_{\phi}^{с}, \text{ де} \quad (7.12.)$$

Пс.ш.р. - загальна кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки;

Пф.с. - вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, Пф.с. = 195,75 кг, згідно формули 7.7;

Пф.с. - вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, Пф.с. = 567,00 кг, згідно формули 7.8;

Пф.с. - вага шкідливих речовин (бутилацетату), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, Пф.с. = 90 кг, згідно формули 7.9;

Пф.с. - вага шкідливих речовин, що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, Пф.с. = 273,3 кг, згідно формули 7.10.

Знаходимо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки, згідно формули 7.12.

$$P_{с}^{ш.р.} = P_{ф}^{с.} + P_{ф}^{с.} + P_{ф}^{с.} + P_{ф}^{с.} + P_{ф}^{с.} = 195,17 + 567 + 90 + 272,3 = 1125,1 \text{ кг.}$$

6.4. РОЗРАХУНОК КІЛЬКОСТІ ШКІДЛИВОЇ РЕЧОВИНИ ПРИ ВИКОНАННІ ЗВАРЮВАЛЬНИХ РОБІТ

Тип використовуваного електроду для зварювальних робіт - Е-46.

Кількість використовуваних електродів для зварювальних робіт - 500 кг.

Таблиця 6.3. – Нормативна кількість шкідливих речовин, що виділяється при зварюванні.

Марка електроду	Зварювальний аерозоль	Шкідливі речовини, що виділяються при зварюванні, кг						
		Mg	Cr ₂ O ₃	SiO ₂	Фторид	HP	NO ₂	CO
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Е-46	10	1	1.43	-	1.5	0.001	-	-

Для визначення кількості і-ої шкідливої речовини, що попадає у атмосферу під час виконання зварювальних робіт, використовується формула (2) [10].

$$M_i = \sum_{k=1}^n G_k \times g_i \times 10^{-3}, \text{ де} \quad (7.13.)$$

Кількість усіх інших шкідливих речовин, що видаляється під час виконання зварювальних робіт, можна знайти в таблиці 7.4.

Таблиця 6.4. – Загальна на кількість шкідливих речовин, що виділяється при

зварюванні.

Марка електроду	Зварювальний аерозоль	Найменування шкідливих речовин, що виділяються під час зварювання, кг						
		Mg	Cr ₂ O ₃	SiO ₂	Фторид	HP	NO ₂	CO
1	2	3	4	5	6	7	8	9
E-46	10	0,5	0,95	-	1,56	0,002	-	-

Визначення кількості діоксиду вуглецю, що надходить в атмосферне повітря

при виконанні будівельних робіт

Кількість діоксиду вуглецю (CO₂), що видаляється під час будівельних робіт, можна визначити за формулою:

$$GC_{CO_2} = (G_b * K_{CO_2} + G_{dt} * K'_{CO_2}) * 10^{-3}$$

де G_b та G_{dt} - кількість бензину та дизельного палива, відповідно, що передбачено використати під час будівельних робіт, у тоннах;

K'_{CO_2} - коефіцієнт перетворення вуглецю в діоксид вуглецю (CO₂) для бензину, у кг/т;

K''_{CO_2} - коефіцієнт перетворення вуглецю в діоксид вуглецю (CO₂) для дизельного палива, у кг/т.

Замінюючи дані у формулу, отримуємо:

$$GC_{CO_2} = (0,2255 * 3183 + 0,3075 * 3138) * 10^{-3} = 1,683 \text{ т}$$

Отже, кількість діоксиду вуглецю, що видаляється під час будівельних робіт, складає 1,683 тонни.

