

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури
(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд

Виконав: студент 2-го курсу, групи Б-23мз
за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

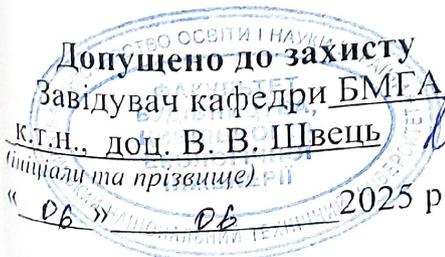
 Т. М. Рибак
(підпис, ініціали та прізвище)

Керівник к.т.н., доц. В. В. Швець
(науковий ступінь, вчене звання, ініціали та прізвище)


« 05 » 06 2025 р.
(підпис)

Опонент к.т.н. доц. Слободян Н. М.
(науковий ступінь, вчене звання, кафедра)


(підпис, ініціали та прізвище)
« 05 » травня 2025 р.


Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА
к.т.н., доц. В. В. Швець
(ініціали та прізвище)
« 06 » 06 2025 р.

Вінниця ВНТУ – 2025 рік

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет: будівництва, цивільної та екологічної інженерії

Кафедра: будівництва, міського господарства та архітектури

Рівень вищої освіти: II-й (магістерський)

Кваліфікаційний рівень: _____

магістр

Спеціальність: 19 – Архітектура та будівництво

(шифр і назва)

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

Професійна програма: Промислове та цивільне будівництво



ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Рибак Тетяни Миколаївни

(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи: Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд

Виконавець роботи: Швец В. В., к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом вищого навчального закладу від "20" березня 2025 року №96.

Строк подання здобувачем роботи: 01.05.2025 р.

Вихідні дані до роботи: Сучасна нормативна база, статистичні дані, науково-технічна література, що стосується сучасного стану будівництва громадських будівель. Передбачається проведення аналітичних досліджень сучасних методів термомодернізації застарілих будівель. Оцінка сучасних технологій використання сучасних вікон та методів утеплення стін в контексті адаптації нормативної бази до вимог Європейського Союзу щодо використання ВДЕ.

Зміст текстової частини: Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

1. Аналіз стану питання по водопропускних спорудах. Типи конструктивних реалізацій. Переваги та недоліки водопропускних споруд. Ремонт та реконструкція водопропускних споруд. Висновок за розділом 1

2. Розрахункове обґрунтування елементів транспортної інфраструктури. Методика аналітичних розрахунків та класи наслідків мостової споруди. Перевірочні розрахунки. Розрахунок кришки тунелю. Розрахунок за методикою дсту б в.2.6-156:2010. Розрахунок під'їзної плити. Висновок за розділом 2

3. Аналіз і узагальнення результатів досліджень (просторове моделювання та навантажувальний аналіз тунельної водопропускної споруди). Просторове моделювання тунелю. Навантаження на модель споруди. Висновок за розділом 3

4. Технічна частина. Архітектурно-будівельні рішення. Загальні дані. Загальна характеристика проєктованої мостової споруди. Об'ємно-планувальні рішення. Основні габаритні розміри споруди. Загальний опис архітектурних рішень. Конструктивні рішення. 5. Економічна частина. Висновки

5. Перелік ілюстративного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

1. Науково-дослідний розділ – 6 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 3 арк. (генеральний план, розрізи)

3. Конструктивні рішення – 2 арк. (конструктивні рішення, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прий
Вступ, науковий розділ 1-3	Швець В. В. к.т.н., доцент кафедри БМГА		
Розділ 4. Технічна частина. Архітектурно-будівельні рішення	Швець В. В. к.т.н., доцент кафедри БМГА		
Розділ 4. Технічна частина. Конструктивні рішення	Швець В. В. к.т.н., доцент кафедри БМГА		
Розділ 5. Економічна частина	Лялюк О. Г. к.т.н., доцент кафедри БМГА		

7. Дата видачі завдання 05.01.2025 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	П
1	Складання вступу до МКР	02.01-15.01.25	
2	Науково-дослідна частина (три розділи)	02.01-14.02.25	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	17.02-15.03.25	
4	Розділ, що стосується теми МКР	17.03-12.04.25	
5	Подання роботи на перевірку на плагіат	14.04-19.04.25	
7	Економічна частина	14.04-30.04.25	
8	Оформлення МКР	01.05-12.05.25	
9	Подання МКР на кафедру для перевірки	12.05-16.05.25	
10	Попередній захист	19.05-22.05.25	
11	Опонування	26.05-29.05.25	

Здобувач

(підпис)

Руба

(прізвище)

Керівник роботи

(підпис)

Швець

(прізвище)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.19:004.946

Рибак Т. М., Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд. Магістерська кваліфікаційна робота за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія». Вінниця: ВНТУ, 2024. 113 с.

На укр. мові. Бібліогр.: 23 назв; рис.:14; табл. 9.

Дана робота присвячена комплексному дослідженню водопропускних споруд як ключового елемента транспортної інфраструктури.

В першому розділі виконано аналіз існуючих конструктивних реалізацій, виявлено їх основні переваги та недоліки, а також розглянуто сучасні методи ремонту та реконструкції.

Другий розділ містить розрахункове обґрунтування елементів транспортної інфраструктури, включаючи аналіз наслідків мостових споруд, перевірочні розрахунки та розрахунок окремих конструктивних елементів.

У третьому розділі проведено узагальнення отриманих результатів досліджень, зокрема просторове моделювання тунельної водопропускної споруди та аналіз її навантаження.

Четвертий розділ зосереджений на технічних аспектах будівництва та архітектурно-конструктивних рішеннях, включаючи характеристику споруди, земельної ділянки та прилеглої забудови, а також перевірку міцності її окремих елементів.

П'ятий розділ містить економічне обґрунтування проєкту, зокрема кошторисний розрахунок №П130.

Ключові слова: монолітні споруди, водопропускні тунелі, цифрові технології, моделювання, діагностика, цивільна інженерія, транспортна інфраструктура, гідротехнічні споруди, інформаційне моделювання, експлуатаційна надійність.

ANNOTATION

Rybak T. M., Using "VIM technologies" for the design and diagnostics of monolithic tunnel structures. Master's qualification work in specialty 192 - "Construction and civil engineering. Vinnytsia: VNTU, 2024. 113 p.

In Ukrainian. Bibliography: 23 titles; Fig.: 14; Table. 9.

This work is devoted to a comprehensive study of culverts as a key element of transport infrastructure.

The first section analyzes existing structural implementations, identifies their main advantages and disadvantages, and considers modern methods of repair and reconstruction.

The second section contains a calculation justification of transport infrastructure elements, including an analysis of the consequences of bridge structures, verification calculations and calculation of individual structural elements.

The third section summarizes the obtained research results, in particular, spatial modeling of a tunnel culvert and analysis of its load.

The fourth section focuses on the technical aspects of construction and architectural and structural solutions, including the characteristics of the structure, land plot and adjacent buildings, as well as checking the strength of its individual elements.

The fifth section contains the economic justification of the project, in particular the estimate No. P130.

Keywords: monolithic structures, culvert tunnels, digital technologies, modeling, diagnostics, civil engineering, transport infrastructure, hydraulic structures, information modeling, operational reliability

ЗМІСТ

ВСТУП	4
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ПО ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУДАХ	8
1.1 Типи конструктивних реалізацій	9
1.2 Переваги та недоліки водопропускних споруд	19
1.3 Ремонт та реконструкція водопропускних споруд	21
Висновок за розділом 1	25
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ	28
2.1 Методика аналітичних розрахунків та класи наслідків мостової споруди	28
2.2 Перевірочні розрахунки	35
2.3 Розрахунок кришки тунелю	40
2.4 Розрахунок за методикою ДСТУ Б В.2.6-156:2010	42
2.5 Розрахунок під'їзної плити	45
Висновок за розділом 2	48
РОЗДІЛ 3 АНАЛІЗ І УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ (ПРОСТОРОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА НАВАНТАЖУВАЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТУНЕЛЬНОЇ ВОДОПРОПУСКНОЇ СПОРУДИ)	50
3.1 Просторове моделювання тунелю	51
3.2 Навантаження на модель споруди	53
Висновок за розділом 3	58
РОЗДІЛ 4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА	59
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	59
4.1.1 Технічні параметри водопропускної споруди	60
4.1.2 Кліматологічні показники	62
4.1.3 Характеристика водопропускної споруди, земельної ділянки та сусідньої забудови	62
4.1.4 Прогонова будова	67

	3
4.1.5 Дорожнє полотно	69
4.1.6 Підходи до водопропускної споруди	70
4.2 Конструктивні рішення	72
4.2.1 Результати виконаних розрахунків	72
4.2.2 Перевірка міцності під'їзної плити	78
4.2.3 Перевірка міцності фундаментної плити	82
4.2.4 Перевірка міцності стінки тунелю	84
4.2.5 Перевірка міцності консолі	86
Висновок за розділом 4	91
РОЗДІЛ 5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	94
5.1 Кошторисний розрахунок №П130	95
Висновок за розділом 5	108
ВИСНОВКИ	109
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	111
ДОДАТКИ	114
ДОДАТОК А – Протокол перевірки магістерської кваліфікаційної роботи	115
ДОДАТОК Б – Відомість графічної частини	116

ВСТУП

Актуальність теми.

Водопрпускні споруди є важливою складовою дорожньої інфраструктури, що забезпечує безперебійний рух транспортних засобів та ефективне функціонування системи водовідведення. Основне призначення цих інженерних об'єктів полягає в пропуску поверхневих або ґрунтових вод під проїзною частиною дороги. Виведення таких споруд з експлуатації призводить до порушення гідрологічного режиму, затоплення прилеглих територій, руйнування дорожнього покриття та, як наслідок, обмеження або повної зупинки транспортного сполучення.

На сьогоднішній день більшість водопрпускних споруд, що перебувають як у державній, так і в приватній власності на території України, перебувають у незадовільному технічному стані. Основними причинами цього є значний фізичний знос конструкцій, недотримання нормативних вимог експлуатації, відсутність регулярного технічного нагляду, а також недостатня увага до проведення технічної діагностики. Усе це зумовлює необхідність проведення реконструктивних заходів, а також розробки ефективних методів прогнозування та відновлення працездатності споруд.

З огляду на викладене, особливої актуальності набуває розробка і впровадження раціональних конструктивних рішень для водопрпускних споруд, зокрема монолітного типу, з використанням сучасних методів аналізу їхнього напружено-деформованого стану та підвищення їх довговічності й надійності.

Метою даної науково-дослідної роботи є теоретичне обґрунтування та удосконалення конструкцій монолітних водопрпускних споруд тунельного типу шляхом оптимізації їхніх геометричних параметрів на основі чисельного моделювання напружено-деформованого стану.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні науково-прикладні завдання:

- Провести аналіз чинної нормативної бази України та міжнародних стандартів у галузі проектування водопропускних споруд.
- Узагальнити сучасний вітчизняний та зарубіжний інженерний досвід проектування монолітних водопропускних конструкцій.
- Визначити типові дефекти й недоліки, притаманні існуючим конструкціям водопропускних споруд.
- Розробити скінченно-елементну модель напружено-деформованого стану для обраної конструктивної схеми.
- Сформулювати практичні рекомендації щодо підвищення довговічності та надійності експлуатації монолітних водопропускних споруд.

Об'єкт дослідження — монолітні водопропускні споруди тунельного типу, що застосовуються в автомобільному дорожньому будівництві.

Предмет дослідження — використання BIM-технологій при конструюванні водопропускних споруд.

Методи дослідження.

У роботі використано класичні методи будівельної механіки та опору матеріалів для побудови математичних моделей. Основним інструментом чисельного моделювання обрано метод скінченних елементів (FEM), що реалізований у програмному середовищі, яке дозволяє ефективно аналізувати напружено-деформований стан складних конструкцій. Для обробки результатів і оптимізації конструктивних рішень застосовано методи математичного моделювання, статистичного аналізу та комп'ютерної візуалізації.

Новизна роботи.

- на основі аналізу недоліків існуючих схем водопропускних споруд запропоновано вдосконалену скінченну модель;
- дістали подальшого розвитку конструктивні рішення які підвищують довговічність та надійність конструкцій.

Практичне значення результатів.

Проведено аналіз сучасних конструктивних рішень та сформовано базу інженерних рішень для практичного застосування при проектуванні нових або реконструкції існуючих водопропускних споруд.

Розроблено інженерну методику, яка дозволяє визначити оптимальні геометричні параметри монолітної конструкції з урахуванням інтенсивності навантажень та умов експлуатації.

Результати досліджень можуть бути використані у діяльності проектних організацій, при експертизі технічного стану споруд та підготовці ремонтно-відновлювальних заходів.

Особистий внесок здобувача вищої освіти.

Магістрантом самостійно проведено аналіз існуючих конструктивних рішень, виконано побудову математичних моделей напружено-деформованого стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу. Результати чисельного моделювання оброблені, систематизовані та проаналізовані. За їх результатами сформульовано прикладні рекомендації щодо оптимізації геометрії та підвищення надійності споруд.

Апробація результатів магістерської роботи. Основні положення та результати роботи були повідомлені та обговорювались на наукових конференціях:

Апробація результатів роботи. За результатами магістерської кваліфікаційної роботи опубліковано 1 теза конференції.

Виступ на LIV Всеукраїнській науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2025), який відбувся 24-27 березня 2025 року.

Публікації:

1. Рибак Т. М. Використання «вім-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд [Електронний ресурс]/ Т. М. Рибак, В. В. Швець, // Матеріали LIV Всеукраїнської науково-технічної конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2025), Вінниця, 24-

27 березня 2025 р. Електрон. текст. дані. 2025. Режим доступу:
<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2025/paper/view/24509/20247>

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ПО ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУДАХ

Водопрпускні споруди – це інженерно-технічні конструкції штучного походження, які облаштовують під автомобільними дорогами або залізничним полотном для забезпечення безперешкодного проходження водних потоків. Вони виконують важливу функцію в системі дренажу транспортної інфраструктури, дозволяючи воді – як постійним потоком, так і сезонно – перетинати транспортні артерії без шкоди для дорожнього полотна чи насипу. Окрім основного призначення, такі споруди іноді використовуються як тунелі для проходу диких тварин або навіть людей у спеціально передбачених випадках.

Найчастіше водопрпускні споруди влаштовуються для регулювання стоку невеликих річок, струмків, відведення дощових вод та паводкових потоків, особливо у весняний період [1]. Їхня наявність є критично важливою в місцях з підвищеним рівнем вологи, де накопичення води без належного водовідведення може призвести до розмивання насипу, руйнування дорожнього полотна або залізничної колії.

Особливої актуальності набувають водопрпускні споруди у випадках, коли через значну висоту дорожнього насипу спорудження мосту є технічно складним або економічно недоцільним. У таких ситуаціях використання водопрпускну труби стає єдиним можливим та ефективним рішенням.

Проте, за результатами вибіркового обстежень стану водопрпускних споруд на автомобільних дорогах і залізницях [2], встановлено, що значна частина з них перебуває в незадовільному або аварійному стані. Вони не відповідають сучасним вимогам щодо надійності, довговічності та безпеки експлуатації. Основними причинами такого стану є:

- відсутність системного моніторингу технічного стану споруд;
- несвоєчасне проведення ремонтно-відновлювальних робіт;
- зростання інтенсивності транспортних потоків;

- надмірні навантаження від важковагових транспортних засобів;
- вплив кліматичних змін (наприклад, інтенсивні зливи та часті паводки).

Ці чинники призводять до деформацій конструктивних елементів споруди, осідання дорожнього полотна, порушення герметичності швів, зміщення сегментів трубопроводів, засмічення водовідвідних каналів і накопичення наносів.

У зв'язку з цим особливої уваги потребує розробка і впровадження сучасних технологічних та економічно обґрунтованих рішень щодо проектування, будівництва, експлуатації та обстеження водопропускних споруд. Доцільним є також впровадження цифрових технологій діагностики, автоматизованих систем моніторингу, а також використання нових матеріалів із підвищеними експлуатаційними характеристиками [2].

Таким чином, забезпечення надійного функціонування водопропускних споруд є невід'ємною складовою сталого розвитку транспортної інфраструктури, особливо в умовах змін клімату та зростання навантаження на дороги загального користування.

1.1 Типи конструктивних реалізацій

Основними видами водопропускних споруд, що використовуються у дорожньому будівництві, є труби та малі мости з прольотом до 25 метрів. У меншій мірі застосовуються водовідвідні лотки, які здебільшого проектується для доріг IV–V категорій, де інтенсивність руху є помірною, а гідрологічні умови не потребують складних інженерних рішень. Ще рідше використовуються фільтруючі насипи – особливий тип водопропускної конструкції, що передбачає проходження води безпосередньо через тіло насипу за рахунок його фільтраційної здатності.

Найбільш поширеним типом водопропускних споруд є труби, які становлять понад 95% від загальної кількості подібних конструкцій. Така

популярність зумовлена їх низкою переваг: вони не впливають на безпеку та комфорт руху автотранспорту, не перешкоджають пішохідному руху вздовж узбіч, не потребують зміни типу дорожнього покриття на підходах, і можуть ефективно функціонувати при будь-якій конфігурації поздовжнього профілю або плану дороги.

Сучасні водопропускні труби, як правило, виготовляються зі збірних залізобетонних елементів малої маси, що дозволяє застосовувати при монтажі крани з невеликою вантажопідйомністю. Це значно скорочує час та вартість будівельно-монтажних робіт.

На відміну від труб, малі мости вимагають дотримання суворіших вимог до поздовжнього профілю дороги, а також часто потребують влаштування іншого типу дорожнього покриття на самій споруді у порівнянні з підходами. Їх проектують у випадках постійної наявності водного потоку або за умов, коли водопропускні труби не здатні забезпечити ефективне пропускання очікуваних об'ємів води.

Відповідно до [2], проектування мостів та водопропускних труб виконується з урахуванням гідрологічних умов, геометрії дороги, характеру рельєфу та інтенсивності водного потоку. Так, труби зазвичай застосовуються для періодично діючих водотоків (сезонні струмки, дощові або паводкові стоки), тоді як мости доцільно влаштовувати над постійними водотоками – річками, каналами та каналізованими струмками.

Залежно від топографічних умов, трубчасті водопропускні споруди поділяються на ті, що зводяться на рівнинній місцевості, та ті, які проектуються для монтажу на узгір'ях і пересіченому рельєфі. Конструктивні особливості таких труб враховують геологічну будову ґрунтів, ухили, наявність підземних вод тощо.

За матеріалом виготовлення водопропускні труби поділяються на кілька основних типів (рис. 1.1) [3]:

- кам'яні – найдавніший тип, що нині практично не застосовується через низьку ефективність та трудомісткість;

- бетонні – недорогі, але менш довговічні порівняно із залізобетонними;
- залізобетонні – найбільш поширені завдяки міцності, довговічності та простоті монтажу;
- металеві – зручні у транспортуванні та швидкому монтажі, однак вимагають антикорозійного захисту;
- дерев'яні – застосовуються тимчасово або в умовах обмеженого фінансування;
- полімерні – сучасний тип труб з високою стійкістю до агресивного середовища, легкою вагою та тривалим терміном служби.

Вибір типу та матеріалу водопропускної споруди залежить від ряду чинників, серед яких: призначення дороги, інтенсивність руху, обсяг та характер водного потоку, умови місцевості, кліматичні особливості регіону та наявність ресурсів для будівництва і експлуатації.

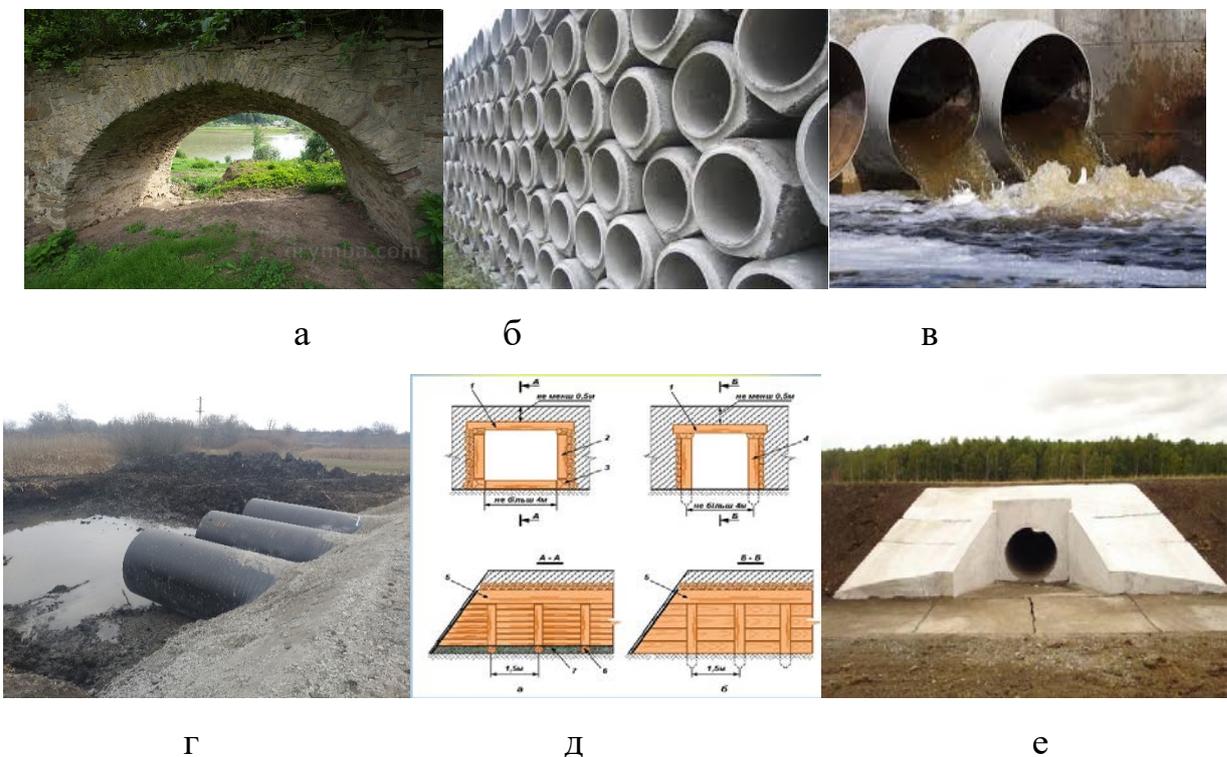


Рисунок 1.1 – Класифікація труб за матеріалом:

- а – кам'яні; б – залізобетонні; в – металеві; г – полімерні; д – дерев'яні;
 е – бетонні

На сьогоднішній день найширше застосування в автомобільному дорожньому будівництві мають залізобетонні водопропускні труби, які становлять близько 90% усіх трубчастих споруд. Вони поєднують у собі високу міцність, довговічність та відносну простоту виготовлення й монтажу. Залізобетонні конструкції мають підвищену стійкість до зовнішніх навантажень і добре взаємодіють із земляним полотном, що забезпечує надійну роботу споруди упродовж тривалого періоду експлуатації.

На автомобільних дорогах із низькою інтенсивністю руху можуть застосовуватися бетонні труби, які є дешевшими у виробництві, але поступаються залізобетонним за експлуатаційними показниками, зокрема – за тривалістю служби та стійкістю до навантажень.

Кам'яні труби є менш поширеним типом водопропускних споруд і використовуються переважно в умовах гірської місцевості, де є доступ до природного каменю, а також специфічні вимоги до ландшафтного вписання інфраструктури. Такі конструкції мають високу стійкість до абразивної дії води, однак є дорогими у спорудженні та трудомісткими.

В останні роки в Україні та світі зростає інтерес до металевих гофрованих труб і труб із полімерних матеріалів, таких як склопластик, поліетилен або поліпропілен. Їх перевагами є легкість, простота транспортування, швидкість монтажу, стійкість до корозії та агресивних середовищ [1].

Особливістю металевих гофрованих труб є їх знижена жорсткість у поперечному перерізі, через що під дією зовнішніх навантажень можуть виникати помітні деформації. Однак завдяки ефективній взаємодії труби із земляним масивом, ці деформації залишаються в межах допустимих норм. Крім того, гофрована структура надає трубам високу гнучкість, що дозволяє їм сприймати переміщення та осідання ґрунтової основи без втрати функціональності. Завдяки цьому такі труби часто укладаються без жорсткого фундаменту, безпосередньо на підготовлену ґрунтову подушку, що значно знижує витрати на будівництво.

Полімерні труби, зокрема зі склопластику, також відзначаються високою корозійною стійкістю, невеликою масою та гідравлічною ефективністю. Вони можуть мати різні варіанти армування та виконання залежно від умов експлуатації. Такі труби особливо актуальні в умовах агресивного середовища або в місцях, де є підвищені ризики хімічного впливу на традиційні матеріали.

Дерев'яні труби мають обмежене застосування і зазвичай використовуються як тимчасові водопропускні споруди, переважно в лісистих районах, де деревина є доступним і недорогим ресурсом. Термін їх експлуатації невеликий, тому вони влаштовуються переважно у разі сезонних потреб або як проміжне рішення [4].

Форма поперечного перерізу водопропускних труб є важливим фактором, що визначає їх гідравлічну ефективність, конструктивні особливості та взаємодію з основою. Залежно від умов експлуатації та проектних рішень розрізняють такі основні форми (рис. 1.2):

- Круглі – найпоширеніші, забезпечують оптимальні гідравлічні характеристики, легко виготовляються та монтуються;
- Прямокутні – застосовуються у випадках обмеженої висоти насипу або особливих вимог до монтажу;
- Овоїдальні (яйцеподібні) – забезпечують високу пропускну здатність при низькому рівні води;
- Склепінчасті – комбінують переваги аркових і прямокутних труб, часто використовуються в умовах високих навантажень.

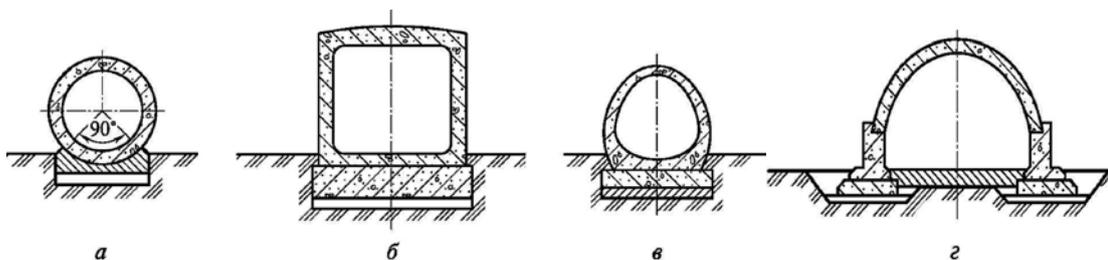


Рисунок 1.2 – Типи поперечного перерізу труб:

а – кругла; б – прямокутна; в – овоїдальна; г – склепінчаста

Серед різноманітних конструктивних форм водопропускних труб найбільш поширеними на автомобільних дорогах є круглі та прямокутні. Їх популярність зумовлена простотою виготовлення, ефективністю в роботі та зручністю монтажу в умовах обмеженого простору або при різних конфігураціях дорожнього полотна.

Для забезпечення підвищеної пропускної здатності у круглих і прямокутних трубах часто передбачають декілька отворів – два, три або навіть чотири, що дозволяє ефективно відводити значні об'єми води під час паводків чи сезонного танення снігу.

Залежно від кількості отворів у поперечному перерізі, водопропускні труби поділяються на [2]:

- однопроточні – з одним отвором;
- двопроточні – з двома паралельними отворами;
- багатопроточні – з трьома і більше отворами.

Окрім конструктивної класифікації, важливим критерієм поділу труб є режим роботи їх поперечного перерізу, що враховується під час гідравлічного розрахунку. За цим параметром труби поділяються на:

- безнапірні – вода заповнює лише частину перерізу, працюють у режимі вільного витоку, застосовуються на потоках з невеликим дебітом;
- напівнапірні – повністю заповнені на ділянці входу (оголовка), далі працюють у змішаному режимі;
- напірні — повністю заповнені водою по всій довжині, забезпечують максимальний рівень пропускної здатності, використовуються при інтенсивних водопотоках або у випадках підвищеного навантаження.

Круглі водопропускні труби, встановлені під проїзною частиною автомобільних або залізничних доріг, виготовляються з урахуванням стандартних діаметрів, найпоширенішими серед яких є:

- 500 мм – рекомендовані для доріг з невеликим насипом, довжина труби зазвичай не перевищує 10 м;
- 750 мм – допускається довжина до 15 м;

- 1000 мм – ефективно функціонують при довжині не більше 30 м.

За несучою здатністю, тобто максимально допустимою висотою засипки ґрунтом над трубою, виділяють три основні групи [3]:

1. труби, що витримують засипку до 2,0 м;
2. труби, розраховані на до 4,0 м;
3. труби для засипки висотою до 6,0 м.

Одним із ключових елементів водопропускної труби, що безпосередньо впливає на гідравлічні характеристики та довговічність конструкції, є оголовок. Він забезпечує організований вхід і вихід водного потоку, захищає тіло труби від ерозії, а також стабілізує укоси насипу, запобігаючи зсувам та поздовжнім деформаціям споруди, викликаним тиском ґрунту.

Вхідні оголовки класифікуються за формою на:

- обтікаючі – мають покращену гідродинаміку, завдяки звуженню або підвищенню вхідної частини;
- необтікаючі – до них належать порталні, розтрубні та комірні, які мають чітко виражену геометрію, але не оптимізовану під потік.

Найпоширенішими типами оголовків є [4]:

- порталні – складаються з вертикальної стінки, перпендикулярної до осі труби (рис. 1.3, а);
- коридорні – мають дві паралельні стінки однакової висоти по боках труби (рис. 1.3, б);
- розтрубні – з нахиленими крилами, що розширюють вхідну частину та підвищують швидкість течії (рис. 1.3, в);
- комірні – із зрізаною кінцевою ланкою, що сприяє зменшенню турбулентності потоку (рис. 1.3, г);
- конічні (обтікаючі) – мають форму усіченого конуса, що виступає з насипу, забезпечуючи плавний перехід води з природного русла до труби (рис. 1.3, д).

Розтрубні оголовки у поєднанні з конічною або підвищеною вхідною частиною вважаються найефективнішими з точки зору гідравліки: вони

забезпечують мінімальні втрати енергії потоку, сприяють самоочищенню труби та знижують ризик замулення.

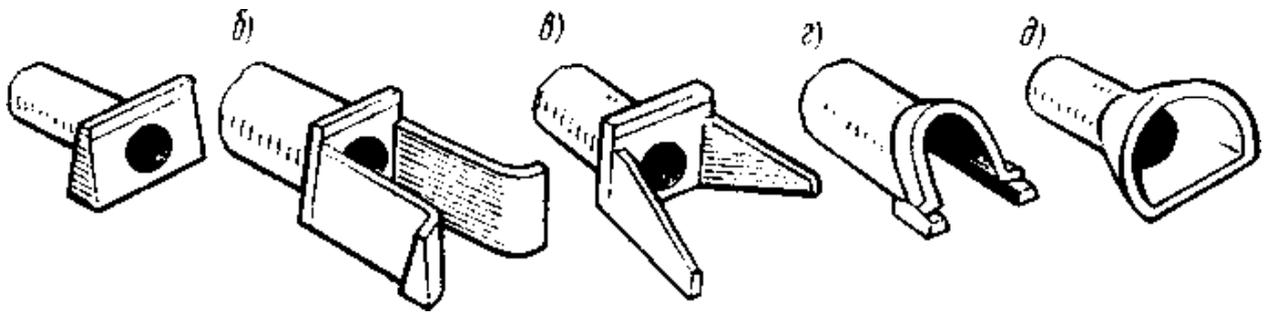


Рисунок 1.3 – Типи оголовків водопропускних труб

а – порталний; б – коридорний; в – розтрубний; г – комірний; д – конічний

Особливості залізобетонних водопропускних споруд

Сьогодні залізобетонні конструкції залишаються найбільш економічно вигідним рішенням серед усіх типів водопропускних труб завдяки низькій вартості матеріалів та широкій доступності. Додатковими перевагами є висока міцність, герметичність та довговічність.

Залізобетонні труби значно перевершують звичайні бетонні за технічними характеристиками, зокрема — за міцністю. Одна з головних переваг таких конструкцій полягає в можливості їх виготовлення безпосередньо на будівельному майданчику, що дозволяє уникнути складностей з транспортуванням габаритних елементів. Якщо ж виробництво здійснюється на заводі, доставка здійснюється за допомогою спеціалізованих підйомно-транспортних засобів.

Водопропускні труби із залізобетону можуть не лише відводити поверхневі або зливові води, а й виконувати функції технічних або пішохідних переходів. Їх діаметри варіюються в межах від 500 до 4000 мм, що дозволяє застосовувати такі труби для різних умов експлуатації. Завдяки своїй конструкції залізобетонні трубопроводи можуть експлуатуватись навіть у сейсмічно активних районах. Випробування засвідчили їх здатність витримувати землетруси силою до 9 балів за шкалою Ріхтера.

Конструктивно залізобетонні труби виготовляються у вигляді окремих ланок (сегментів), довжина яких може коливатися від 1 до 4 метрів. Усі технічні характеристики таких виробів регламентуються відповідними стандартами [4], які визначають вимоги до якості матеріалів, методів армування, допусків та умов експлуатації.

Особливості труб із полімерних матеріалів

Полімерні водопропускні труби швидко набувають популярності завдяки поєднанню високих експлуатаційних характеристик із малою вагою. Сучасні полімери забезпечують міцність, що дозволяє у багатьох випадках замінювати традиційні залізобетонні та металеві труби [3]. Завдяки своїй легкості полімерні вироби значно спрощують процес транспортування та монтажу, особливо у важкодоступних районах.

Однак через гнучкість і нижчу стійкість до зовнішніх навантажень, полімерні труби зазвичай додатково укріплюються. Для цього їх монтують у сталеві арки або бетонні кожухи, що захищають від деформацій. Ще одним популярним способом укріплення є монтаж габіонної оболонки — конструкції з сітки, заповненої каменем, що забезпечує механічний захист і водовідведення.

Такі комбіновані рішення забезпечують довговічність, стійкість до корозії, хімічних впливів та морозу. У стандартних умовах експлуатації термін служби полімерних трубопроводів із захисними елементами може перевищувати 50 років.

Особливості металевих водопропускних труб

Металеві водопропускні труби відзначаються високою міцністю та здатністю витримувати значні навантаження, зокрема в умовах інтенсивного руху транспорту [1,3]. Вони часто використовуються як тимчасові рішення – наприклад, при облаштуванні тимчасових доріг або аварійному відведенні води.

Головним недоліком металевих труб є їх схильність до корозії. Тому у довготривалих проектах їх використовують рідко або застосовують антикорозійне покриття. Однак завдяки своїм фізичним властивостям металеві

труби можуть слугувати як захисні футляри для інших трубопроводів, особливо полімерних.

Гофровані металеві труби здатні приймати практично будь-яку форму завдяки своїй структурі, що забезпечує зручність монтажу та підлаштування під складний рельєф місцевості. Вони виготовляються у вигляді окремих елементів, які збираються безпосередньо на місці встановлення. За умови використання якісного антикорозійного покриття, термін служби таких труб може досягати 40–50 років.

Також варто зазначити, що вартість монтажу металевого трубопроводу зазвичай на 20–30% нижча, ніж у залізобетонних аналогів, що робить їх привабливими для тимчасових або швидкокомтованих споруд.

Особливості кам'яних водопропускних труб

Кам'яні водовідвідні конструкції найчастіше зустрічаються в регіонах, багатих на місцевий природний камінь, що робить транспортування сировини економічно вигідним. Такі труби зазвичай будуються у вигляді безшарнірних кам'яних зводів прольотом до 4–5 м, що спираються на масивні стінки.

У будівництві використовують бутове мурування із каменю з показником тимчасового опору стиску не менше 35 МПа. Зводи мають круговий обрис, а їх товщина зазвичай становить не менше 30 см, у бетонних аналогів – 20 см. Подібні споруди мають привабливий естетичний вигляд і добре вписуються в природний ландшафт.

Проте складність та тривалість виконання, а також потреба в точному підборі матеріалу обмежують масове використання кам'яних труб.

Особливості дерев'яних водопропускних труб

Дерев'яні трубопроводи використовуються переважно у лісистих районах, особливо при будівництві сільськогосподарських або лісогосподарських доріг. Їх поперечний переріз має трикутну або трапецієподібну форму, а отвори варіюються в межах 0,5–2,0 м.

Незважаючи на доступність матеріалу та простоту виготовлення, дерев'яні труби мають короткий термін служби, потребують значного догляду та

не витримують значних навантажень. Через низьку довговічність та високу трудомісткість, використання таких труб вважається малоефективним у сучасному будівництві.

1.2 Переваги та недоліки водопропускних споруд

Порівняння водопропускних споруд і мостів: техніко-економічний аналіз та проблематика експлуатації

З технічної та економічної точки зору, водопропускні труби часто є вигіднішою альтернативою мостам. Вони можуть бути використані лише за умови, що висота насипу дозволяє прокладання труби необхідного діаметра з урахуванням мінімальної товщини засипки – не менше 0,5 м. Якщо ж ці вимоги дотримані, водопропускні споруди демонструють низку вагомих переваг:

Основні переваги труб над мостами [2]:

- Ефективне водовідведення та зміцнення дорожнього полотна. Наявність водопропускних споруд у конструкції дороги сприяє не лише відведенню води, але й підвищенню загальної стабільності насипу, що зменшує ризик його просідання або руйнування.
- Економічність. Вартість зведення трубопроводу значно нижча, ніж будівництво мосту, що дозволяє зекономити значні ресурси на етапі реалізації дорожнього проєкту.
- Гнучкість у часі монтажу. Водопропускні труби можна монтувати навіть після завершення формування насипу, тоді як монтаж мосту в такій ситуації є надзвичайно ускладненим або взагалі неможливим без демонтажу частини дороги.
- Швидкість виконання робіт. Встановлення трубопроводу, як правило, потребує менше часу, ніж будівництво мосту.

