

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету/ІНЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

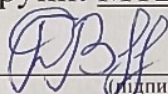
Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: «Обґрунтування параметрів реконструкції автодорожнього
залізобетонного мосту.

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

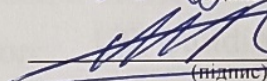
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: MT2221


(підпис студента)

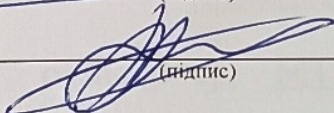
/ Дарія ГУЗЬ
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ст. викл Віталій МІРОШНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

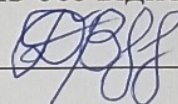
Нормоконтролер:


(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

Дніпро – 2024 рік

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Building, architecture and infrastructure

(faculty/TRC)

Transport infrastructure

(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis

Master

(higher education degree)

on the topic: «Substantiation of the parameters of the reconstruction of the highway
reinforced concrete bridge»
according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels
in the Specialization: 192 Building and civil engineering
(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2221 / Dariia HUZ
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Senior Lect. Vitalii MIROSHNYK/
(position, name, surname)

Normative controller : / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

_____ **Олексій ТЮТКІН**
(підпис) (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту _____

Гузь Дарія Віталіївна

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема дипломної роботи: « Обґрунтування параметрів реконструкції автодорожнього залізобетонного мосту».

Керівник роботи: Мірошник Віталій Анатолійович

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від

«13» лютого 2023 р.

№ 156ст

2. Строк подання студентом роботи:

«15» січня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати спеціального обстеження мосту через річку Балаклійка на км 42+580 автомобільної дороги Т-21-10 Шевченкове-Балаклійка-Первомайськ-Кегичівка у Харківській області

Вступ. Розділ 1. Коротка характеристика автодорожнього мосту .

Розділ 2.Дефекти штучної споруди

Розділ 3. Розробка техніко-економічного порівняння варіантів ремонту мосту

Розділ 4. Розрахунок плити прогонової будови

Розділ 5.Розрахунок балки прогонової будови

Розділ 6. Розрахунок балки прогонової будови у програмному комплексі Ліра

Висновки. Перелік посилань

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

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Опрацювання вихідних даних. Розробка варіантів і техніко-економічне порівняння	27.11.2023 – 03.12.2023	30%
2	Розрахунок плити прогонової будови	04.12.2023– 18.12.2023	50%
3	Розрахунок балки прогонової будови	19.12.2023– 24.12.2023	60%
4	Розрахунок балки прогонової будови у програмному комплексі Ліра	25.12.2023– 08.01.2024	80%
	Реферат. Висновки. Оформлення	09.01.2024– 11.01.2024	100%
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	14.01.2024– 15.01.2024	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	16.01.2024	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	24.01.2024	

Студент

(підпис)

Дарія ГУЗЬ

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

(підпис)

Віталій МІРОШНИК

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

85 стор., 48 рис., 12 табл., 20 літературних джерел.

Об'єкт розробки – автодорожній міст.

Мета роботи – Обґрунтування параметрів реконструкції автодорожнього залізобетонного мосту

Метод дослідження – аналітичний розрахунок. Розрахунок з допомогою розрахункового програмного комплексу Ліра

В магістерській роботі були розроблені варіанти реконструкції автодорожнього мосту. Виконано техніко-економічне порівняння варіантів і визначення оптимального. Проведений підбір перерізу монолітної плити і розрахунок балки індивідуального проектування під тимчасові навантаження А11 і НК-80. Визначено параметри і кількість напружуваної і арматури періодичного профілю необхідної для забезпечення міцності перерізів .

Обґрунтовано параметри реконструкції автодорожнього залізобетонного мосту через річку Балаклійка на км 42+580 автомобільної дороги Т-21-10 Шевченкове-Балаклійка-Первомайськ-Кегичівка у Харківській області

Ключові слова: АВТОДОРОЖНІЙ МІСТ, РЕКОНСТРУКЦІЯ, ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ, КАПІТАЛЬНИЙ РЕМОНТ

ЗМІСТ

ВСТУП	8
РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ДАНІ.....	8
1.1 Коротка характеристика автодорожнього мосту	8
РОЗДІЛ 2 ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ.....	12
РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ КАПІТАЛЬНОГО РЕМОНТУ МОСТУ	20
3.1 Варіант 1.....	20
3.2 Варіант 2.....	26
3.3 Варіант 3.....	34
3.4 Порівняння варіантів	42
3.5 Висновок	42
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	43
РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	56
РОЗДІЛ 6 РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА.....	69
ВИСНОВКИ.....	76
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	77

ВСТУП

У даній випускній кваліфікаційній роботі розглядається обґрунтування параметрів реконструкції автодорожнього мосту, а саме порівняльний розрахунок і визначення оптимального варіанту реконструкції автодорожнього мосту. Проектування мосту спиралось на тимчасові вертикальні навантаження А11 і НК-80.

Під час воєнного вторгнення Росії в Україну у 2022 році міст через річку Балаклійка на км 42+580 автомобільної дороги Т-21-10 Шевченкове-Балаклія-Первомайськ-Кегичівка у Харківській області зазнав пошкоджень визначальних елементів споруди (прогонові будови, опори та фундаменти).

Головною задачею випускної кваліфікаційної роботи стало визначення параметрів реконструкції автодорожнього мосту, підбір найвигіднішого варіанту для реконструкції, який би відповідав задачам в умовах експлуатації під сучасні навантаження і пропуску здатність дороги, зберігаючи нормативні експлуатаційні показники. У цій роботі проведено визначення оптимального варіанту мосту, спираючись на техніко-економічні показники, надійність споруди і практичність експлуатації. У ході проектування було виявлено потребу у проектуванні збірно-монолітних І-подібних балок необхідної довжини, щоб забезпечити конструктивні потреби влаштування однієї опори, замість відновлення двох зруйнованих.

При проектуванні мосту був змінений габарит проїзної частини, відповідно до цього виникла необхідність у підборі перерізу монолітної плити.

В рамках роботи було виконано техніко-економічне порівняння варіантів реконструкції мосту і виявлено найвигідніший варіант.

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНІ ДАНІ

Автодорожній міст через р Балаклійка по схемі 7х21,00 м, повною довжиною 155,47 з урахуванням підходів, розташований на 42+580 автомобільної дороги загального користування Т-21-10 Шевченкове-Балаклія-Первомайськ-Кегичівка у Харківській області побудовано у 1995 р. Споруда призначена для пропуску 2-х смуг руху автомобільного транспорту .Під час воєнного вторгнення Росії в Україну у 2022 році міст зазнав пошкоджень визначальних елементів споруди, а саме прогонові будови, опори та фундамент.

1.1 Коротка характеристика автодорожнього мосту

Міст семи-прогоновий, повною довжиною 155,47 м з урахуванням підходів, виконаний за схемою 7х21,00 м. Габарит проїзної частини Г 11,8 м. Тротуари 2х1,6 м. Мінімальна висота підмостового габариту в прогоні 0-1 – 4,45 м.



Рисунок 1.1 – Загальний вигляд ділянки мосту

Русло несудноплавної річки Балаклійки на момент обстеження проходить під прогонами 2-3, 3-4, 4-5. Швидкість течії 2 м/с. Глибина русла в прогоні 3-4 – до 1,7 м. Рух пішоходів по споруді передбачено по тротуарах шириною 1,6 м.

Нормативне навантаження на міст А11, НК-80, натовп на тротуарах

В плані споруда розташована на прямій, а в профілі – на вертикальній кривій з вершиною в русловому прогоні 3-4. Прогонові будови балкові розрізні. Проміжні опори залізобетонні двостійкові однорядні. Берегові опори – обсипні пальові опори.

Тротуари з накладних тротуарних блоків, залізобетонні, виконані на консолях крайніх фасадних балок прогонових будов. Покриття на тротуарах асфальтобетонне. Огородження проїзної частини на мосту парапетного типу залізобетонне висотою 0,70 м. Перильне огороження тротуарів металеве безстійкове з металевим полосовим заповненням, висотою 1,1 м. Захисне покриття перильного огороження – фарбове. Опори освітлення на мосту влаштовано над проміжними опорами на краях тротуарних блоків. Опори освітлення металеві висотою 7,8 м із труб діаметром 0,3 м.

Деформаційні шви закритого типу з металевими компенсаторами над усіма опорами.

Водовідвід з проїзної частини мосту передбачений за рахунок поздовжнього і поперечного ухилів. Водоочисні споруди відсутні.

Прогонові будови мосту розрізні балкові. Прогонові будови – залізобетонні двотаврові попередньо-напружені, виготовлені за типовим проектом “Союздорпроект” випуск № 384/46. Балки повною довжиною 21,0 м, висотою 1,2 м. Робоча попередньо напружена арматура балок 7 пучків по 24 дротини діам. 5 мм класу В-II. Балки в поперечному напрямку об’єднані між собою по плиті монолітними залізобетонними ділянками. Відстань між осями балок 2,4 м.

Деформаційні шви закритого типу з металевими компенсаторами над усіма опорами.