Таблиця 6.5

Джерело	Найменування	Координати		Висота	Діаметр	Температура	Об'єм викиду	Шкідлива речовина	Кількість викиду	
		X	Y						Потужність	Сумарна за період буд-ва
1	Вихлопна труба автобетононасосу	40	30	5	0,005	70	0,032	Оксид вуглецю	0,112	0,0698
								Діоксид азоту	0,062	0,0386
								Діоксид сірки	0,009	0,0056
								Метан	0,00002	0,000012
								Оксид азоту	0,0003	0,0002
								Сажа	0,003	0,0050
								Безаперен	0,00006	0,000037
2	Вихлопна труба автокрану	40	40	5	0,005	70	0,029	Оксид вуглецю	0,101	0,1637
								Діоксид азоту	0,056	0,0907
								Діоксид сірки	0,008	0,0130
								Метан	0,0002	0,0003
								Оксид азоту	0,0003	0,0005
								Сажа	0,007	0,0113
								Безаперен	0,00006	0,0001
3	Поверхня, що фарбується	30	20	5	-	30	1,1	Пари розчинника	0,0001	0,062
								Акрилова смола	0,0002	0,189
								Бутилацетат	0,0003	0,03
								Толуол	0,001	0,091
								Ацетон	0,00001	0,02

6.5. Визначення суми екологічного податку

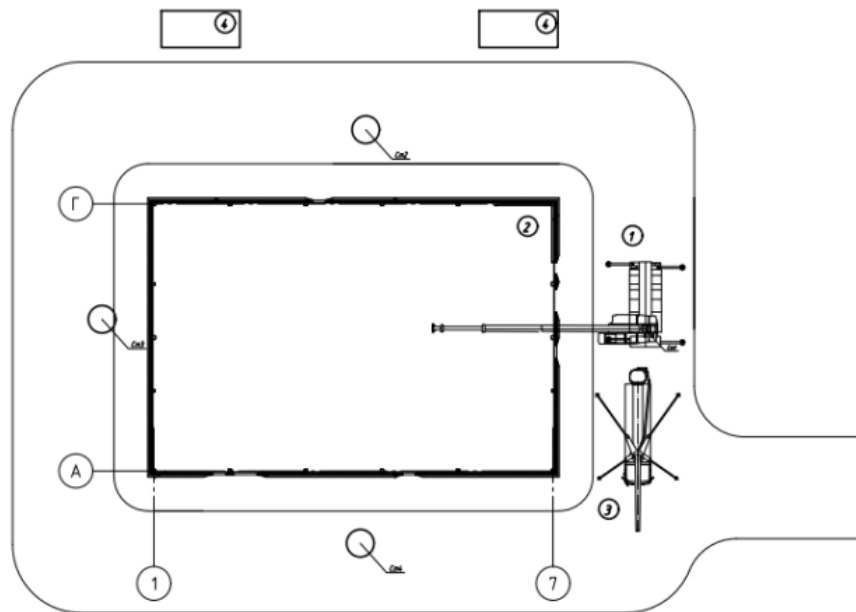
Екологічний податок визначено згідно з «Податковим кодексом України».

Вихідні дані та результати розрахунку наведено в таблиці 6.6.

Таблиця 6.6

Вихідні дані та результати розрахунку екологічного податку

Забруднююча речовина	Кількість, т	Ставка податку, грн./т	Сума податку, грн.
Оксид вуглецю	0,3120	92,37	28,82
Діоксид азоту	0,1465	2451,84	359,19
Діоксид сірки	0,0250	2451,84	61,3
Метан	0,0003	138,57	0,042
Оксид азоту	0,0008	2451,84	1,96
Сажа	0,0143	552,23	7,9
Бенз(а)пірен	0,0002	3121217,74	624,24
Разом:			1083,25



- 1 – Стоянки крана: Джерело викидів шкідливих речовин під час роботи крана
2. Будівля: Джерело викидів шкідливих речовин під час фарбування та зварювання
3. Стоянка бетононасосу: Джерело викидів шкідливих речовин під час роботи бетононасосу
4. Місце розміщення майданчиків для збору сміття