Проблематика експлуатації залізобетонних водопропускних труб

Попри переваги, водопропускні споруди потребують належного проєктування, якісного будівництва та постійного технічного обслуговування.

Аналіз експлуатаційного стану труб в Україні показує, що велика кількість залізобетонних споруд, зокрема тих, що розміщені у насипах невеликої висоти (1,5–2,0 м), мають суттєві пошкодження та деформації.

Найпоширенішими є комплексні ушкодження, які проявляються як розсушення та просідання окремих ланок труб, що, у свою чергу, викликає нерівномірне осідання дорожнього полотна. Це призводить до:

- розкриття стикових швів;
- активної фільтрації води в тіло насипу;
- вимивання ґрунту з основи споруди;
- ризику повного руйнування трубопроводу.

Розкриття стикових швів також спричиняє проникнення ґрунту всередину труби, що порушує її цілісність і викликає локальні деформації дорожнього покриття, які потребують передчасного ремонту [4]. Водночас спостерігалися випадки деформацій без видимого проникнення ґрунту, переважно у трубах кільцевого перерізу, на відміну від напівкільцевих, де такі випадки майже не фіксувалися.

Особливості та недоліки труб напівкільцевого перерізу

Під час досліджень труб із терміном експлуатації від 2 до 25 років встановлено, що багато конструкцій напівкільцевого типу зазнали руйнувань або значних пошкоджень, зокрема:

- зміщення оголовків та б'єфів, що знижує ефективність пропуску води;
- відхилення осі труби до 30 см;
- застій води та замулення водопропускного отвору;
- фільтрація води в тіло насипу.

Основні причини:

- деформації ґрунту насипу в перші 7–8 років після монтажу;
- відсутність конструктивного з'єднання між ланками;
- погана якість будівництва та експлуатації;
- наявність рослинності (чагарників) біля входу і виходу труби.

Характерні ушкодження залізобетонних труб:

- тріщини;
- відколи бетону;
- ерозія поверхні;
- оголення арматури;
- «відстріл» захисного шару бетону;
- корозія арматурного каркасу.

Найчастіше тріщини виявляються в опорних плитах і мають напрям вздовж осі труби з шириною розкриття до 10 мм. Такі дефекти можуть призвести до повної втрати експлуатаційної придатності споруди.

Причини виникнення пошкоджень:

- надмірні силові навантаження (особливо при інтенсивному русі транспорту);
- дія агресивного водного або ґрунтового середовища;
- проєктні помилки (через недостатнє вивчення геологічних умов);
- низька якість виготовлення труб та монтажу.

Особливості засипки та просідання

У більшості випадків товщина засипки над трубами напівкільцевого перерізу коливається від 0,5 до 1,5 м. Це недостатньо для ефективного поглинання динамічних навантажень від транспортного потоку, що спричиняє нерівномірне ущільнення ґрунту й осідання.

Ці фактори у сукупності викликають пошкодження дорожнього покриття, що знижує безпеку руху транспортних засобів і потребує термінових ремонтних заходів.

1.3 Ремонт та реконструкція водопропускних споруд

Проблематика технічного обслуговування, ремонту та реконструкції водопропускних споруд є надзвичайно актуальною, оскільки ці заходи відіграють ключову роль у забезпеченні довговічності та надійності інженерних

систем транспортної інфраструктури. Подовження строку експлуатації таких споруд і підвищення їх конструктивної стійкості є важливими завданнями на всіх етапах життєвого циклу об'єкта.

Поточний ремонт водопропускних споруд, як правило, має профілактичний характер і передбачає виконання комплексу заходів з усунення незначних дефектів, що не впливають критично на несучу здатність споруди. Основною метою таких робіт є попередження подальшого розвитку пошкоджень, які в перспективі можуть становити загрозу для безпеки дорожнього руху, життєдіяльності людей, а також призвести до часткової або повної втрати працездатності споруди [5].

До переліку основних робіт, що виконуються під час поточного ремонту, входять:

- герметизація стикових швів і тріщин;
- усунення просідань дорожнього покриття над трубами;
- відновлення гідроізоляції;
- локальне посилення пошкоджених ділянок бетонних або залізобетонних елементів;
- очищення водопропускного отвору від наносів, мулу, рослинності;
- укріплення входів та виходів труби;
- відновлення фільтруючого та ущільнюючого шару ґрунту навколо споруди.

Періодичність технічних обстежень водопропускних труб встановлюється відповідно до нормативних документів, з урахуванням конструктивного типу споруди, її віку, інтенсивності навантажень, а також результатів попередніх перевірок. Рекомендується проводити:

- планові огляди – щорічно після весняного водопілля та у разі підвищеного рівня води;
- детальні обстеження – кожні 3–5 років для визначення технічного стану несучих елементів;

- позачергові огляди – після надзвичайних ситуацій, паводків, землетрусів або значного навантаження (наприклад, під час інтенсивного руху великогабаритного транспорту).

Періодичність обстежень наведено в таблиці 1.1 (див. нижче).

Забезпечення системного та своєчасного ремонту дозволяє значно знизити експлуатаційні ризики, запобігти аварійним ситуаціям та економити кошти на капітальні реконструкції в майбутньому. Крім того, систематичний моніторинг стану споруд сприяє прийняттю обґрунтованих рішень щодо подальшої експлуатації або необхідності модернізації інженерної інфраструктури.

Таблиця 1.1 – Періодичність обстеження труб під автодорогою

Споруда	Вік споруди, років			
	1 – 20	21 – 40	41 – 60	Більше 60
	Періодичність обстеження, років			
Залізобетонні труби	10*	5	4	3
Залізобетонні труби – шляхопроводи	10*	5	4	3
Металеві труби	10*	6	4	3
Металеві труби – шляхопроводи	10*	6	4	3
Полімерні труби	10*	5	3	3

*При наявності насипу більше ніж 8 метрів, в перші 20 років експлуатації періодичність обстеження через 3 роки

Капітальний ремонт водопропускних споруд передбачає комплекс робіт, спрямованих на відновлення несучої здатності та функціонального призначення конструкцій шляхом підсилення, заміни або модернізації окремих елементів, вузлів та матеріалів, що зазнали суттєвого зносу або пошкодження. Такі роботи мають вирішальне значення для подовження строку експлуатації інженерних об'єктів та забезпечення їх надійної і безпечної роботи.

На сьогоднішній день у практиці капітального ремонту водопропускних труб застосовуються кілька перевірених підходів. Залежно від стану споруди та поставлених цілей використовуються як безкотлованні, так і котлованні методи [4].

1. Безкотлованні методи ремонту

Найчастіше ремонтні роботи виконуються безкотлованним способом – без повного розкриття конструкції та без відкопування труби. Це дозволяє скоротити витрати часу, уникнути значних земляних робіт і зменшити вплив на транспортну інфраструктуру. До таких методів належать:

- Санація (CIPP - Cured-in-Place Pipe). Технологія полягає у введенні всередину зношеної труби гнучкого полімерного рукава, просоченого спеціальною смолою. Після протягування рукав надувається стисненим повітрям, набуваючи форми внутрішньої поверхні каналу, а потім полімеризується за допомогою ультрафіолетового випромінювання. У результаті утворюється монолітна вкладиш-оболонка товщиною до 8 мм, яка не лише відновлює герметичність, а й зміцнює конструкцію. Повний цикл санації триває кілька годин, що робить цей метод одним з найефективніших і найпоширеніших.

- Технологія SPR (Spiral Wound Rehabilitation). Цей метод застосовується для ремонту труб великого діаметра – від 800 до 5000 мм, включаючи нестандартні перерізи. Технологія передбачає два етапи:

1. Навивка спірального профілю з високоміцного ПВХ, армованого сталлю, безпосередньо всередині труби.

2. Заповнення кільцевого зазору між старою трубою та новим профілем цементно-піщаним або полімерним розчином.

Такий спосіб дозволяє суттєво підвищити міцнісні характеристики конструкції (у 2–3 рази) та відновити її гідравлічні властивості.

- Релайнінг (Relining). Суть методу полягає у вставлянні всередину зношеної труби нової трубної оболонки, зазвичай зі склопластику або полімеру. Після стикування секцій нової труби зазор між старою і новою конструкцією заповнюється цементним розчином або спеціальними композитами. Це дозволяє

швидко і без розкопок забезпечити гідравлічну ефективність та міцність водопропускної споруди.

2. Котлований метод

Цей метод застосовується у випадках, коли безпосередній доступ до труби є необхідним, а її стан не дозволяє застосування безкотлованих технологій. Йдеться про повну заміну трубопроводу, що включає земляні роботи, демонтаж старої труби та встановлення нової конструкції. Цей спосіб є найтрудомісткішим і дорожчим, однак іноді він єдиний можливий варіант.

3. Мікротунелювання

Мікротунельна технологія використовується вкрай рідко через свою високу вартість і складність. Вона передбачає прокладання нової труби за допомогою спеціального мікротунельного комплексу, який бурить канал без розкриття поверхні. Основним недоліком є висока вартість обладнання та обмеження за діаметром (лише для круглих труб).

Висновок за розділом 1

У результаті проведеного узагальнення інженерного досвіду з проектування водопропускних споруд було проаналізовано основні принципи їх конструктивного вирішення, з урахуванням сучасних технічних вимог, впливів навколишнього середовища та нормативної документації. Зокрема, здійснено систематизацію основних навантажень і дій, які повинні враховуватись при проектуванні, таких як гідростатичні й гідродинамічні тиски, вага засипки, транспортні навантаження, вплив температурних коливань, морозного пучення ґрунтів, сейсмічних навантажень тощо.

У межах дослідження виконано класифікацію водопропускних споруд за різними ознаками. Зокрема, за умовами будівництва споруди поділяються на ті, що зводяться на рівнинній місцевості, та ті, що будуються на узгір'ях чи в умовах складного рельєфу. За видом матеріалу конструкцій виділяють кам'яні, бетонні, залізобетонні, металеві, дерев'яні та полімерні водопропускні труби. За формою

поперечного перерізу споруди поділяються на круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті. Залежно від кількості отворів у перерізі розрізняють однопроточні, двопроточні та багатопроточні труби. Згідно з режимом роботи поперечного перерізу споруди класифікуються як безнапірні, напівнапірні та напірні. За показником несучої здатності водопропускні споруди проектуються з урахуванням висоти засипки: 2,0 м, 4,0 м та 6,0 м і більше.

Особливу роль у забезпеченні ефективності функціонування споруди відіграє конструкція вхідного і вихідного оголовків. За своїми гідравлічними характеристиками вхідні оголовки поділяються на обтікаючі, які мають плавні переходи і сприяють оптимальному захопленню водяного потоку, та необтікаючі, серед яких розрізняють порталні (з вертикальною стінкою, що перпендикулярна осі труби), коридорні (з паралельними бічними стінками), розтрубні (з відкосними крилами змінної висоти), комірні (зі зрізаною кінцевою ланкою труби) та конічні (у вигляді усіченого конуса з плоскою п'ятою). Згідно з дослідженнями, найкращі гідравлічні умови забезпечують розтрубні оголовки у поєднанні з підвищеною або конічною вхідною ланкою.

У процесі експлуатації водопропускних споруд виявлено характерні дефекти, що є типовими для більшості існуючих конструкцій. До таких дефектів належать утворення тріщин у бетоні та залізобетоні, відколи, ерозія, руйнування або зменшення товщини захисного шару бетону, оголення арматури, її корозія, а також фільтраційні процеси, що викликають вимивання ґрунту з-під основи труби та порушення структурної цілісності. Особливо небезпечними є випадки комплексних пошкоджень, що супроводжуються розсуненням і осіданням окремих ланок, порушенням геометрії труби та деформацією дорожнього покриття. Внаслідок розкриття стиків між ланками утворюються канали для фільтрації води, що призводить до активного розмиву насипу і, як наслідок, до часткового або повного руйнування споруди.

Сучасна інженерна практика пропонує низку методів для ремонту й відновлення водопропускних споруд, серед яких найбільш поширеними є безкотлованні технології. Їх перевага полягає у можливості проведення робіт без

розкриття насипу, що значно знижує вартість, складність і тривалість ремонтних заходів. До таких технологій належать санація (lining), яка передбачає введення нової полімерної гільзи у стару трубу; SPR (Spiral Wound Rehabilitation) — метод спірального армування внутрішньої поверхні труби спеціальною стрічкою; релайнінг — спосіб монтажу труби меншого діаметра всередину старої конструкції з подальшим ін'єктуванням простору між ними спеціальними сумішами. Застосування цих методів дозволяє відновити експлуатаційні характеристики споруд без демонтажу або повного відновлення трубопроводів. У разі, коли стан конструкції є критичним, застосовується котлований метод повної заміни труби.

Отже, узагальнення досвіду проектування, аналізу технічного стану та відновлення водопропускних споруд свідчить про необхідність інтегрованого підходу до вибору раціональних конструктивних рішень, урахування впливу гідравлічних, техногенних і природних чинників, а також про актуальність застосування сучасних методів ремонту і санації. Результати даного дослідження можуть бути використані в практичній інженерній діяльності під час проектування нових або реконструкції наявних споруд, що забезпечить підвищення їх надійності, довговічності та безпечної експлуатації в умовах зростаючих навантажень на об'єкти дорожньої інфраструктури.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

2.1 Методика аналітичних розрахунків та класи наслідків мостової споруди

Згідно з положеннями нормативного документа [6], проєктована мостова споруда класифікується як об'єкт із середнім рівнем наслідків (відповідальності), тобто належить до класу СС-2. Водночас, відповідно до вимог [7], їй присвоєно клас наслідків II. Це обумовлює необхідність урахування підвищених вимог до надійності при проєктуванні та розрахунках основних несучих конструкцій споруди.

При виконанні розрахунків елементів класу А (основні несучі конструкції), використано коефіцієнт надійності за відповідальністю, встановлений у таблиці 4.1 нормативного документа [7]. Цей коефіцієнт враховує потенційні наслідки відмови конструкцій і використовується для коригування розрахункових навантажень і характеристик матеріалів у межах нормативної бази.

Розрахунки виконані відповідно до чинних на момент проєктування нормативних документів, а саме [6-11].

У розрахунках елементів залізобетонних конструкцій споруди застосовано методику, викладену в [12], що повністю відповідає положенням п. 6.1.1 [8].

Крім того, для підвищення достовірності результатів та їх відповідності вимогам чинних норм, перевірку міцності окремих елементів споруди було виконано додатково згідно з методикою, наведеною у розділі 3 [10], що враховує специфіку впливів транспортного навантаження на мостові конструкції.

Результати моделювання та аналітичного аналізу доводять, що найбільш навантаженими елементами споруди є:

- фрагменти кришки тунелю в зоні проїзної частини;
- перехідні плити;
- вертикальні стінки тунелю;
- консолі під перехідними плитами;
- фундаментні основи споруди.

Для виконання перевірочних розрахунків армування конструкцій було прийнято розрахункову схему у вигляді плоскої статично визначеної рами, що враховує деформаційний шов між кришкою тунелю та під'їзними плитами. При цьому опір ґрунту під під'їзними плитами свідомо не враховувався для формування найбільш несприятливого сценарію навантаження.

Найкритичнішим випадком завантаження конструкції виявився варіант дії тимчасового транспортного навантаження типу НК-80, який прийнято як базовий для аналізу граничного стану несучих елементів. Відповідні розрахункові схеми та варіанти навантаження наведені на рисунках 2.1 та 2.2.

Навантаження НК-80 – чотирьохвісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь $P_n = 196 \text{ кН}$ з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 1,0$.

Навантаження А-11 – двовісний візок з нормативним навантаженням на 1 вісь – $P_n = 9,81 \cdot 11 = 107,91 \text{ (кН)}$ + смуга рівномірно розподіленого навантаження на $V_n = 0,98 \cdot 11 = 10,78 \text{ (кН / м)}$ по двом смугам під колесами.

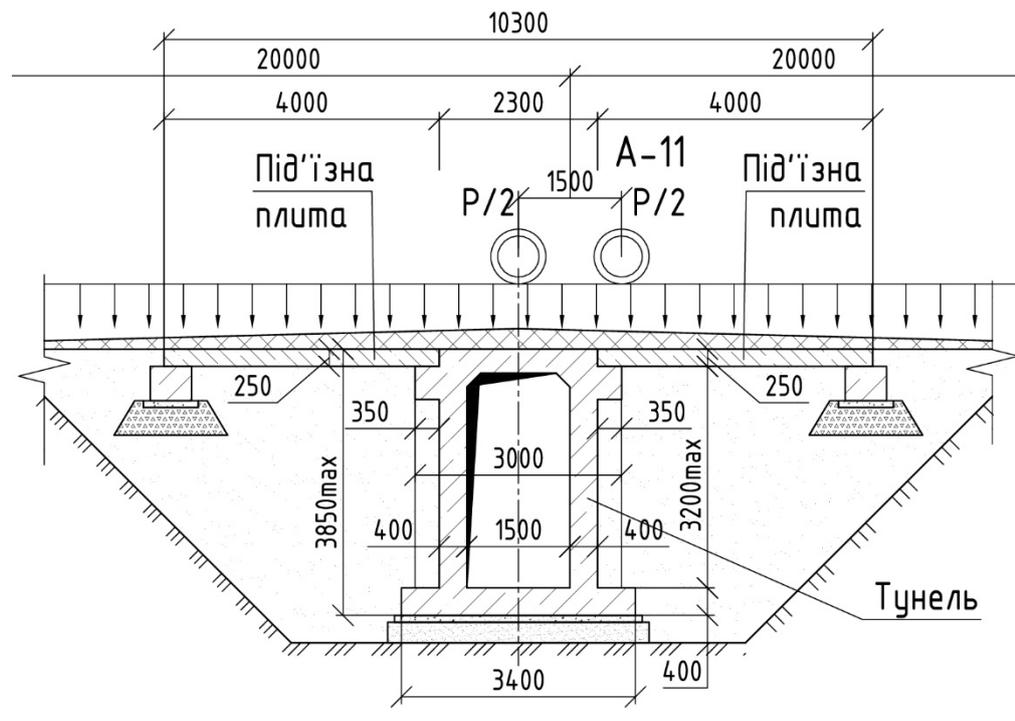
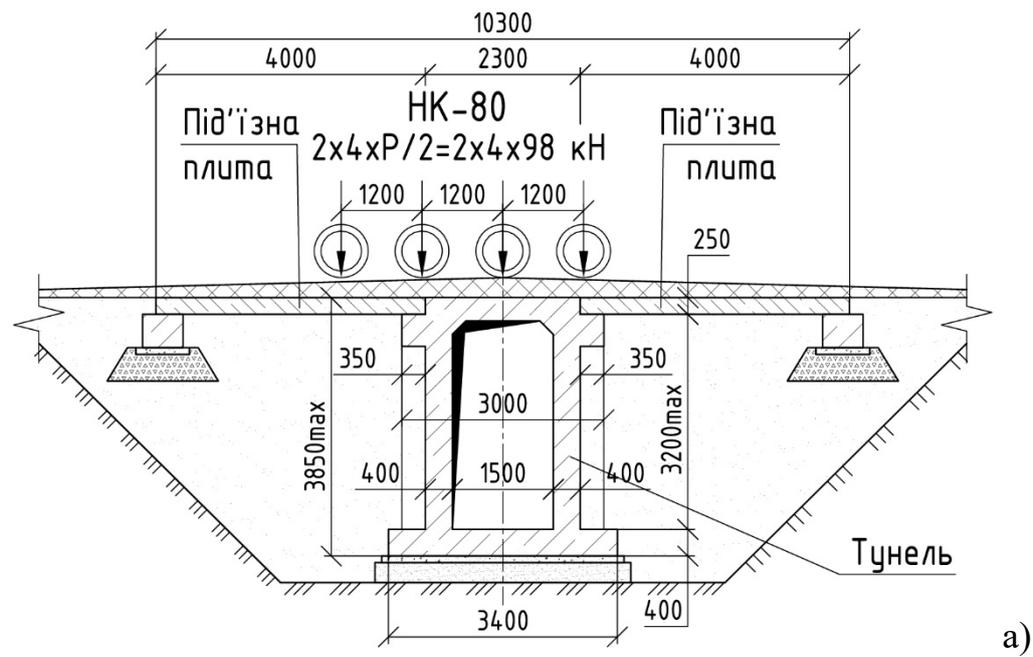


Рисунок 2.1 – Розрахунковий поперечник тунелю в найневигоднішому стані (колесо візків над кришкою): а) – для тимчасового навантаження НК-80;

б) – для навантаження А-11.

становить 0,8 м, тоді як для навантаження типу А-11 (автомобільний транспорт меншої категорії) — 0,6 м. З урахуванням цього, а також з урахуванням призми розподілу навантаження через конструктивні елементи дорожнього одягу та під'їзної плити, формується відповідне умовне навантаження на перекривну частину або плиту покриття споруди.

Мінімальна ширина умовної розрахункової балки визначається як сума ширини одного ряду коліс і розширення за рахунок призми розподілу навантаження в товщі покриття, тобто: $b_{f, \min} = 600 + 250 \times 2 = 1100(\text{мм})$, де 250 – мм – мінімальна товщина під'їзної плити.

У процесі проектування та оцінки несучої здатності водопропускних споруд мостового типу необхідно враховувати повний спектр розрахункових і нормативних навантажень, які можуть діяти на конструкцію в процесі експлуатації. Основними з них є такі:

1. Власна вага умовної плити. При визначенні навантаження від власної ваги елементів конструкції, враховується максимальне значення маси залізобетонної плити на 1 погонний метр довжини споруди $A_{tot} = 0,35 \cdot 1,1 = 0,385 (\text{м}^2)$. Нормативне значення визначається згідно з табл. 6.2 [12] і залежить від щільності матеріалу (бетону) та геометричних параметрів елементу. Розрахункове значення отримується шляхом множення нормативного на коефіцієнт надійності за навантаженням $q_{p,b} = q_{n,b} \cdot \gamma_f = 9,625 \cdot 1,25 = 12,03 (\text{кН} / \text{м.п.})$.

2. Рівномірно розподілене навантаження від дорожнього покриття. До додаткових постійних навантажень відносяться маса дорожнього покриття, включаючи асфальтобетон товщиною близько 220 мм, наплавну гідроізоляцію та підбетонку товщиною 50 мм. Для визначення навантаження на умовну балку береться вантажна ширина смуги руху (відповідно до типу транспортного навантаження), а також враховується середня щільність асфальтобетону (див. табл. 6.2 [12]). Розрахункове значення визначається з урахуванням відповідного коефіцієнта $q_{n,a} = 1,1 \cdot (0,22 \cdot 2,0 + 0,05 \cdot 2,2) \cdot 1 \cdot 10 = 6,05 (\text{кН} / \text{м.п.})$.

3. Тимчасове навантаження типу НК-80. Навантаження від одного колеса транспортного засобу типу НК-80 (нормативне колісне навантаження для вантажного транспорту) враховується згідно з вимогами табл. 17.2 [12]. При цьому вводиться динамічний коефіцієнт, який враховує вплив руху транспорту (ударні та інерційні навантаження). Таким чином, загальне навантаження на плиту конструкції визначається як добуток нормативного колісного навантаження на динамічний коефіцієнт $P_n / 2 \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 196 / 2 \cdot 1 \cdot 1 = 98$ (кН).

4. Тимчасове навантаження типу А-11. Для легкових транспортних засобів та невеликих вантажівок використовується навантаження типу А-11. У розрахунок включається як навантаження на одне колесо, так і вплив смуги рівномірно розподіленого навантаження $(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = (107,91 / 2) \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 105,2$ (кН). Згідно з вимогами нормативних документів, відстань між тандемами для навантаження А-11 має бути не менше 20 метрів. Оскільки довжина вільного прольоту споруди, включаючи під'їзні плити, становить 10,3 м, у межі розрахункового прольоту потрапляє лише один тандем навантаження.

5. Розрахункові схеми конструкцій. У відповідності до характеру прикладених навантажень та типу споруди, для визначення напружено-деформованого стану використано розрахункові схеми у вигляді жорстких рам (рис. 2.3 та 2.4). Ці схеми враховують реальні умови роботи конструкції, у тому числі жорсткість опор, прогонової частини та вплив спільної роботи елементів тунельної конструкції.

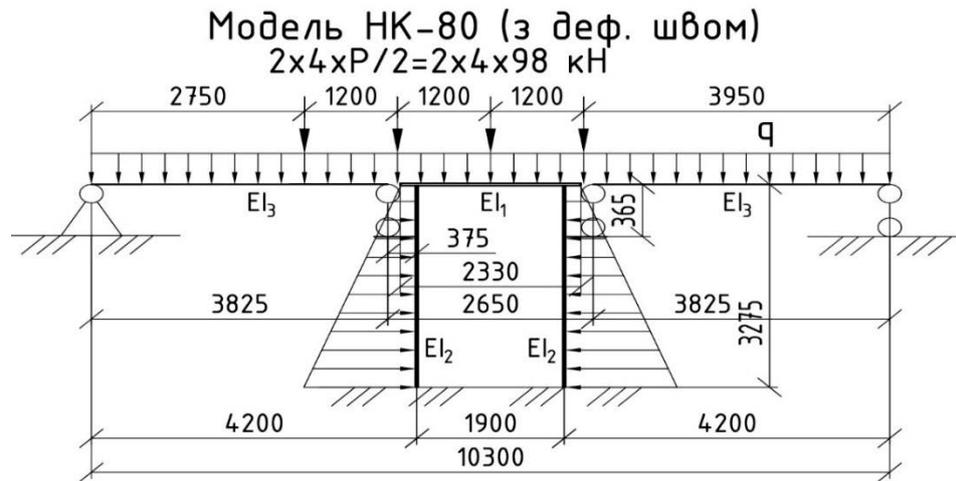


Рисунок 2.3 – Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням НК-80.

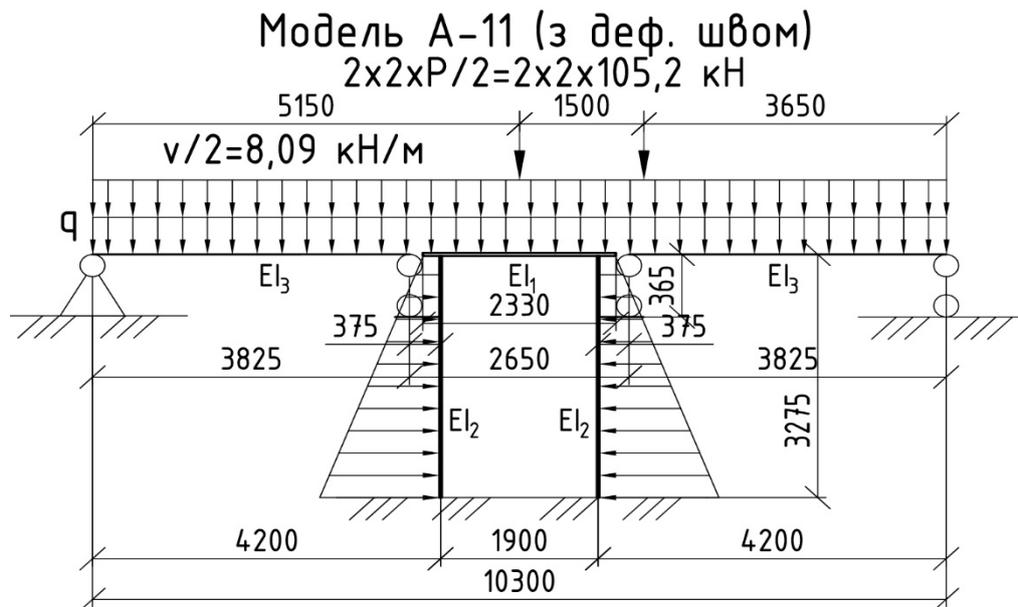


Рисунок 2.4 – Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасового навантаження А-11

Загальне погонне навантаження від постійних впливів з вантажної ширини $b = 1100 \text{ мм}$ з урахуванням того, що власна вага конструкції прикладається програмою автоматично:

Нормативне $q_n = q_{n,a} = 6,05 \text{ (кН / м)}$.

Граничне $q = q_{p,a} = 12,1 \text{ (кН / м)}$.

Тиск від ґрунтового масиву та ваги дорожнього покриття на бічну стінку, приведений до рівномірно зростаючого впливу з висотою:

- в рівні низу під'їзної плити (відм. -0,470 м):

$$\text{нормативне: } g_{ng} = (0,25 \cdot 2,5 + 0,22 \cdot 2) \cdot 1,1 \cdot 10 = 11,72 \text{ (кН / м.п.)};$$

$$\text{розрахункове: } g_{ng} = (0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 0,22 \cdot 2 \cdot 2) \cdot 1,1 \cdot 10 = 18,28 \text{ (кН / м.п.)}.$$

- в верхнього обрізу фундаментної плити (відм. -3,670 м):

нормативне:

$$g_{nn} = \left(\begin{array}{l} 0,25 \cdot 2,5 + 0,22 \cdot 2 + 1,33 \cdot 1,66 + \\ + 1,7 \cdot 1,73 + 0,167 \cdot 1,82 \end{array} \right) \cdot 1,1 \cdot 10 = 71,70 \text{ (кН / м.п.)};$$

розрахункове:

$$g_{nn} = \left(\begin{array}{l} 0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 0,22 \cdot 2 \cdot 2 + (1,33 \cdot 1,66 + \\ + 1,7 \cdot 1,73 + 0,167 \cdot 1,82) \cdot 1,25 \end{array} \right) \cdot 1,1 \cdot 10 = 93,25 \text{ (кН / м.п.)}$$

2.2 Перевірочні розрахунки

У процесі розрахунку напружено-деформованого стану конструктивних елементів водопропускної споруди важливим етапом є визначення внутрішніх зусиль, які виникають в окремих елементах рами внаслідок дії зовнішніх навантажень. Розрахунок проводиться на основі сформованих просторових схем, що включають стінки, кришку (верхню плиту) та під'їзні плити споруди. Геометрична конфігурація та умови закріплення конструкції представлені на рис. 2.5 та 2.6.

Зазначена система є триразово статично невизначеною. Це обумовлено наявністю жорстких монолітних з'єднань між елементами, що виключає можливість її розв'язання лише аналітичними методами. З огляду на складність конструктивної схеми, для визначення внутрішніх зусиль доцільним є застосування числових методів розрахунку, зокрема методу скінченних елементів (МСЕ).

Для реалізації розрахункової моделі було використано спеціалізоване програмне забезпечення – комп'ютерну систему "Lira-Windows", яка забезпечує точний і надійний інженерний аналіз просторових та плоских конструкцій. Модель

реалізована у стрижневій постановці, яка дозволяє адекватно передати взаємодію конструктивних елементів у межах просторової рамної системи.

Параметри елементів моделі прийняті з урахуванням рекомендацій чинних нормативних документів і методичних посібників. Зокрема:

Модуль пружності бетону знижено з урахуванням реологічних характеристик та тривалих деформацій відповідно до методичних рекомендацій (наприклад, згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010), що враховує вплив тривалої дії навантаження та фактичного рівня тріщиностійкості.

Густина матеріалу для бетонних елементів прийнята відповідно до табличних значень: $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ для важкого бетону (згідно з [13–15]).

Розрахункова довжина елементів, жорсткість у згині та осьовому стиску враховані відповідно до геометричних параметрів реальної споруди.

Побудована модель дозволяє визначити розподіл внутрішніх зусиль по всіх елементах рами, а саме: нормальні сили, згинальні моменти та поперечні сили у стінках, кришці й під'їзних плитах. Особливу увагу при цьому приділено аналізу напружень у зонах концентрації – у місцях стику горизонтальних і вертикальних елементів, де можливе виникнення пікових значень зусиль, що критично впливають на тріщиностійкість та довговічність конструкції.

Результати моделювання у ПК "Lira-Windows" лягли в основу подальшої перевірки несучої здатності елементів споруди, визначення їхніх граничних станів та оптимізації геометричних характеристик конструкцій для забезпечення нормативної надійності та економічної доцільності проектних рішень.

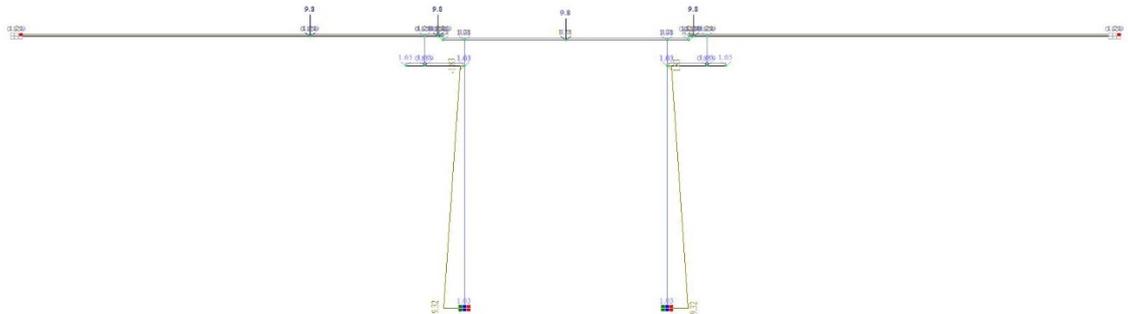


Рисунок 2.5 – Модель рамної споруди розроблена у програмі «Lira-Windows» з тимчасовим навантаженням НК-80

Дані епюри відображають характер розподілу зусиль у розрахункових елементах рами в умовах дії нормативних тимчасових навантажень.

Схема деформацій конструкції, отримана в результаті моделювання, представлена на рис. 2.6. Із зазначеного рисунка можна зробити висновок, що у зоні стику верхньої плити тунелю (кришки) та під'їзної плити виникає вертикальне переміщення, внаслідок чого можуть утворюватися зазори величиною до 4 мм. Для компенсації цих деформацій передбачається влаштування деформаційного шва, що забезпечує необхідну експлуатаційну надійність з'єднання. Остаточні значення прогинів конструктивних елементів, а також уточнення взаємодії частин споруди, буде виконано на подальшій стадії просторового тривимірного моделювання, відповідно до вказівок у розділі 3 пояснювальної записки.

На основі аналізу епюр з рис. 2.5 встановлено, що при дії нормативного тимчасового навантаження від навантаження типу НК-80 найбільш навантаженими елементами конструкції водопропускної споруди є:

- верхня плита (кришка) та під'їзна плита, які працюють у режимі згину, сприймаючи вертикальне навантаження з характером розподілу по ширині вантажної смуги;
- консольні частини конструкції, у яких відзначається робота переважно на сколювання;
- стінки тунелю, що сприймають стискуючі зусилля в поєднанні з вигином, обумовленим нерівномірним передаванням навантаження від кришки та ґрунту насипу.

Навантаження, що передаються на фундаментні плити на рівні їх верхнього обрізу, визначені за спрощеною розрахунковою схемою у вигляді жорсткої рамної моделі тунельної споруди. Дані по впливу тимчасового навантаження НК-80 на основні елементи фундаменту представлені у графічному вигляді на рис. 2.7 та у табличній формі в табл. 2.1.

Зазначений аналіз дає змогу визначити критичні зони концентрації зусиль, уточнити жорсткісні характеристики та передбачити необхідні інженерні

заходи для підвищення надійності й довговічності конструкції водопропускної споруди.