Водовідвід з проїзної частини мосту передбачений за рахунок поздовжнього і поперечного ухилів. Водоочисні споруди відсутні.

Обпирання балок прогонових будов на опори виконано через гумово-металеві опорні частини розмірами 400 x 200 x 50 мм.

Крайні опори Оп.0 і Оп.7 мосту – залізобетонні, обсипні палеві опори із зворотними стінками на палевих фундаментах, з ригелем перерізом 0,70x1,50 м довжиною об'єднані залізобетонним ростверком висотою 0,8 м. На ригелях усіх опор влаштовано підферменники змінної висоти (від 90-100 мм під фасадними балками до 190-200 мм під середніми) для двохскатних поперечних ухилів проїзної частини.

Проміжні опори моста – залізобетонні збірні двохстійкові однорядні безростверкові опори за схемою 1x4,1 м, щооб'єднуються двохконсольним ригелем. Стійки проміжних опор діаметром 1,0 м. Залізобетонні ригеля перерізом 0,7x1,2 м довжиною 13,9 м. Виліт консоле ригелів – 2,2 м. Фундаменти проміжних опор – залізобетонні бурові стовпи діаметром 1,7 м (під кожную стійку).

На підходах мосту покриття проїзної частини асфальтобетонне. Перехідні плити на підходах довжиною 3 м. Огородження проїзної частини на підходах металеве стрічкове. Конуса берегових опор укріплені залізобетонними збірними плитами.

РОЗДІЛ 2

ДЕФЕКТИ ШТУЧНОЇ СПОРУДИ

Основні дефекти конструкцій мосту виникли в результаті воєнного вторгнення Росії в Україну у 2022 році, що стало причинами появи та подальшого розвитку дефектів, які кардинально впливають на вантажопідйомність та довговічність споруди, а також безпечний пропуск тимчасових рухомих навантажень .

Виявлені під час обстеження дефекти, пошкодження та недоліки у конструкціях мосту розглядались з точки зору їх впливу на загальну експлуатаційну надійність споруди.

Метою проведених досліджень являється виявлення тих дефектів та недоліків, які прямо чи побічно впливають на довговічність мосту, його несучу спроможність та подальшу безпечну експлуатацію.

Найбільш суттєві дефекти у конструкціях мосту, які впливають на його несучу здатність та безпечний пропуск автотранспорту наступні:

По мостовому полотну

Технічний стан мостового полотна мосту непрацездатний відповідає стану 5. Фактична товщина асфальтобетонного покриття на проїзній частині становить 8÷10 см. Фактична товщина асфальтобетонного покриття на тротуарах становить 3 см.

Мостове полотно споруди має наступні дефекти:

- руйнування конструкцій мостового полотна в наслідок вибуху в прогонах 0-1, 1- 2, 4-5;
- нанесення бруду та сміття, проростання рослин вздовж бордюрів тротуарів, проїзної частини мосту;
- тріщини на поверхні асфальтобетонного покриття проїзної частини усіх прогонів;
- тріщини на поверхні тротуарних блоків;

- руйнування залізобетонної поверхні парапетного огородження;
- руйнування асфальтобетонного покриття проїзної частини;
- руйнування гідроізоляції;
- сколи бетону з оголенням та корозією арматури на поверхні тротуарних блоків;
- руйнування тротуарних блоків в наслідок вибуху з верхового боку в прогоні 4-5, в прогоні 1-2;
- сколи бетону з оголенням та корозією арматури бар'єру безпеки та консолей тротуарних блоків;
- руйнування фарбового покриття та корозія металу перильного огородження;
- відсутність окремих секцій перильного огородження;
- погнутості та крен перильного огородження;
- крен стовпів освітлення з низового боку над опорою Оп-1, з верхового боку над опорою Оп-2, Оп-3;
- падіння стовпа освітлення в результаті вибуху з верхового боку над опорою Оп-1;
- корозія металу стовпів освітлення та їх закладних деталей;
- не герметичність та руйнування деформаційних швів над усіма опорами



Рисунок 2.1 – Проїзна частина мосту. Наслідки вибуху в прогоні 4-5



Рисунок 2.2 – Проїзна частина мосту. Наслідки вибуху над опорою Оп-1

По прогоновим будовам

Технічний стан прогонових будов мосту непрацездатний відповідає стану 5. Прогонова будова споруди має дефекти елементів конструкцій, що знижують несну здатність, та довговічність споруди. Основні дефекти виникли в результаті воєнного вторгнення росії в Україну в 2022 р. Частина дефектів викликана помилками будівельних робіт і незадовільним станом гідроізоляції та водовідведення з проїзної частини.

Основними дефектами прогонових будов є:

- повне руйнування перерізу балок прогонової будови (прогін 0-1: Б-3, Б-4; прогін 1-2: Б-3, Б-4; прогін 4-5: Б-1, Б-2);
- руйнування балок з відривом стінки від верхньої плити розтріскуванням бетону тіла балки (прогін 0-1: Б-1, Б-2, Б-5, Б-6; прогін 1-2: Б-1, Б-2, Б-5, Б-6; прогін 4-5: Б-3, Б-4);
- замокання та вилуговування бетону монолітних стиків між балками прогонових будов;
- тріщини корозійної природи на поверхні бетону монолітних стиків між балками прогонових будов;
- сколи бетону з оголенням та корозією арматури на поверхні бетону монолітних стиків між балками прогонових будов;
- локальні сколи бетону на поверхні бетону балок прогонової будови Б-6 прогону 3-4 і 4-5.



Рисунок 2.3 – Руйнування опори Оп-1 та балок прогонової будови 0-1 в наслідок вибуху.



Рисунок 2.4 – Руйнування опори Оп-1 та балок прогонової будови 1-2 в наслідок вибуху



Рисунок 2.5 – Руйнування опори Оп-1 та балок прогонової будови 1-2 в наслідок вибуху

По опорах

Технічний стан опор та опорних частин мосту відповідає стану 5 (не працездатний). Основні дефекти виникли в результаті воєнного вторгнення росії в Україну в 2022 р. Частина дефектів викликана помилками будівельних робіт і незадовільним станом гідроізоляції та водовідведення з проїзної частини.

При обстеженні опор та опорних частин моста були виявлені наступні недоліки та дефекти, що знижують несну здатність, надійність та довговічність споруди:

- руйнування конструкцій опори Оп-1 в результаті вибуху;
- встановлення стійки опори на буровий стовп із ексцентриситетом, нахил стійки (Стійка С1 опори Оп-2);
- випадіння опорних частин на опори Оп-0, Оп-1 з під балок прогонових будов в результаті вибуху;
- пошкодження стиків між ригелем опори Оп-4 та стійками (зсув ригеля по стійках опори в напрямку від епіцентру вибуху);
- нахил ригеля опори Оп-6 по довжині (різниця висотного положення консолей ригеля (11 см);
- ненормативне обпирання балок прогонових будов на ригеля проміжних опор Оп-4, Оп-5 (віддаль від краю балки і опорної частини до краю ригеля);
- замокання та вилуговування бетону на поверхні бетону ригелів та стійок опор;
- локальні сколи бетону на поверхні бетону ригелів та стійок опор;
- сколи бетону з оголенням та корозією арматури на поверхні бетону ригелів та стійок опор;
- руйнування тіла підферменника під балкою Б-4 на опорі Оп-7;
- тріщини корозійної природи на поверхні бетону ригелів та стійок опор;
- нанесення бруду та сміття на поверхні ригелів опор;
- старіння гуми, тріщини та розриви опорних частин.

Технічний стан фундаментів мосту відповідає стану 5 (не працездатний). За візуальними ознаками виявлено горизонтальне переміщення стійки С-2 опори Оп-1 в результаті вибуху. В наземній частині фундаменту опори відсутні ділянки з деформаціями та руйнуваннями бурового стовпа, що

дозволяє стверджувати про наявність руйнування основи фундаменту або руйнування бурового стовпа в заглибленій частині.



Рисунок 2.6 – Руйнування опори Оп-1 в наслідок вибуху.



Рисунок 2.7 – Випадання опорних частин в результаті вибуху в прогоні 0-1



Рисунок 2.8 – Встановлення стійки опори на буровий стовп із ексцентриситетом (Стійка С1 опори Оп- 2).



Рисунок 2.9 – Руйнування тіла підферменника на опорі Оп-7 підферменник під балкою Б-4

По підходам до споруди

Технічний стан підходів відповідає стану 4 (обмежено працездатний).

Поверхня асфальтобетону проїзної частини на підходах має тріщини, спостерігаються нерівності покриття. Бар'єрне огороження на підходах містить погнутості та пошкодження захисного фарбового покриття. З верхового боку мосту відсутнє сполучення тротуару з підходом над опорою Оп-0. Конуса берегових опор Оп-0 та Оп-7 мають ділянки із руйнуванням плит укріплення.