Список використаних джерел

1. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
2. ДБН Д. 1.1-2000 - Державні будівельні норми "Правила визначення вартості будівництва" Київ - "Інпроект" - 2000 , 432 с.
3. Державний реєстр міжгалузевих і галузевих нормативних актів при охорону праці (Реєстр ДНАОП). – К.: Держнаглядохоронпраці, 1995 – 223с.
4. Добрянський І. Вплив перепаду температур на несучу здатність та експлуатаційну надійність сталобетонних балок / І. Добрянський, А. Грицевич // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2003. – № 4. – С. 15–18.
5. Добрянський І. Комп'ютерне моделювання дослідних залізобетонних балок, які працюють на згин / І. Добрянський, В. Барабаш, І. Шмиг, С. Бурченя // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2008. – № 9. – С. 104–114.
6. Добрянський І. Корозія і захист арматури в бетоні / І. Добрянський, І. Ніконець, В. Молодих // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільсько-господарське будівництво. – 2002. – № 3. – С. 18-21.
7. Добрянський І. М. Врахування конвективного теплообміну при дослідженні процесів термічного розтріскування в бетонних зразках за дії лазерного опромінення на основі моделі крихкого руйнування / І. М. Добрянський // Машинознавство. - 2012. □ № 1 (175). – С. 32–35.
8. Добрянський І. М. Ефективність термообробки зварних пластин рухомими зонами нагріву / І. М. Добрянський, Л. В. Хомляк, Є. Г. Іваник // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій / за заг. ред. Й. Й. Лучка. Львів : Каменярь, 2007. -Виш. 7. -С. 431-436.
9. ДСТУ 2156ССБП. Безпечність промислових підприємств. Закон України «Про охорону праці» від 21.11.2002р.

10. ДСТУ 3008–95. Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення / К.: Держстандарт України, 1995. – 38 с.
11. ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови постачання (EN 10025-1:2004, IDT)
12. ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 2. Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT)
13. ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови постачання зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT)
14. ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови постачання термомеханічно оброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2004, IDT)
15. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)
16. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
17. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик 0.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
18. Зварювання та різання матеріалів: Учеб. посібник для поч. проф. Освіти/М.
19. Козаков Ю.В. и ін. Зварювання й різання матеріалів: Навчальний посібник. - К., 2004
20. Колганов Л. А. Зварювальне виробництво. Учеб. посібник - Ростов н/Д: В«ФеніксВ», 2002.
21. Коляно Ю. М. Метод інтегральних характеристик в термо-пружності пластин з кусково-постійними коефіцієнтами тепловіддачі / Ю. М. Коляно, В.

22. Кондратюк С. Є., Кіндрачук М. В., Степаненко В. О., Москаленко Ю.Н. Матеріалознавство та обробка металів. - Київ: Вікторія, 2000.
23. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010.
24. Лехман С.Д., Рубльов В.І., Рябцев Б.І. Запобігання аварійності і травматизму у сільському господарстві. – К.: Урожай, 1993.-272с.
25. Лихтарников Я.М., Ладиженский Д.В., Климов В.М. Расчет стальных конструкций. К., 1984.
26. Мандриков А.П. Приклади розрахунків металічних конструкцій, 1991.
27. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель і споруд: Навч. Посібник. /М.Л. Зоценко, А.В.Яковлев.- К.; НМК В0,1992.-236 с.
28. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель: Учеб. Пособие. /М.Л. Зоценко, А.В.Яковлев.-К.: УМК ВО, 1992.- 244 с.
29. Проектування будівництва: економіка, організація й управління, Киев, Вища школа, 1992 , 207 с (Шилов Е.И.).
30. Проектування металічних конструкцій/В.В.Бирюлев, .И.Кошин, И.И.Крылов, А.В.Сильвестров. – Л., 1990.
31. Проектування дерев'яних конструкцій (Навчальний посібник для студентів спеціальності 6.092100 – «Промислове та цивільне буд.»). Авт.: Попельнух В.М. – Харків: ХНАМГ, 2008. –207 с.
32. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
33. Русин В.Й. й ін. Охорона праці в будівництві. Інженерні рішення. Довідник. К. «Будівельник», 1990.
34. Довідник конструктора металоконструкцій/В.Т. Васильченко, А.Н. Рутман, Е.П. Лукьяненко. – К, 1990.

35. Сурмай М. І. Конструкції будівель та споруд. Частина 4 (Конструкції з дерева та пластмас): Конспект лекцій. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2017. – 162 с.

36. Сухачев И.А. Організація і планування будівельного виробництва. К. Вища школа, 1987.