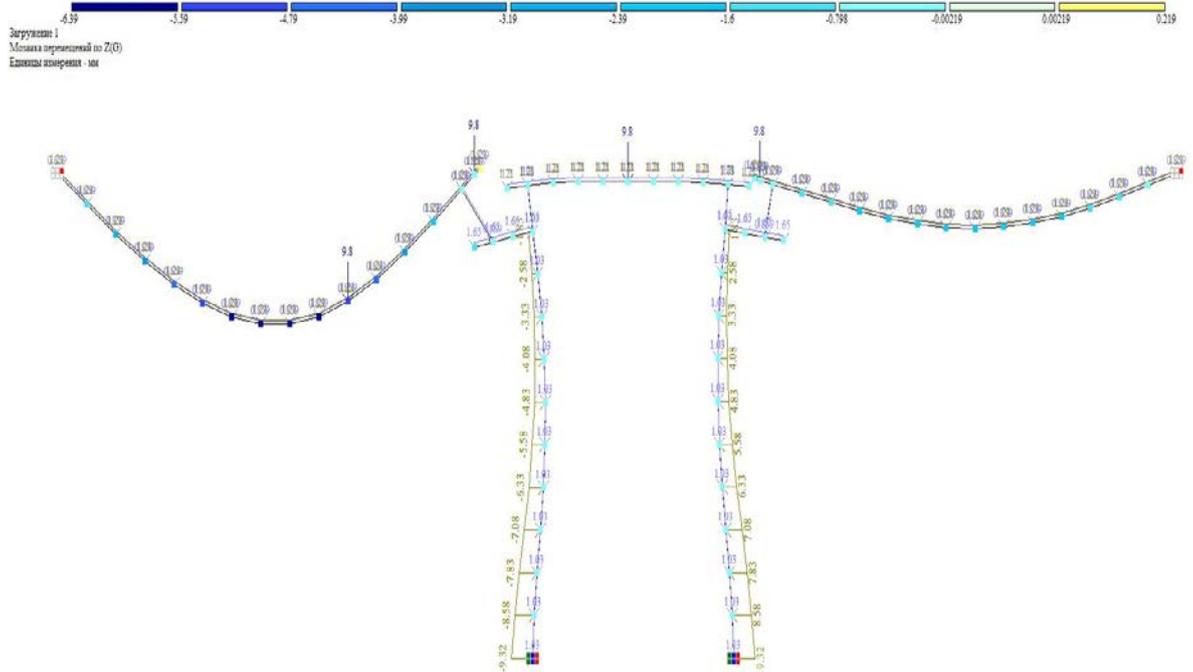


Рисунок 2.7 – Деформації (прогини) конструкцій тунелю від тимчасового навантаження НК-80 по осі Oz, мм

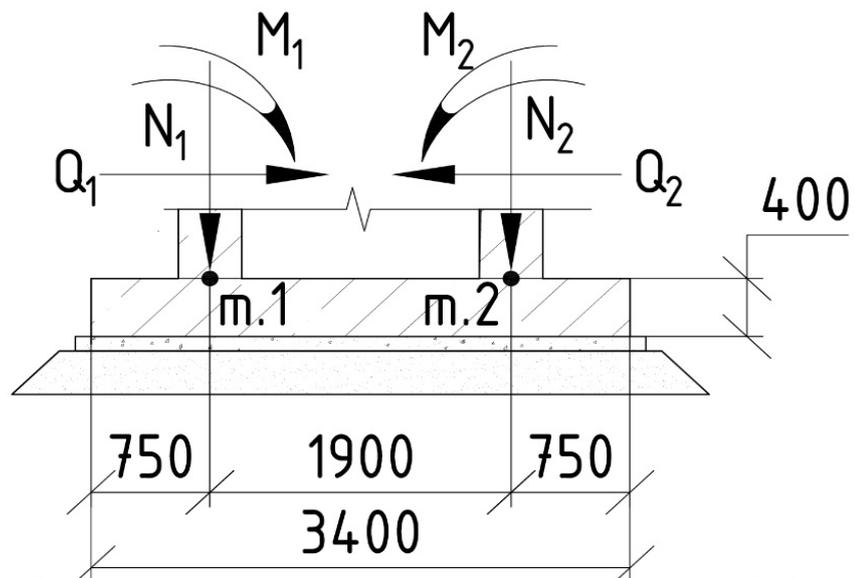


Рисунок 2.8 – Схема навантажень на фрагмент фундаментної плити умовною шириною 1,1 м (без урахування власної ваги плити) в рівні її верхнього обрізу

Таблиця 2.1 – Навантаження на фундаментну плиту

№	Силовий фактор	Розрахункова точка, впливи, кН			
		Т.1		Т.2	
		нормативні	розрахункові	нормативні	розрахункові
1.	N, кН	279	349	205	256
2.	M, кНм	59,4	74,5	63,2	79,1
3.	Q, кН	107	134	107	134

2.3 Розрахунок кришки тунелю

У рамках розрахункового моделювання розглянуто типову умовну балку, що відповідає верхній плиті (кришці) тунельної водопропускної споруди. Дослідження напружено-деформованого стану цієї конструктивної частини проводилось із використанням спрощеної схеми балки, що згинається у вертикальній площині під дією нормативного тимчасового навантаження типу НК-80.

На основі результатів чисельного моделювання, поданих на рис. 2.6,а, встановлено, що найбільші за абсолютним значенням згинальні моменти виникають у місцях сполучення кришки із вертикальними стінками тунелю. Зокрема, у момент прикладання навантаження (наїзду колеса) у центральній частині плити спостерігається концентрація згинального моменту на згаданих ділянках, що обумовлено граничними умовами защемлення та статично невизначеною схемою роботи конструкції. Максимальне значення згинального моменту становить $M = -72,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а максимальне значення поперечної сили – $Q = -83,4 \text{ кН}$ (конкретні значення – згідно з результатами розрахунку, табл. або графіки).

Для перевірки несучої здатності розраховано залізобетонний переріз фрагмента кришки, прийнятий у вигляді прямокутного профілю розмірами 1100 мм (ширина) \times 350 мм (висота), як показано на рис. 2.9. Розрахункова схема передбачає роботу перерізу на згин, при цьому напруження в розтягнутій зоні компенсуються за рахунок робочого армування.

У зоні розтягнутих волокон (верхня частина перерізу – згідно зі схемою навантаження) передбачено розміщення поздовжнього армування у вигляді сталевих стрижнів діаметром 16 мм, встановлених з кроком 200 мм. З урахуванням зазначеної густоти армування на кожен умовний фрагмент шириною 1000 мм припадає щонайменше 5 стрижнів загальною площею арматури $A_s' = 1005 \text{ мм}^2$, виконаних з арматурної сталі класу А-III (А400С), яка забезпечує необхідні міцнісні характеристики згідно з ДБН В.2.6-98.

Відстань від верхнього краю перерізу до центра ваги робочого армування становить $a_s' = 60 \text{ мм}$, що враховано при побудові розрахункової моделі опору матеріалу та визначенні моменту опору бетонної частини перерізу. Конструктивні параметри відповідають вимогам міцності та тріщиностійкості згідно з нормативними документами та підтверджені результатами розрахунку.

Зазначені дані використовуються на наступних етапах просторового моделювання та оптимізації конструкції для забезпечення її ресурсоощадності й довговічності при експлуатації у складі транспортної інфраструктури.

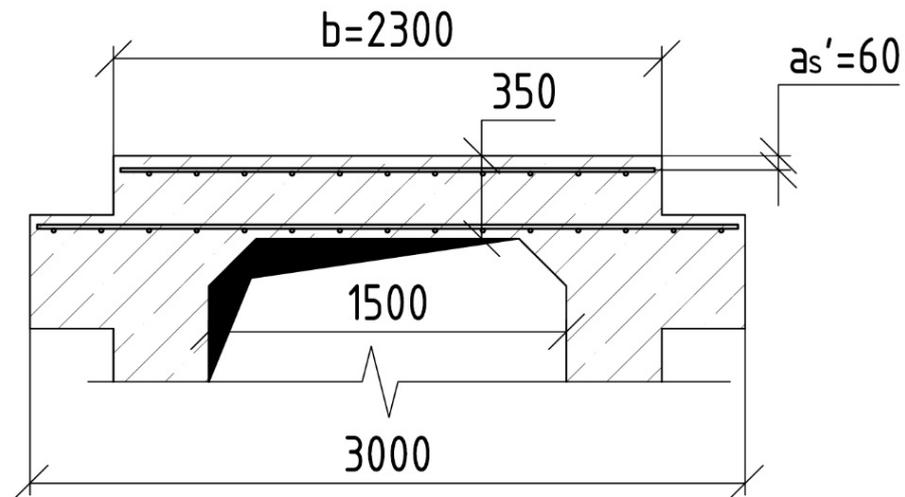


Рисунок 2.9 – Схема армування кришки тунелю

2.4 Розрахунок за методикою ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [16]

У процесі перевірки несучої здатності залізобетонного елемента (умовної балки, що моделює кришку тунелю) на згин, необхідним є встановлення ключових геометричних характеристик перерізу, зокрема відстані від центра ваги розтягнутої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу, а також визначення граничної висоти стиснутої зони бетону.

Відстань a_a від верхньої (стиснутої) грані балки до центра ваги розтягнутої арматури (розташованої у нижній зоні перерізу) визначається з урахуванням захисного шару бетону та діаметра арматурних стержнів:

$$d = h - a_s' = 350 - 60 = 290 \text{ (мм) де:}$$

Отримане значення a_a буде використане при подальшому розрахунку моменту опору перерізу та визначенні висоти стиснутої зони.

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою 2.1:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,0}} = \frac{290 \cdot 300 \cdot 10^{-5}}{(300 + 178) \cdot 10^{-5}} = 182 \text{ (мм)}, \quad (2.1)$$

де $\varepsilon_{s,0}$ – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою 1.2,

$$\varepsilon_{s,0} = f_{yd} / E_s = 350 / 1,96 \cdot 10^5 \approx 178 \cdot 10^{-5}; \quad (2.2)$$

$f_{yd} = R_s = 350 \text{ МПа}$ – розрахункове значення опору розтягу арматури (табл.2).

$$f_{cd} = R_b = 15,5 \text{ МПа} .$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою 2.3:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{(300 - 68) \cdot 10^{-5}}{300 \cdot 10^{-5}} = 0,773. \quad (2.3)$$

У рамках конструктивної перевірки елементів залізобетонної конструкції кришки тунелю здійснено розрахунок на відповідність вимогам до мінімального армування, а також визначено несучу здатність за критеріями граничних станів першої групи.

1. Перевірка мінімального конструктивного армування

Відповідно до чинних нормативних вимог, для робочих елементів водопропускних тунелів мінімальний коефіцієнт армування повинен становити не менше 0,001 (0,1 %) від площі поперечного перерізу бетону:

Фактична площа розтягнутого армування нижньої зони:

$$A_c = b \cdot d = 1100 \cdot 300 = 330\,000 \text{ (мм}^2\text{)} \text{ (значення надається за даними проекту).}$$

Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b \cdot d = 1100 \cdot 300 = 330\,000 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \left(A'_s / A_c \right) \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,1\% .$$

Фактичне значення коефіцієнта армування:

$$\left(\rho = (1005 / 330000) \cdot 100\% = 0,3\% \right) > \left(\rho_{\min} = 0,1\% \right).$$

Отже, умову мінімального армування виконано. Це свідчить про конструктивну доцільність прийнятого армування. Розтягнуте стрижневе армування у верхній зоні конструкції забезпечує необхідну несучу здатність.

2. Визначення фактичної висоти стиснутої зони бетону

Фактична висота стиснутої зони бетону обчислюється за нормативною методикою на основі рівноваги внутрішніх зусиль:

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s'}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,773) \cdot 1,1 \cdot 15,5 \cdot 10^3} = 0,023 \text{ (м)} \text{ Для}$$

забезпечення надійності конструкції перевіряється умова:

$$(x_1 = 0,023 \text{ м}) < (x_{1,u} = 0,182 \text{ м})$$

Умову виконано. Таким чином, прийнятий переріз заармовано раціонально. Несучу здатність елемента слід вважати такою, що визначається розтягнутим армуванням, тобто розрахунок здійснюється за нормальним перерізом з ненапруженою арматурою.

3. Перевірка несучої здатності фрагмента за згинальним моментом

Граничне значення згинального моменту, який може бути прийнятий розрахунковим перерізом кришки тунелю, визначається за формулою (3.17) [7]:

$$M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) =$$

$$= -1005 \cdot 10^{-6} \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot \left(0,29 - \frac{0,023 \cdot (1 + 0,773 + 0,773^2)}{3 \cdot (0,773 + 1)} \right) = -98,4 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Таким чином, умову міцності виконано з належним запасом. Конструкція здатна сприймати розрахункове навантаження без втрати працездатності.

4. Перевірка за нормальним перерізом відповідно до граничного стану першої групи

Згідно з методикою розділу 3 [8], розрахунок виконується з урахуванням геометричних параметрів та механічних характеристик матеріалів:

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = d = 290 \text{ мм}$$

Фактична висота стиснутої зони бетону (без врахування стиснутої арматури):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s'}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 1005 \cdot 10^{-6}}{15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 0,021 \text{ (м)}.$$

Граничний згинальний момент без урахування стиснутої арматури:

$$M_u = -R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = -15,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 0,021 \cdot \left(0,290 - \frac{0,021}{2} \right) \cdot 10^{-3} = -100 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

За результатами розрахунку коефіцієнт використання перерізу становить 0,725, що також підтверджує виконання умови міцності.

Усі розрахункові показники свідчать про достатність прийнятого армування та відповідність конструкції умовам надійної експлуатації при діючих навантаженнях. У подальших етапах проектування може бути передбачене уточнення параметрів конструкцій за результатами просторового моделювання.

2.5 Розрахунок під'їзної плити

На рисунку 2.10 наведено найбільш несприятливі схеми прикладання тимчасових навантажень для під'їзної плити та опорної консолі стінки тунелю. Зазначене розташування навантажень обумовлює граничні зусилля, які повинні бути враховані при проектуванні конструкцій з метою забезпечення їх надійності та довговічності.

Під'їзна плита характеризується порівняно невеликим розрахунковим прольотом, що становить 4 метри. З огляду на її обмежену довжину, вплив ґрунтової підсіпки, яка з часом може зазнавати ущільнення, просідання або часткового вимивання (внаслідок дії поверхневих чи ґрунтових вод), є другорядним. У зв'язку з цим, при розрахунках допустимо консервативно знехтувати участю ґрунтової підсіпки в загальній роботі конструкції. Це допускається нормативними документами у випадках, коли технічні умови експлуатації не гарантують стабільність зазначеного елемента основи впродовж усього терміну служби споруди.

Однак при проектуванні необхідно передбачити заходи, що забезпечать мінімізацію втрат несучої здатності підпірних конструкцій у разі зміни стану ґрунтового середовища, зокрема шляхом армування, оптимального розташування швів, а також вибору відповідного типу бетону та гідроізоляційного захисту.

Таким чином, найбільш критичне розташування навантаження, представлене на рисунку, є ключовим для аналізу граничних станів та визначення конструктивних рішень, які забезпечать безпечну експлуатацію тунельної споруди.

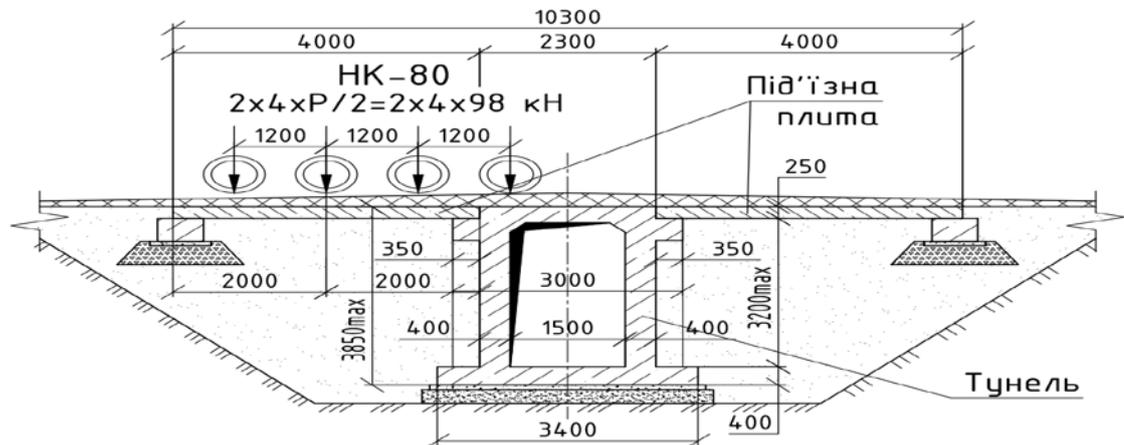


Рисунок 2.10 – Схема навантажень на споруду, найбільш невідгідна для під'їзної плити та опорної консолі стінки тунелю

Епюри внутрішніх зусиль, що виникають у фрагменті під'їзної плити та опорній консолі стінки тунелю внаслідок дії тимчасових навантажень, наведено на рисунку 2.11. Вказані епюри ілюструють розподіл згинальних моментів та поперечних сил, що виникають у конструктивних елементах під дією експлуатаційних навантажень у найсприятливіших і найнебезпечніших умовах навантаження.

У випадку під'їзної плити, яка має обмежений розрахунковий проліт, найбільші внутрішні зусилля концентруються в приопорних зонах. Це обумовлено жорстким закріпленням елемента на крайових ділянках, а також локальним впливом навантажень від рухомого складу чи транспортних засобів. У такій ситуації основну роль у забезпеченні несучої здатності відіграє правильне армування згідно з діючими нормами проектування залізобетонних конструкцій.

Що стосується опорної консолі, то її робота відрізняється характерною консольною схемою, при якій максимальні згинальні моменти виникають безпосередньо біля місця закріплення в стінці тунелю. Особливу увагу при цьому слід приділити контролю за тріщиностійкістю та деформаційною жорсткістю елемента, з урахуванням можливого впливу температурних та осадкових деформацій.

Аналіз епюр внутрішніх зусиль є ключовим етапом при перевірці граничних станів першої та другої груп, а також при уточненні необхідних розмірів перерізів та конфігурації арматурних каркасів. З урахуванням отриманих результатів здійснюється перевірка несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості конструкцій, що забезпечує їх надійність під час експлуатації у складних інженерно-геологічних умовах.

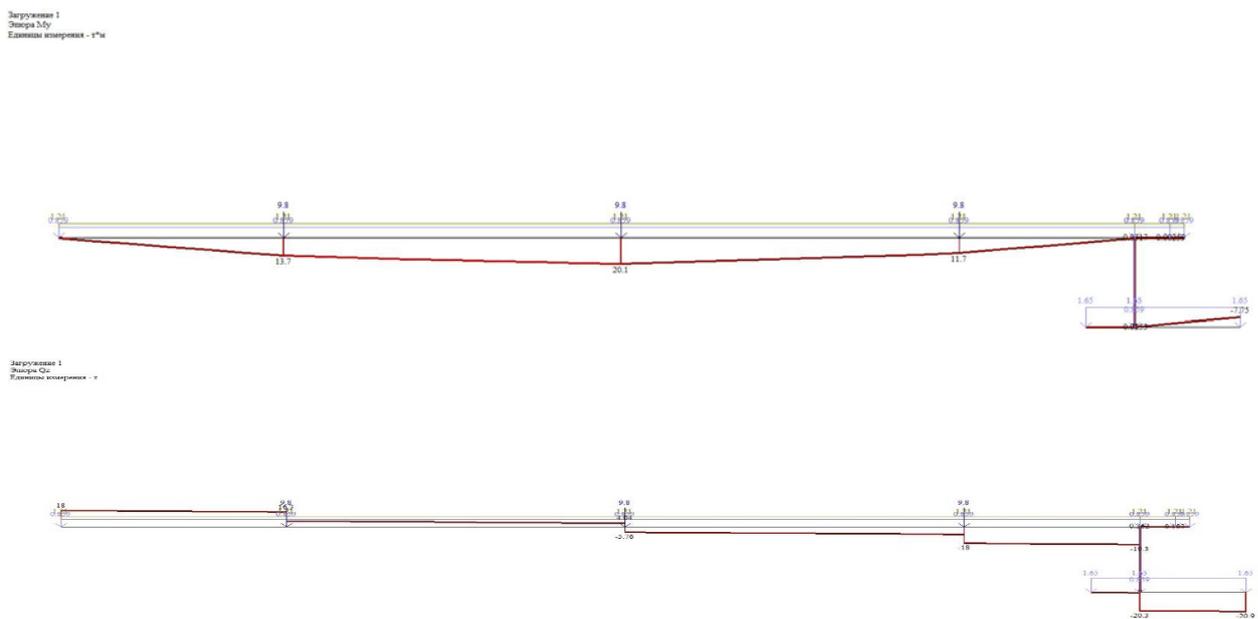


Рисунок 2.11 – Внутрішні силові фактори в перехідній плиті та опорній консолі: а – згинальні моменти, б – поперечні сили.

При цьому, плита працює, як шарнірно обперта на лежневу опору, з одного боку, та консоль стінки тунелю, з іншого. Максимальний згинальний момент в під'їзній плиті, зосереджений в центрі прольоту плити $M = +201 \text{ кН}\cdot\text{м}$, максимальна поперечна сила у плиті $Q = -193 \text{ кН}$.

Висновок за розділом 2

У підпункті 2.1 обґрунтовано методика аналітичних розрахунків мостової споруди тунельного типу з урахуванням її класифікації за класом наслідків. Проектована споруда віднесена до середнього рівня відповідальності (СС-2), що зумовлює застосування підвищених вимог до надійності основних несучих конструкцій відповідно до чинної нормативної бази.

Для елементів класу А, зокрема кришки тунелю, перехідних плит, вертикальних стінок і фундаменту, застосовано коефіцієнти надійності за відповідальністю згідно з [6-16]. При цьому було використано сучасні методики розрахунку, серед яких методика спрощених діаграм деформування матеріалів, що відповідає першій групі граничних станів, а також додаткові перевірки, орієнтовані на транспортні впливи згідно з профільними методичними рекомендаціями.

На основі аналітичного аналізу та моделювання виявлено, що найбільш критичними щодо навантаження є ділянки кришки тунелю в зоні руху транспорту, перехідні плити, консольні елементи та фундаментні основи. З метою забезпечення гранично несприятливого сценарію впливу, у розрахунках свідомо не враховувався опір ґрунту під під'їзними плитами.

У якості основного навантаження розглянуто типове тимчасове транспортне навантаження НК-80, що має найбільш негативний вплив на несучу здатність елементів конструкції. Також були враховані впливи навантаження типу А-11, хоча через габаритні обмеження споруди в розрахунках враховувався лише один тандем. Геометричні параметри, призма розподілу навантаження, а також характеристика балкової роботи конструкції дозволили коректно визначити розрахункові ширини впливу для кожного типу навантаження.

Оцінено також дію постійних навантажень — вагу конструктивних елементів, дорожнього покриття та тиск ґрунту на вертикальні стінки тунелю — у вигляді рівномірно змінного тиску, з урахуванням глибини закладення фундаменту. Визначено нормативні та розрахункові значення впливів відповідно

до відповідних таблиць чинних норм, що забезпечує точність подальших конструктивних перевірок.

Загалом, проведений розрахунок відповідає вимогам нормативної документації, враховує реальні сценарії навантаження та забезпечує надійність споруди як з точки зору несучої здатності, так і експлуатаційної безпеки.

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ І УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ (ПРОСТОРОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА НАВАНТАЖУВАЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТУНЕЛЬНОЇ ВОДОПРОПУСКНОЇ СПОРУДИ)

3.1 Просторове моделювання тунелю

Розрахунок напружено-деформованого стану тунельної споруди здійснено шляхом деталізованого тривимірного комп'ютерного моделювання основних конструктивних елементів із використанням програмного комплексу «Lira-Windows». Зазначений програмний продукт є сучасною інженерною системою, призначеною для проведення структурного аналізу, чисельного розрахунку та проектування будівельних і інженерних конструкцій відповідно до чинних нормативних вимог [13–15].

Теоретичною основою для чисельного моделювання в даному комплексі є метод скінчених елементів (МСЕ), який забезпечує високу точність результатів при моделюванні складних геометричних форм і неоднорідностей конструкції. У реалізації, що застосовується у програмі «Lira-Windows», МСЕ ґрунтується на принципі можливих переміщень, що дозволяє ефективно обчислювати переміщення, деформації та внутрішні зусилля у вузлових точках та елементах конструкцій (докладніше див. інструкцію користувача до програмного комплексу).

У рамках дослідження було змодельовано фрагмент тунельної споруди, розташований безпосередньо під проїзною частиною, оскільки цей елемент конструкції зазнає найбільшого експлуатаційного навантаження. Просторова модель споруди представлена системою пластинчастих скінчених елементів, що імітують поведінку кришки, стінок, пілястр, фундаментної плити та під'їзних плит. Такий підхід дозволяє комплексно врахувати взаємодію між окремими елементами конструкції в умовах просторової роботи.

Товщини пластинчастих скінченних елементів були прийняті відповідно до проєктної документації і становили:

- кришка тунелю – 350 мм;
- стінки – 400 мм;
- днище – 400 мм;
- пілястри – 300 мм;
- фундаментна плита – 400 мм;
- під’їзна плита – 250 мм.

Для підвищення достовірності розрахункових результатів, модуль пружності матеріалу був навмисно зменшений у бік безпеки відповідно до рекомендацій методичної літератури. Значення коефіцієнта Пуассона та густини матеріалу приймалися згідно з положеннями пункту 3.1.2.3 нормативного джерела [11].

Дискретизація моделі виконана із застосуванням регулярної сітки з кроком 100×100 мм, що забезпечує необхідну деталізацію розрахункової області та дозволяє враховувати локальні напруження в критичних зонах конструкції.

Вплив ґрунтової основи на роботу споруди враховано за допомогою відповідних коефіцієнтів жорсткості (так званих коефіцієнтів постелі), які дозволяють врахувати піддатливість основи у вертикальному та горизонтальному напрямках. Оціночні значення коефіцієнтів постелі визначено аналітичним шляхом на основі розрахункових параметрів ґрунту та наведено у таблиці 3.1 [17].

Загалом запропонований підхід до моделювання забезпечує достатній рівень точності та інженерної надійності результатів для подальшого використання при перевірці несучої здатності, оцінці деформативності та оптимізації конструктивних рішень при проектуванні водопропускних тунельних споруд.

Таблиця 3.1 – Середні осідання, мм, та коефіцієнти жорсткості, кН/м³, уздовж поздовжньої осі тунелю

Стан основи, навантаження	Точка на геологічному розрізі 1-1 (див. додатки)			
	Точка 1 (найнижча точка в межах автодороги)	Точка 2 в межах автодороги	Точка 3 поряд з автодорогою за її межами	Найвища точка
Природний + вплив транспорту	s = 15,9 мм C ₁ = 8764 кН/м ³	s = 8,31 мм C ₁ = 16774 кН/м ³	-	-
Водонасичений стан + вплив транспорту	s=22 мм C ₁ = 6336 кН/м ³	s=9,8 мм C ₁ = 14224 кН/м ³	-	-
Природний стан	s=2,48 мм C ₁ = 20645 кН/м ³	s=1,33 мм C ₁ = 38641 кН/м ³	s=1,33 мм C ₁ = 38641 кН/м ³	s=1,095 мм C ₁ = 46758 кН/м ³
Водонасичений стан	s=3,41 мм C ₁ = 15030 кН/м ³	s=1,57 мм C ₁ = 32611 кН/м ³	s=1,57 мм C ₁ = 32611 кН/м ³	s=1,37 мм C ₁ = 37372 кН/м ³

Елементи дорожнього одягу та інженерного облаштування, зокрема асфальтобетонне покриття проїзної частини та тротуарів, гідроізоляційний шар, бордюрне та бар'єрне огороження, а також перильні конструкції, були враховані у розрахунковій моделі як рівномірно розподілене корисне навантаження.

З огляду на конструктивні особливості мостової або тунельної споруди, дані елементи не беруть безпосередньої участі в роботі несучої системи, проте їхня маса створює додаткове постійне навантаження, що повинно бути враховане при аналізі напружено-деформованого стану. Зокрема, наплавна гідроізоляція, виконана у вигляді технологічного шару між захисною плитою та основною конструкцією перекриття, моделюється як навантаження на відповідні ділянки плити перекриття з урахуванням її питомої маси та конструктивної товщини.

При створенні розрахункової тривимірної моделі ці елементи були замінені еквівалентним статичним тиском, що діє на верхні поверхні конструктивних елементів – плит, перекриттів та пішохідних зон. Такий підхід

дозволяє адекватно врахувати додаткове навантаження без надмірного ускладнення структури скінченно-елементної моделі.

Масово-інерційні характеристики кожного з конструктивних елементів були визначені на основі їх геометричних параметрів, товщини та густини матеріалу відповідно до нормативних документів та проектної документації. Значення еквівалентного навантаження при цьому обчислювались з урахуванням коефіцієнтів надійності до навантаження згідно з вимогами чинних нормативів [11-13].

Такий підхід до моделювання забезпечує комплексне врахування впливу конструктивних та експлуатаційних навантажень, що виникають унаслідок наявності надбудов і технологічного облаштування споруди, на її загальний напружено-деформований стан.

3.2 Навантаження на модель споруди

Навантаження та впливи на конструкції споруди, прийняті згідно з [12] та [11].

- власна вага монолітного залізобетонних конструкцій тунелю та під'їзних плит $\gamma_f = 1,25$ (табл. 6.2 [12]), прикладається програмою автоматично у відповідності до перерізів елементів;

- власна вага їздового полотна (асфальтобетон 220 мм з підбетонкою 50 мм), наплавної гідроізоляції, бордюрів $\gamma_f = 2,0$ (табл. 6.2 [12]). Тиск від асфальтобетонного покриття на проїзну частину (експлуатаційне значення):

$$q_{1n} = (0,220 \cdot 2,0 + 0,05 \cdot 2,2) \cdot 10 = 5,5 \text{ (кПа)}, \quad \text{граничний тиск:}$$

$$q_1 = q_{1n} \cdot \gamma_f = 5,5 \cdot 2,0 = 11,0 \text{ (кПа)};$$

- вага покриття тротуарів (асфальтобетон 50 мм). Експлуатаційне значення тиску: на тротуар $q_{2n} = 0,05 \cdot 2,0 \cdot 10 = 1,0 \text{ (кПа)}$, граничний тиск

$$q_2 = q_{2n} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ (кПа)};$$

- власна вага металоконструкцій бар'єрного огородження (довідкова маса за [13], табл. 1, – 25 кг/м.п.) $\gamma_f = 1,25$ (табл. 6.2 [12]);

- тимчасовий вплив на споруду – НК-80 (невигідне для локальної роботи кришки та під'їзної плити. Навантаження прикладене як умовно рівномірно розподілений тиск на 8 майданчиках 0,8 x 0,2 м, що улаштовані з кроком $1,2 \times 2,7$ м (рис. 3.1) граничною інтенсивністю

$$P_{НК-80} = \frac{P/2}{C \cdot B} = \frac{196/2}{0,2 \cdot 0,8} = 613 \text{ (кПа)}. \text{ Найбільш не вигідне розрахункове}$$

розташування плям тисків $p_{НК-80}$ для розрахунку кришки тунелю показано на рис. 2,а), а для розрахунку під'їзної плити – на рис. 2.10.

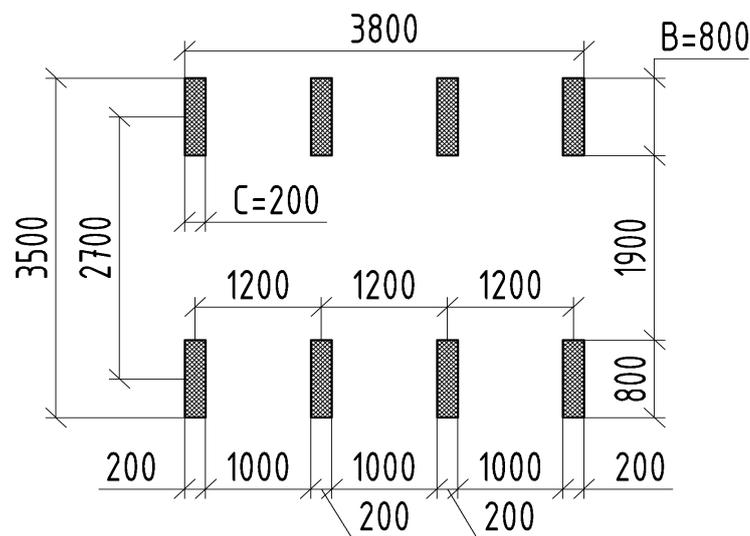


Рисунок 3.1 – Схема прикладання навантаження НК-80 для просторової моделі

У процесі просторового розрахунку конструкцій тунельної споруди було враховано низку тимчасових навантажень, які мають суттєвий вплив на напружено-деформований стан несучих елементів. Зокрема, особливу увагу приділено тимчасовому навантаженню типу А-11, що згідно з чинними нормативами класифікується як найневигідніше для загального просторового аналізу водопропускної тунельної споруди (згідно з [19]).

Навантаження А-11 моделюється як умовно рівномірно розподілений тиск, прикладений до чотирьох окремих майданчиків розмірами $0,6 \times 0,2$ м, розміщених з кроком $1,5 \times 1,9$ м (рис. 2.11). Навантаження має нормативну

$$\text{інтенсивність } p_{A-11, n} = \frac{(P_n / 2) \cdot (1 + \mu) / 2}{C \cdot B} = \frac{(107,91 / 2) \cdot 1,3 / 2}{0,2 \cdot 0,6} = 292 \text{ (кПа)} \quad \text{і}$$

граничну (розрахункову) величину $p_{A-11} = p_{A-11, n} \cdot \gamma_f = 292 \cdot 1,5 = 438 \text{ (кПа)}$, що встановлені відповідно до нормативного документа [19].

Крім того, додатково врахована дія смуги рівномірно розподіленого тиску, що імітує навантаження від транспортного засобу, шириною 600 мм. Її

$$\text{нормативне значення становить } v_{A-11, n} = \frac{V_n / 2}{B} = \frac{10,78 / 2}{0,6} = 9,0 \text{ (кПа)},$$

розрахункове – $v_{A-11} = v_{A-11, n} \cdot \gamma_f = 9,0 \cdot 1,5 = 13,5 \text{ (кПа)}$. У моделі передбачено

найбільш несприятливе розташування як смуг навантажень, так і концентрованих «плям» тиску, що впливають на кришку, стінки та фундаменти тунельної споруди (див. рис. 3.2). Смуги навантаження типу А-11 прикладені з урахуванням коефіцієнтів сполучення: для двох смуг $s_1 = 1$, для третьої – $s_1 = 0,75$, що відповідає вимогам розрахунку на одночасну дію декількох транспортних потоків.

Додатково в розрахунковій моделі враховані інші типи тимчасових впливів:

- Навантаження від натопу пішоходів: прийнято експлуатаційне значення тиску 3,92 кПа, розрахункове значення становить $q_{3n} = 3,92 \text{ кПа}$, граничне – $q_3 = q_{3n} \cdot \gamma_f = 3,92 \cdot 1,4 = 5,5 \text{ (кПа)}$. Це навантаження є актуальним для ділянок тротуарів та пішохідних зон над спорудою.

- Вітрове навантаження: відповідно до положень нормативного документа [14], враховано тиск для 2-го вітрового району України, величина якого становить $q_{wf} = 0,45 \text{ кПа}$. Вітровий вплив розглядався як рівномірно розподілений тиск на вертикальні та похилі елементи конструкції, з урахуванням вітрового коефіцієнта.

- Снігове навантаження: відповідно до [14], для 4-го снігового району прийнято нормативне значення тиску $q_{sf} = 1,4 \text{ кПа}$. Важливо зазначити, що даний вид навантаження не враховується одночасно з транспортним навантаженням типу А-11 або навантаженням НК-80, оскільки снігові намети унеможливають рух транспортних засобів і фактично виключають їхню присутність на проїзній частині [20, 21].

- Ожеледне навантаження: у розрахунку враховано утворення кірки ожеледі товщиною 19 мм, характерної для 3-го ожеледного району відповідно до [14]. Це навантаження також не розглядається у поєднанні з транспортними навантаженнями типу А-11 або НК-80, через взаємовиключальний характер дії (транспортний рух при ожеледі фактично припиняється або значно обмежується).

Комплексний урахунок зазначених тимчасових навантажень у просторовій розрахунковій моделі дозволяє об'єктивно оцінити напружено-деформований стан споруди в різних експлуатаційних сценаріях та забезпечити її надійність, довговічність і відповідність чинним нормативам безпеки.

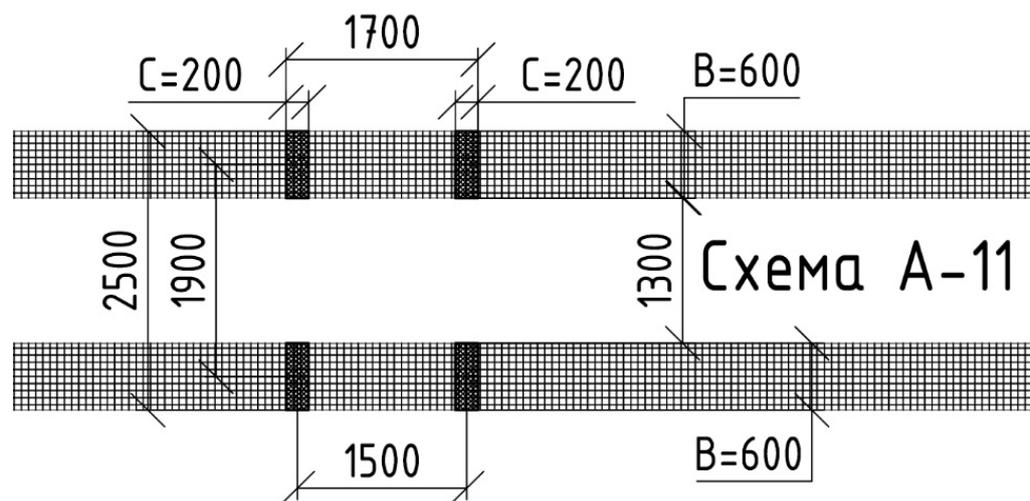


Рисунок 3.2 – Схема прикладання навантаження А-11 для просторової моделі тунелю

При розрахунку по 1-й групі граничних станів використовувались розрахункові навантаження, по 2-й групі граничних станів – експлуатаційні [22]. Скінчено елементна модель водопропускної споруди показана на рис. 3.3 та 3.4.