Рисунок 2.10 – Відсутнє сполучення тротуару з підходом з верхового боку мосту на опорі Оп-0

РОЗДІЛ 3

РОЗРОБКА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ КАПІТАЛЬНОГО РЕМОНТУ МОСТУ

3.1 Варіант 1

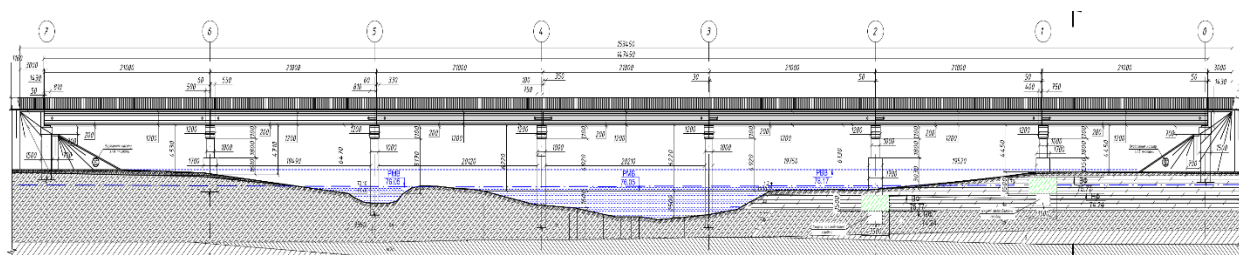


Рисунок 3.1 – Схема варіанта №1

Варіант №1- це ремонт за старою схемою 7х21.00 м та габаритом Г-11,8 м+2х1,6 м, загальною довжиною мосту 153.45 м.

У цьому варіанті капітального ремонту мосту планується замінити пошкоджені прогонові будови на попередньо напружені залізобетонні балки довжиною 21 м з висотою перерізу 1.2 м збірно-монолітних прогонових мостів та шляхопроводів виробництва «Союздорпроект» випуск 384/46 передбачається змінити конструкцію, щоб забезпечувати надійність конструкції під тимчасові вертикальні навантаження А11, НК-80.

Влаштування монолітної залізобетонної плити. Влаштування нових проміжних опор Оп-1 і Оп-2, а саме монолітного залізобетонного ростверку та зведення тіла опори, заміна ригеля. Фундамент залишається на існуючих залізобетонних бурових стовпах діаметром 1,7 м (під кожен стійку). Влаштування деформаційних швів.

Влаштування нових монолітних залізобетонних підферменників і нових гумових опорних частин.

Згідно першого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

- Влаштування залізобетонного ростверку на опорах Оп-1 і Оп-2
- Спорудження монолітних стійок на опорах Оп-1 і Оп-2
- Спорудження монолітних ригелів на опорах Оп-1 і Оп-2
- Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-5, Оп-7

- Улаштування гумових опорних частин на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-5, Оп-7
- Влаштування монолітних залізобетонних відкритків крайніх опор Оп-0 і Оп-7
- Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-7 стінок
- Заміна балок прогонові будови на нові залізобетонні у прогонах 0-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5
- Встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.
- Влаштування деформаційних швів.
- Улаштування нового конусу насипу.
- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.

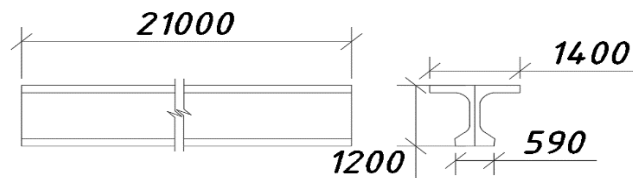


Рисунок 3.2 – Попередньо напружена залізобетонна балка 21 м

Визначення вартості варіанту №1 наведено в таблиці 3.1

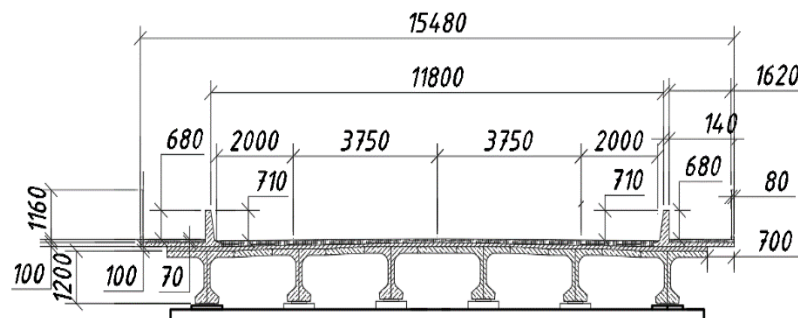


Рисунок 3.3 – Поперечний переріз прогонової споруди «Союздорпроект»

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг		Загальна вартість, грн.		Витрати праці робітників, люд.год.	
			Один.	Загально	Один.	Загально	Один.	Загально
	1. Підготовчі роботи							
1.1.Розбирання елементів існуючого мосту								
	Розбирання сипучих матеріалів							
1	Розбирання дорожнього покриття на шляхопроводі	м3	185.850	185.8 50	89.320	16600.122	0.590	109.65 2
2	Розбирання покриття тротуарів	м3	23.890	23.89 0	13.605	325.012	0.074	1.764
3	Розбирання основ на підходах в межах перехідних плит	м3	490.000	490.0 00	5.883	2882.719	0.038	18.375
4	Розбирання армованої стяжки прогонової будови	м3	436.500	436.5 00	588.310	256797.31 5	0.038	16.369
5	Розбирання поєднань балок прогонової будови	м3	110.250	110.2 50	45.417	50.072	0.213	23.472
6	Розбирання шафових стін та відкритків	м3	8.770	8.770	19.270	1.690	0.129	1.131
7	Розбирання укріплення конусів	м3	57.760	57.76 0	1284.000	741.638	0.230	13.285
8	Розбирання ригелів опори Оп-1	м3	11.200	11.20 0	3587.080	401.753	24.03 0	269.13 6
9	Розбирання капітелі опори Оп-1	м3	1.730	1.730	358708.0 00	6205.648	24.03 0	41.572
10	Розбирання стійок опор опори Оп-1	м3	4.240	4.240	3587.080	152.092	24.03 0	101.88 7
11	Фундаментні палі на опорі Оп-1	м3	17.350	17.35 0	89.320	15.497	0.590	10.237
12	Розбирання ригелів опори Оп-2	м3	11.200	11.20 0	358708.0 00	40175.296	24.03 0	269.13 6
13	Розбирання капітелі опори Оп-2	м3	1.730	1.730	3587.080	62.056	24.03 0	41.572
14	Розбирання стійок опор опори Оп-2	м3	4.240	4.240	3587.080	152.092	24.03 0	101.88 7
15	Фундаментні палі на опорі Оп-2	м3	29.000	29.00 0	89.320	2590.280	0.590	17.110
	Демонтаж об'ємних та штучних матеріалів							

16	Демонтаж перильного огороження на мосту 296 м.п	м.п .	296.000	296.000	1434.120	4244.995	0.082	24.183
17	Демонтаж кронштейнів опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	0.080	0.080	1049.000	83.920	5.617	0.449
18	Демонтаж опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	3.310	3.310	1049.000	3472.190	5.617	18.592
19	Демонтаж тротуарних блоків (збірно-монолітний залізобетон) 102 шт	м3	116.280	116.280	21.463	2495.753	0.116	13.477
20	Демонтаж деформаційних швів (прокат сталевий) 2 шт	м.п .	30.920	30.920	21.463	663.645	0.116	3.584
21	Демонтаж балок прогонової будови (пзбірний залізобетон) (у сміття) 18 шт	шт	18.000	18.000	4541.720	81750.960	21.290	383.220
22	Демонтаж балок прогонової будови (повторне вик.) 24 шт	шт	24.000	24.000	4541.720	109001.280	21.290	510.960
23	Демонтаж опорних частин ГОЧ	шт	84.000	84.000	454.172	38150.448	2.129	178.836
2.1 Крайні опори								
1	Влаштування монолітних залізобетонних відкріпків опор Оп-0 і Оп-7	м3	2.4	4.8	700.1819	3360.8731	2.34	11.232
2	Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-7 стінок	м3	8.6	17.2	700.1819	12043.129	2.34	40.248
3	Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорі Оп-0 і Оп-6 16 шт	м3	1.04	2.08	533.1279	1108.906	1.71	3.5568
4	Влаштування полімерцементного розчину під опорні частини на опорі Оп-0	кг	20.705	41.41	64.3	2662.663	0.485	20.08385
5	Установлення опорних частин на опорі Оп-0 і Оп-6 ГОЧ 40x20x5 см масою 10.5 кг 16 шт	шт	16	16	1076.3125	17221	0.485	7.76