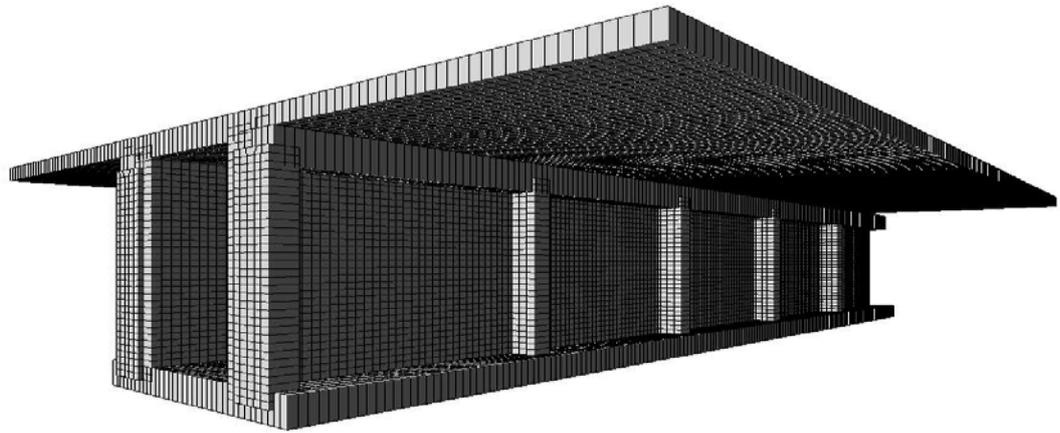


Рисунок 3.3 – Тривимірна візуалізація розрахункової моделі тунелю разом з під'їзними плитами

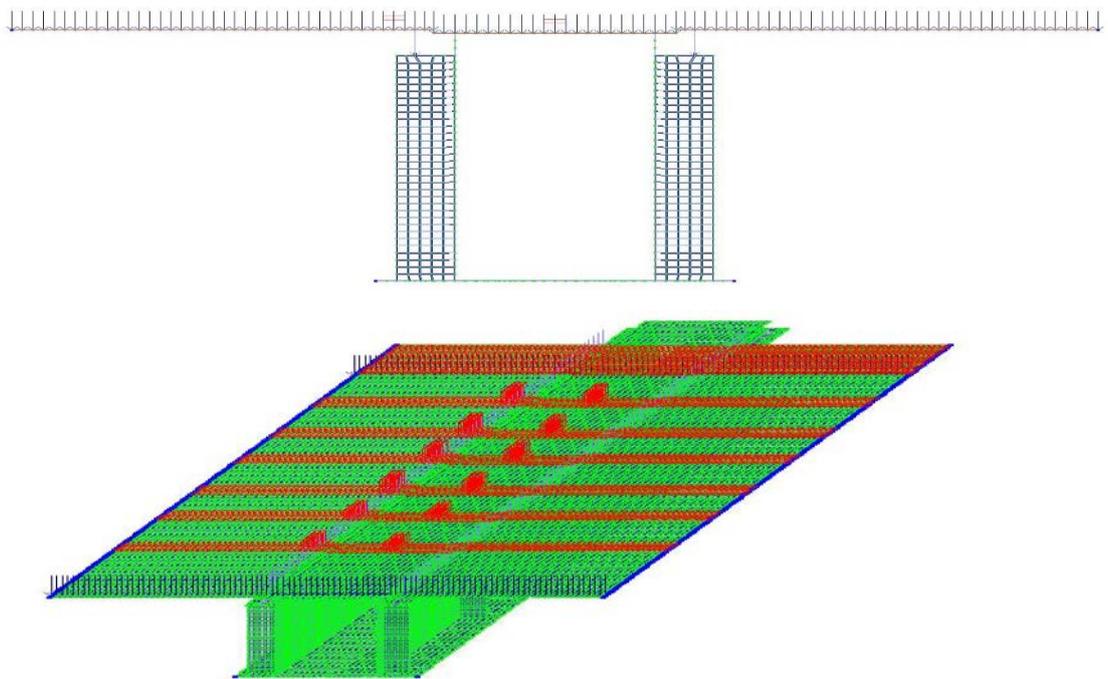


Рисунок 3.4 - Модель мостової споруди з тимчасовим впливом А-11 (для кришки): а – поперечник, б – пластинчаста модель. Червоним виділено тимчасові впливи від натовпу людей на тротуари, тиск від коліс візків та смуги умовних стрічкових впливів А-11 (три візки в прольоті)

Висновок за розділом 3

У розділі проведено всебічне просторове моделювання водопропускної тунельної споруди з використанням програмного комплексу «Lira-Windows» на основі методу скінчених елементів. Деталізовано геометричні характеристики основних конструктивних елементів тунелю – кришки, стінок, днища, пілястр, фундаментів та під'їзних плит – відповідно до проектної товщини, що забезпечує точну відповідність моделі реальним умовам експлуатації.

Особливу увагу приділено характеристикам ґрунтової основи, яку змодельовано за допомогою коефіцієнтів жорсткості постелі, отриманих внаслідок аналітичного моделювання піддатливості ґрунтів у різних інженерно-геологічних умовах – як у природному, так і у водонасиченому станах. Це дозволило встановити характерні осідання та розподіл жорсткості вздовж осі тунелю, що є критично важливим для достовірного прогнозу деформаційних властивостей споруди.

У підрозділі 3.2 системно визначено всі навантаження, що впливають на конструкції тунелю. До розрахунку включено як постійні (власна вага елементів, дорожнього одягу, гідроізоляції, огорожень), так і тимчасові навантаження – транспортні (НК-80, А-11), навантаження від натовпу пішоходів, вітрове, снігове та ожеледне навантаження згідно з нормативною документацією. Навантаження були змодельовані з урахуванням найневигодніших комбінацій відповідно до вимог 1-ї та 2-ї групи граничних станів. Це забезпечує достовірність результатів при оцінці працездатності конструкцій як в межах локальних деформацій, так і при загальному просторовому аналізі.

Таким чином, створена тривимірна розрахункова модель тунелю є повноцінною інженерною основою для проведення подальшого аналізу напружено-деформованого стану конструкції, що дозволяє оцінити її надійність, стійкість до навантажень і забезпечити ефективне проектування відповідно до сучасних вимог будівельних норм та стандартів.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

Існуюча водопропускна споруда розташована на автомобільній дорозі загального користування місцевого значення С-02-09-04 «Петрунівка – Суха Долина» на км 9+092, в адміністративних межах Вінницької області, поблизу села Джугастра Крижопільського району. Конструктивно споруда складається з двох частин, які з'єднані між собою та утворюють єдину систему водовідведення з проїзної частини автомобільної дороги, а також із прилеглої території, що прилягає до будівлі селищної ради.

Геометрично водопропускна споруда орієнтована прямолінійно із заходу на схід, з невеликим відхиленням у південному напрямку. Вона розташована під дорожнім покриттям в зоні перетину проїжджої частини та площі поблизу адміністративної будівлі. Кут перетину умовної осі споруди з віссю дороги С-02-09-04 становить приблизно 77° , що вказує на неортогональне (косе) розташування споруди щодо напрямку дорожнього руху [20].

За усними свідченнями представників селищної ради с. Джугастра, реконструкція водопропускної споруди була проведена у період 1985–1987 років. Первинна конструкція, виконана з бутобетону у формі тунельної споруди довжиною близько 15 м, за свідченнями мешканців, функціонувала ще з ХІХ століття та призначалася для відводу поверхневих вод із території колишнього панського маєтку.

У ході реконструкції до цієї бутобетонної частини було приєднано дощоприймальний колодязь №2 за допомогою бетонної труби довжиною приблизно 5 м. У свою чергу, до зазначеного колодязя за допомогою системи бетонних труб загальною довжиною 21,09 м був підключений додатковий дощоприймальний колодязь №1, розташований нижче за рельєфом – біля схилу. Територія між дорожнім полотном, будівлею сільської ради та схилом у процесі

реконструкції була спланована із дотриманням ухилу в напрямку до дощоприймальних колодязів. Поверхня була укріплена шляхом засипання ущільненого ґрунту та влаштування асфальтового покриття [6].

Згідно з наявною інформацією, жодних офіційних даних про проектну або будівельну організацію, що виконувала реконструкцію водопропускної споруди чи дорожнього полотна, у відкритих джерелах і архівних матеріалах не виявлено. Також відсутні будь-які відомості щодо проведення поточних або капітальних ремонтів конструкції у подальші роки.

У розпорядженні Замовника наявна лише облікова картка водопропускної споруди під №101, датована 04.01.1981 р. Інша проектна або виконавча технічна документація, що могла б засвідчити технічний стан, конструктивні рішення чи періодичність обслуговування споруди, Замовником не надана. В архіві селищної ради с. Джугастра також не збереглися документи, що стосуються первинного будівництва або проведення капітального ремонту споруди в минулому.

Наведена інформація свідчить про обмеженість джерел для повного аналізу технічного стану водопропускної споруди та підтверджує необхідність проведення її обстеження з подальшим оновленням технічної документації.

4.1.1 Технічні параметри водопропускної споруди

Існуюча водопропускна споруда, розташована на автомобільній дорозі загального користування місцевого значення С-02-09-04 «Петрунівка – Суха Долина», представляє собою комбіновану дренажну систему, що включає в себе ділянки з різними конструктивними і матеріальними рішеннями. Вона виконує функції водовідведення з проїзної частини дороги та прилеглої території, зокрема площі перед сільською радою.

Основні конструктивні елементи споруди:

- Матеріал стінок: споруда складається з двох основних типів конструкцій:

- ділянки, виконані з бетонних труб (з використанням армованого або неармованого бетону);
- ділянка бутобетонного склепінчастого тунелю, зведеного у вигляді арочної конструкції традиційного типу.
- Дощоприймальні колодязі: загальна кількість – 2 одиниці. Колодязі зведені частково з монолітного бетону, частково з бутобетону, обидва обладнані стандартними чавунними дощоприймачами з ґратчастими решітками для збору поверхневих вод.

Геометричні характеристики:

- Внутрішній поперечний переріз: змінюється вздовж довжини споруди:
 - на ділянках з бетонними трубами – діаметр 600 мм;
 - на ділянці бутобетонного тунелю – приблизно 1100 x 600 мм (арочний переріз).
- Загальна довжина споруди в плані (від дощоприймача №1 до скидного прорізу бутобетонного тунелю) становить 41,50 м.
- Товщина стінок:
 - бетонні труби – від 60 до 100 мм;
 - бутобетонний тунель – від 200 до 400 мм, залежно від глибини залягання і умов навантаження.
- Висота насипу над спорудою є змінною:
 - над арочною частиною тунелю – від 2320 до 2650 мм;
 - над бетонними трубами під проїзною частиною – від 2700 до 2930 мм;
 - під асфальтованим майданчиком і вимощенням поблизу адміністративної будівлі – від 2450 до 2930 мм.
- Тип оголовка:
 - з боку виходу бутобетонного тунелю – порталний ґрунтовий оголовок;

- з протилежного боку – оголовок відсутній, труба виходить у відкритий скид без облицювання.
- Гідроізоляція: конструкція не має гідроізоляційного шару, що свідчить про потенційну вразливість до проникнення ґрунтових та дощових вод.
- Повздовжній ухил:
 - ділянка бутобетонного тунелю – 0,7%;
 - ділянка бетонних труб – 1,5%, що забезпечує самоплинний режим водовідведення.
- Кут перетину осі споруди з віссю дороги – орієнтовно 77°, що вказує на косо розташування споруди відносно напрямку руху.

4.1.2 Кліматологічні показники

Територія, де розташований об'єкт обстеження, згідно з класифікацією [14] знаходиться у 2-му вітровому, 4-му сніговому та 3-му ожеледному районі і згідно з класифікацією [15], має наступні кліматичні характеристики:

снігове навантаження – 1400 Па [14, с. 51];

вітровий тиск – 450 Па [14, с. 51];

товщина кірки ожеледі – 19 мм [14, с. 51];

сейсмічність – 6 балів за картою ЗСР-2004-А [15, с.70].

4.1.3 Характеристика водопропускної споруди, земельної ділянки та сусідньої забудови

Обстежувана земельна ділянка, прилегла до існуючої водопропускної споруди, має форму прямокутника в плані орієнтовними розмірами 50,0 × 20,0 м. Поверхня ділянки покрита штучним асфальтобетонним покриттям, що було влаштоване у процесі реконструкції території в кінці 1980-х років. На ділянці розміщено відрізок автомобільної дороги місцевого значення С-02-09-04 «Петрунівка – Суха Долина», а також автобусну зупинку, яка забезпечує зупинку пасажирського транспорту для місцевих жителів (рис. 4.1–4.3).

Зі слів місцевих жителів, дана територія має штучне походження. Первинне насипання ґрунту для планування майданчика, за переказами, було здійснено ще в XIX столітті поблизу старовинного панського маєтку. У подальшому, в 1970-х роках XX століття, площу насипу було значно збільшено для влаштування будівлі сільської ради, що призвело до деструкції природного стоку поверхневих вод у напрямку річки Марківка. Остаточне формування ділянки відбулося близько 1987 року, коли було укладене асфальтобетонне покриття та проведено реконструкцію водовідвідної інфраструктури.

Згідно з результатами топографо-геодезичних вишукувань, рельєф місцевості має горбистий характер із вираженим загальним ухилом у напрямку з південного сходу на північний захід. У межах ділянки, де розташована водопропускна споруда, ухил зі східного боку сягає від 1% до 10%. Облаштована асфальтована поверхня має загальний ухил у західному напрямку, а також локальні похили до приймальних точок – дощоприймальних колодязів №1 та №2. Територія розміщена у локальному зниженні, що виникло внаслідок штучного насипання ґрунту.

В умовах інтенсивних опадів вода природним чином стікає на ділянку з пагористих форм рельєфу з південного сходу, сходу та північного сходу, що підвищує гідравлічне навантаження на водовідвідну систему [14].

З метою захисту споруд і оптимізації напрямків водовідведення, вздовж східної межі ділянки водозбору, власними силами жителів с. Джугастра, було насипано ґрунтовий вал висотою до 0,5 м. Він слугує бар'єром для води, перенаправляючи її до дощоприймача №1 біля сільради (рис. 4.1). З західного боку, у місці скидного отвору водопропускної споруди, утворено перепад рельєфу висотою близько 3,8 м, який не має інженерного укріплення та функціонує як відкритий скид на поверхню природного схилу.

На території розташована двоповерхова адміністративна будівля сільської ради з підвальним приміщенням. У плані споруда має прямокутну форму. Навколо будівлі влаштоване бетонне вимощення шириною 1,2 м, яке

забезпечує захист фундаменту від поверхневих вод і сприяє організованому водовідведенню (рис. 4.1).

На ділянці функціонує водопропускна споруда, що складається з двох вертикальних дощоприймальних колодязів, які розташовані на відстані близько 23 м один від одного (рис. 4.1, 4.2). Дощоприймальний колодязь №1 (верхній по схилу) знаходиться приблизно за 7 м від фасаду будівлі сільради. За усними свідченнями місцевих жителів, колодязі з'єднані системою бетонних труб внутрішнім діаметром 600 мм, що прокладені з повздовжнім ухилом орієнтовно 1:25.

Кінцева частина водовідвідної системи представлена бутобетонним склепінчастим тунелем довжиною близько 13,5 м, який орієнтований у напрямку південно-західного схилу. Між другим дощоприймачем і тунелем влаштовано проміжну ділянку з бетонної труби діаметром 600 мм. Місце з'єднання труби з бутобетонним тунелем герметизовано за допомогою фрагментів автомобільних шин, що є ознакою кустарного способу ущільнення.

Крім основної споруди, додаткову роль у водовідведенні з майданчика виконує окрема бетонна труба діаметром 500 мм, розташована на західному схилі. Вона не під'єднана до основної системи, частково заглиблена в ґрунт, і спрямована в бік долини річки Марківка [11].

Таким чином, обстежена територія має складну гідрогеологічну та інженерну будову, яка формувалася поетапно протягом тривалого часу. Функціонування водовідвідної системи безпосередньо залежить від технічного стану колодязів, трубопроводів і склепінчастого тунелю. Стан асфальтованої ділянки та природні умови формують постійне навантаження на споруду, що потребує ретельного моніторингу, оцінки технічного стану і, за потреби, проведення відновлювальних робіт.

Загальний вигляд об'єкта та території наведено на рисунках 4.1–4.6.



Рисунок 4.1 – Загальний вид створу обстежуваної ділянки над водопрпускнуою спорудою. Будівля сільради. Вид зі східного боку. Штучний захисний земляний насип (обвалування)



Рисунок 4.2 – Загальний вид та стан створу обстежуваної ділянки. Вид із заходу. Сліди підтоплення території. Дощоприймальний колодязь №2 занесений ґрунтом



Рисунок 4.3 – Вигляд та стан відвідного бутобетонного тунелю в місці скидання води. Схил розмитий водою. Тунель занесений ґрунтом до 90% перерізу, захламлення ґрунтового оголовка тунелю гілками та брудом. Розтріскування швів між каменями, часткове руйнування стінок бутобетонного тунелю



Рисунок 4.4 – Загальний вид та стан місця переходу бутобетонного тунелю та бетонної водовідвідної труби. Захламлення гілками та брудом. З'єднання не герметичне. Сліди розмивання ґрунту



Рисунок 4.5 – Загальний вид і стан дощоприймача №1: а – станом на 06.2019, б – на 12.2019. Застій опадових вод. Дощоприймач №1 занесений ґрунтом. Ґрунтові наноси поросли травою. Тріщини в асфальтобетонних схилах

4.1.4 Прогонова будова

У межах проїзної частини дороги місцевого значення, над склепінчастим бутобетонним тунелем, що є кінцевим елементом водопропускної споруди, влаштована прогонова конструкція у вигляді монолітної бетонної плити. Дана плита виконує функцію перекриття та опорної платформи для проїжджої частини, забезпечуючи передачу навантажень від транспорту на насип. Орієнтовні геометричні розміри плити становлять:

- ширина – близько 6000 мм,
- довжина – близько 4000 мм.

Конструкція змонтована поверх насипу, влаштованого з місцевих ґрунтів, із подальшим ущільненням і укладанням дорожнього покриття. Така схема дозволяє забезпечити мінімізацію вертикального навантаження на склепінчасту частину тунелю та сприяє підвищенню довговічності всієї водовідвідної системи в умовах транспортної експлуатації [12].

Конструктивні рішення в зоні дощоприймального колодязя №1

У зоні розміщення дощоприймального колодязя №1, який є верхнім за напрямком рельєфу та відіграє ключову роль у зборі поверхневих стічних вод, передбачено додаткове конструктивне підсилення. Безпосередньо над конструктивними елементами водопропускної споруди, що містяться під проїзною частиною, встановлена збірна залізобетонна перемичка (рис. 4.5). Вона виконує функцію:

- перерозподілу навантажень на елементи, розташовані нижче (труби, шахта колодязя);
- захисту колодязя від механічних пошкоджень під час інтенсивного руху транспорту;
- утримання стабільної геометрії колодязя в умовах впливу сезонних коливань температур і вологості.

Застосування саме збірної конструкції у цьому випадку зумовлено можливістю швидкого монтажу, технологічністю виконання робіт та полегшеним доступом до інженерних мереж під час обстежень або ремонту.

Інженерно-технічне значення конструкцій

Комплекс вищезазначених конструктивних елементів – бетонної плити над тунелем та збірної перемички над дощоприймачем – забезпечує стабільність функціонування водовідвідної системи у межах транспортної інфраструктури. Вони відіграють вирішальну роль у забезпеченні:

- несучої здатності дорожнього полотна над елементами водопропускної споруди;
- гідравлічної безперервності стоку води навіть у разі інтенсивних опадів;
- захисту інженерних мереж від руйнувань під час експлуатації дороги.

Наявність таких рішень свідчить про дотримання принципів комплексного проектування споруд поверхневого водовідведення та інтеграції гідротехнічних систем у структуру дорожньо-транспортної інфраструктури.

4.1.5 Дорожнє полотно

Проїзна частина дороги в межах ділянки, прилеглої до водопропускної споруди, облаштована багат шаровим дорожнім одягом, конструкція якого відповідає вимогам експлуатаційної придатності для транспортних засобів місцевого сполучення. Дорожній одяг виконує функції рівномірного розподілу навантажень від рухомого транспорту, а також формує ухил для організованого поверхневого водовідведення.

Склад дорожнього одягу:

Дорожній одяг складається з таких функціональних шарів:

- Ухилоутворюючий шар, який забезпечує необхідні геометричні параметри дорожнього полотна (поздовжній і поперечний ухил) та сприяє спрямуванню дощових стоків у бік дощоприймальних колодязів.
- Асфальтобетонне покриття, що слугує верхнім захисним і функціональним шаром, безпосередньо сприймає механічне навантаження від коліс транспорту та вплив атмосферних чинників.

Загальна товщина конструкції дорожнього одягу змінна по довжині та становить у межах від 90 до 150 мм. Така товщина є типовою для доріг з невеликим інтенсивним рухом, характерних для сільської місцевості, та забезпечує задовільний рівень несучої здатності при порівняно помірному навантаженні [11].

Організація поверхневого стоку:

Розуклонка дорожнього полотна виконана з урахуванням природного рельєфу та конструктивної схеми дощової каналізації. Поперечний ухил направлено в бік дощоприймальних колодязів №1 та №2, що дає змогу ефективно відводити поверхневі стоки під час атмосферних опадів, зменшуючи ризики підтоплення та руйнування дорожнього покриття.

Пішохідна інфраструктура:

На вказаній ділянці дороги тротуари відсутні, що свідчить про низьку інтенсивність пішохідного руху або обмежений простір у межах червоних ліній

забудови. Така ситуація характерна для дорожніх об'єктів у сільських населених пунктах, де пішохідний рух переважно здійснюється узбіччям проїзної частини.

Огороджувальні конструкції:

На момент обстеження бар'єрне та перильне огородження вздовж проїзної частини не влаштовано. Відсутність огороджувальних елементів знижує рівень пасивної безпеки учасників дорожнього руху, особливо у місцях із різкими перепадами рельєфу, на ділянках наближених до водопропускних споруд або у випадках недостатньої оглядовості дороги.

У зв'язку з цим доцільним є розгляд можливості встановлення елементів захисного огородження (бар'єрного або перильного типу) в межах небезпечних ділянок, що дозволить покращити умови експлуатації дороги та зменшити ймовірність виникнення аварійних ситуацій.

4.1.6 Підходи до водопропускної споруди

Зі східного боку обстежуваної водопропускної споруди розташований природний схил пагорба, що виконує функцію водозбірної зони для атмосферних опадів, стічні води з якої спрямовуються до дощоприймальних колодязів системи водовідведення. Формування водозбору на даній ділянці обумовлено як рельєфними характеристиками місцевості, так і антропогенним втручанням, зокрема облаштуванням земляних споруд для регулювання стоку.

Геометрія та обмеження водозбірної зони:

Водозбір зі схилу організовано в межах умовно визначеної смуги, ширина якої варіюється залежно від відстані до вершини пагорба:

- У нижній частині, безпосередньо біля обстежуваного майданчика, ширина водозбірної смуги становить приблизно 8,5 м.
- У верхній частині схилу, ближче до його вершини, ширина зони водозбору збільшується до 25 м, що свідчить про розширення площі накопичення поверхневих стоків [13].

Контури водозбірної смуги обмежено штучно створеним обвалуванням, що проходить вздовж обох боків пагорба (рис. 4.6). Дані земляні споруди

виконують функцію бічного бар'єру, що перешкоджає розтіканню води за межі визначеної траєкторії руху стоку та спрямовує його в бік системи дощоприймачів.

Покриття підходів до споруди:

Дорожнє покриття на підходах до водопропускну споруди має комбіновану конструкцію, що складається з:

- Щебеневої підсіпки, яка виконує функції дренажного та вирівнюючого шару, підвищує несучу здатність основи дороги та забезпечує відведення вологи;
- Асфальтобетонного покриття, що служить як верхній експлуатаційний шар проїзної частини, стійкий до механічних та кліматичних навантажень.

Така конструктивна схема покриття забезпечує довговічність та ефективність функціонування під'їзних шляхів, а також дозволяє зменшити ризики пошкодження дорожнього полотна внаслідок надмірного зволоження або сезонного промерзання.



Рисунок 4.6 – Загальний вид смуги водозбору. Смуга водозбору обмежена обвалуванням

4.2 Конструктивні рішення

4.2.1 Результати виконаних розрахунків

З метою оцінки інженерної надійності та експлуатаційної придатності водопропускної споруди було проведено моделювання деформаційних характеристик конструкції при дії тимчасового транспортного навантаження типу А-11, передбаченого чинними нормативними документами.

Розрахункові моделі враховували можливі невідповідні схеми розташування навантаження – окремо для збірної залізобетонної кришки та під'їзної плити, що перекривають елементи водовідвідної системи. Метою такого підходу було визначення критичних ділянок і перевірка граничних станів конструкцій за деформацією.

Результати чисельного аналізу наведено:

- на рис. 4.7 – для конструкції кришки водопропускної споруди;
- на рис. 4.8 – для під'їзної плити над бутобетонним тунелем.

Усі розрахунки виконано з урахуванням природного стану ґрунтової основи, без попереднього ущільнення чи покращення геотехнічних характеристик ґрунту. Таким чином, отримані значення деформацій відповідають реалістичним умовам експлуатації споруди в існуючих геологічних умовах [11].

За результатами моделювання встановлено:

- максимальні вертикальні переміщення елементів перекриття не перевищують допустимих значень, визначених відповідними нормативами;
- локальні деформації кришки в зонах прикладення навантаження А-11 мають плавний розподіл, що свідчить про достатню жорсткість конструкції;
- під'їзна плита проявляє незначні пружні прогини, однак залишкові деформації відсутні, що підтверджує її працездатність під дією короткочасного навантаження.

Отримані дані можуть бути використані як обґрунтування технічного стану споруди у процесі розроблення заходів з її модернізації або реконструкції,

а також як вихідні параметри для подальшого моделювання у разі змін геотехнічних умов або збільшення транспортного навантаження.

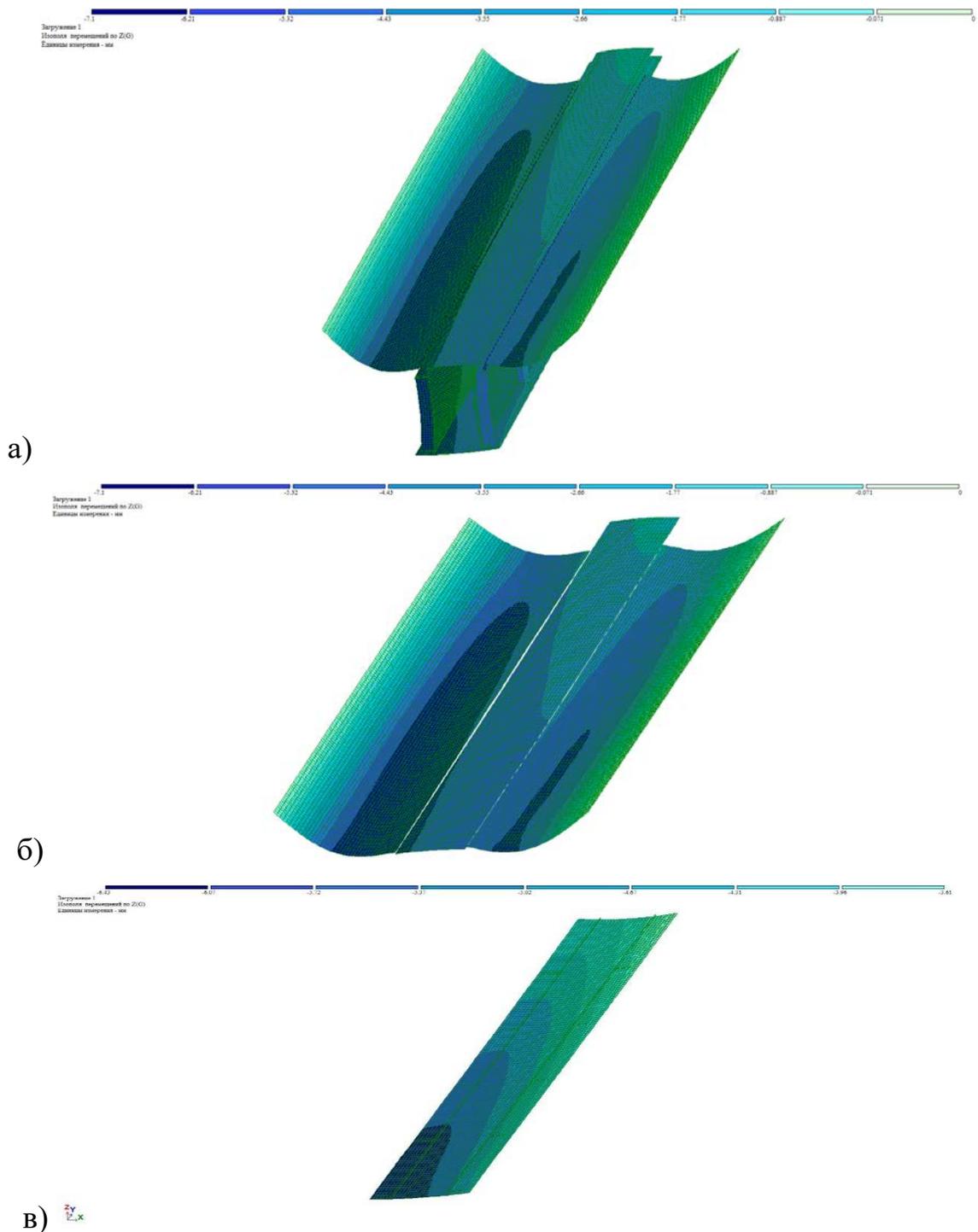


Рисунок 4.7 – Результати розрахунку деформацій водопропускної споруди від навантажень А-11: а – деформації споруди в цілому, б – прогини кришки тунелю та під'їздних плит, в – прогини фундаментної плити тунелю

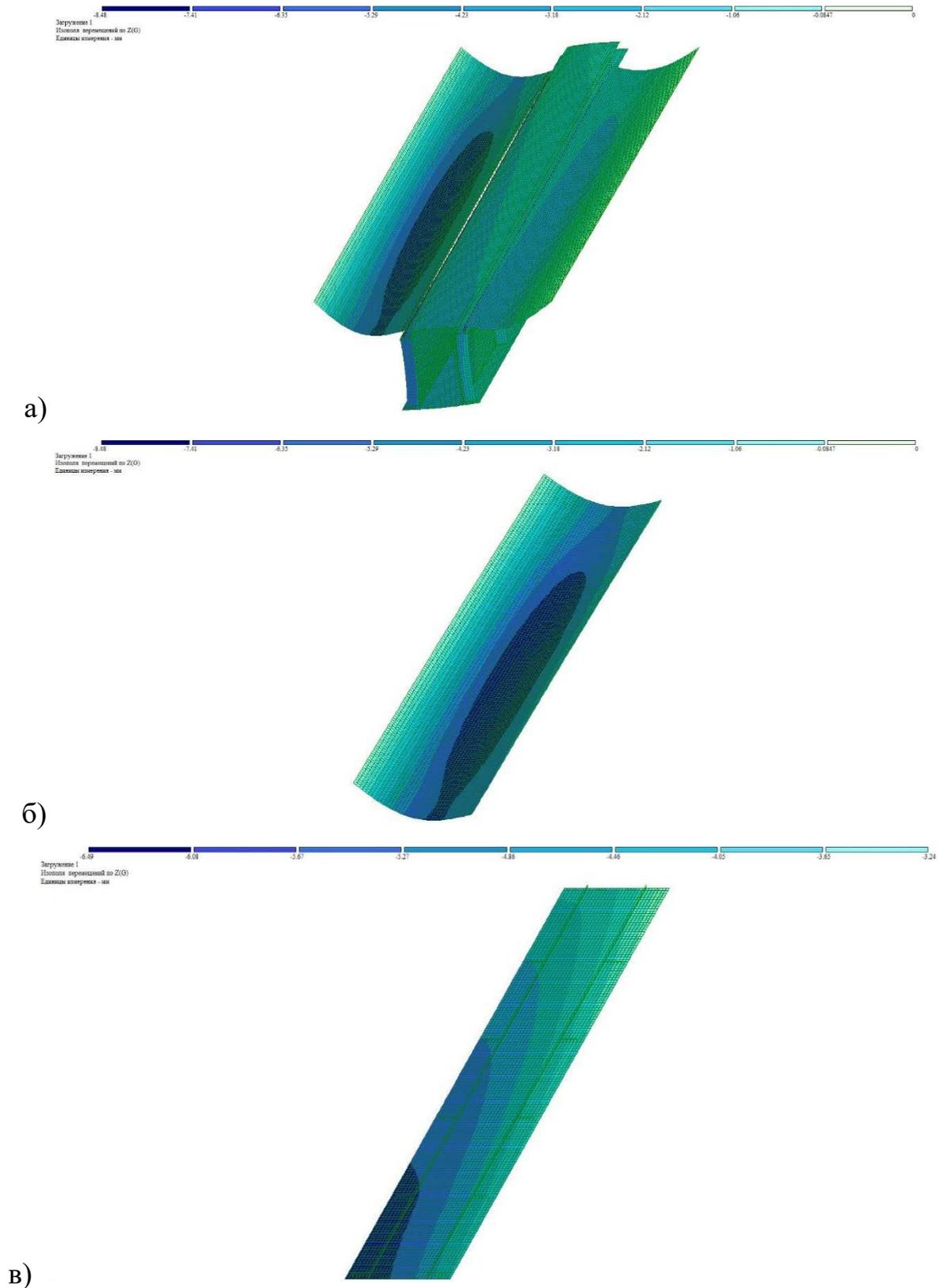


Рисунок 4.8 – Результати розрахунку деформацій водопропускної споруди від навантажень А-11 (випадок одночасного наїзду на під'їзну плиту трьох візків А-11): а – деформації споруди в цілому, б – прогини під'їзної плити, в – прогини фундаментної плити тунелю

У результаті проведеного чисельного моделювання конструкції водопропускної споруди встановлено, що максимальні вертикальні переміщення вузлів конструкції виникають у разі дії корисного тимчасового навантаження типу А-11, а саме при локалізації навантаження на центрі залізобетонної кришки тунельного каналу. Такий сценарій навантаження відповідає найбільш несприятливому для експлуатаційної роботи споруди, з огляду на концентрацію зусиль у центральній частині перекриття.

Найбільш інтенсивні деформації спостерігаються в зоні водоскидного перерізу, яка за конструктивною схемою виконує роль завершального елемента водовідвідної системи та знаходиться у безпосередньому контакті з ґрунтовою поверхнею укосу.

Розрахункові значення вертикальних деформацій у зазначеному випадку склали менше гранично допустимих значень, передбачених чинними будівельними нормами та стандартами. Це свідчить про відповідність конструктивного рішення вимогам надійності та безпеки в умовах навантажень, близьких до експлуатаційного максимуму.

Таким чином, аналіз результатів підтверджує:

- ефективність передбаченої конфігурації кришки та її спроможність розподіляти навантаження без розвитку небезпечних осередків напружень;
- задовільний стан основи, що забезпечує рівномірність осідання без розвитку перекосів;
- працездатність конструкції водопропускної споруди в умовах дії короточасних транспортних навантажень, з достатнім запасом щодо граничних деформацій.

Отримані висновки можуть бути використані для:

- обґрунтування технічного стану існуючої споруди;
- планування ремонтних або відновлювальних робіт;
- оцінки перспектив впровадження посилюючих елементів конструкції у разі прогнозованого зростання навантажень.

$$f_u = \frac{1}{400} \cdot L_0 = \frac{10300}{400} = 26 \text{ (мм)}, \quad (4.1)$$

де $L_0 = 10300$ мм в поперечному напрямку.

Оскільки фактичний прогин f , навіть, від розрахункових впливів, менше гранично допустимого прогину f_u :

$$f = 7,1 \text{ мм} < f_u = 26 \text{ мм}, \text{ умову жорсткості виконано.}$$

Найбільші відносні деформації під'їзної плити виникають при наїзді одного з коліс візка тимчасового навантаження А-11 на центр під'їзної плити. Вертикальні деформації плити в цьому випадку рівні $f = \Delta z_{\max} \cdot \gamma_r = 8,48 \cdot 1,00 = 8,48$ (мм), що менше гранично допустимого значення.

$$f_u = \frac{1}{400} \cdot L_0 = \frac{4000}{400} = 10 \text{ (мм)},$$

де $L_0 = 4000$ мм – розмір під'їзної плити в поперечному напрямку (вздовж руху транспорту).

Результати чисельного аналізу конструкції водопропускної споруди засвідчили, що загальна просторово-жорсткісна система елементів забезпечує стійкість та надійність споруди при дії основних сполучень розрахункових навантажень, у тому числі й тимчасових транспортних навантажень типу А-11 [8].

На основі отриманих деформаційних характеристик (рис. 3.3, б), встановлено, що у найбільш несприятливому варіанті завантаження спостерігається вертикальне підняття торцевого краю під'їзної плити над краєм кришки тунелю на величину до 1 мм, а також горизонтальне зміщення в бік — до 2 мм. Такі деформаційні прояви відповідають межовим очікуванням при локальному навантаженні і повністю компенсуються передбаченою проектом деформаційною вставкою, що розміщується між торцем під'їзної плити та кришкою тунелю.

Для оцінки відповідності проектного армування елементів споруди умовам експлуатаційних навантажень було здійснено розрахунок внутрішніх силових факторів (згинальних моментів, поперечних сил) у ключових елементах конструкції при різних комбінаціях навантаження.

Особливу увагу приділено перевірці міцності залізобетонної кришки тунелю у випадку максимально несприятливого завантаження. Для цього було змодельовано навантаження трьома тандемами типу А-11, осі яких розташовані симетрично відносно центра кришки. Така конфігурація дозволяє виявити критичні значення згинальних моментів у центрі конструкції та по її краях.

Ізополя згинальних моментів (рис. 4.8) показують, що кришка працює відповідно до розрахункової моделі плити, защемленої з обох боків у стінках тунелю. Найбільші за модулем згинальні моменти спостерігаються по коротшій стороні плити (вісь Ox) і досягають максимальних значень у центральній частині кришки.

У той же час згинальні моменти, що діють уздовж довшої сторони плити (вісь Oy), мають значно менші значення — на порядок нижчі, що підтверджує домінування однонаправленої згинальної роботи конструкції.