6	Обмазування гарячим бітумом за 2 рази поверхонь, що стикаються з землею.	м2	90.3	90.3	9.7934	884.34402	0.061	54.210 29
2.2. Проміжні опори								
1	Улаштування щебеневої основи під	м3	4.9	4.9	19.895	97.484	0.133	0.007
2	Улаштування бетонної основи під фундаменти	м3	2.4	2.4	577.347	1385.634	3.029	0.073
3	Влаштування монолітного ростверку Оп-1 і Оп-2	м3	63	126	700.1819	88222.919	2.34	294.84
4	Влаштування монолітних стійок по 3 шт на опорах Оп-1 і Оп-2	м3	6.5	39	533.120	20791.680	1.710	66.690
5	Влаштування монолітного тіла опори Оп-1 і Оп-2	м3	1.4	8.4	700.1819	5881.528	2.34	19.656
6	Влаштування монолітного ригелю опор Оп-1 і Оп-2	м3	11.2	22.4	533.120	11941.888	1.710	38.304
7	Влаштування монолітних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-5, Оп-7	м3	1.04	7.28	533.1279	3881.171	1.71	12.449
8	Влаштування полімерцементного розчину під опорні частини	кг	41.41	82.82	64.3	5325.326	0.485	40.167 7
9	Установлення опорних частин на опорах Оп-1 і Оп-2 ГОЧ 40х20х5 см масою 10,5 кг	кг	10.5	588	1076.312 5	632871.75 0	0.485	285.18 0
10	Обмазування гарячим бітумом за 2 рази поверхонь, що стикаються з землею.	м2	95.3	190.6	9.7934	1866.622	0.061	11.684
2.3. Прогонова будова								
1	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=22,350 м стріловими кранами	шт	24	24	4541.720	109001.28 0	21.29 0	510.96 0
2	Монтаж міжбалкових плит							
	Плита П-1 маса плит - 0,13 т	шт	105	420	3179.204	1335265.6 80	21.29 0	8941.8 00

3	Заповнення отворів між плитою та балкою цементним розчином М300	м3	0.5	0.5	490.1273 3	245.06367	1.638	0.819
4	Улаштування монолітної залізобетонної плити прогонової будови	шт	4	4	700.1819	2800.7276	2.34	9.36
		м3	346.5	346.5				
5	Улаштування напиляємої гідроізоляції проїзної частини	м2	739.2	739.2	190.7	140965.44	1.27	938.78 4
6	Улаштування з монолітних залізобетонних тротуарів							
	Тротуар 1	м3	33.6	33.6	348.3535	11704.678	1.771	59.512 32
	Тротуар 2	м3	33.6	33.6	348.3535	11704.678	1.771	59.512 32
	Тротуар 3	м3	25.2	25.2	348.3535	8778.5082	1.771	44.634 24
	Тротуар 4	м3	25.2	25.2	348.3535	8778.5082	1.771	44.634 24
	Улаштування службового проходу							
	Службовий прохід 1	м3	21	21	348.3535	7315.4235	1.771	37.195 2
	Службовий прохід 2	м3	33.6	33.6	348.3535	11704.678	1.771	59.512 32
	Службовий прохід 3	м3	15.75	15.75	348.3535	5486.5676	1.771	27.896 4
	Службовий прохід 4	м3	15.75	15.75	348.3535	5486.5676	1.771	27.896 4
7	Улаштування деформаційних швів	шт	1	5	174.176 75	870.8837 5	0.886	4.428
8	Монтаж карнизних блоків МГ-26, Р=80 кг	шт	155	310	4087.548	1267139.8 80	21.29 0	6599.9 00
9	Установка бортових каменів гранітних (поперечний переріз 0.255 мх0.100 м)	шт	155	310	150.49	46651.9	1.13	350.3
10	Влаштування металевих бар'єрного огороження	м.п	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	8.9	17.8				
11	Влаштування металевих перильного огороження	м.п	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	14.05	28.1				

Всього: 4381181.062 грн

3.2 Варіант 2

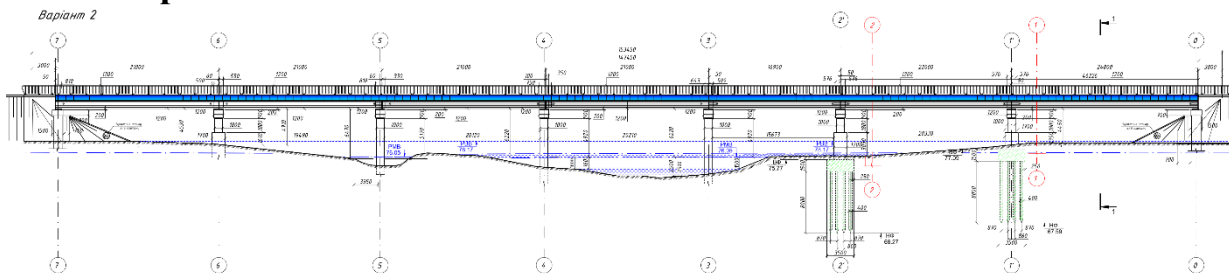


Рисунок 3.4 – Схема варіанта №2

Варіант №2- це міст за схемою $4 \times 21.00 + 16.90 + 22.00 + 24.00$ м. та габаритом $\Gamma-9,0$ м, спільна велосипедно-пішохідна доріжка $2,5$ м і службовий прохід $1,2$ м, загальною довжиною мосту 153.45 м.

У цьому варіанті капітального ремонту мосту планується замінити пошкоджені прогонові будови у прогонах 3-4 і 4-5 на попередньо напружені залізобетонні балки довжиною 21 м з висотою перерізу 1.2 м збірно-монолітних прогонових мостів та шляхопроводів виробництва «Союздорпроект» випуск 384/46 передбачається змінити конструкцію, щоб забезпечувати надійність конструкції під тимчасові вертикальні навантаження A_{11} , $HK-80$. У прогонах 3-2, 2-1 і 1-0 замінюють усі балки прогонів на попередньо напружені залізобетонні балки індивідуального проектування з довжинами балок 16.9 м і балки за типовим проектом ДП «Укрголовмостоекспертиза» м. Київ 22 м і 24 м.

Влаштування монолітної залізобетонної плити. Влаштування нових проміжних опор Оп-1 і Оп-2, а саме монолітного залізобетонного ростверку та зведення тіла опори, заміна ригеля. Фундамент з новими призматичними залізобетонними палями 0.4×0.4 м довжиною 8 м.

Влаштування нових монолітних залізобетонних підферменників і нових гумових опорних частин. Влаштування деформаційних швів.

Згідно другого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

- Забивка призматичних залізобетонних паль на опорах Оп-1 і Оп-2
- Влаштування залізобетонного ростверку на опорах Оп-1 і Оп-2
- Спорудження монолітних стійок на опорах Оп-1 і Оп-2

- Спорудження монолітних ригелів на опорах Оп-1 і Оп-2
- Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-5, Оп-7
- Улаштування гумових опорних частин на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-5, Оп-7
- Влаштування монолітних залізобетонних відкрيلків крайніх опор Оп-0 і Оп-7
- Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-7 стінок
- Заміна балок прогонові будови на нові залізобетонні у прогонах 0-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5
- Улаштування монолітної залізобетонної накладної плити.
- Влаштування деформаційних швів.
- Улаштування нового конусу насипу.
- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.