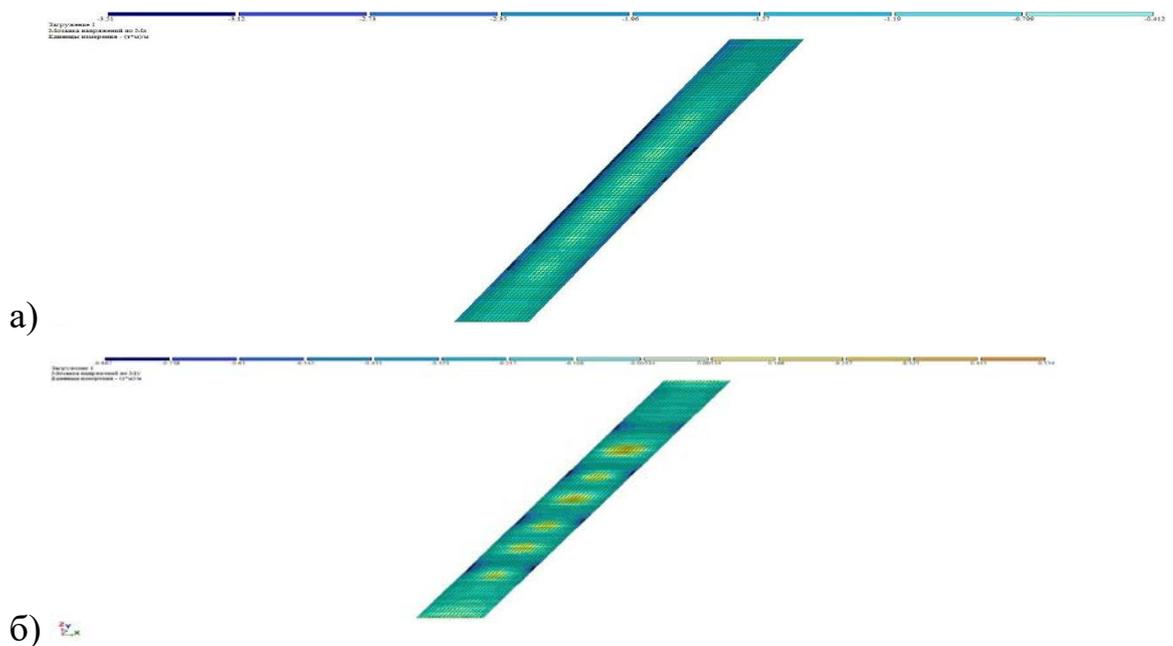


Рисунок 4.9 – Згинальні моменти в кришці тунелю: а – M_x , б – M_y , тм/м.п.

Оскільки $|M_{x, \min}| > \{|M_{y, \min}|, M_{y, \max}\}$, в бік запасу, виконаємо перевірку армування, саме за цим, найбільшим значенням.

На рис. 4.9 наведено епюри внутрішніх силових факторів, що виникають у конструкціях кришки тунелю внаслідок дії тимчасового навантаження типу А-11, розташованого у найбільш несприятливій позиції. Такий варіант розташування тандемних візків дозволяє виявити максимальні значення згинальних моментів та поперечних сил у перерізах конструкції.

Водночас слід зазначити, що на практиці візки навантаження можуть змінювати своє положення як вздовж осі споруди, так і поперек проїзної частини, що призводить до виникнення динамічної картини зусиль. У зв'язку з цим, для забезпечення надійності всієї конструкції водопропускної споруди, розрахунок армування було виконано за найбільшими значеннями згинального моменту, зафіксованими в найбільш небезпечній зоні, а отримані параметри армування рівномірно розповсюджені на всю площу кришки тунелю.

На стадії аналітичного моделювання для найбільш навантаженої ділянки було визначено необхідне робоче армування, що забезпечує достатній запас міцності згідно з чинними нормами. Згідно з розрахунком, у розтягнутій зоні кришки тунелю передбачено встановлення:

- Арматурних стержнів діаметром 16 мм, класу А-III (А400),
- З кроком 200 мм, що відповідає 5 стрижням на умовну ширину (1 м),
- Арматура розміщена на проектній відстані від нижнього краю перерізу, згідно з конструктивними вимогами до захисного шару бетону.

Стиснута нижня зона кришки також армується арматурою діаметром 16 мм класу А-III (А400), встановленою з аналогічним кроком 200 мм, відповідно до вимог симетричності армування для плитної конструкції.

4.2.2 Перевірка міцності під'їзної плити

У процесі моделювання було розглянуто один із найбільш несприятливих варіантів дії тимчасового навантаження на під'їзну плиту, а саме – вплив трьох

тандемів навантаження типу А-11, при якому осі коліс розташовані по центру плити. Такий підхід дозволяє врахувати найбільші можливі деформації та зусилля, що виникають у конструкції під час експлуатації в умовах інтенсивного навантаження.

З метою забезпечення запасу міцності в умовах експлуатаційної надійності, було прийнято припущення про те, що ґрунтова основа під під'їзною плитою достатньо ущільнена, що унеможлиблює її повну взаємодію з основою по всій площині. За таких умов плита функціонує як елемент, обпертий по двох протилежних сторонах – на консольну частину тунелю та на лежневу (крайову) опору.

Це припущення дозволяє моделювати роботу плити за спрощеною, але більш консервативною схемою, що є загальноприйнятим інженерним підходом при попередньому оцінюванні жорсткості та несучої здатності конструкції в умовах граничних навантажень.

Результати розрахунку напружено-деформованого стану плити наведено у вигляді ізополів згинальних моментів, представлених на рис. 4.10. Вони дозволяють візуалізувати зони найбільшого навантаження і виявити критичні ділянки, що потребують додаткової уваги при призначенні армування. Аналіз ізополів підтверджує, що максимальні згинальні моменти зосереджені вздовж центральної осі плити, що відповідає зоні дії концентрованого навантаження від тандемів А-11.

Таким чином, розглянута схема навантаження та припущення щодо роботи плити дозволили отримати обґрунтовану модель граничного стану конструкції, яка враховує як геометричні, так і механічні особливості сполучення під'їзної плити з основними несучими елементами водопропускної споруди.

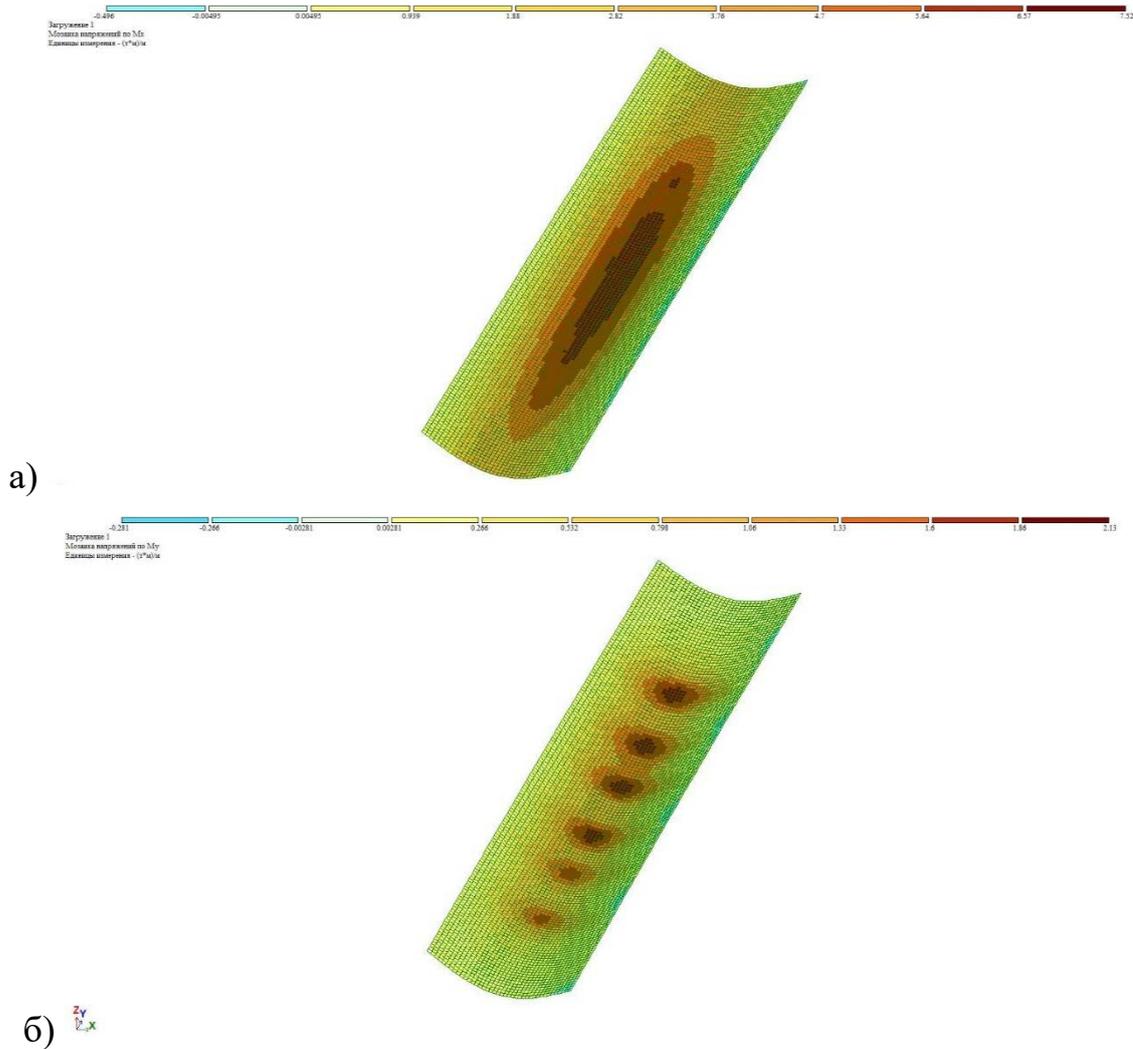


Рисунок 4.10 – Згинальні моменти в під'їзній плиті: а – M_x , б – M_y , тм/м.п

У рамках інженерного аналізу конструктивного рішення під'їзної плити було розглянуто несприятливий варіант завантаження, за якого три тандемні навантаження типу А-11 спрямовані таким чином, що колеса розміщені вздовж центральної осі плити. Це дозволяє змоделювати максимально критичний сценарій дії тимчасового транспортного навантаження, що може виникнути в умовах реальної експлуатації дорожнього об'єкта.

З метою підвищення надійності розрахункової моделі, в припущеннях прийнято, що ґрунт під плитою ущільнився та не бере участі в сприйнятті навантаження. За таких умов плита розглядається як елемент, обпертий лише по двох протилежних сторонах: на консоль тунелю та на лежневу опору. Такий

підхід є безпечним з точки зору граничних станів, адже забезпечує консервативність інженерного розрахунку.

Результати чисельного моделювання, отримані в програмному середовищі, зокрема ізопля згинальних моментів (рис. 4.10), демонструють характер напружено-деформованого стану плити. Добре помітно, що максимальні згинальні моменти виникають по осі Ox (коротка сторона плити), що відповідає типовій поведінці шарнірно обпертої плити під дією зосередженого навантаження в центрі. Згинальні моменти вздовж довшої сторони плити (вісь Oy) є значно меншими, що підтверджує менший рівень напружень у цьому напрямку.

Армування, розраховане за допомогою програмного модуля «ЛІРА-АРМ», наведене на рис. 4.11. Відповідно до розрахунку, у небезпечних зонах рекомендовано використання стрижневої арматури діаметром 16 мм класу А-III (А400) з кроком 200 мм. Водночас проектне рішення передбачає більш посилене армування – стрижні діаметром 20 мм з кроком 100 мм у нижній (розтягнутій) зоні перерізу. Таке армування забезпечує підвищену жорсткість та більший запас міцності, що є перевагою з точки зору експлуатаційної надійності, особливо в умовах динамічного транспортного навантаження.

Аналогічна ситуація спостерігається і в поздовжньому напрямку (вісь Oy), де проектне армування перевищує мінімальні вимоги, визначені за результатами чисельного моделювання. Це дає підстави вважати проектне рішення безпечним, технологічно обґрунтованим та довговічним.

Таким чином, умови міцності під'їзної плити забезпечено з достатнім запасом, що підтверджено результатами як аналітичного, так і чисельного аналізу. Прийняте рішення щодо типу, діаметра і кроку арматури відповідає чинним нормам проектування та гарантує стійкість конструкції в умовах експлуатації. Такий підхід сприяє підвищенню довговічності та безпеки експлуатації споруди в цілому, знижуючи ймовірність утворення тріщин, пластичних деформацій або втрати несучої здатності під впливом багаторазових циклів навантаження.

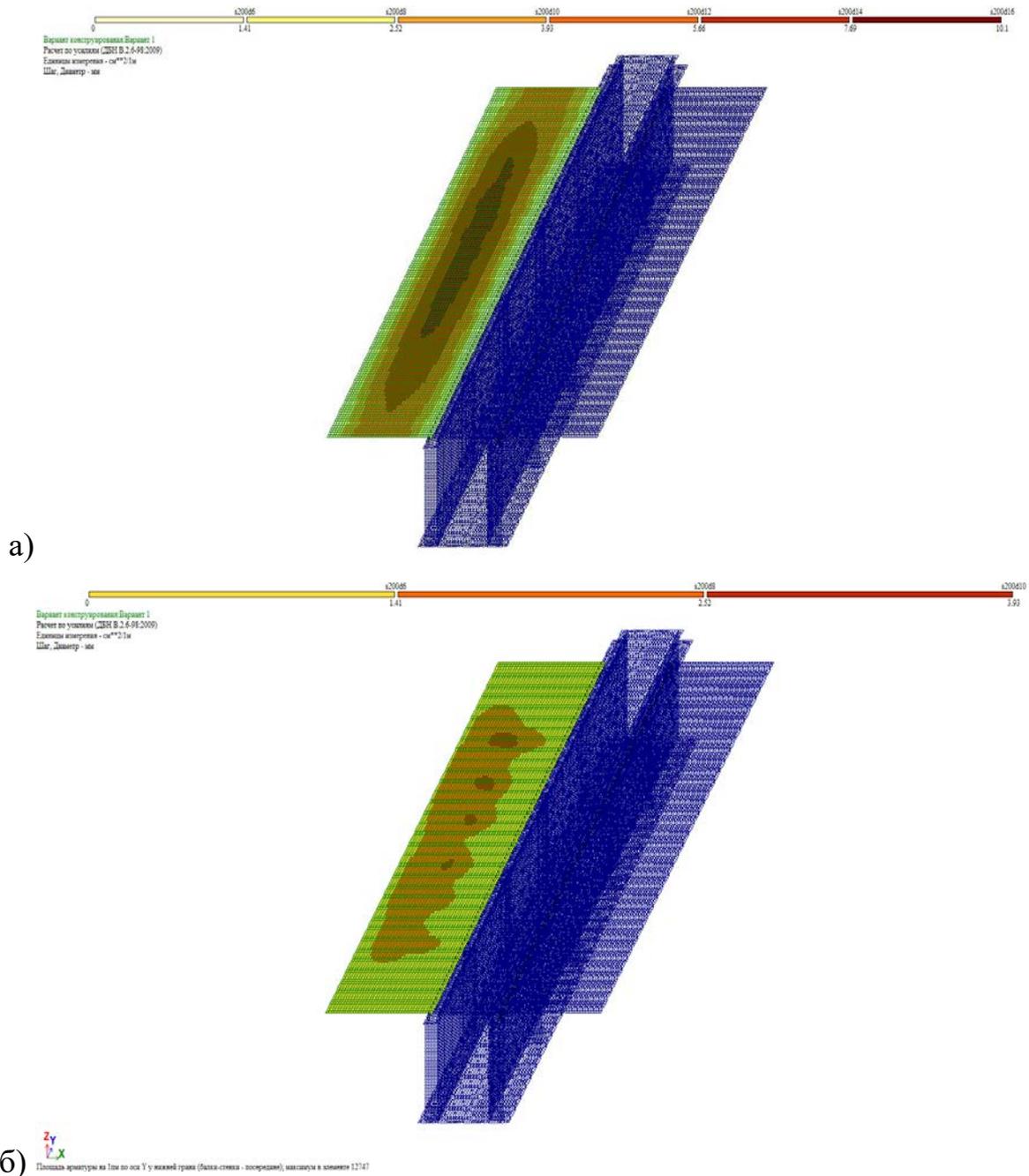


Рисунок 4.11 – Армування під’їзної плити, запропоноване модулем “LIRA-ARM”: а – вздовж Ox (знизу), б – вздовж Oy (знизу)

4.2.3 Перевірка міцності фундаментної плити

Розглянуто невідгідний варіант завантаження тунелю для фундаментної плити трьома тандемами А-11, колеса яких розташовуються в центрі кришки. Ізополя згинальних моментів в елементах фундаментної плити показані на рис. 4.12. Максимальний за модулем згинальний момент спрямований по коротшій стороні фундаментної плити (по осі Ox), та рівний

$M_{x, \max} = +54,5 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$ Згинальні моменти вздовж довшої грані плити (по осі Oy) значно менші: $M_{y, \max} = +19,2 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $M_{y, \min} = -5,85 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

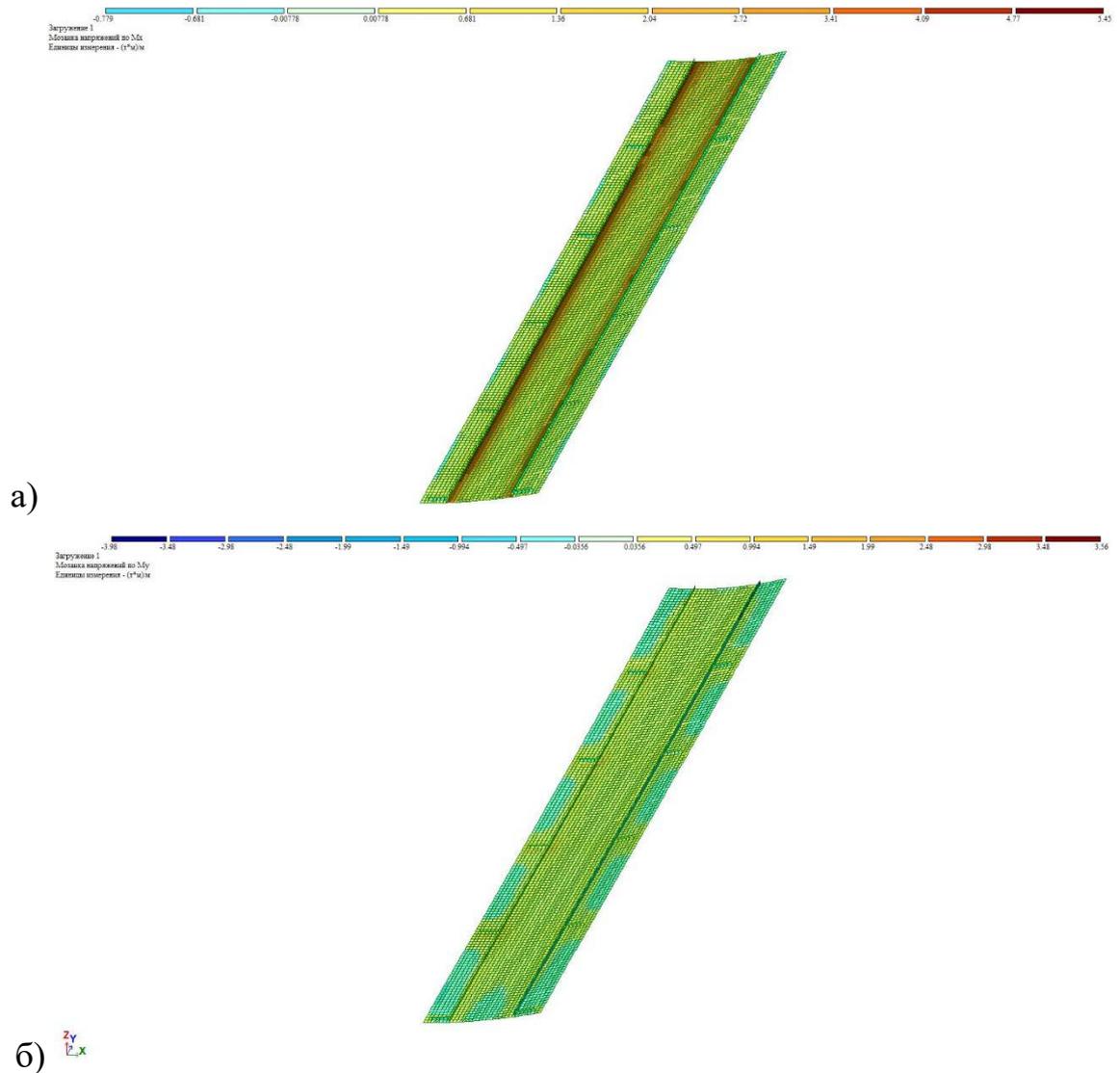


Рисунок 4.12 – Згинальні моменти в фундаментній плиті: а – M_x , б – M_y ,
ТМ/м.п

Виконаємо аналітичний підбір робочого армування в фундаментній плиті по максимальному згинальному моменту $M = M_{x, \max} = 54,5 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

Розрахунковий переріз фрагмента плити – прямокутний, розміром 1000 x 400 (h) мм. Розтягнуте (нижнє) армування – стрижні діаметром 16 мм класу А-III, улаштовані з кроком 200 мм. На ширину фрагмента фундаментної плити

$b = 1000 \text{ мм}$ припадає не менше 5 стрижнів загальною площею $A_s = 1005 \text{ мм}^2$.
Відстань до центра ваги робочого армування від низу перерізу $a_s = 50 \text{ мм}$.

4.2.4 Перевірка міцності стінки тунелю

У процесі просторового розрахунку конструкції тунельної споруди встановлено, що в стінці тунелю виникають стискаючі нормальні напруження та згинальні моменти внаслідок дії зовнішніх навантажень. Ізолінії (ізополя) цих напружень та моментів наведені на рис. 4.13.

Аналіз отриманих результатів дозволяє зробити висновок, що уточнене просторове моделювання напружено-деформованого стану конструкції добре корелює з результатами попереднього спрощеного інженерного розрахунку за допомогою рамної схеми. Такий підхід підтверджує доцільність застосування спрощених методів на етапі попереднього проектування, за умови подальшої верифікації результатів засобами тривимірного моделювання.

Максимальні за модулем стискаючі напруження та відповідні їм згинальні моменти, що виникають у стінці тунелю, були враховані при підборі арматурного каркасу. Згідно з результатами розрахунку, програмний комплекс запропонував застосування п'яти робочих стрижнів діаметром 10 мм класу А-III (А400) на кожен метр погонної довжини в зоні максимальних напружень, біля однієї з граней стінки (рис. 4.8).

Фактично в проєкті передбачене більш надійне рішення — застосування робочого армування у вертикальному напрямку у вигляді стрижнів діаметром 16 мм класу А-III (А400) з кроком 200 мм. Такий конструктивний резерв забезпечує підвищений рівень надійності та додаткову жорсткість конструкції, що особливо важливо в умовах складної дії зовнішніх навантажень і можливих деформацій ґрунтової основи.

Таким чином, умови міцності стінки тунелю, за умови реалізації проєктного рішення з армування, повністю виконано. Конструкція здатна сприймати розрахункові навантаження без перевищення граничних станів

першої групи. Надійність та довговічність експлуатації забезпечуються відповідно до чинних будівельних норм і стандартів.

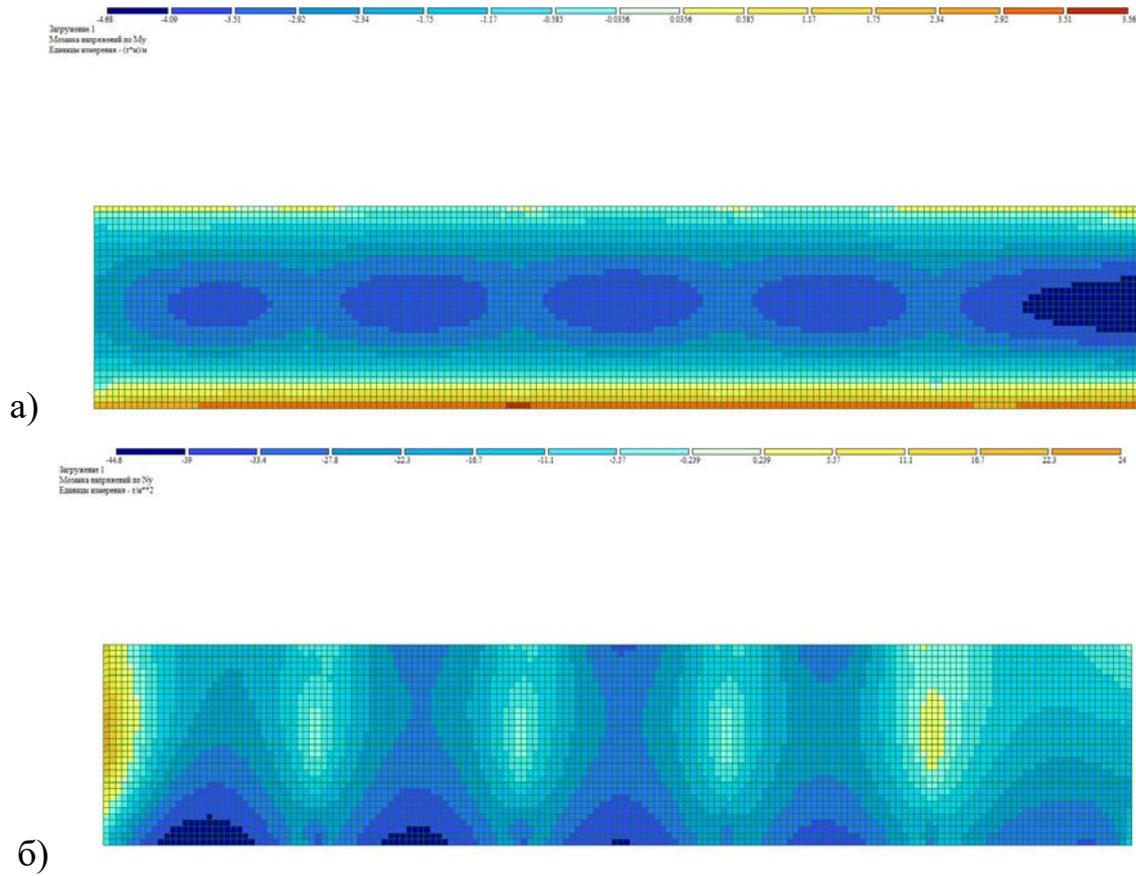


Рисунок 4.13 – Згинальні моменти та осьові напруження в стінці тунелю (місцева вісь Oy спрямована по вертикалі): а – M_y тм/м.п., б – N_y , т/м²

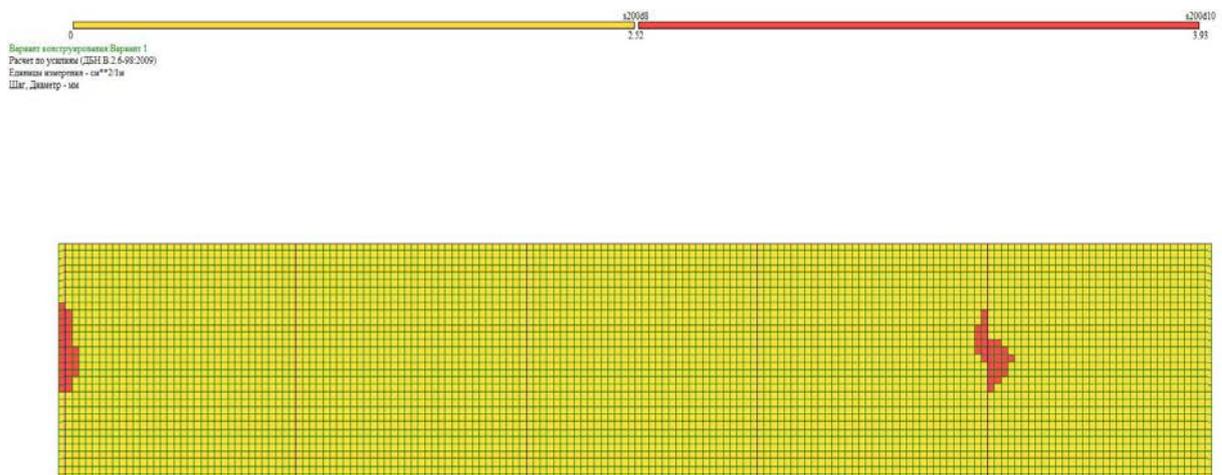


Рисунок 4.14 – Армування стінки, запропоноване модулем “LIRA-ARM вздовж Oy (вертикальне)

4.2.5 Перевірка міцності консолі

Максимальні згинальні моменти та поперечні сили в консолі, що виникають в найбільш не вигідному стані (робоче навантаження з трьох візків А-11 розташоване на під'їзній плиті), показані на рис. 4.15 та рис. 4.16.

З рис. 4.15 і 4.16 видно, що максимальні за модулем згинальні моменти та поперечні сили виникають в місці защемлення консолі у стінці (по Ox): $M_{x, \min} = -23,3 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $Q_{x, \min} = -95,8 \text{ кН} / \text{м.п.}$ а також, в місці приєднання консолей до пілястр (по Oy). $M_{y, \min} = -39,8 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$, $Q_{y, \min} = -227 \text{ кН} / \text{м.п.}$

Оскільки максимальний згинальний момент в консолі за аналітичним $M = -77,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ значно більший за модулем за $M_{x, \min}$ та $M_{y, \min}$, перерахунок перерізу консолі за нормальними перерізами не потрібний.

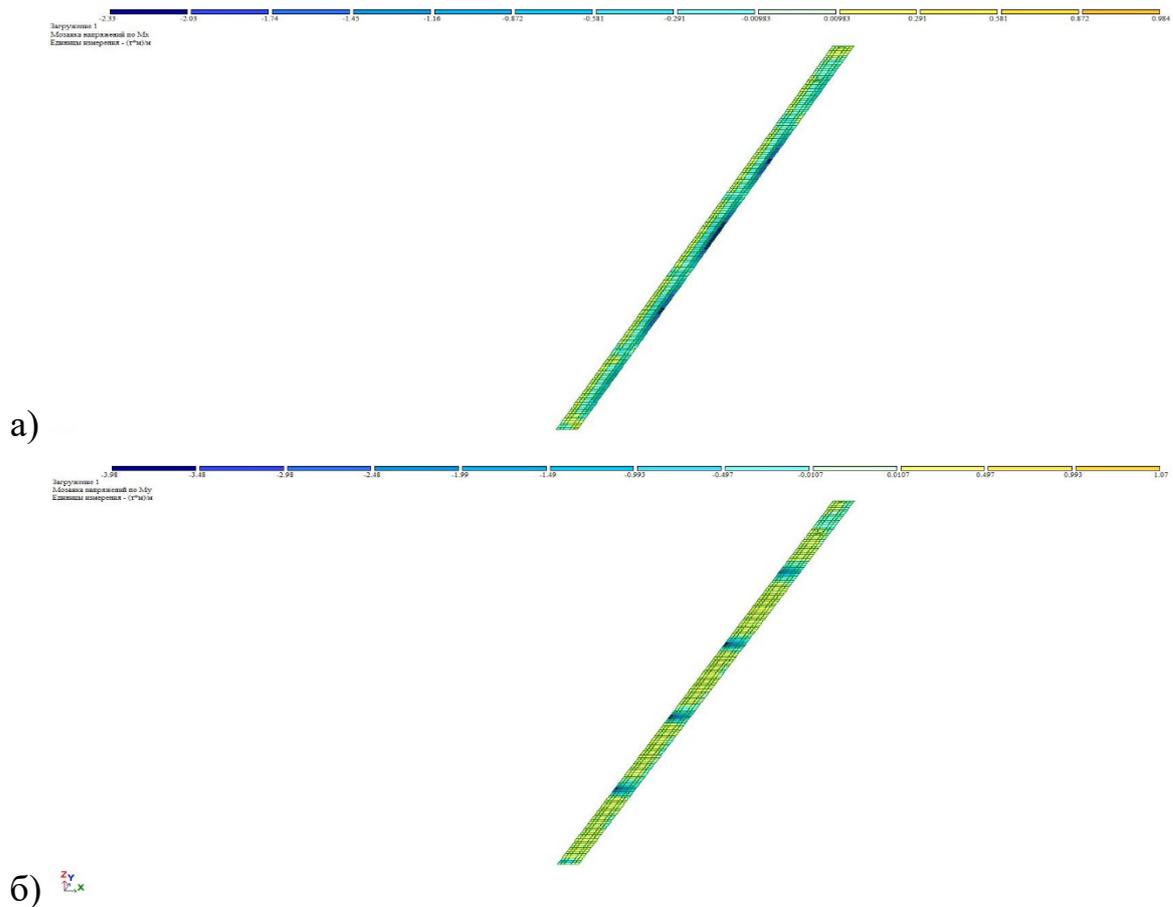


Рисунок 4.15 – Згинальні моменти в консолі тунелю: а – M_x тм/м.п., б – M_y ,

тм/м.п

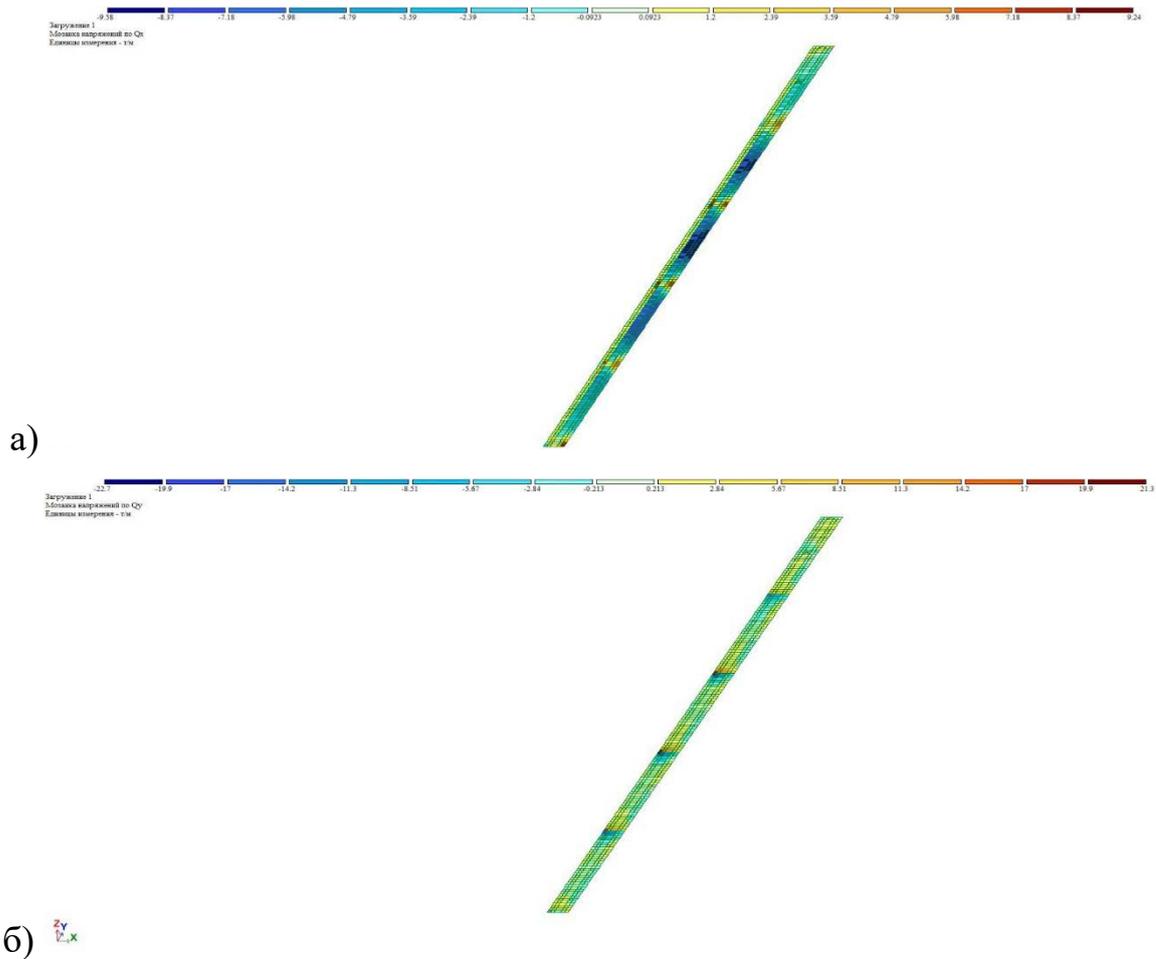


Рисунок 4.16 – Поперечні сили в консолі тунелю: а – Q_x т/м.п., б – Q_y , т/м.п

Згідно з результатами просторового моделювання конструкції, максимальне значення поперечної сили у вузлі приєднання конструкції до вертикальної стінки виявилось меншим за величину, отриману в результаті аналітичного розрахунку. Таким чином, необхідність у перерахунку поперечного армування в зазначеній зоні відсутня, оскільки проектне армування забезпечує достатній запас міцності конструкції відповідно до [17].

Разом із цим, у процесі виконання аналітичного розрахунку не було враховано дію просторових зусиль у місці приєднання консольного елемента до вертикальних пілястр. Зокрема, максимальна поперечна сила в цьому вузлі, яка виникає внаслідок взаємодії елементів у тривимірному просторі, потребує додаткової уваги. У зв'язку з цим виникає необхідність виконання перевірки повздовжнього (продольного) армування консольного елемента, що працює під впливом зусиль, обумовлених просторовим напруженим станом конструкції.

Розрахункова схема консольного елемента в повздовжньому напрямку представлена на рис. 4.17. Вона враховує характер деформування та особливості сприйняття навантажень на стику з пілястрами.

З урахуванням особливостей роботи елемента та ймовірного характеру руйнування було прийнято розгляд похилого розрахункового перерізу з довжиною, що дорівнює відстані між центрами суміжних пілястр (тобто розрахункова довжина прольоту консолі). Найбільш напруженою є зона біля опори, де зосереджені максимальні поперечні сили, які передаються на пілястри.

Максимальне значення поперечної сили на опорі визначено з урахуванням фактичної геометрії консольного елемента, зокрема його реальної ширини. Результати розрахунку вказують на необхідність контролю несучої здатності похилого перерізу та підтвердження відповідності існуючого повздовжнього армування вимогам чинних норм проектування.

Таким чином, забезпечення просторової роботи консольного елемента в зоні приєднання до пілястр потребує перевірки несучої здатності за дією комбінованих зусиль, зокрема поперечної сили та моментів, що виникають унаслідок нерівномірного навантаження та геометричних особливостей конструкції. Проведений аналіз спрямовано на уточнення параметрів армування та забезпечення надійної роботи конструкції в умовах експлуатаційних навантажень.