Визначення вартості варіанту №2 наведено в таблиці 3.2

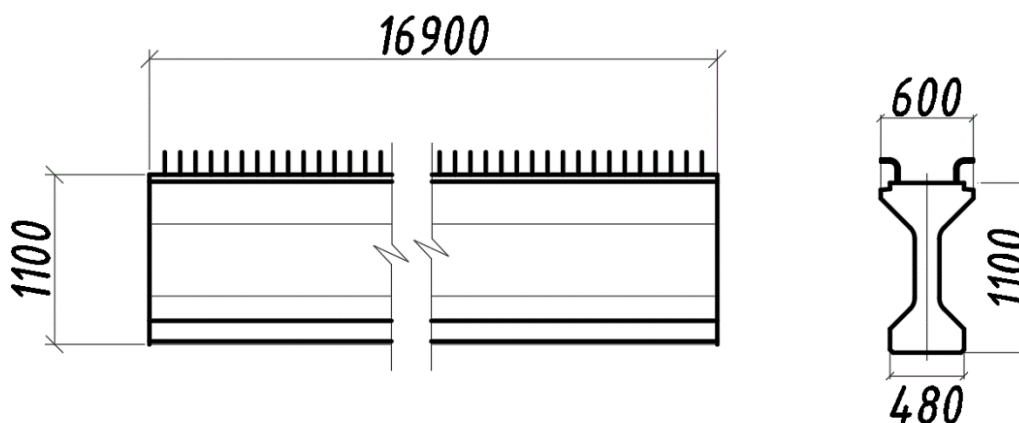


Рисунок 3.5 – Попередньо напружена залізобетонна балка 16.9 м

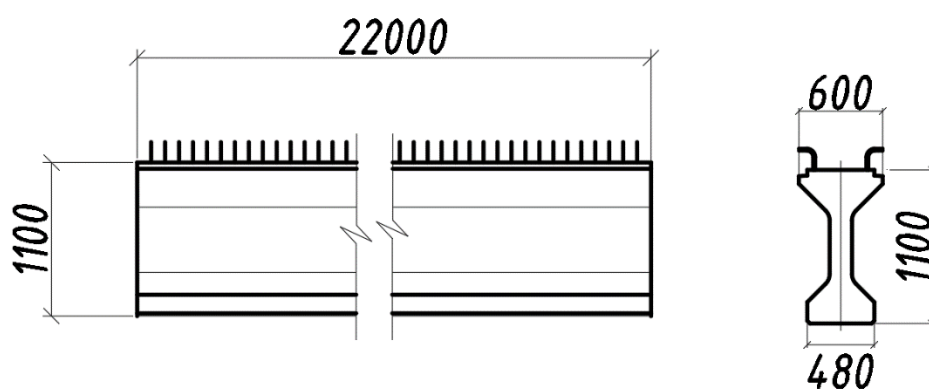


Рисунок 3.6 – Попередньо напружена залізобетонна балка 22м

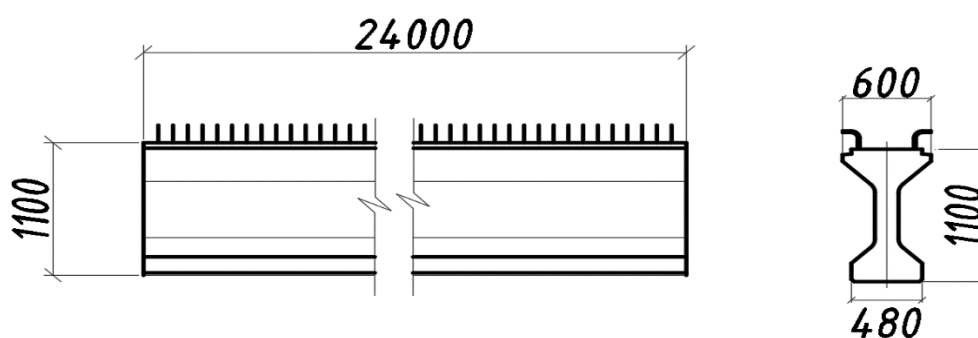


Рисунок 3.7 – Попередньо напружена залізобетонна балка 24м

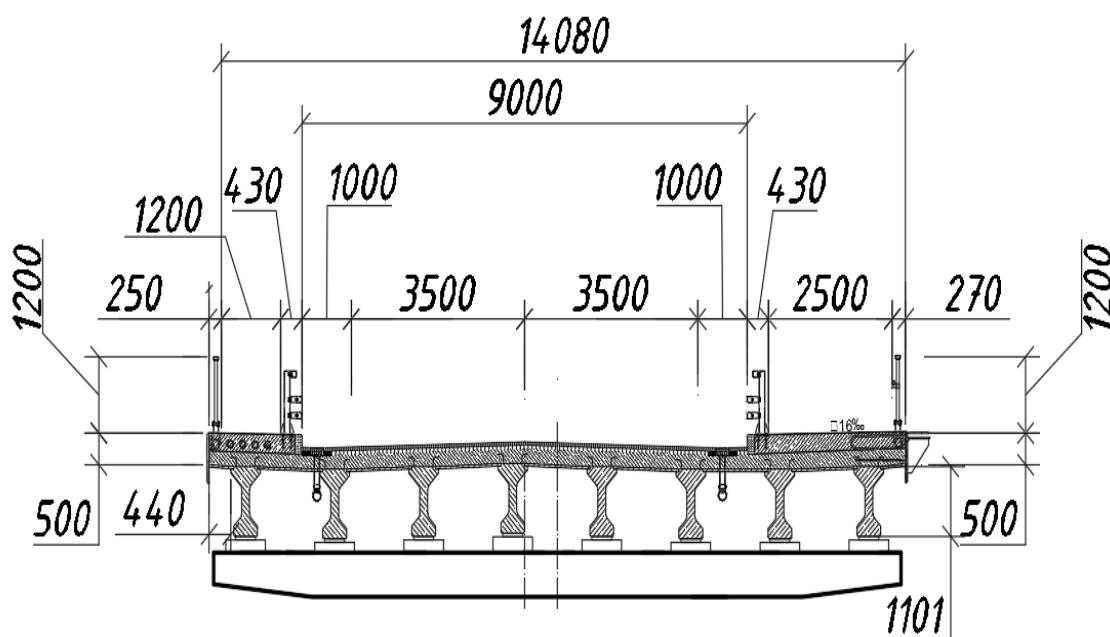


Рисунок 3.8 – Поперечний переріз прогонової споруди

Таблиця 3.2 – Визначення вартості матеріалів варіанту №2

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг		Загальна вартість, грн.		Витрати праці робітників, люд.год.	
			Один.	Загально	Один.	Загально	Один.	Загально
	1. Підготовчі роботи							
1.1.Розбирання елементів існуючого мосту								
Розбирання сипучих матеріалів								
1	Розбирання дорожнього покриття на шляхопроводі	м3	185.85 0	185.8 50	89.32 0	16600.122	0.590	109.652
2	Розбирання покриття тротуарів	м3	23.890	23.89 0	13.60 5	325.012	0.074	1.764
3	Розбирання основ на підходах в межах перехідних плит	м3	490.00 0	490.0 00	5.883	2882.719	0.038	18.375
4	Розбирання армованої стяжки прогонової будови	м3	436.50 0	436.5 00	588.3 10	256797.31 5	0.038	16.369
5	Розбирання поєднань балок прогонової будови	м3	110.25 0	110.2 50	45.41 7	50.072	0.213	23.472
6	Розбирання шафових стін та відкритків	м3	8.770	8.770	19.27 0	1.690	0.129	1.131
7	Розбирання укріплення конусів	м3	57.760	57.76 0	1284. 000	741.638	0.230	13.285
8	Розбирання ригелів опори Оп-1	м3	11.200	11.20 0	3587. 080	401.753	24.03 0	269.136
9	Розбирання капітелі опори Оп-1	м3	1.730	1.730	35870 8.000	6205.648	24.03 0	41.572
10	Розбирання стійок опор опори Оп-1	м3	4.240	4.240	3587. 080	152.092	24.03 0	101.887
11	Фундаментні палі на опорі Оп-1	м3	17.350	17.35 0	89.32 0	15.497	0.590	10.237
12	Розбирання ригелів опори Оп-2	м3	11.200	11.20 0	35870 8.000	40175.296	24.03 0	269.136
13	Розбирання капітелі опори Оп-2	м3	1.730	1.730	3587. 080	62.056	24.03 0	41.572
14	Розбирання стійок опор опори Оп-2	м3	4.240	4.240	3587. 080	152.092	24.03 0	101.887
15	Фундаментні палі на опорі Оп-2	м3	29.000	29.00 0	89.32 0	2590.280	0.590	17.110
	Демонтаж об'ємних та штучних матеріалів							

16	Демонтаж перильного огороження на мосту 296 м.п	м.п.	296.00 0	296.0 00	1434. 120	4244.995	0.082	24.183
17	Демонтаж кронштейнів опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	0.080	0.080	1049. 000	83.920	5.617	0.449
18	Демонтаж опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	3.310	3.310	1049. 000	3472.190	5.617	18.592
19	Демонтаж тротуарних блоків (збірно-монолітний залізобетон) 102 шт	м3	116.28 0	116.2 80	21.46 3	2495.753	0.116	13.477
20	Демонтаж деформаційних швів (прокат сталевий) 2 шт	м.п.	30.920	30.92 0	21.46 3	663.645	0.116	3.584
21	Демонтаж балок прогонової будови (пзбірний залізобетон) (у сміття) 18 шт	шт	18.000	18.00 0	4541. 720	81750.960	21.29 0	383.220
22	Демонтаж балок прогонової будови (повторне вик.) 24 шт	шт	24.000	24.00 0	4541. 720	109001.28 0	21.29 0	510.960
23	Демонтаж опорних частин ГОЧ	шт	84.000	84.00 0	454.1 72	38150.448	2.129	178.836
2.1 Крайні опори								
1	Влаштування монолітних залізобетонних відкритків опор Оп-0 і Оп-7	м3	2.4	4.8	700.1 819	3360.8731	2.34	11.232
2	Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-7 стінок	м3	8.6	17.2	700.1 819	12043.129	2.34	40.248
3	Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорі Оп-0 і Оп-6 16 шт	м3	1.04	2.08	533.1 279	1108.906	1.71	3.5568
4	Влаштування полімер-цементного розчину під опорні частини на опорі Оп-0	кг	20.705	41.41	64.3	2662.663	0.485	20.08385
5	Установлення опорних частин на	шт	16	16	1076. 3125	17221	0.485	7.76