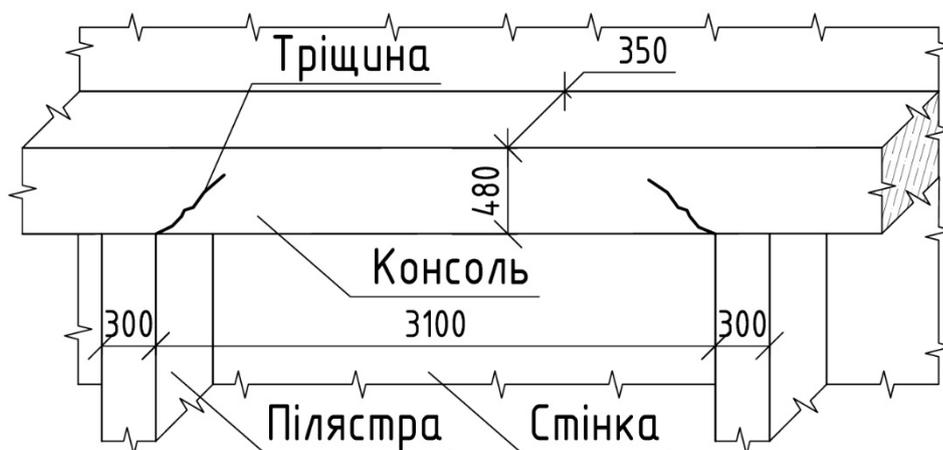


Рисунок 4.17 – Розрахункова схема консолі в повздовжньому напрямку

$$\text{Звідки } q = \frac{V_{Ed}}{L_o} = \frac{79,45}{3,1} = 25,63 \text{ (кН/м)}$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V_{Ed}' = V_{Ed} - q \cdot z_{ins} = 79,45 - 25,63 \cdot 0,387 = 69,53 \text{ (кН)},$$

$$\text{де } z_{ins} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,43 = 0,387 \text{ (м)}, \quad d = h - a_s' = 0,48 - 0,05 = 0,43 \text{ (м)}$$

В подальшому, в бік запасу, в розрахунках враховуємо $V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}$.

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу. Коефіцієнт зниження міцності в бетоні з тріщинами при зсуві: $\nu = 0,547$ (визначено раніше).

Міцнісні характеристики бетону і арматури: $f_{cd} = R_b = 15,5 \text{ МПа}$,
 $f_{yd} = R_s = 350 \text{ МПа}$

Гранична розрахункова величина опору зсуву:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,35 \cdot 0,43 \cdot 0,547 \cdot 15,5 \cdot 10^3 = 638 \text{ (кН)}$$

$$V_{Rd,max} = 638 \text{ кН} \gg V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}$$

Умову [16] виконано. Висота перерізу достатня.

В опорній зоні конструктивно улаштоване робоче повздовжнє армування – стрижні діаметром 12 мм класу А-III (А400) – 4 шт., $A_{sl} = A_s = 452 \text{ мм}^2$.

Визначаємо відсоток повздовжнього армування в опорній зоні:

$$\left(\rho_L = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{452}{350 \cdot 430} = 0,003 \right) < (\rho_{Lu} = 0,02)$$

В подальших розрахунках приймаємо менше значення $\rho_L = 0,003$.

Стискаючі напруження від обтиску попереднім напруженням на опорі відсутні. Тому $\sigma_{cp} = 0$.

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,68^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,357 \text{ (МПа)}, \text{ де}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{430}} = 1,68$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$$

Без урахування поперечного армування консолі:

$$V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,357 + 0,15 \cdot 0) \cdot 350 \cdot 430 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 = 53,72 \text{ (кН)}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d =$$

$$= \left[0,138 \cdot 1,68 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 22)^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 350 \cdot 430 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 = 65,45 \text{ (кН)}$$

$$(V_{Rd,c, \max} = 65,45 \text{ кН}) < (V_{Ed} = 79,45 \text{ кН})$$

Умову не виконано. Поперечне армування консолі в місці примикання до пілястр стінок тунелю – розрахункове.

Вплив поперечного армування враховуємо згідно з проектним рішенням.

У консолі між верхнім та нижнім повздовжнім армуванням улаштовано поперечні стрижні діаметром 12 мм класу А-I (A240), що встановлюється з кроком 100 мм (вздовж виліту консолі) та 400 мм (вздовж тунелю).

Для елементів з розрахунковим поперечним армуванням приймаємо мінімальне значення $\cot \theta = \{1 \dots 2,5\} = 1,0$ (ймовірна похила тріщина іде під кутом $\theta = 45^\circ$, див. рис. 26). Тоді $\operatorname{tg} \theta = 1 / \cot \theta = 1,0$.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 430 = 387 \text{ (мм)} \quad v_1 = 0,6, \text{ оскільки } f_{ck} = 22 \text{ МПа} < 60 \text{ МПа}$$

Площа поперечного армування A_{sw} , що включається в роботу для компенсації поперечної сили поблизу пілястри, враховується на довжині $c = \{d \dots 2 \cdot d\}$. Приймаємо мінімальне значення $c = d = 430 \text{ мм}$, що відповідає куту $\theta = 45^\circ$. У цей розмір на ширині $b = 350 \text{ мм}$ потрапляє мінімум 8 стрижнів діаметром 12 мм класу А-I (A240), улаштованих з кроком $s = 400 \text{ мм}$, $A_{sw} = 904 \text{ мм}^2$.

$$\text{При } (\sigma_{cp} = 0) < (0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 15,5 = 3,875 \text{ (МПа)})$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + 0 / 15,5 = 1 \quad f_{ywd} = R_{sw} = 168 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = \frac{904}{400} \cdot 387 \cdot 168 \cdot 10^{-3} \cdot 1,0 = 147 \text{ (кН)}$$

Гранична поперечна сила, яку може сприйняти переріз:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \operatorname{tg} \theta) = 1,0 \cdot 350 \cdot 387 \cdot 0,6 \cdot 15,5 \cdot 10^{-3} / (1+1) = 630 \text{ (кН)}$$

Вибираємо менше з двох значень $V_{Rd,s} = 147 \text{ кН}$.

$V_{Rd,s} = 147 \text{ кН} > V_{Ed} = 79,45 \text{ кН}$. Умову виконано. Міцність похилих перерізів проектованої консолі, в місці примикання до пілястри стінки тунелю, забезпечено.

Висновок за розділом 4

На підставі проведених аналітичних розрахунків згідно з п.п. 4.1 та 4.2, а також за результатами тривимірного скінченно-елементного моделювання, було здійснено оцінку напружено-деформованого стану основних несучих конструкцій водопропускної споруди після проведення капітального ремонту. Аналіз підтвердив, що прийняті у проектних рішеннях типові конструктивні схеми та параметри армування забезпечують надійну та безпечну експлуатацію об'єкта автомобільної дороги загального користування протягом нормативного терміну служби.

1. Аналіз завантаження конструкцій тимчасовими навантаженнями

Серед усіх розглянутих схем навантаження найсприятливішими умовами для загального аналізу міцності та жорсткості споруди є завантаження проїзної частини нормативним тимчасовим навантаженням А-11 (три умовні візки на поперечнику). Разом із тим, найбільш несприятливою схемою з точки зору локального впливу на окремі елементи конструкції виявилось завантаження типу НК-80.

2. Оцінка міцності кришки тунелю

Розрахунки показали, що при проектному армуванні верхньої зони кришки тунелю (арматурні дроти класу А-III (А400) діаметром не менше 16 мм

з кроком не більше 200 мм уздовж коротшого боку) забезпечується міцність нормальних перерізів. Коефіцієнт використання міцності не перевищує 0,725–0,73 за показниками розтягнутої арматури у зонах поблизу стиків зі стінками.

3. Перевірка перехідної (під'їзної) плити

Проектне рішення щодо нижнього повздовжнього армування перехідної плити (арматура класу А-III (А400) діаметром 20 мм з кроком 100 мм) гарантує її міцність навіть за умов часткового вимивання ґрунту під основою. Коефіцієнт використання нормальних перерізів не перевищує 0,86–0,94, а для похилих перерізів – не більше 0,9 (особливо в зонах біля лежневої опори та консолі).

4. Несуча здатність консолей

Проектне армування консолей (верхнє – стрижні Ø16 мм класу А-III (А400), поперечне – Ø12 мм класу А-I (А240) з кроком 100 мм) забезпечує необхідну міцність на сприйняття розрахункових навантажень. Коефіцієнт використання нормальних перерізів становить не більше 0,5, а похилих – не перевищує 0,3, що свідчить про суттєвий запас міцності.

5. Армування вертикальних стінок тунелю

Стінки тунелю армовані плоскими зварними сітками із вертикальних стрижнів Ø16 мм і горизонтальних Ø12 мм, класу А-III (А400), з кроком 200 мм у двох напрямках. Таке армування забезпечує надійну роботу конструкцій в умовах впливу вертикального тиску та горизонтальних сил, включаючи тиск ґрунту та навантаження від транспорту.

6. Розрахунок фундаментів і основи

Аналітичний розрахунок фундаментів споруди підтвердив, що передбачені у проєкті габарити подошви тунелю забезпечують відповідність вимогам нормативних документів за першою та другою групами граничних станів, тобто як за несучою здатністю, так і за деформаційними характеристиками.

7. Організація будівельного процесу

В межах проектної документації обґрунтовано методи потокової організації будівництва споруди. Складено календарний план виконання робіт, який включає:

- графік виконання основних будівельно-монтажних процесів;
- графік руху трудових ресурсів із розподілом за спеціальностями та етапами;
- графік залучення основних будівельних машин і механізмів.

Комплексний підхід до планування дозволяє забезпечити безперервність технологічних операцій, оптимізацію використання матеріально-технічних ресурсів та скорочення загального строку будівництва.

РОЗДІЛ 5

ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Кошторисна документація складена із застосуванням таких джерел інформації [23].

Вартість матеріальних ресурсів і машино – годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Мінрегіонбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатку Б до [23]. При складанні інших витрат прийняті такі нарахування:

Усереднений відсотковий показник літнього подорожчання, 0,27% [23]
Дод. К п. 27;

Показник ліміту коштів на утримання служби замовника 2,50% (включаючи витрати на технічний огляд), [23] Дод. К п.44;

Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у...

Прогнозний рівень інфляції першого року будівництва становить коефіцієнт 1,120, [23] п.5.8.16;

Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку становить 16,10 грн./люд.-г, [23] п.5.8.16

Загальна кошторисна трудомісткість – 4,85006 тис. люд.-г.

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах – 4,273 тис. люд.-г.

Загальна кошторисна заробітна плата – 303,383 тис. грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г. та розряді робіт 3,8) 9954,78 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком – 4459,757 тис. грн., у тому числі:

Будівельні роботи – 2997,184 тис. грн;

Інші витрати – 719,280 тис. грн;

Податок на додану вартість – 743,293 тис. грн.

5.1 Кошторисний розрахунок №П130

1. Вихідні дані

п.1.1 Показник розміру кошторисного прибутку, грн./люд.-г:

ПКТ=16,1;

п.1.2. Загальна кошторисна трудомісткість, тис. люд.-г:

П73=4,85006;

п.1.3. Загальна трудомісткість у виготовленні ресурсів власними силами,

тис. люд-год.:

П731И=0;

п.1.4. Прямі витрати по об'єктах глав 1-9, тис. грн.

П21=2644,715;

п.1.5. Загальновиробничі витрати – всього тис. грн.

П744=143,182;

2. Розрахунок

п.2.1. Сумарний розмір кошторисного прибутку:

= п.1.1 X (п.1.2 + п.1.3) X ИНП130 = 16,1 X (4,85006 + 0) X 1 = 78,086;

п.2.2. Сумарна вартість прямих і загальновиробничих витрат, тис. грн

= п1.4 + п1.5 = 2644,715 + 143,182 = 2787,897;

п.2.3. Контрольне максимально – допустиме значення прибутку (15% від вартості прямих і загальновиробничих витрат будівництва), тис. грн

= п2.2 X 0,15 = 2787,897 X 0,15 = 418,18455;

п.2.4. Співвідношення кошторисного прибутку від трудовитрат з контрольним максимально допустимим значенням прибутку

= п2.1: п2.3 = 78,086: 418,18455 = 0,186726172;

п.2.5. Параметр, керуючий вибором числового значення прибутку

$$= Ц(п2.4) = Ц(0,186726172) = 0;$$

п.2.6. Сумарний кошторисний прибуток, прийнятий до розрахунку, тис. грн

$$= п2.1 \times W(п2.5) + п2.3 \times V(п2.5) = 78,086 \times W(0) + 418,18455 \times V(0) = 78,086;$$

Для визначення кошторисної вартості складаємо інвесторську кошторисну документацію:

- Локальні кошториси на підготовчі роботи та земляні роботи (таблиця 5.2 та 5.3),
- Об'єктний кошторис (таблиця 5.4),
- Зведені кошторисні розрахунки (ЗКР) (таблиці 5.1).

(назва організації що затверджує)

ЗатвердженоЗаведений кошторисний розрахунок у сумі 4459,757 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 11,703 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20__ р.

Таблиця 5.1 - ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04
Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області**

Складений в поточних цінах станом на 4 квітня 2025 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів Інженерно – транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн			
			Будівельних робіт	Устаткування меблів та інвентарю	Інших витрат	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	1-1	Глава 1. Підготовка території будівництва Підготовчі роботи	93,941	-	-	93,941
		Разом по главі 1:	93,941	-	-	93,941
2	3-1	Глава 3. Об'єкти підсобного обслуговуючого призначення Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області	2649,215	-	-	2649,215
		Разом по главі 3:	2649,215	-	-	2649,215

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4	5	6	7
3	7-1	Глава 7. Благоустрій та озеленення території Облаштування та обстановка дороги	11,263	-	-	11,263
		Разом по главі 7:	11,263	-	-	11,263
		Разом по главах 1-7:	2754,419	-	-	2754,419
4	8-1	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Тимчасові будівлі та споруди	33,478	-	-	33,478
		Разом по главі 8:	33,478	-	-	33,478
		Разом по главах 1-8:	2787,897	-	-	2787,897
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 27	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у літній період	7,527	-	-	7,527
6	Розрахунок N П-929	Кошти на відрядження працівників будівельних організацій на об'єкт будівництва	-	-	45,540	45,540
7	Розрахунок N П-94	Кошти на перевезення працівників будівельних організацій автомобільним транспортом	-	-	161,630	161,630
		Разом по главі 9:	7,527	-	207,170	214,697
		Разом по главах 1-9:	2795,424	-	207,170	3002,594
8	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний огляд) (2,5 %)	-	-	75,065	75,065
9	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Кошти на отримання сертифікату ДАБІ	-	-	10,106	10,106
		Разом по главі 10:	-	-	85,171	85,171
10	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Глава 12. Проектно – вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість робіт з технічного обстеження споруди	-	-	56,935	56,935

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4	5	6	7
11	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Вартість вишукувальних робіт	-	-	54,000	54,000
12	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Вартість проектних робіт	-	-	136,599	136,599
13	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 53	Вартість експертизи проектної документації	-	-	12,121	12,121
14	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 54	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	40,728	40,728
15	Розрахунок (кошторис №7)	Вартість розділу ОБНС	-	-	35,235	35,235
16	Кошторис №8	Вартість передпроектних робіт	-	-	53,823	53,823
		Разом по главі 12:	-	-	389,441	389,441
		Разом по главах 1-12:	2795,424	-	681,782	3477,206
		Кошторисний прибуток (П)	78,086	-	-	78,086
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	23,862	23,862
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	55,908	-	13,636	69,544
	Розрахунок N П-131	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)	67,766	-	-	67,766
	Розрахунок N П-145	Разом	2997,184	-	719,280	3716,464
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Податок на додану вартість	-	-	743,293	743,293
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	2997,184	-	1462,573	4459,757
		Зворотні суми	-	-	-	11,703
		у тому числі:				

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.18.1	Зворотні суми, що враховують реалізацію матеріалів та виробів у розмірі, що визначається за розрахунком	-	-	-	11,703

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка – Суха Долина в межах Вінницької області В.49-12-19-К

**Таблиця 5.2 -Локальний кошторис на будівельні роботи № 1-1-1
на Підготовчі роботи
Підготовчі роботи**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 93,941 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,78348 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 50,469 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "4 квітня" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати праці робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Відділ 1. Підготовчі роботи									
1	ЕН27-67-4	Розбирання дорожніх покриттів та основ асфальтобетонних	100 м3	0,5396	<u>20949,71</u>	<u>10214,37</u>	11304	5793	<u>5511</u>	<u>203,9000</u>	<u>110,02</u>
					10735,34	3564,23			1923	59,0153	31,84
2	ЕН27-67-2	Розбирання дорожніх основ щебених	100 м3	0,6744	<u>3269,37</u>	<u>2364,28</u>	2205	610	<u>1595</u>	<u>18,3700</u>	<u>12,39</u>
					905,09	542,90			366	7,3821	4,98
3	ДН5-6-1	Навантаження сипких матеріалів в Транспортні засоби екскаватором	100 м3	1,214	<u>1648,17</u>	<u>1648,17</u>	2001	-	<u>2001</u>	-	-
		одноківшевим, місткість ковша 0,25 м3			-	543,15			659	8,3850	10,18
4	С311-1-М	Перевезення сміття до 1 км	т	194	<u>7,88</u>	<u>7,88</u>	1529	-	<u>1529</u>	-	-
					-	3,24			629	0,0480	9,31
5	ДН10-7-20-1	Розбирання бортових каменів	1 м	35,35	<u>20,69</u>	-	731	731	-	<u>0,4200</u>	<u>14,85</u>
					20,69	-			-	-	-
6	ДН5-6-1	Навантаження сипких матеріалів в транспортні засоби екскаватором	100 м3	0,0175	<u>1648,17</u>	<u>1648,17</u>	29	-	<u>29</u>	-	-
		одноківшевим (0,25 м3)			-	543,15			10	8,3850	0,15

Продовження табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	C311-7-М	Перевезення сміття до 7 км	т	1,75	<u>55,18</u>	<u>55,18</u>	97	-	<u>97</u>	-	-
					-	8,38			15	0,1240	0,22
8	E30-16-3	Розбирання бутової кладки тунелю	100м3	0,187	<u>190439,90</u>	<u>105077,64</u>	35612	15963	<u>19649</u>	<u>1336,5000</u>	<u>249,93</u>
					85362,26	35246,63			6591	584,7932	109,36
9	<i>EH27-6-2</i> <i>κ=0,6</i>	<i>Розбирання дощоприймальних колодязів</i>	<i>колодязь</i>	<i>1</i>	<u>909,79</u>	<u>293,99</u>	<i>910</i>	<i>616</i>	<u>294</u>	<u>11,5860</u>	<u>11,59</u>
					615,80	93,36			93	1,1973	1,2
10	<i>E23-4-3</i> <i>κ=0,6</i>	<i>Розбирання залізобетонних труб діаметром 600 мм</i>	<i>100м</i>	<i>0,00511</i>	<u>10899,45</u>	<u>4664,44</u>	<i>56</i>	<i>32</i>	<u>24</u>	<u>105,6960</u>	<u>0,54</u>
					6235,01	1494,75			8	19,0860	0,1
11	<i>E30-70-1</i> <i>κ=0,8</i>	<i>Розбирання монолітних залізобетонних плит</i>	<i>м3</i>	<i>4,8</i>	<u>878,47</u>	<u>393,34</u>	<i>4217</i>	<i>2329</i>	<u>1888</u>	<u>8,2240</u>	<u>39,48</u>
					485,13	150,95			725	1,9520	9,37
12	E46-67-1	Різання вертикальних залізобетонних Конструкцій канатною пилкою SK-SD Set C HYDROSTRESS, глибина різання 1500 мм (залізобетонна труба діаметром 600 мм)	1 м різ.	1,9	<u>2431,34</u>	<u>402,91</u>	4620	457	<u>766</u>	<u>4,1700</u>	<u>7,92</u>
					240,28	8,80			17	0,1251	0,24
13	E46-67-2	Виключати на кожні 10 мм зміни глибини різання вертикальних залізобетонних конструкцій канатною пилкою SK-SD Set C HYDROSTRESS (виключити 850 мм до глибини 650 мм)	1 м різ.	-1,9	<u>1205,25</u>	<u>123,19</u>	-2290	-140	<u>-234</u>	<u>1,2750</u>	<u>-2,42</u>
					73,47	2,69			-5	0,0383	-0,07
14	ДН10-1-1-1	Очищення водовідвідних каналів від бруду та сміття вручну (водопропускна споруда та дощозливний колодязь)	1м. кан.	21,4	<u>6,90</u>	-	148	148	-	<u>0,1400</u>	<u>3</u>
					6,90	-			-	-	-
15	ДН5-6-1	Навантаження сміття в транспортні засоби екскаватором однокішшевим, місткість ковша 0,25 м3	100 м3	0,286	<u>1648,17</u>	<u>1648,17</u>	471	-	<u>471</u>	-	-
					-	543,15			155	8,3850	2,4
16	C311-7-М	Перевезення сміття до 7 км	т	28,6	<u>55,18</u>	<u>55,18</u>	1578	-	<u>1578</u>	-	-
					-	8,38			240	0,1240	3,55
17	ДН10-1-8-1	Прибирання сміття на узбіччях, в смузі відводу, на укосах та розділювальній смузі	100 м2	1,05	<u>32,90</u>	<u>15,66</u>	35	18	<u>17</u>	<u>0,3500</u>	<u>0,37</u>
					17,24	6,57			7	0,1000	0,11
18	<i>E33-108-1</i> <i>κ=0,4</i>	<i>Демонтаж проводів [1 провід при 20 опорах на 1 км лінії] для ВЛ 0,38 кВ за допомогою механізмів</i>	<i>км</i>	<i>1</i>	<u>998,35</u>	<u>397,63</u>	<i>998</i>	<i>601</i>	<u>397</u>	<u>10,3040</u>	<u>10,3</u>
					600,72	92,16			92	1,2096	1,21
19	<i>E33-103-1</i> <i>κ=0,4</i>	<i>Демонтаж залізобетонних одностоякових опор для ВЛ 0,38 кВ і 6-10 кВ [із траверсами]</i>	<i>опора</i>	<i>1</i>	<u>332,23</u>	<u>220,73</u>	<i>332</i>	<i>112</i>	<u>220</u>	<u>1,9600</u>	<u>1,96</u>
					111,50	59,21			59	0,7895	0,79
20	E33-103-1	Установлення залізобетонних одностоякових опор для ВЛ 0,38 кВ і 6-10 кВ [із траверсами] повторне використання опори)	опора	1	<u>1350,21</u>	<u>773,80</u>	1350	279	<u>774</u>	<u>4,9000</u>	<u>4,9</u>
					278,76	213,20			213	3,0222	3,02

Продовження табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
21	E33-108-1	Підвішування проводів [1 провід при 20 опорах на 1 км лінії] для ВЛ 0,38 кВ за допомогою механізмів (повторне використання кабелю)	км	1	4818,19 1501,81	3227,03 724,38	4818	1502	3227 724	25,7600 10,9274	25,76 10,93
		Разом прямі витрати по відділу 1					70751	29051	39833 12521		490,59 198,89
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. Трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					70751 1867 41572 23190 94 8897 93941				
		Всього по відділу 1					93941				
		Разом прямі витрати по кошторису					70751	29051	39833 12521		490,59 198,89
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Кошторисна заробітна плата, грн. Всього по кошторису					70751 1867 41572 23190 94 8897 50469 93941				
		Кошторисна трудоємність, люд. год.					783,48				

Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області В.49-12-19-К

**Таблиця 5.3 – Локальний кошторис на будівельні роботи № 3-1-1
на Земляні роботи**

**Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах
Вінницької області**

Основа:
Креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 438,843 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,51962 тис. люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 31,417 тис. грн.
Середній розряд робіт 2,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "4 квітня" 2025 р.

№ п/ п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
							на одиницю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		<u>Відділ 1. Земляні роботи</u>									
1	ДН1-23-108	Розробка ґрунту у котлованах екскаватором JCB JS 330, місткість ковша 1,5 м3 у відвал, ґрунт II групи	100 м3	20,13	821,08	821,08	16528	-	16528	-	-
2	E1-164-2тех.ч. п.1.3.180 к=1,2	Доробка вручну, зачищення дна і стінок вручну з викидом ґрунту в котлованах і траншеях	100м3	0,6	15133,09	151,13	9080	9080	3042	1,9836	39,93
3	ДН1-24-1	Засипання траншеї і котлованів бульдозером, відстань переміщення ґрунту до 5 м, ґрунт I групи	100 м3	17,65	15133,09	-	2666	-	-	314,1600	188,5
4	E1-166-1	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям	100м3	0,6	151,04	28,90	4282	4282	510	0,3575	6,31
					7137,35	-			-	150,4500	90,27

Продовження табл. 5.3

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ДН1-7-1	Ущільнення земляного полотна котком Hamm 3518, масою 17,82 т	1000 м3	1,765	<u>2053,78</u>	<u>2053,78</u>	3625	-	<u>3625</u>	-	-
6	ДН1-9-1	Попереднє планування площ бульдозером САТ D6 MXL при робочому ході в одному напрямку	1000 м2	0,5673	<u>132,91</u>	<u>132,91</u>	75	-	<u>75</u>	3,7873	6,68
7	ДН1-9-8	Остаточне планування площ бульдозером САТ D6 MXL при робочому ході в одному напрямку	1000 м2	0,5673	<u>181,25</u>	<u>181,25</u>	103	-	<u>103</u>	0,3146	0,18
8	E5-12-11	Шпунтова стінка Заглиблення віброзанурювачем сталевих Шпунтових пал'ят масою понад 70 кг на глибину до 10 м	m	13,25	<u>1188,24</u>	<u>715,42</u>	15744	5218	<u>9479</u>	<u>6,5200</u>	<u>86,39</u>
9	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними Трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,03	<u>1823,96</u>	<u>830,50</u>	55	30	<u>25</u>	<u>18,3600</u>	<u>0,55</u>
10	ДН2-8-1	Влаштування гравійно – піщаного шару основи	100 м3	0,2956	<u>68320,44</u>	<u>4242,72</u>	20196	42	<u>1254</u>	<u>2,5400</u>	<u>0,75</u>
11	ДН2-5-1	Остаточне планування гравійно – піщаних основ вручну	100 м2	0,985	<u>130,38</u>	-	128	128	-	<u>2,3200</u>	<u>2,29</u>
12	ДН1-30-3	Влаштування ґрунтових підпірних стінок	100 м3	0,5	<u>4128,69</u>	<u>3731,97</u>	2064	138	<u>1866</u>	<u>5,0900</u>	<u>2,55</u>
		Разом прями витрати по відділу 1			<u>275,42</u>	<u>928,15</u>			<u>464</u>	<u>13,2452</u>	<u>6,62</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					425142	18918	<u>35621</u>		<u>371,3</u>
		в тому числі:					425142		7677		97,42
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					370603				
		всього заробітна плата, грн.					26595				
		Загальновиробничі витрати, грн.					13701				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год.					50,9				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					4822				
		Всього будівельні роботи, грн.					438843				

		Всього по відділу 1					438843				
		Разом прями витрати по кошторису					425142	18918	<u>35621</u>		<u>371,3</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					425142		7677		97,42

Продовження табл. 5.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					370603				
		всього заробітна плата, грн.					26595				
		Загальновиробничі витрати, грн.					13701				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год.					50,9				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					4822				
		Всього будівельні роботи, грн.					438843				

		Всього по кошторису					438843				
		Кошторисна трудоємність, люд. год.					519,62				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					31417				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Капітальний ремонт водопропускної споруди на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області

Форма №4

Таблиця 5.4 - ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 3-1

на будівництво: Водопропускна споруда на км 9+092 автомобільної дороги загального користування місцевого значення С-02-09-04 Петрунівка - Суха Долина в межах Вінницької області

Кошторисна вартість об'єкта 2649,215 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 3,93662 тис. люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 248,082 тис. грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 4 квітня 2025 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3-1-1	на Земляні роботи	438,843	-	438,843	0,51962	31,417	-
2	3-1-2	на Водопропускну споруду	1789,505	-	1789,505	3,21914	204,361	-
3	3-1-3	на Дорожнє покриття	420,867	-	420,867	0,19786	12,304	-
		Всього:	2649,215	-	2649,215	3,93662	248,082	-

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

[підпис (ініціали, прізвище)]

Начальник відділу

[підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

[підпис (ініціали, прізвище)]

Висновок за розділом 5

Орієнтований обсяг витрат для реалізації інвестиційного проекту визначений за зведеним кошторисним розрахунком. Загальна кошторисна вартість будівництва – 4459,757 тис.грн.

В даному розділі складений об'єктний кошторис, вартість робіт коштує - 2649,215 тис.грн.

Складені локальні кошториси. Розрахований кошторисний прибуток підрядника.

ВИСНОВКИ

Магістерська кваліфікаційна робота присвячена комплексному дослідженню можливостей застосування ВІМ-технологій у проектуванні та діагностиці монолітних водопропускних споруд тунельного типу. В умовах зростаючих навантажень на транспортну інфраструктуру України, старіння інженерних мереж і кліматичних змін, такі споруди відіграють критично важливу роль у забезпеченні безпечного і безперебійного руху.

У процесі дослідження виконано:

- аналіз понад 50 існуючих конструктивних рішень водопропускних споруд з виявленням 7 основних типів дефектів, притаманних залізобетонним конструкціям (тріщини, корозія арматури, осідання, замулення тощо);
- класифікацію споруд за формою перерізу (4 типи), матеріалами (6 типів), гідравлічним режимом (3 типи);
- побудову тривимірної інформаційної моделі об'єкта у програмному середовищі з реалізованим методом скінченних елементів (FEM), що дозволило змоделювати реальне навантаження типу НК-80 (4-вісний візок) і визначити критичні зони навантаження;
- виконання перевірочних та нормативних розрахунків для п'яти ключових елементів конструкції: кришки тунелю, під'їзної плити, стін, фундаменту, консолі. Результати показали, що найбільші напруження виникають у верхній частині склепіння тунелю, де максимальна розрахункова напруга досягала 17,8 МПа, що становить 82% допустимого значення для класу бетону В30;
- перевірку стійкості конструкцій до транспортного навантаження з урахуванням ширини навантажувальної смуги 0,8 м для навантаження НК-80 і коефіцієнтів надійності згідно з ДБН В.2.3-14:2006;
- виконання кошторисного розрахунку №П130, який засвідчив

економічну доцільність впровадженого проєктного рішення – вартість 1 погонного метра тунельної споруди становить 13 540 грн, що на 12% нижче порівняно з типовими збірними конструкціями.

Ключовим етапом дослідження стало створення цифрової BIM-моделі тунельної споруди, яка дала змогу об'єднати геометричні, конструктивні, технологічні та економічні характеристики об'єкта в єдиному інформаційному середовищі. Це дозволило:

- скоротити час розробки проєктної документації орієнтовно на 25%;
- зменшити кількість помилок на етапі будівництва завдяки автоматичному виявленню конфліктів (clash detection);
- підвищити точність розрахунків напружено-деформованого стану на 15–20% порівняно з традиційними ручними методами.

Практична значущість результатів роботи полягає в розробці інженерної методики оптимізації параметрів тунельної споруди на основі просторового BIM-моделювання та верифікованих розрахункових сценаріїв. Рекомендації щодо вибору типу армування, товщини елементів, раціонального розміщення швів і оголовків можуть бути використані проєктними організаціями, а також при проведенні технічної діагностики і плануванні реконструкції.

Таким чином, поставлену у роботі мету – удосконалення конструкцій монолітних водопропускних тунельних споруд на основі BIM-технологій – повністю досягнуто. Результати дослідження доводять, що впровадження BIM у дорожнє будівництво сприяє не лише підвищенню надійності й довговічності споруд, але й оптимізації витрат, часу та якості впродовж усього життєвого циклу інфраструктурного об'єкта.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Рибак Т. М., Швець В. В. Використання «вім-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд [Електронний ресурс] // Матеріали LIV Всеукраїнської науково-технічної конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (Вінниця, 24–27 берез. 2025 р.). – Вінниця : ВНТУ, 2025. – Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2025/paper/view/24509/20247>
2. Барабаш М. В., Гнатенко М. В. Інформаційне моделювання в будівництві: технологія BIM. – Київ : НДІ будівельних конструкцій, 2020. – 120 с.
3. Коваленко О. М. Цифрові технології в проектуванні транспортної інфраструктури. – Харків : ХНАДУ, 2021. – 152 с.
4. Плахотніков К. О. Використання технологій BIM у транспортному будівництві // Будівельне виробництво. – 2019. – № 87. – С. 45–50.
5. Клепиков С. О., Ткачук В. І. Інформаційне моделювання транспортних споруд: теорія та практика. – Одеса : ОДАБА, 2022. – 236 с.
6. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. [Чинний від 2009-03-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.
7. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. [Чинний від 2009-11-11]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 41 с.
8. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. [Чинний від 2016-04-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2015. – 104 с.

9. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. Зміна № 1. [Чинний від 2019-09-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2019. – 28 с.
10. ДБН В.2.3-5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів. [Чинний від 2018-09-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 58 с.
11. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. Зі Зміною №1. [Чинний від 2024-12-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінбуд України, 2024. – 217 с.
12. Войцехівський О. В., Журавський О. Д., Байда Д. М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. Частина 1. Розрахунок за І групою граничних станів. – Київ : КНУБА, 2017. – 84 с.
13. ДСТУ Б В.2.3-28:2011. Конструкції будинків і споруд. Мости та труби. Визначення навантаження від транспорту. [Чинний від 2012-01-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 26 с.
14. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
15. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
16. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будівель і споруд. Будівельні конструкції. Метод випробування бетонів і залізобетонів. [Чинний від 2011-01-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 54 с.
17. Войтович В. Л., Мороз О. В. Моніторинг стану транспортних тунелів із застосуванням цифрових технологій // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – № 2. – С. 65–71.
18. Бортнік С. І. ГІС-технології у системах моніторингу інженерних споруд // Інформаційні технології в будівництві. – 2020. – Т. 5, № 1. – С. 23–29.

19. Андрієнко А. С., Назаренко Д. А. Комп'ютерне моделювання залізобетонних конструкцій водопропускних тунелів // Вісник Національного транспортного університету. – 2023. – № 61. – С. 38–43.
20. Єршов О. І., Савчук П. М. Цифрові платформи для автоматизованого контролю технічного стану транспортних споруд // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2021. – № 102. – С. 17–24.
21. Шевченко Ю. О. Інформаційно-аналітичні системи для оцінки надійності монолітних тунельних споруд // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2020. – № 3. – С. 52–59.
22. Захарченко В. І. Інтеграція цифрового моделювання у процес проєктування та експлуатації водопропускних споруд // Науковий вісник будівництва. – 2022. – № 118. – С. 91–98.
23. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 97 с.

ДОДАТКИ

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Назва роботи: Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(бакалаврська кваліфікаційна робота / магістерська кваліфікаційна робота)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет, навчальна група)

Коефіцієнт подібності текстових запозичень, виявлених у роботі системою StrikePlagiarism 18,52 %

Висновок щодо перевірки кваліфікаційної роботи (відмітити потрібне)

- Запозичення, виявлені у роботі, є законними і не містять ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації. Роботу прийняти до захисту
- У роботі не виявлено ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації, але надмірна кількість текстових запозичень та/або наявність типових розрахунків не дозволяють прийняти рішення про оригінальність та самостійність її виконання. Роботу направити на доопрацювання.
- У роботі виявлено ознаки плагіату та/або текстових маніпуляцій як спроб укриття плагіату, фабрикації, фальсифікації, що суперечить вимогам законодавства та нормам академічної доброчесності. Робота до захисту не приймається.

Експертна комісія:

Бікс Ю. С. доцент, гарант ОП

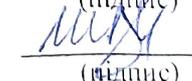
(прізвище, ініціали, посада)

Швець В. В. доцент, зав.каф. БМГА

(прізвище, ініціали, посада)



(підпис)



(підпис)

Особа, відповідальна за перевірку



(підпис)

Блащук Н. В.

(прізвище, ініціали)

З висновком експертної комісії ознайомлений(-на)

Керівник

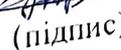


(підпис)

Швець В.В., доц.

(прізвище, ініціали, посада)

Здобувач



(підпис)

Рибак Т.М.

(прізвище, ініціали)

Додаток Б – Відомість графічної частини

Лист	Зміст листа
Лист №1	Актуальність, мета, задачі, предмет дослідження, об'єкт дослідження, наукова новизна
Лист №2	Аналіз сучасного стану питання по водопропускних спорудах
Лист №3	Переваги та недоліки водопропускних споруд
Лист №4	Моделювання напружено - деформованого стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу
Лист №5	Впровадження наукової діяльності в об'єкті проектування
Лист №6	Висновок по наукових розділах
Лист №7	Генеральний план ділянки під час експлуатації
Лист №8	Повздовжній профіль водопропускної споруди. Розрізи 1-1 ... 3-3
Лист №9	Схема розміщення водопропускної споруди, вузол 1, розрізи 1-1...5-5
Лист №10	Фундамент водопропускної споруди, схема розкладки верхнього і нижнього армування, схема розташування арматурних випусків, схема монтажних каркасів, перерізи 1-1...4-4, переріз а-а
Лист №11	Стіни водопропускної споруди, опалубка, схема армування, вид А, розрізи 1-1...3-3

АКТУАЛЬ- НІСТЬ

Водопрпусні споруди є дорожніми інженерними спорудами, що служать, в основному, для пропуску водяних потоків. Оскільки цей вид споруд є дуже важливою ланкою дорожнього господарства, виведення їх з експлуатації, як правило, призводить до порушення циклу водовідведення і призводить до погіршення або унеможливлення руху транспортних засобів. Нажаль, технічний стан більшості водопрпусних споруд, що знаходяться у державній та приватній власності України, на даний час, не придатний до нормальної експлуатації через дефекти конструкцій, які виникли в основному через порушення умов експлуатації, практично повна відсутність технічного нагляду, недооцінкою важливості проведення технічних діагностичних заходів. Це, в свою чергу, вимагає проведення заходів щодо їх реконструкції та оптимізації, у тому числі, невідкладних протиаварійних робіт, пов'язаних з відновленням цілісності споруди.