	опорі Оп-0 і Оп-6 ГОЧ 40х20х5 см масою 10.5 кг 16 шт							
6	Обмазування гарячим бітумом за 2 рази поверхонь, що стикаються з землею.	м2	90.3	90.3	9.793 4	884.34402	0.061	54.21029
2.2. Проміжні опори								
1	Улаштування щебеневої основи під	м3	4.9	4.9	19.89 5	97.484	0.133	0.007
2	Улаштування бетонної основи під фундаменти	м3	2.4	2.4	577.3 47	1385.634	3.029	0.073
3	Влаштування залізобетонних паль 96 шт	м3	1.28	122.8 8	5.801	712.778	0.030	3.723
4	Влаштування монолітного ростверку Оп-1 і Оп- 2	м3	63	126	700.1 819	88222.919	2.34	294.84
5	Влаштування монолітних стійок по 3 шт на опорах Оп-1 і Оп-2	м3	6.5	39	533.1 20	20791.680	1.710	66.690
6	Влаштування монолітного тіла опори Оп-1 і Оп-2	м3	1.4	8.4	700.1 819	5881.528	2.34	19.656
7	Влаштування монолітного ригелю опор Оп-1 і Оп-2	м3	11.2	22.4	533.1 20	11941.888	1.710	38.304
8	Влаштування монолітних підферменників на опорах Оп-1, Оп-0, Оп-6	м3	1.04	4.16	533.1 279	2217.8121	1.71	7.1136
9	Влаштування монолітних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп- 2, Оп-3, Оп-4, Оп- 6, Оп-7	м3	1.04	7.28	533.1 279	3881.171	1.71	12.449
10	Влаштування полімер-цементного розчину під опорні частини	кг	41.41	41.41	64.3	2662.663	0.485	20.084
9	Установлення опорних частин на опорах ГОЧ 40х20х5 см	кг	10.5	588	1076. 3125	632871.75 0	0.485	285.180

	масою 10,5 кг							
2.3. Прогонова будова								
1	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=21 м стріловими кранами	шт	6	6	4541.720	27250.320	21.29 0	127.740
2	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=16.9 м стріловими кранами	шт	8	8	4542.720	36341.760	21.29 0	170.320
3	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=22 м стріловими кранами	шт	8	8	4543.720	36349.760	21.29 0	170.320
4	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=24 м стріловими кранами	шт	8	8	4544.720	36357.760	21.29 0	170.320
5	Монтаж міжбалкових плит							
	Плита П-1 маса плит - 0,13 т	шт	545	545	3179.204	1732666.180	21.29 0	11603.050
6	Заповнення отворів між плитою та балкою цементним розчином М300	м3	0.5	0.5	490.12733	245.06367	1.638	0.819
7	Улаштування монолітної залізобетонної плити прогонової будови	шт	4	4	700.1819	2800.7276	2.34	9.36
		м3	346.5	346.5				
8	Улаштування напиляємої гідроізоляції проїзної частини	м2	739.2	739.2	190.7	140965.44	1.27	938.784
9	Улаштування з монолітних залізобетонних тротуарів							
	Тротуар 1	м3	33.6	33.6	348.3535	11704.678	1.771	59.51232
	Тротуар 2	м3	33.6	33.6	348.3535	11704.678	1.771	59.51232
	Тротуар 3	м3	25.2	25.2	348.3535	8778.5082	1.771	44.63424
	Тротуар 4	м3	25.2	25.2	348.3535	8778.5082	1.771	44.63424

	Улаштування службового проходу							
	Службовий прохід 1	м3	21	21	348.3 535	7315.4235	1.771	37.1952
	Службовий прохід 2	м3	33.6	33.6	348.3 535	11704.678	1.771	59.51232
	Службовий прохід 3	м3	15.75	15.75	348.3 535	5486.5676	1.771	27.8964
	Службовий прохід 4	м3	15.75	15.75	348.3 535	5486.5676	1.771	27.8964
7	Улаштування деформаційних швів	шт	1	5	174.1 7675	870.88375	0.886	4.428
8	Монтаж карнизних блоків МГ-26, Р=80 кг	шт	155	310	4087. 548	1267139.8 80	21.29 0	6599.900
9	Установка бортових каменів гранітних (поперечний переріз (0.255 мх0.100 м))	шт	155	310	150.4 9	46651.9	1.13	350.3
10	Влаштування металевих бар'єрного огороження	м.п.	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	8.9	17.8				
11	Влаштування металевих перильного огороження	м.п.	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	14.05	28.1				

Всього: 4806592.659 грн

3.3 Варіант 3

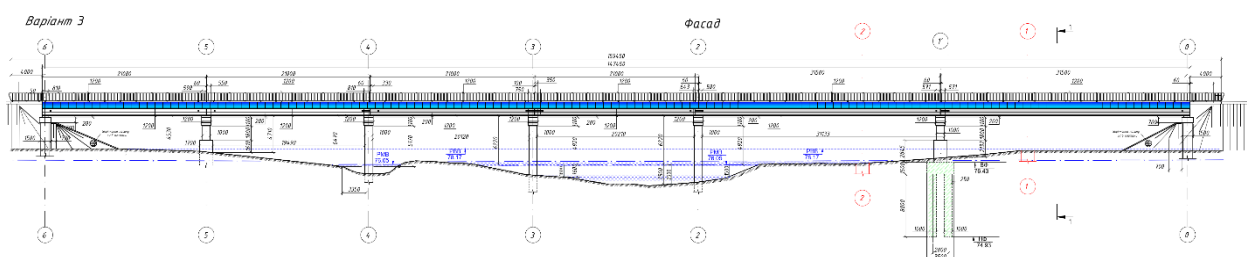


Рисунок 3.9 – Схема варіанта №3

Варіант №3- це міст за схемою 4х21,00 м+31.5 м габаритом Г-9,0 м, спільна велосипедно-пішохідна доріжка 2,5м і службовий прохід 1,2 м, загальною довжиною мосту 153.45 м.

У цьому варіанті капітального ремонту мосту планується замінити пошкоджені прогонові будови у прогонах 2-3 і 3-4 на попередньо напружені залізобетонні балки довжиною 21 м з висотою перерізу 1.2 м збірно-монолітних прогонових мостів та шляхопроводів виробництва «Союздорпроект» випуск 384/46 передбачається змінити конструкцію, щоб забезпечувати надійність конструкції під тимчасові вертикальні навантаження А11, НК-80.

У прогонах 2-1 і 1-0 замінюють усі балки прогонів на попередньо напружені залізобетонні балки індивідуального проектування з довжиною балок 31.5 м.

Влаштування монолітної залізобетонної плити. Демонтаж проміжних опор Оп-1 і Оп-2 і влаштування нової опори Оп-1 на новомі місці, влаштування монолітного залізобетонного ростверку та зведення тіла опори, заміна ригеля. Фундамент з новими залізобетонними буровими стовпами діаметром 1 м і довжиною 8 м. Влаштування деформаційних швів.

Влаштування нових монолітних залізобетонних підферменників і нових гумових опорних частин.

Згідно першого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

- Улаштування буронабивних залізобетонних паль на опорах Оп-1
- Влаштування залізобетонного ростверку на опорі Оп-1
- Спорудження монолітних стійок на опорі Оп-1
- Спорудження монолітних ригелів на опорі Оп-1
- Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-6
- Улаштування гумових опорних частин на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-6
- Влаштування монолітних залізобетонних відкрилків крайніх опор Оп-0, Оп-6
- Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-6 стінок

- Заміна балок прогонові будови на нові залізобетонні у прогонах 0-1,1-2,2-3,3-4
- Встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.
- Влаштування деформаційних швів.
- Улаштування нового конусу насипу.
- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огородження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.

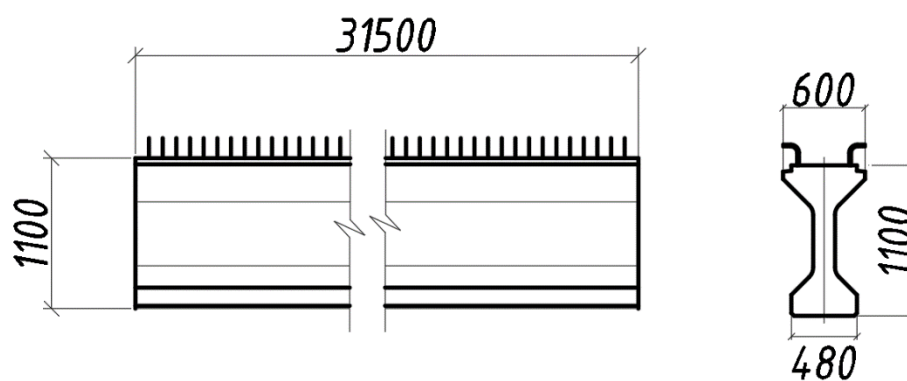


Рисунок 3.10 – Попередньо напружена залізобетонна балка 31.5м

Визначення вартості варіанту №3 наведено в таблиці 3.2

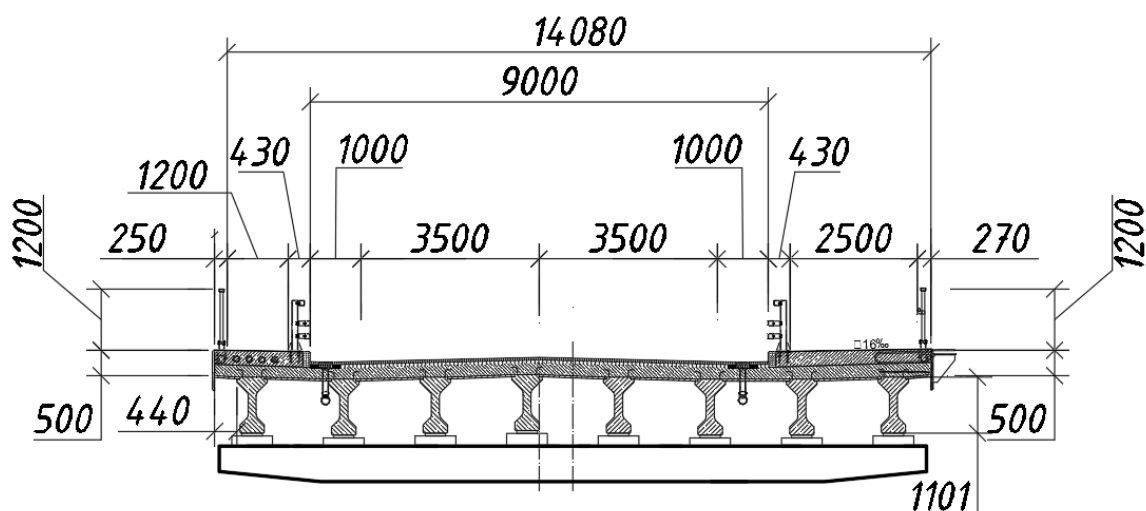


Рисунок 3.11 – Поперечний переріз прогонової споруди

Таблиця 3.3 – Визначення вартості матеріалів варіанту №3

№ п/ п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг		Загальна вартість, грн.		Витрати праці робітників, люд.год.	
			Один.	Загально	Один.	Загально	Один.	Загально
	1. Підготовчі роботи							
1.1.Розбирання елементів існуючого мосту								
Розбирання сипучих матеріалів								
1	Розбирання дорожнього покриття на шляхопроводі	м3	185.85 0	185.85 0	89.320	16600.12 2	0.590	109.652
2	Розбирання покриття тротуарів	м3	23.890	23.890	13.605	325.012	0.074	1.764
3	Розбирання основ на підходах в межах перехідних плит	м3	490.00 0	490.00 0	5.883	2882.719	0.038	18.375
4	Розбирання армованої стяжки прогонової будови	м3	436.50 0	436.50 0	588.31 0	256797.3 15	0.038	16.369
5	Розбирання поєднань балок прогонової будови	м3	110.25 0	110.25 0	45.417	50.072	0.213	23.472
6	Розбирання шафових стін та відкритків	м3	8.770	8.770	19.270	1.690	0.129	1.131
7	Розбирання укріплення конусів	м3	57.760	57.760	1284.0 00	741.638	0.230	13.285
8	Розбирання ригелів опори Оп-1	м3	11.200	11.200	3587.0 80	401.753	24.03 0	269.136
9	Розбирання капітелі опори Оп-1	м3	1.730	1.730	35870 8.000	6205.648	24.03 0	41.572
10	Розбирання стійок опор опори Оп-1	м3	4.240	4.240	3587.0 80	152.092	24.03 0	101.887
11	Фундаментні палі на опорі Оп-1	м3	17.350	17.350	89.320	15.497	0.590	10.237
12	Розбирання ригелів опори Оп-2	м3	11.200	11.200	35870 8.000	40175.29 6	24.03 0	269.136
13	Розбирання капітелі опори Оп-2	м3	1.730	1.730	3587.0 80	62.056	24.03 0	41.572

14	Розбирання стійок опор опори Оп-2	м3	4.240	4.240	3587.080	152.092	24.030	101.887
15	Фундаментні палі на опорі Оп-2	м3	29.000	29.000	89.320	2590.280	0.590	17.110
	Демонтаж об'ємних та штучних матеріалів							
16	Демонтаж перильного огороження на мосту 296 м.п	м.п	296.000	296.000	1434.120	4244.995	0.082	24.183
17	Демонтаж кронштейнів опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	0.080	0.080	1049.000	83.920	5.617	0.449
18	Демонтаж опор освітлення (прокат сталевий) 12 шт	т	3.310	3.310	1049.000	3472.190	5.617	18.592
19	Демонтаж тротуарних блоків (збірно-монолітний залізобетон) 102 шт	м3	116.280	116.280	21.463	2495.753	0.116	13.477
20	Демонтаж деформаційних швів (прокат сталевий) 2 шт	м.п.	30.920	30.920	21.463	663.645	0.116	3.584
21	Демонтаж балок прогонової будови (пзбірний залізобетон) (у сміття) 18 шт	шт	18.000	18.000	4541.720	81750.960	21.290	383.220
22	Демонтаж балок прогонової будови (повторне вик.) 24 шт	шт	24.000	24.000	4541.720	109001.280	21.290	510.960
23	Демонтаж опорних частин ГОЧ	шт	84.000	84.000	454.172	38150.448	2.129	178.836
2.1 Крайні опори								
1	Влаштування монолітних залізобетонних відкритків опрор Оп-0 і	м3	2.4	4.8	700.1819	3360.8731	2.34	11.232

	Оп-6							
2	Улаштування монолітної залізобетонних шафових Оп-0 і Оп-6 стінок	м3	8.6	17.2	700.18 19	12043.129	2.34	40.248
3	Улаштування монолітних залізобетонних підферменників на опорі Оп-0 і Оп-6 16 шт	м3	1.04	2.08	533.12 79	1108.906	1.71	3.5568
4	Влаштування полімер-цементного розчину під опорні частини на опорі Оп-0	кг	20.705	41.41	64.3	2662.663	0.485	20.08385
5	Установлення опорних частин на опорі Оп-0 і Оп-6 ГОЧ 40х20х5 см масою 10.5 кг 16 шт	шт	16	16	1076.3 125	17221	0.485	7.76
6	Обмазування гарячим бітумом за 2 рази поверхонь, що стикаються з землею.	м2	90.3	90.3	9.7934	884.34402	0.061	54.21029
2.2. Проміжні опори								
1	Улаштування щебеневі основи під	м3	4.9	4.9	19.895	97.484	0.133	0.007
2	Улаштування бетонної основи під фундаменти	м3	2.4	2.4	577.34 7	1385.634	3.029	0.073
3	Влаштування буронабивних паль 12 шт	м3	6.3	75.6	5.801	438.525	0.030	2.291
4	Влаштування монолітного ростверку	м3	63	63	700.18 19	44111.46	2.34	147.42
5	Влаштування монолітних стійок 3 шт	м3	6.5	19.5	533.12 0	10395.840	1.710	33.345
6	Влаштування монолітного тіла опори	м3	1.4	4.2	700.18 19	2940.764	2.34	9.828
7	Влаштування монолітного ригелю	м3	11.2	11.2	533.12 0	5970.944	1.710	19.152
8	Влаштування монолітних підферменників на опорах Оп-0, Оп-1, Оп-2, Оп-3, Оп-4, Оп-6	м3	1.04	6.24	533.12	3326.71	1.71	10.67

9	Влаштування полімер-цементного розчину під опорні частини	кг	41.41	41.41	64.3	2662.663	0.485	20.08385
10	Установлення опорних частин на опорах ГОЧ 40х20х5 см масою 10,5 кг	кг	10.5	504	1076.3	542461.5	0.485	244.44
9	Обмазування гарячим бітумом за 2 рази поверхонь, що стикаються з землею.	м2	95.3	95.3	9.7934	933.31102	0.061	57.21197
2.3. Прогонова будова								
1	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=21 м стріловими кранами	шт	6	6	4541.7 20	27250.32 0	21.29 0	127.740
2	Монтаж залізобетонних балок прогонової будови L=31.5 м стріловими кранами	шт	16	16	4542.7 20	72683.52 0	21.29 0	340.640
3	Монтаж міжбалкових плит							
	Плита П-1 маса плит - 0,13 т	шт	511	511	3179.2 04	1624573. 244	21.29 0	10879.19 0
	Плита П-2 маса плит - 0,125 т	шт	14	28	3179.2 04	89017.71 2	21.29 0	596.120
4	Заповнення отворів між плитою та балкою цементним розчином М300	м3	0.5	0.5	490.12 733	245.06367	1.638	0.819
5	Улаштування монолітної залізобетонної плити прогонової будови	шт	4	4	700.18 19	2800.7276	2.34	9.36
		м3	346.5	346.5				
6	Улаштування напиляємої гідроізоляції проїзної частини	м2	739.2	739.2	190.7	140965.44	1.27	938.784
7	Улаштування з монолітних залізобетонних тротуарів							
	Тротуар 1	м3	33.6	33.6	348.35 35	11704.678	1.771	59.51232
	Тротуар 2	м3	33.6	33.6	348.35 35	11704.678	1.771	59.51232
	Тротуар 3	м3	25.2	25.2	348.35	8778.5082	1.771	44.63424