Тому доцільним і актуальним є подальший пошук раціональних конструктивних рішень водопрпусних споруд, оптимізація моделей, що описують їх напружено-деформований стан, розробка та удосконалення методик оптимального проектування таких споруд.

В даній роботі узагальнено інженерний досвід з проектування монолітних водопрпусних споруд, розглянуто моделі напружено-деформованого стану водопрпусних споруд.

МЕТА

Мета дослідження полягає у теоретичному дослідженні раціональних будівельних конструкцій монолітних водопрпусних споруд, оптимізації їх конструктивних параметрів на основі удосконалення існуючих моделей напружено-деформованого стану.

ЗАДАЧІ

Проаналізувати сучасну нормативну документацію з проектування водопрпусних споруд;

Виконати ґрунтовне узагальнення сучасного світового інженерного досвіду з проектування цих споруд;

Виявити основні недоліки у конструкціях водопрпусних споруд.

Розробити скінченно - елементну модель напружено-деформованого стану водопрпусної споруди.

Розробити конструктивні заходи з підвищення довговічності та надійності монолітних водопрпусних споруд.

ОБ'ЄКТ

монолітні водопрпусні споруди тунельного типу, що застосовуються в автомобільному дорожньому будівництві

ПРЕДМЕТ

використання ВІМ-технологій при конструюванні водопрпусних споруд

НОВИЗНА

- на основі аналізу недоліків існуючих схем водопрпусних споруд запропоновано вдосконалену скінченну модель;
- дістали подальшого розвитку конструктивні рішення які підвищують довговічність та надійність конструкцій.

Аналіз сучасного стану питання по водопропускних спорудах

За видом матеріалу водопропускні труби бувають:

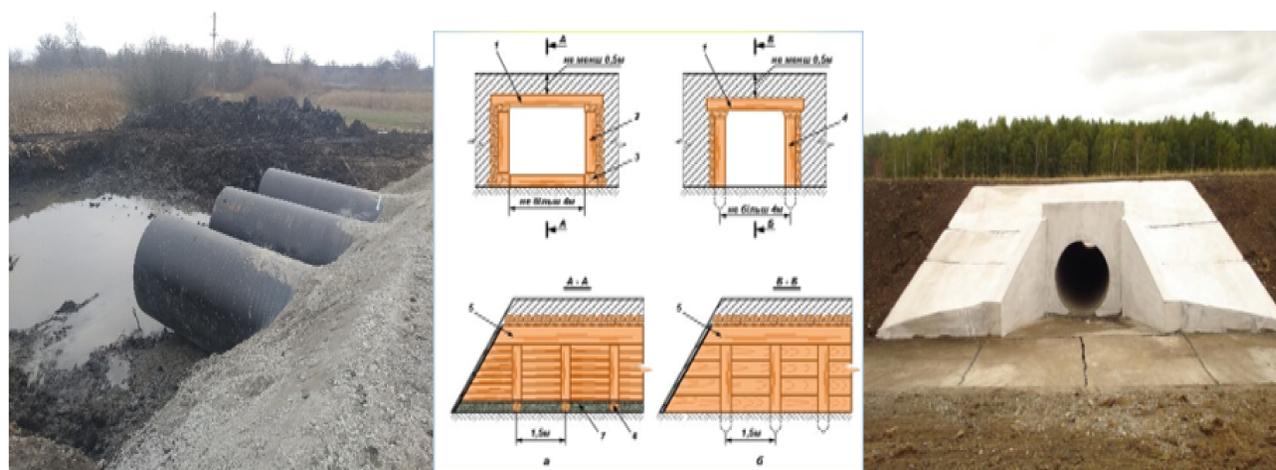
- кам'яні;
- бетонні;
- залізобетонні;
- металеві;
- дерев'яні;
- полімерні.



а

б

в



г

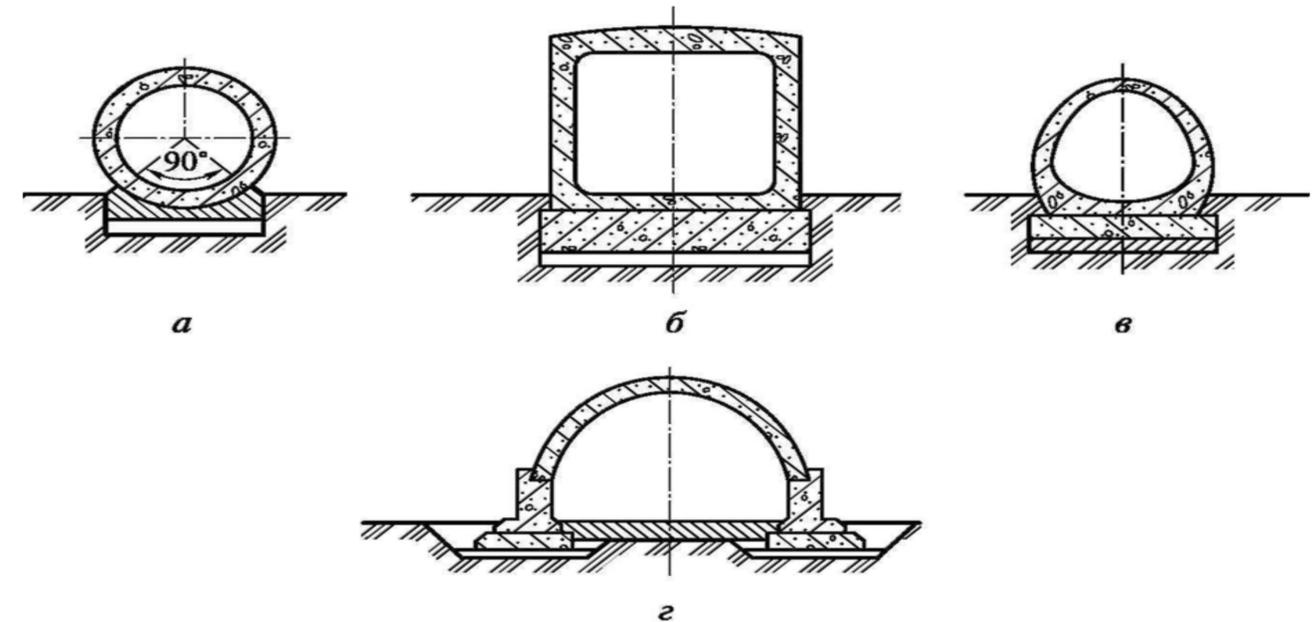
д

е

Класифікація труб за матеріалом:

- а – кам'яні; б – залізобетонні; в – металеві; г – полімерні; д – дерев'яні;
е – бетонні.

За формою поперечного перерізу розрізняють: круглі, прямокутні, овоїдальні та склепінчасті труби

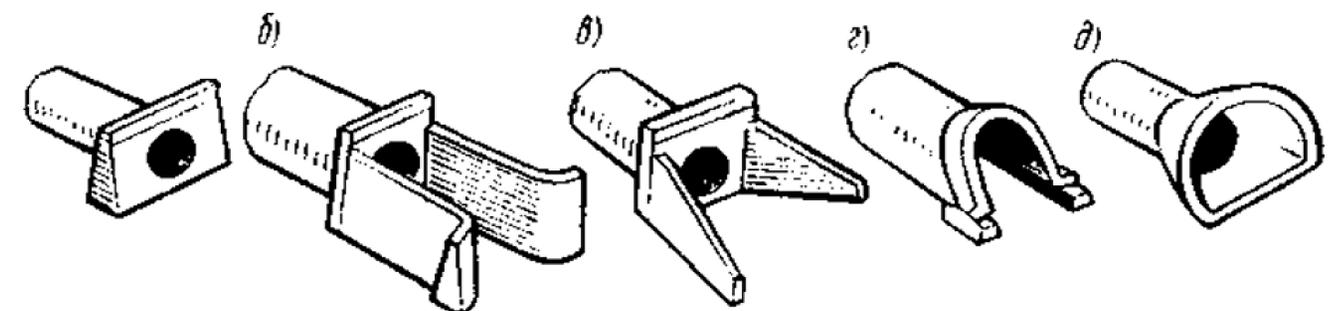


Типи поперечного перерізу труб:

- а – кругла; б – прямокутна; в – овоїдальна; г – склепінчаста

Відомі наступні типи оголовків:

- порталні (складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до осі труби);
- коридорні (з паралельними стінками постійної висоти);
- розтрубні (з відкосними крилами змінної висоти);
- комірні (зі зрізаною кінцевою ланкою труби);
- оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються кінцевими оголовками.



Типи оголовків водопропускних труб

- а – порталний; б – коридорний; в – розтрубний; г – комірний; д – кінцевий

Переваги та недоліки водопропускних споруд

Основні переваги використання водопропускних споруд у порівнянні з мостами:

- застосування таких споруд в дорожньому полотні не тільки вирішує проблему відведення води, але і дозволяє зміцнити дорожнє покриття. Завдяки цьому міцність дороги підвищується, і зменшується ризик руйнування насипу.
 - бюджетність варіанту водопропускної споруди, якщо порівнювати з мостом, дозволяє заощадити кошти на будівництві дороги.
 - можливість монтажу водопропускної труби після закінчення будівництва насипу.
- Установка моста в такому випадку найчастіше просто неможлива або обходиться набагато дорожче.
- більша швидкість монтажних робіт.

Перелік основних пошкоджень залізобетонних елементів водопропускних труб:

- тріщини;
- відколи і ерозія бетону;
- корозія арматури;
- велика кількість ділянок з «відстрілом» захисного шару бетону;
- оголення арматури.

Тріщини в опорних плитах найчастіше спрямовані вздовж осі водопропускної труби і мають ширину розкриття до 10 мм. Такі пошкодження можуть призвести до передчасної втрати працездатності водопропускної труби. Причини таких пошкоджень можуть бути різні:

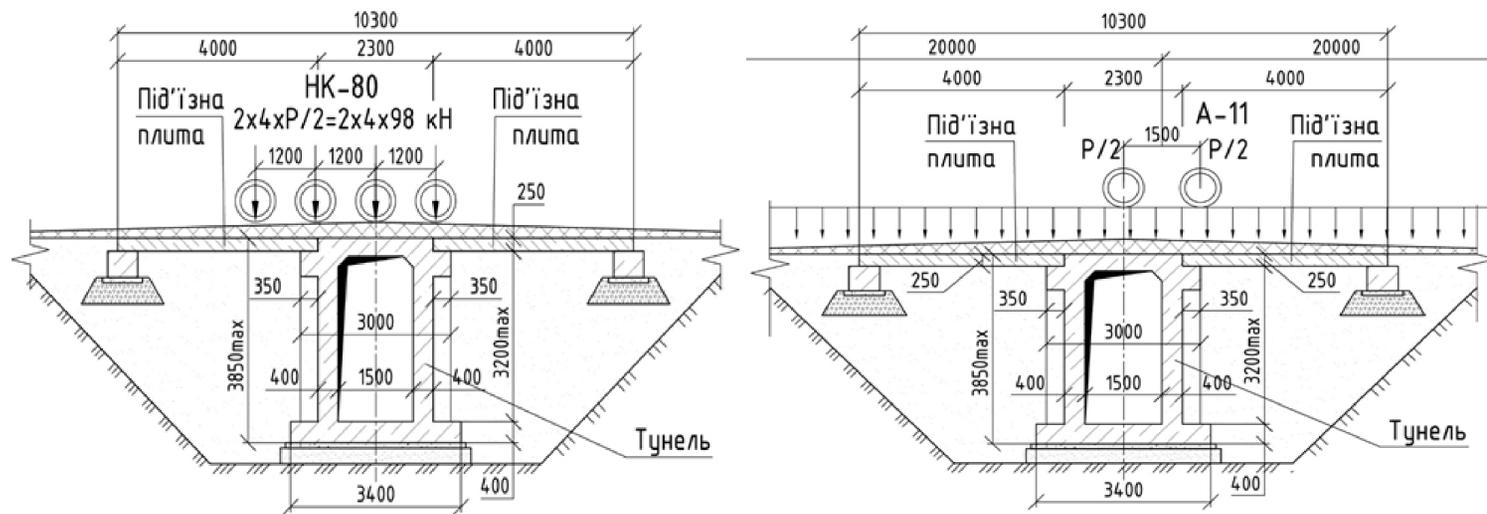
- високі силові навантаження;
- дія агресивних середовищ;
- помилки проектування у зв'язку з недостатніми обстеженнями властивостей ґрунтів основ;
- низька якість виготовлення елементів водопропускних труб;
- низька якість монтажу.

Розкриття стикових швів і потрапляння ґрунту всередину водопропускної труби є однією з причин появи нерівномірності осідання верхніх шарів дорожнього покриття і появи деформацій, що призводять до руйнування цього покриття та необхідності його передчасного ремонту наведено нижче. Також є випадки появи деформацій дорожнього покриття без виходу ґрунту всередину труби, що характерно для великої кількості водопропускних труб кільцевого перерізу і майже не зустрічалось при обстеженні водопропускних труб напівкільцевого перерізу

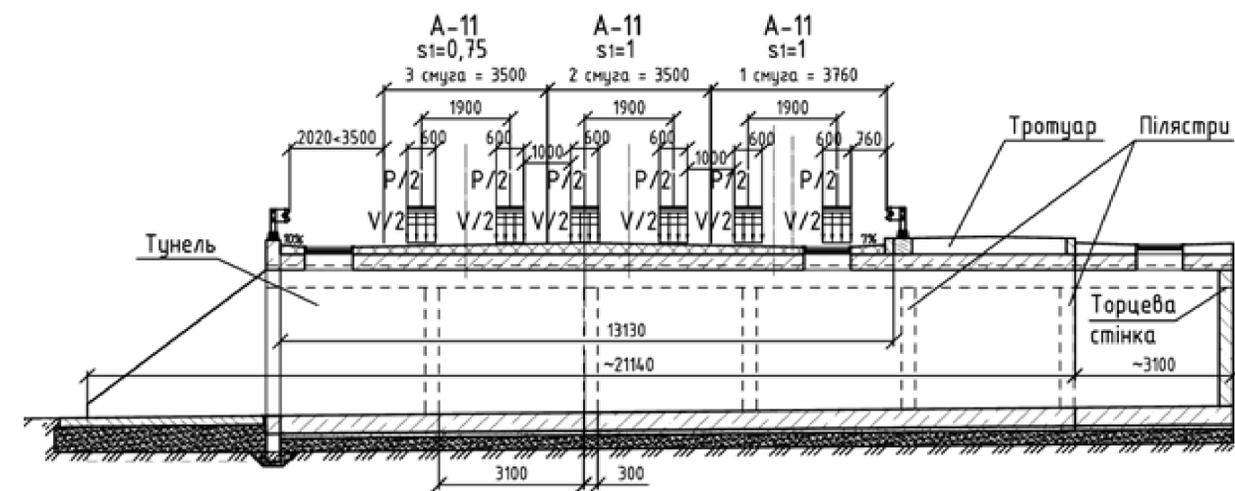
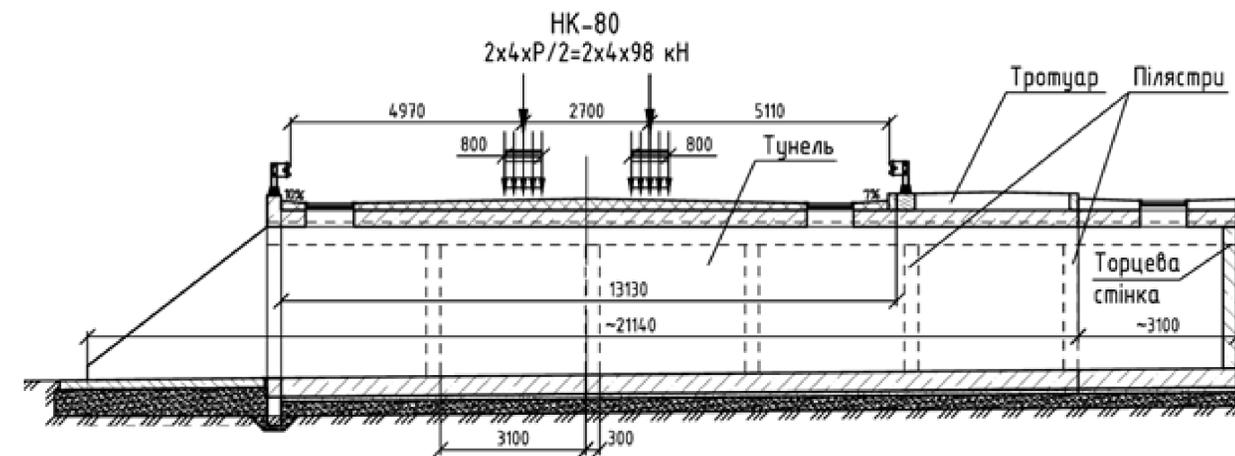


Результати дослідження водопропускних споруд на автомобільних дорогах

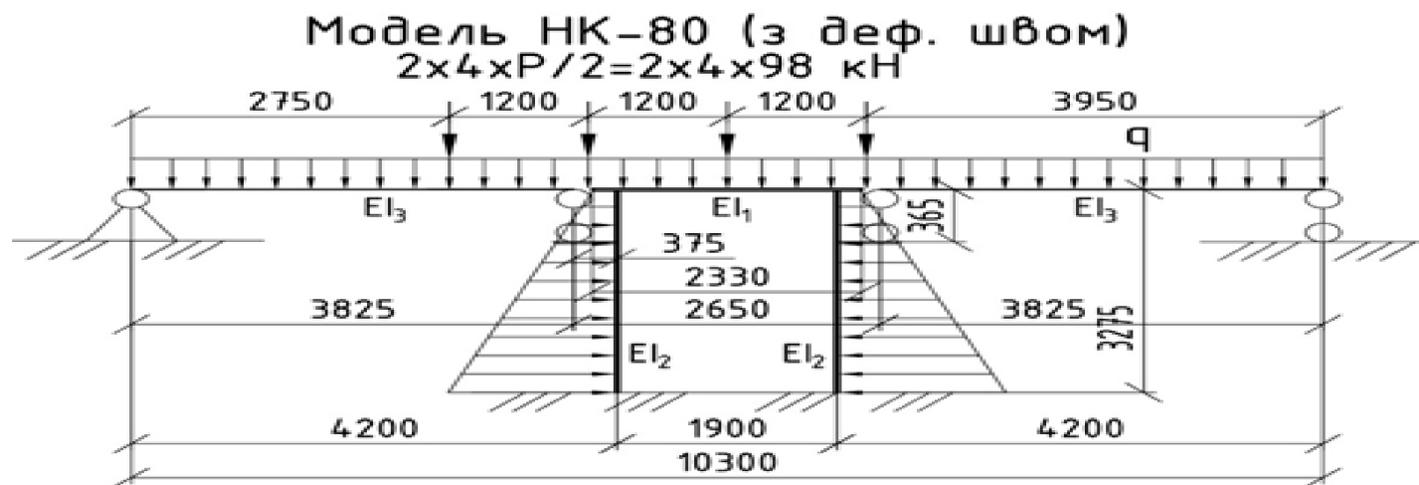
Моделювання напружено - деформованого стану монолітних водопропускних споруд тунельного типу



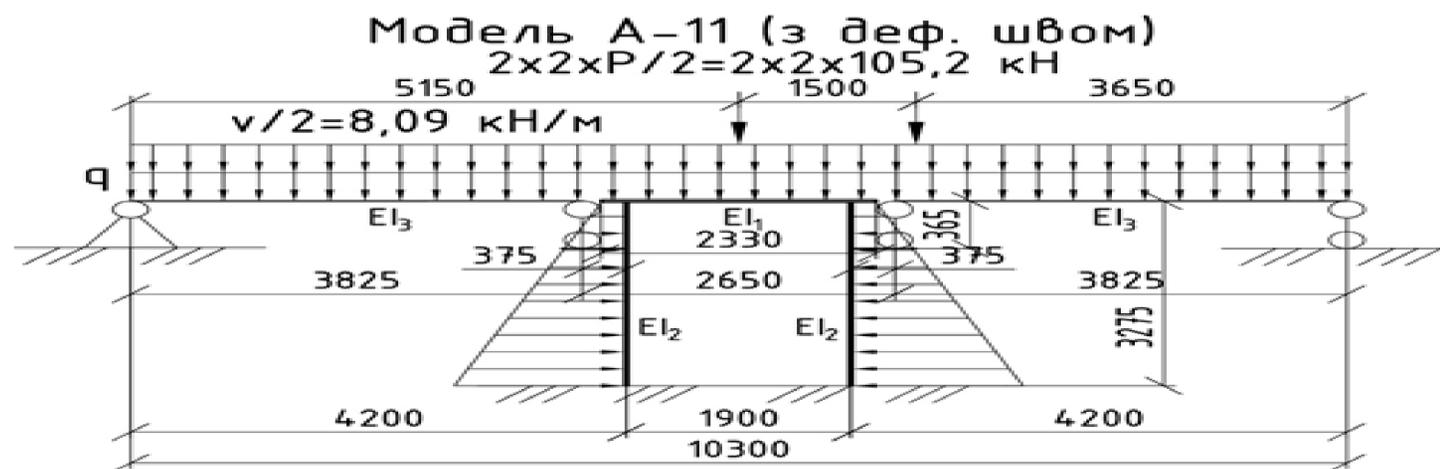
Розрахунковий поперечник тунелю в найневигоднішому стані (колесо візків над кришкою): а) - для тимчасового навантаження НК-80; б) - для навантаження А-11.



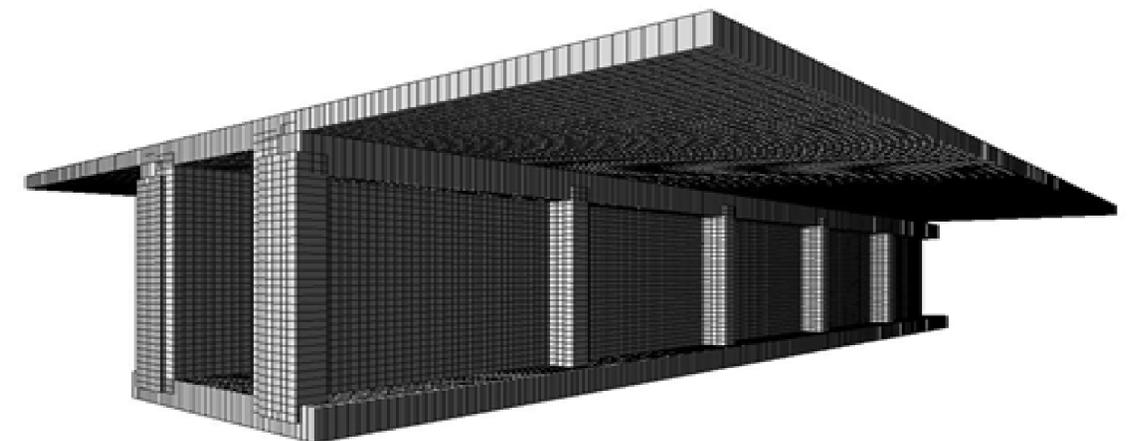
Схеми прикладання тимчасових навантажень в прольоті: а) - НК-80; б) - А-11.



Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням НК-80



Рамна розрахункова схема тунелю з тимчасовим навантаженням А-11



Тривимірна візуалізація розрахункової моделі тунелю разом з під'їзними плитами

Впровадження наукової діяльності в об'єкті проектування



Висновок по наукових розділах

У результаті проведеного дослідження було здійснено комплексний аналіз інженерних, аналітичних та моделювальних аспектів проектування і оцінки водопропускних споруд тунельного типу.

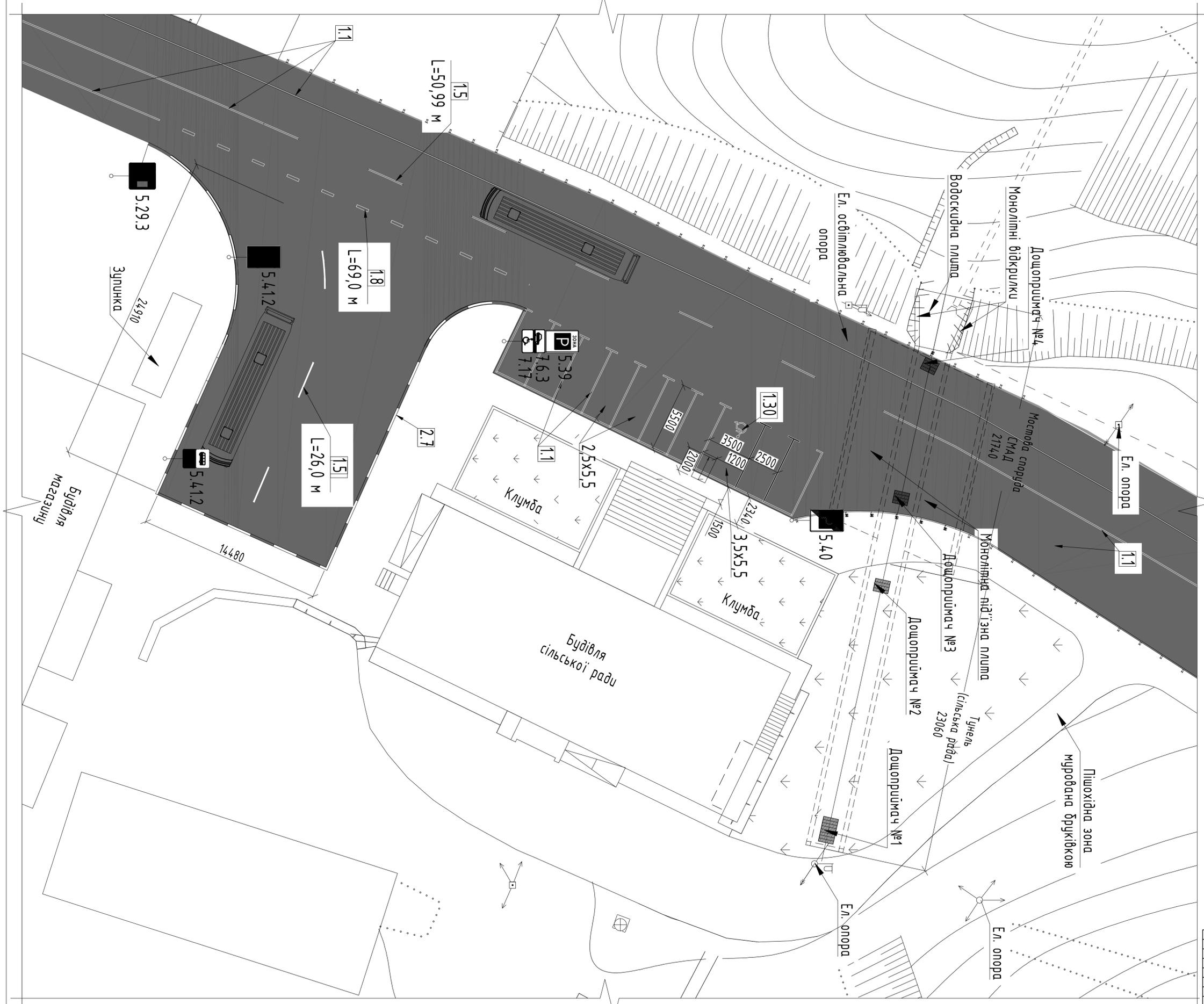
На основі узагальнення інженерного досвіду встановлено ключові особливості проектування водопропускних споруд, охарактеризовано їх класифікацію за різними ознаками: умовами будівництва, матеріалами, формою поперечного перерізу, кількістю отворів, гідравлічним режимом роботи та несучою здатністю. Особливу увагу приділено конструктивним особливостям вхідних і вихідних оголовків, де найефективнішими виявлено розтрубні оголовки у поєднанні з конічними або підвищеними вхідними ланками. Проаналізовано типові дефекти, що виникають під час експлуатації (тріщини, корозія, осідання, розсунення ланок), а також надано огляд сучасних технологій ремонту, серед яких виділяються безкотлованні методи: санація, технологія SPR та релайнінг.

У розрахунковому аспекті було обґрунтовано методику аналітичного визначення напружено-деформованого стану тунельної споруди із врахуванням класифікації за класом наслідків (СС-2). Використано сучасні методики розрахунку, що відповідають першій групі граничних станів, а також враховано найкритичніші навантаження, зокрема транспортні (НК-80, А-11), вагу конструкцій та тиск ґрунту. Особливу увагу приділено ділянкам з підвищеною концентрацією навантажень — кришці тунелю, перехідним плитам та фундаментам. Отримані результати підтверджують відповідність споруди вимогам надійності та експлуатаційної безпеки згідно з чинними нормативами.

У третьому розділі реалізовано повноцінне просторове моделювання тунельної споруди за допомогою програмного комплексу «Lira-Windows» на основі методу скінчених елементів. У моделі враховано геометричні характеристики конструктивних елементів, властивості ґрунтової основи з урахуванням її природного і водонасиченого станів, а також усі типи навантажень (постійні та тимчасові) згідно з нормативною документацією. Результати моделювання дозволили отримати достовірну оцінку деформацій, визначити критичні зони і забезпечити інженерну базу для подальших перевірок працездатності та оптимізації конструкції.

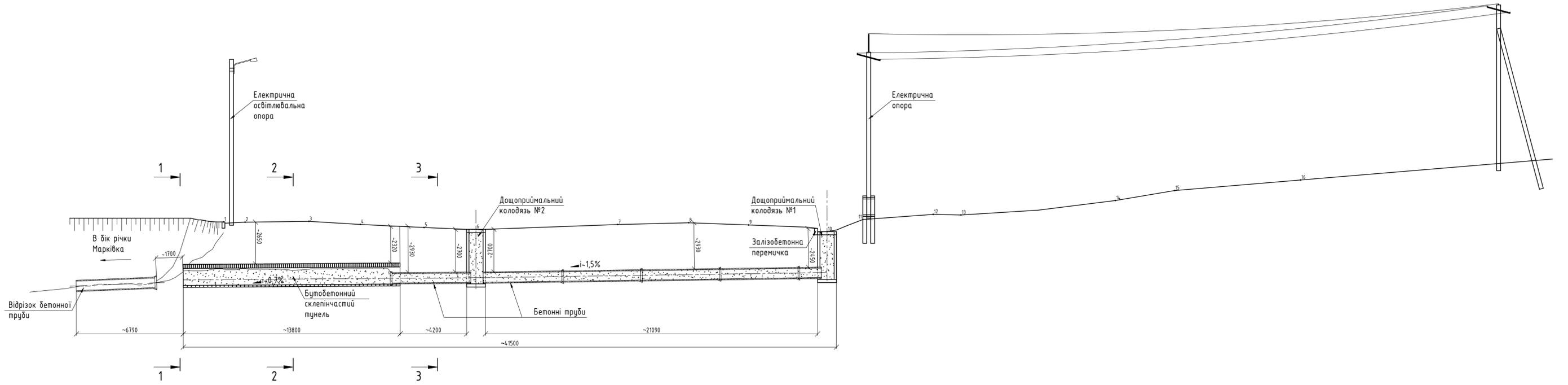
Таким чином, у роботі виконано комплексний підхід до вивчення водопропускних споруд тунельного типу — від теоретичних засад і дефектології до практичних аналітичних та чисельних розрахунків. Запропоновані рішення сприяють підвищенню надійності та довговічності таких споруд в умовах сучасного транспортного навантаження і змін клімату.

Генеральний план ділянки під час експлуатації (1:300)

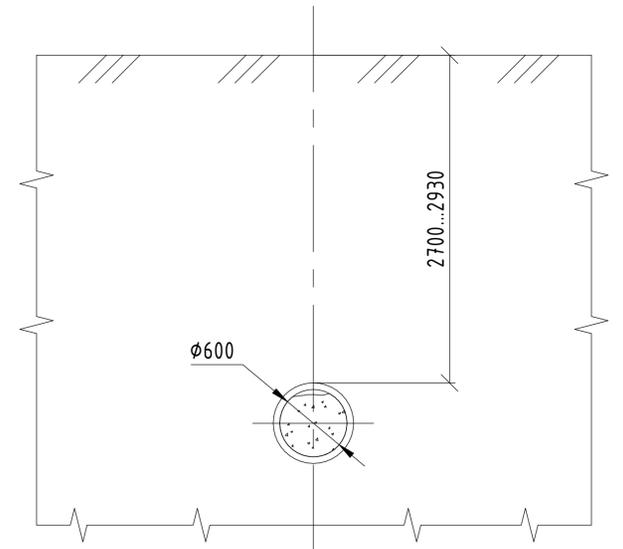
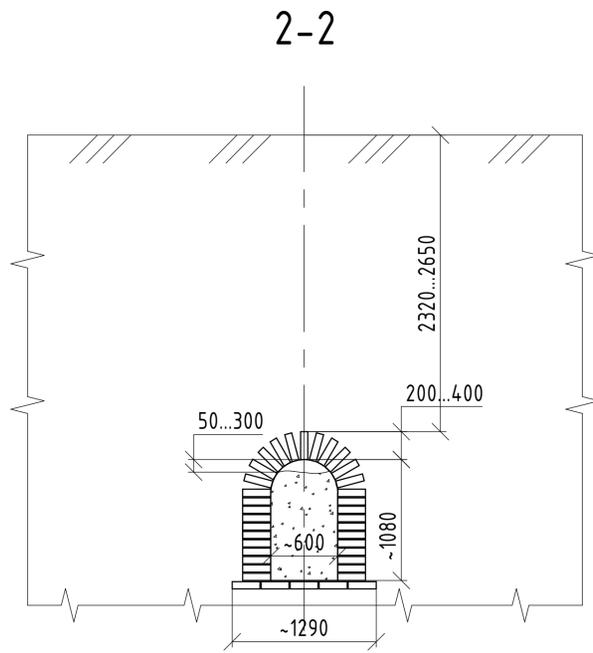
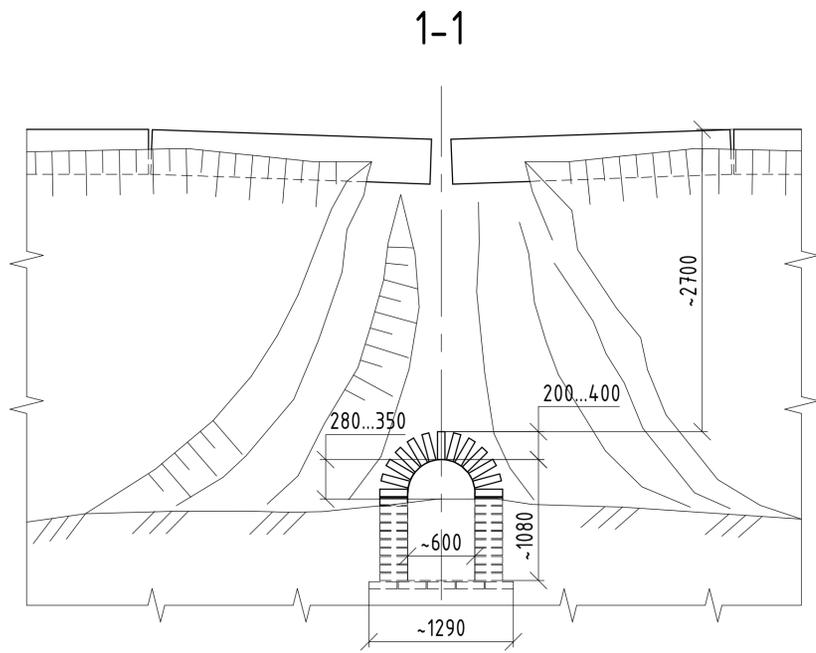


						08-08.МКР.019-А6			
						м. Вінниця			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Використання «ВМ-технологій» для проєктування та діагностики монолітних тунельних споруд	Сторін	Аркеш	Аркешів
Розробил	Рубак Т. М.						п	7	11
Перевірив	Швець В. В.								
Керівник	Швець В. В.								
Нач. контролю	Маселько І. В.								
Опрант	Слободян Н. М.					Генеральний план ділянки під час експлуатації			
Затвердив	Швець В. В.					ВНУ, гр. Б-23м			

Повздовжній профіль водопропускної споруди.

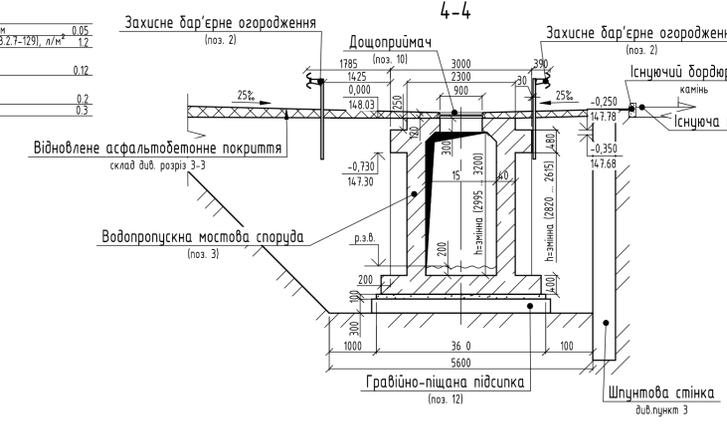
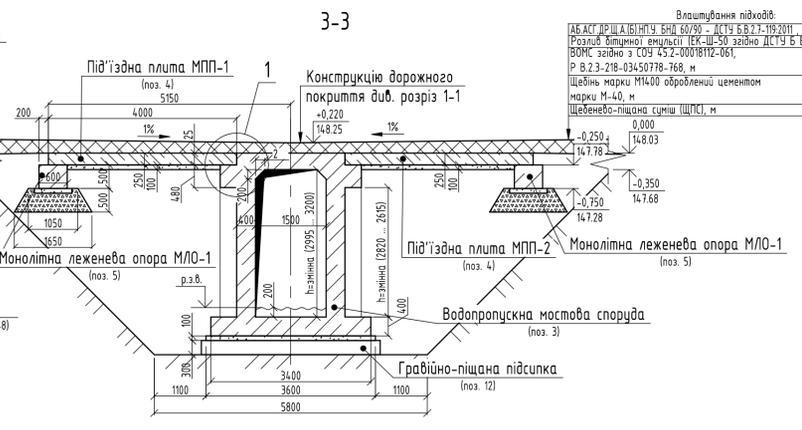
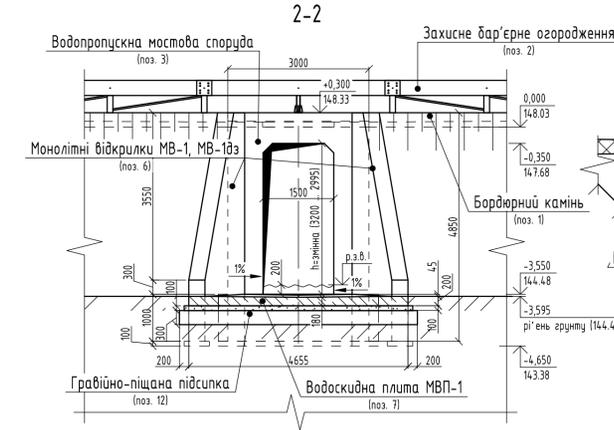
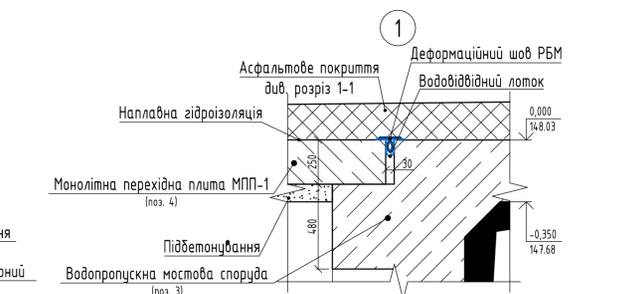
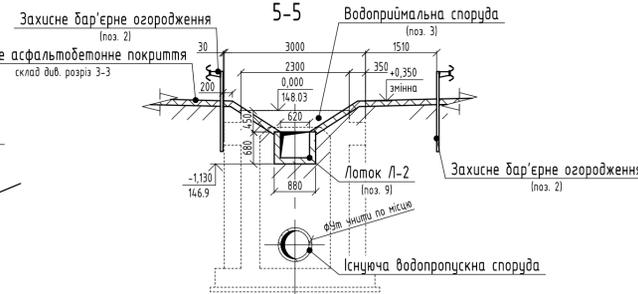
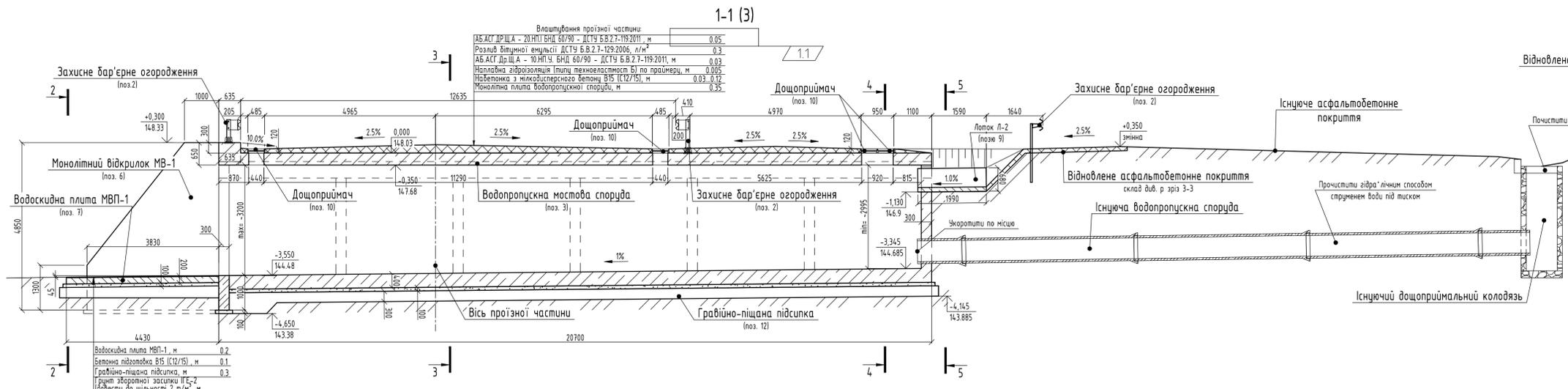
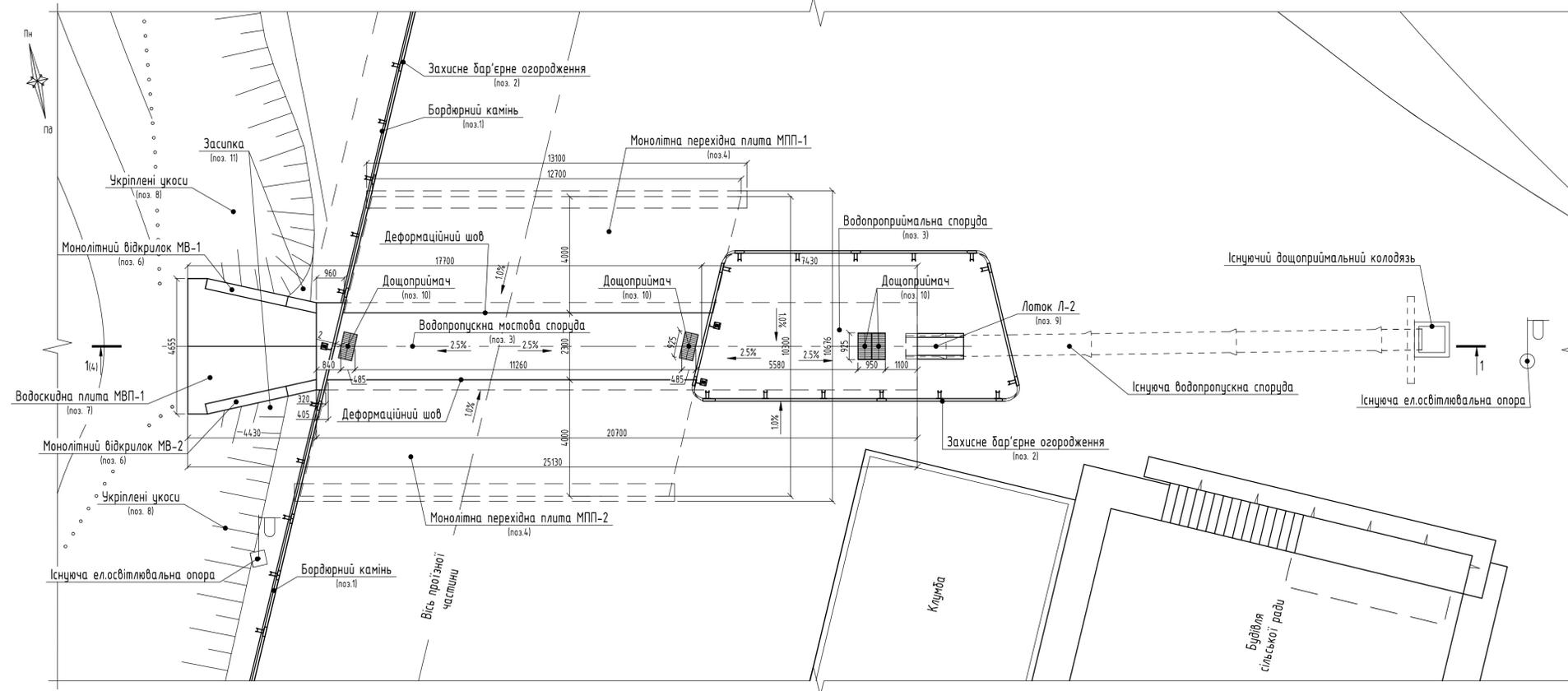


3-3



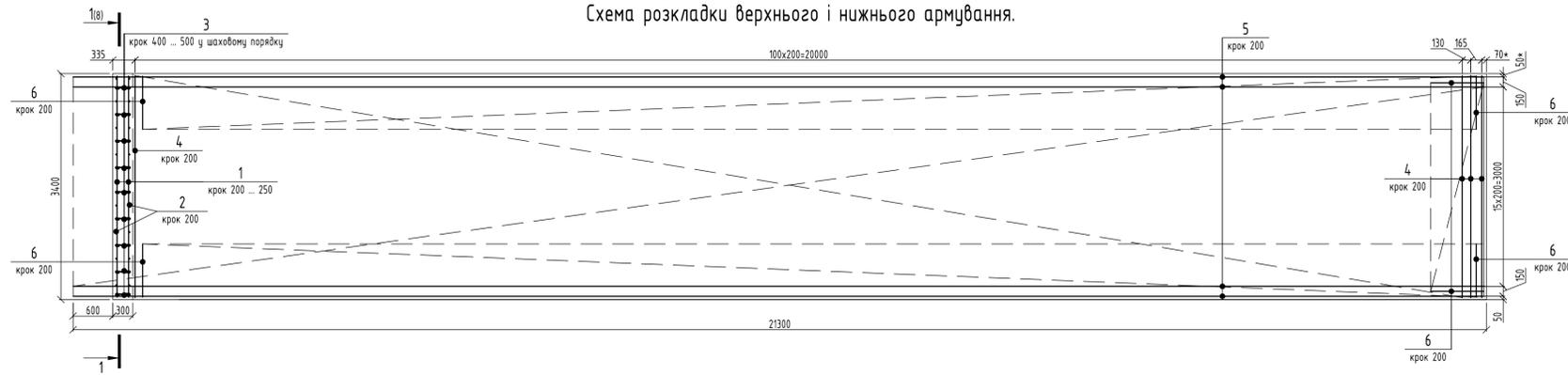
						08-08.МКР.019-АБ			
						м. Вінниця			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Використання «ВМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд	Слово	Аркш	Аркшів
Розробил	Рубак Т. М.						п	8	11
Перевірив	Швець В. В.								
Керівник	Швець В. В.								
Нам. контроль	Мазьська І. В.					Повздовжній профіль водопропускної споруди. Розрізи 1-1 ... 3-3	ВНТЧ, гр. Б-23м		
Опаним	Слободян Н. М.								
Затвердив	Швець В. В.								

Схема розміщення водопропускної споруди



08-08.МКР019-КБ				
М. ВІННИЦЯ				
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис
Розробив	Рубак Т. М.			
Перевірив	Швець В. В.			
Керівник	Швець В. В.			
Нам. контроль	Масцько І. В.			
Опаний	Слободян Н. М.			
Затвердив	Швець В. В.			
Використання «ВМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд				
Сторінка	Аркши	Аркши		
п	9	11		
Схема розміщення водопропускної споруди, в'їзд 1, розрізи 1-1, 5-5				
ВНТУ, гр. Б-23м				

Фундамент водопропускної споруди.
Схема розкладки верхнього і нижнього армування.



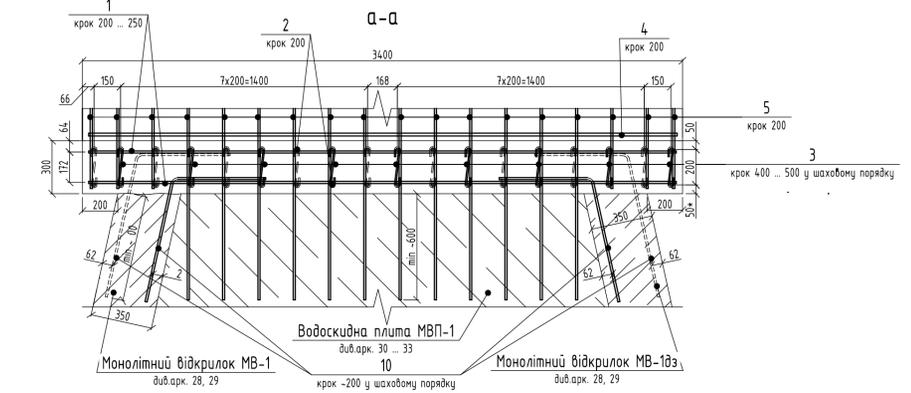
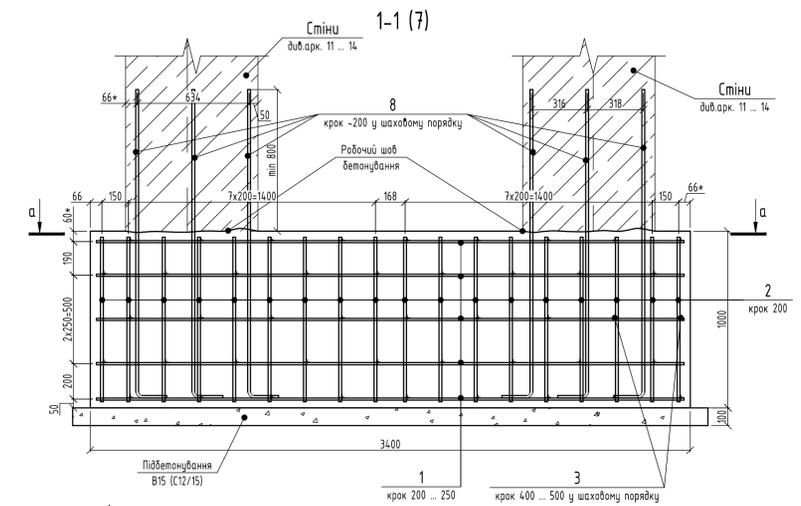
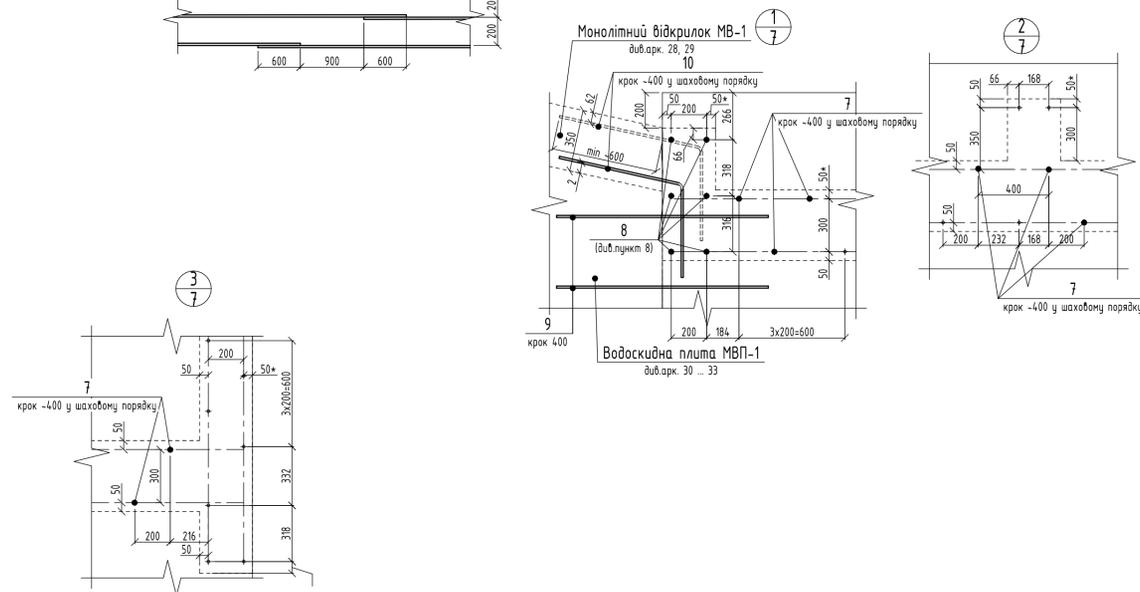
Фундамент водопропускної споруди.
Схема розташування арматурних випусків.



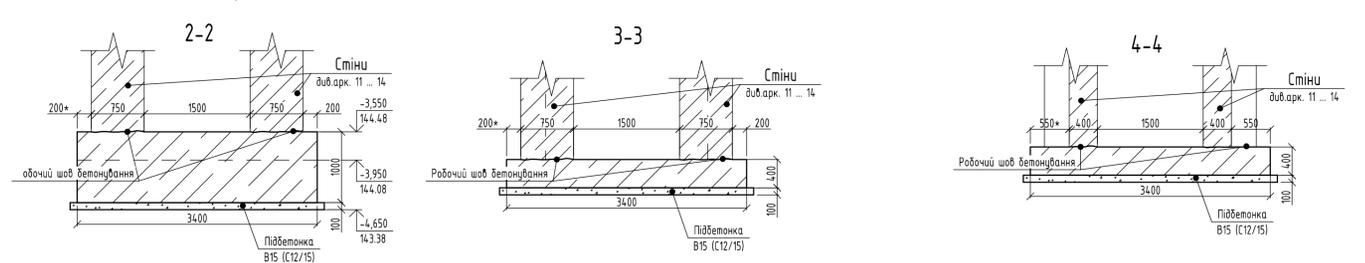
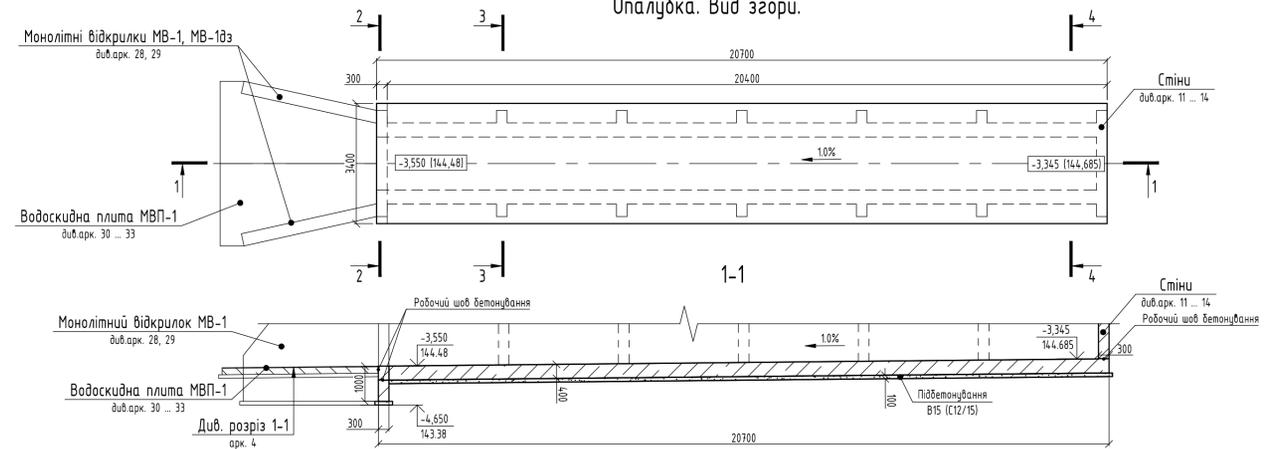
Фундамент водопропускної споруди.
Схема розкладки монтажних каркасів.



Деталь влаштування стиків арматури $\phi 12$ мм по довжині

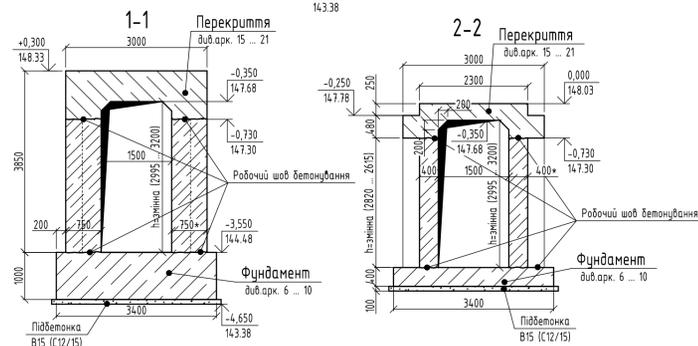
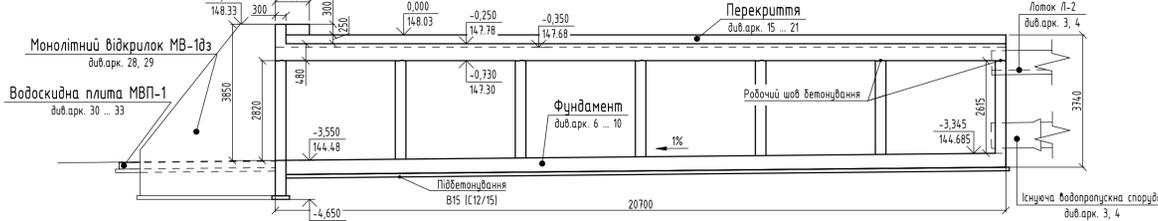
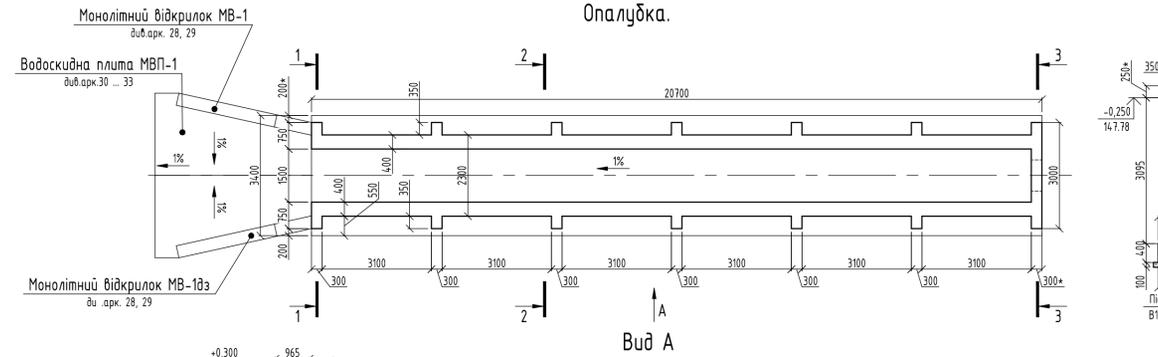


Фундамент водопропускної споруди.
Опалубка. Вид згори.

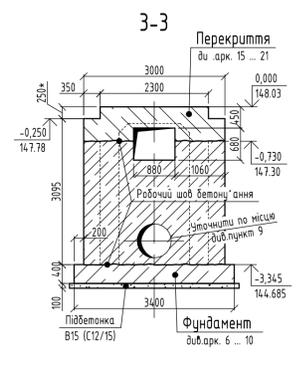


						08-08.МКР019-КБ			
						М. ВІННИЦЯ			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Використання «ВМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд	Станд.	Аркш.	Аркшів
Розробил	Рубак Т. М.						п	10	11
Перевірив	Швець В. В.								
Керувач	Швець В. В.								
Нам. контроль	Масляк І. В.								
Опанист	Слободян Н. М.					Фундамент водопропускної споруди, схема розкладки верхнього і нижнього армування, схема розташування арматурних випусків, схема монтажних каркасів, перерізи 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, переріз а-а			
Затвердив	Швець В. В.					ВНТЧ, гр. Б-23м			

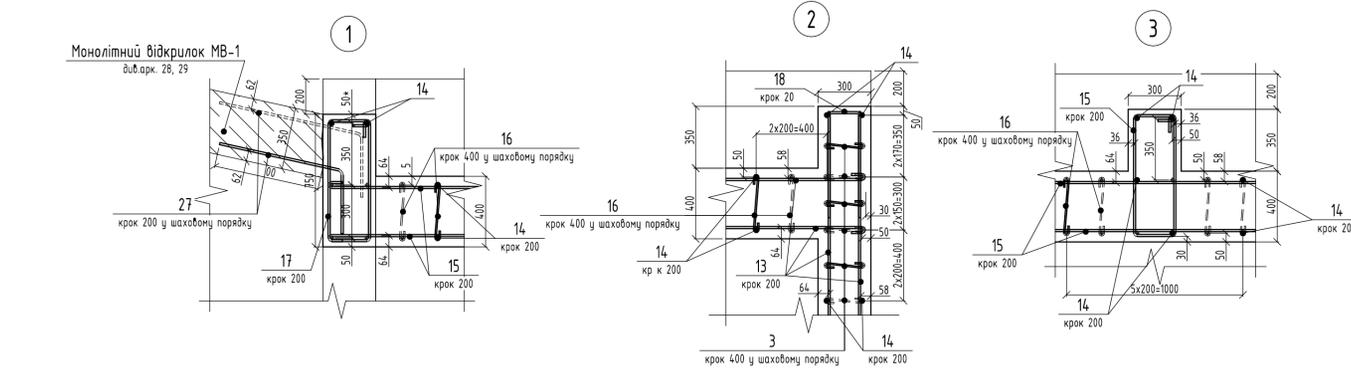
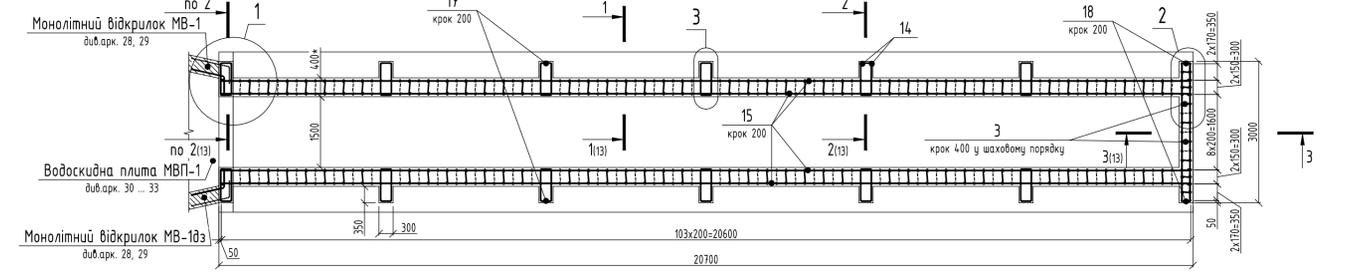
Стіни водопропускнуі споруди.
Опалубка.



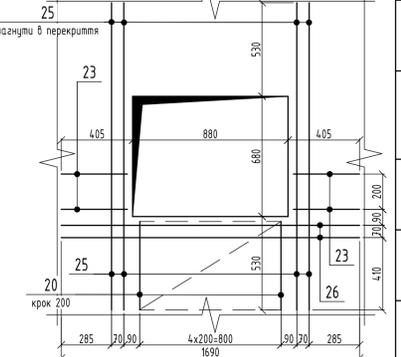
3-3



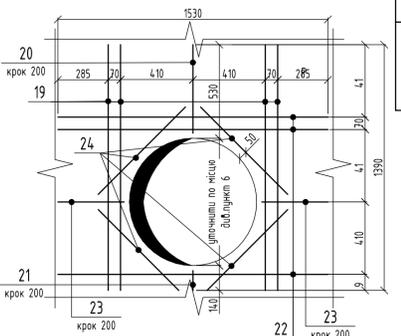
Стіни водопропускнуі споруди.
Схема армування.



Фрагмент об'ємного отвору під з/б лоток в частині стіни



Фрагмент об'ємного отвору під існуючу водопропускну споруду



Відомість деталей

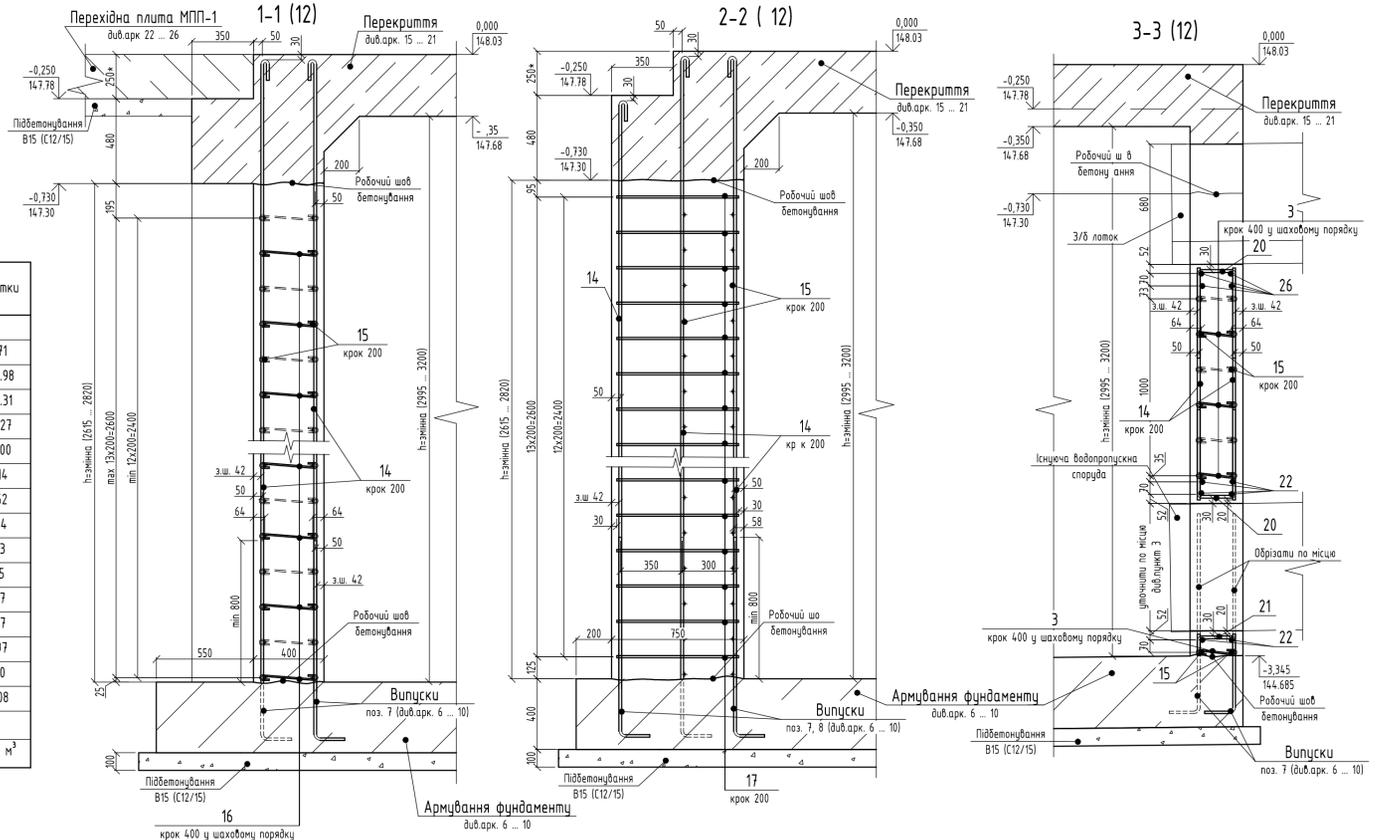
Поз.	Ескіз
16	
17	
18	
20	
21	
23	
27	

Специфікація елементів стін

Поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од., кг	Примітки
Деталі					
3*	ГОСТ 5781-82	Ø8 A-I, l= 392 мм	95	0.15	14.71
14	ГОСТ 5781-82	Ø16 A-III, lзаг= 1 60.95 м.п.	-	2620.98	2620.98
15	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, lзаг= 1216.56 м.п.	-	1080.31	1080.31
16*	ГОСТ 5781-82	Ø8 A-I, l= 492 мм	15 6	0.19	304.27
17*	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-I, l= 2060 мм	164	1.83	300.00
18*	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 1568 мм	26	1.39	3.14
19	ГОСТ 5781-82	Ø16 A-III, l= 1390 мм	8	2.19	17.52
20*	ГОСТ 5781-82	Ø16 A-III, l= 1240 мм	6	1.96	11.74
21*	ГОСТ 5781-82	Ø16 A-III, l= 460 мм	1	0.73	0.73
22	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 1530 мм	6	1.36	8.15
23*	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 990 мм	6	0.88	5.27
24	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 700 мм	8	0.62	4.97
25	ГОСТ 5781-82	Ø16 A-III, l= 1740 мм	8	2.75	21.97
26	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 1690 мм	4	1.50	6.00
27*	ГОСТ 5781-82	Ø12 A-III, l= 965 мм	28	0.86	24.08
Матеріали					
		Бетон В30 (С25/30), W8, F100			50.22 м³

Відомість витрат сталі, кг

Марка елемента	Вироби арматурні					Всього, кг
	Арматура класу					
	A-I		A-III (марки 25Г2С)			
	ГОСТ 5781-82		ГОСТ 5781-82			
	Ø8	Ø12	Всього	Ø12	Ø16	Всього
Стіни водопропускнуі споруди	318.98	398.78	717.76	1121.85	2672.94	4512.55



08-08.МКР019-КБ					
М. ВІННИЦЯ					
Зм.	Кільк.	Лист	ЛР док	Підпис	Дата
Розробив	Рубак Т. М.				
Перевірив	Швець В. В.				
Керівник	Швець В. В.				
Нам контроль	Масельська І. В.				
Опанимент	Слободян Н. М.				
Заствердив	Швець В. В.				
Використання «ВМ-технологій» для проєктування та діагностики монолітних тунельних споруд					
Стіни водопропускнуі споруди опалубка, схема армування, вид А, розрізи 1-1, 3-3					
Сталеві	Аркш	Аркшів			
п	11	11			
ВНТУ, гр. Б-23м					

ВІДГУК ОПОНЕНТА

на магістерську кваліфікаційну роботу
здобувача Рибак Тетяни Миколаївни

на тему: «Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики
монолітних тунельних споруд»

Магістерська кваліфікаційна робота, яку подано на опонування, відповідає затвердженій темі та завданню, виконана вчасно та у повному обсязі. Тема магістерської роботи – актуальна так, як пов'язана із підвищенням надійності тунельних споруд, зменшенням витрат на будівництво та експлуатацію, вирішенням проблем проектування тунельних споруд та використання ВІМ технологій для діагностики їх надійності.

У першому розділі магістерської кваліфікаційної роботи розглядаються аналіз стану питання по водопропускних спорудах, основні типи споруд, особливості ремонту та реконструкції.

У другому розділі роботи представлено огляд розрахункового обґрунтування елементів транспортної інфраструктури, наведена методика аналітичних розрахунків та класи наслідків мостової споруди, здійснено розрахунок кришки тунелю. Третій розділ присвячено узагальненню результатів досліджень (просторове моделювання та навантажувальний аналіз тунельної водопропускної споруди), проведено просторове моделювання тунелю, розраховано навантаження на модель споруди. В технічній частині роботи представлені архітектурно-будівельні рішення, технічні параметри водопропускної споруди, кліматологічні показники та наведена характеристика водопропускної споруди, земельної ділянки та сусідньої забудови.

У розділі економіки складено кошторисну документацію, яка дозволяє оцінити економічну доцільність проектування та будівництва тунельної споруди.

Текстова та графічна частина роботи виконана на листах формату А4 і в свою чергу складається з 5 розділів пояснювальної записки. Висновки і пропозиції, викладені в магістерській роботі, є достатньо аргументованими.

В магістерській кваліфікаційній роботі наявні недоліки:

- не на всі нормативні документи, наведені в тексті пояснювальної записки є посилання.
- недостатньо обґрунтовані запропоновані ВІМ моделі з огляду на максимальне навантаження на модель мостової споруди;

Проте вказані недоліки не впливають на цінність та значимість магістерської роботи.

Магістерська кваліфікаційна робота в цілому виконана на достатньому рівні та у відповідності з завданням із дотриманням всіх вимог. Робота заслуговує оцінки (С) 75 балів, а її автор Рибак Тетяна Миколаївна – присвоєння кваліфікації «магістра будівництва» за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», згідно освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво».

Доцент кафедри ІСБ, к.т.н., доцент

(позивка, науковий ступінь, вчене звання)

(позивка)



Слободян Н. М.

Відгук керівника на магістерську кваліфікаційну роботу

здобувача групи Б-23м Рибак Тетяни Миколаївни

на тему: «Використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд»

Тема МКР відповідає напрямку наукових досліджень кафедри БМГА. Магістерська кваліфікаційна робота є актуальною і присвячена важливим питанням використання «ВІМ-технологій» для проектування та діагностики монолітних тунельних споруд.

У процесі виконання здобувач Рибак Тетяна успішно застосовувала програмні комплекси для обробки аналітичного та графічного матеріалу. У підготовці роботи проявила ерудицію та наполегливість. Самостійно, базуючись на сучасних нормативних вимогах розробила алгоритм використання ВІМ технологій з метою діагностики монолітних тунельних споруд.

Здобувачка чітко дотримувалась графіку виконання магістерської кваліфікаційної роботи, вчасно представила роботу на попередньому захисті.

Результати досліджень представлені у магістерській кваліфікаційній роботі апробовані LIV Всеукраїнській науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії (2025), який відбувся 24-27 березня 2025 року. Магістерська робота повністю відповідає встановленим методичним вимогам щодо змісту, структури та оформлення.

У магістерській кваліфікаційній роботі наявні такі недоліки:

- наявні незначні недоліки в оформленні конструктивних креслень на аркуші графічної частини;
- не всі методи діагностики споруд за допомогою ВІМ моделі описані у науковому розділі, достатньо обґрунтовані та представлені в проектній частині роботи

Проте вказані недоліки не впливають на позитивне враження від роботи.

Висновки: якість підготовки здобувача Рибак Т. М. відповідає вимогам освітньої програми підготовки «Промислове та цивільне будівництво» за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», галузі знань «Архітектура та будівництво» і при відповідному захисті заслуговує присвоєння ступеня магістра та на оцінку «С» 75 балів.

Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи к.т.н., доцент

В. В. Швец