					35			
	Тротуар 4	м3	25.2	25.2	348.35 35	8778.5082	1.771	44.63424
	Улаштування службового проходу							
	Службовий прохід 1	м3	21	21	348.35 35	7315.4235	1.771	37.1952
	Службовий прохід 2	м3	33.6	33.6	348.35 35	11704.678	1.771	59.51232
	Службовий прохід 3	м3	15.75	15.75	348.35 35	5486.5676	1.771	27.8964
	Службовий прохід 4	м3	15.75	15.75	348.35 35	5486.5676	1.771	27.8964
7	Улаштування деформаційних швів	шт	1	4	174.17 675	696.707	0.886	3.5424
8	Монтаж карнизних блоків МГ-26, Р=80 кг	шт	155	310	4087.5 48	1267139. 880	21.29 0	6599.900
9	Установка бортових каменів гранітних(поперечний переріз (0.255 мх0.100 м)	шт	155	310	150.49	46651.9	1.13	350.3
10	Влаштування металевого бар'єрного огородження	м.п .	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	8.9	17.8				
11	Влаштування металевого перильного огородження	м.п .	155	310	53.84	16689.935	0.313	97.05
		т	14.05	28.1				

Всього: 4595386.225 грн

3.4 Порівняння варіантів

Таблиця 3.4 – Техніко-економічне порівняння

№	Найменування	Од. Виміру	Варіант №1	Варіант №2	Варіант №3
1	Схема мосту	м	7x21,00	4x21,00+16,90 +22,00+24,00	4x21,00 м+31.5
2	Демонтажні роботи	т+м3	567016.4746	567016.4746	567016.4746
3	Збірні залізобетонні палі	шт	-	712.777728	-
4	Буронабивні стовпи	шт	-	-	438.52536
5	Монолітні опори	м3	130719.1865	130719.1865	66745.72578
6	Установлення опорних частин на опорах ГОЧ	кг	632871.75	632871.75	17221
7	Нові балки прогонової будови	шт	109001.28	136299.6	99933.84
8	Улаштування монолітної плити	м3	2800.7276	2800.7276	2800.7276
9	Улаштування деформаційних швів	шт	870.88375	870.88375	696.707
10	Улаштування бар'єрного огородження	м.п	16689.935	16689.935	16689.935
11	Улаштування перильного огородження	м.п.	16689.935	16689.935	16689.935
12	Влаштування монолітних залізобетонних відкритків	м3	3360.87312	3360.87312	3360.87312
13	Улаштування монолітної залізобетонних шафових стінок	м3	12043.12868	12043.12868	12043.12868
14	Проектний строк служби мосту	років	30	100	100
15	Проектне навантаження	кН	A11,НК-80	A11,НК-80	AK11,НК-80
16	Орієнтована вартість	грн	4381181.062	4806592.659	4595386.225

3.5 Висновок

Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів бачимо, що найбільше вигідний з точки зору вартості матеріалів є перший варіант. Для подальшого проектування обираємо третій варіант, який є більш надійним за рахунок повної заміни фундаменту і є більш практичним в умовах експлуатації

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Визначення зусиль у плиті

Плита являє собою суцільну конструкцію, яка омонолічується з головними балками та утримує мостове полотно. Згідно з конструкцією попередньо напруженої прогонової будови плита безпосередньо обпирається на головні балки з обох сторін. Тому розрахункова схема плити являє собою балку на двох опорах (див. Рисунок 2.1).

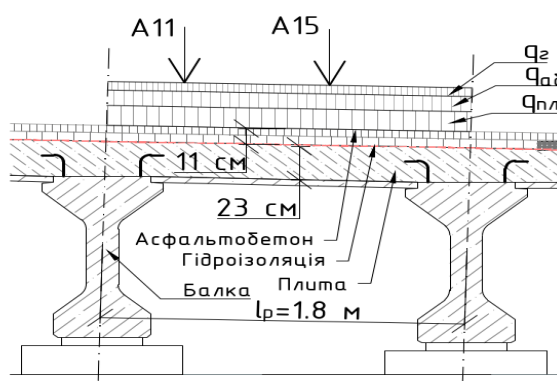


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема плити

Для подальших перевірок за граничними станами обох груп потрібні три групи зусиль – зусилля із розрахунку на міцність, на витривалість, на тріщиностійкість.

Розрахунок ведемо на 1.8 м погонної довжини прогонової будови:

$$l_p = 1.8 \text{ м} \quad (4.1)$$

Товщини елементів складають:

$$h_{пл} = 0.23 \text{ м} \quad (4.2)$$

$$h_{аб} = 0.11 \text{ м} \quad (4.3)$$

$$h_r = 0.005 \text{ м} \quad (2.4)$$

Визначаємо нормативні значення навантажень, що позначені на розрахунковій схемі (рис. 2.1). Нормативне навантаження від власної асфальтобетону:

$$q_{a\bar{o}}^H = \square_{a\bar{o}} \cdot \gamma_{a\bar{o}} = 0.11 \cdot 22 = 2.42 \text{ кН/м} \quad (4.5)$$

Розрахункове навантаження від власної асфальтобетону:

$$q_{a\bar{o}}^P = q_{a\bar{o}}^H \cdot \gamma_f = 2.42 \cdot 2 = 4.84 \text{ кН/м} \quad (4.6)$$

де

$\square_{a\bar{o}} = 0.11 \text{ м}$ – товщину асфальтобетону;

$\gamma_{a\bar{o}} = 22 \text{ кН}$ – питома вага асфальтобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт міцності.

Нормативне навантаження від власної гідроізоляції:

$$q_z^H = \square_z \cdot \gamma_z = 0.005 \cdot 15 = 0.075 \text{ кН/м} \quad (4.7)$$

Розрахункове навантаження від власної гідроізоляції:

$$q_z^P = q_z^H \cdot \gamma_f = 0.075 \cdot 2 = 0.15 \text{ кН/м} \quad (4.8)$$

де

$\square_z = 0.005 \text{ м}$ – товщину асфальтобетону;

$\gamma_z = 15 \text{ кН}$ – питома вага асфальтобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт міцності.

Нормативне навантаження від власної ваги плити:

$$q_{n\bar{l}}^H = \square_{n\bar{l}} \cdot \gamma_{зб} = 0.23 \cdot 25 = 5.75 \text{ кН/м} \quad (4.9)$$

Розрахункове навантаження від власної ваги плити:

$$q_{n\bar{l}}^P = q_{n\bar{l}}^H \cdot \gamma_f = 5.75 \cdot 2 = 7.188 \text{ кН/м} \quad (4.10)$$

де

$\square_{n\bar{l}} = 0.23 \text{ м}$ – товщину плити;

$\gamma_{зб} = 25 \text{ кН}$ – питома вага залізобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт міцності.

Нормативне навантаження від власної ваги плити з мостовим полотном:

$$q_{nl}^H = q_{a\bar{b}}^H + q_z^H + q_{nl}^{H'} = 2.42 + 0.075 + 5.75 = 8.245 \text{ кН/м} \quad (4.11)$$

Розрахункове навантаження від власної ваги плити з мостовим полотном :

$$q_{nl}^p = q_{a\bar{b}}^p + q_z^p + q_{nl}^{p'} = 4.84 + 0.15 + 7.188 = 12.178 \text{ кН/м} \quad (4.12)$$

Момент від нормативного навантаження власної ваги у плиті:

$$M_{пл}^H = \frac{q_{nl}^H \cdot l_p^2}{8} = \frac{8.245 \cdot 1.8^2}{8} = 3.339 \text{ кНм} \quad (4.13)$$

Момент від розрахункового навантаження власної ваги у плиті:

$$M_{пл}^p = \frac{q_{nl}^p \cdot l_p^2}{8} = \frac{12.178 \cdot 1.8^2}{8} = 4.932 \text{ кНм} \quad (4.14)$$

Нормативне значення еквівалентного тимчасового навантаження з урахуванням площадки розподілення навантаження по поверхні плити:

$$q_{nl}^H = \frac{v^H \cdot 15}{b_1} = \frac{7.35}{0.82} = 8.963 \text{ кН/м} \quad (4.15)$$

де

$$v^H = \frac{0.98 \cdot 15}{2} = 7.35 \text{ кНм} - \text{еквівалентне тимчасове навантаження};$$

15 - це навантаження на смугу АК15;

$$b_1 = b + 2 \cdot \square_{a\bar{b}} = 0.82 \text{ м} - \text{ширина розподілення навантаження};$$

$b = 0.6 \text{ м}$ $a = 0.2 \text{ м}$ – відбиток колеса, розподіленого на a і в під кутом 45 град.

Визначення розподіленого навантаження:

$$q^v = \frac{v^H}{b_1} = \frac{7.35}{0.82} = 8.963 \text{ кН/м} \quad (4.16)$$

$$q^p = \frac{P^H}{a_1 \cdot b_1} = \frac{73.575}{1.02 \cdot 0.82} = 87.96 \text{ кН/м} \quad (4.17)$$

$$q_v^p = \frac{P^v}{a_{11} \cdot b_1} = \frac{73.575}{1.2 \cdot 0.82} = 74.771 \text{ кН/м} \quad (4.18)$$

де

$$P^H = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{ кНм} \text{ і } P^v = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{ кНм} - \text{зусилля колісної}$$

пари;

$a_1 = a + 2 \cdot \square_{a\delta} = 1.02 \text{ м}$ і $a_{11} = \frac{2 \cdot l_p}{3} = 1.2 \text{ м}$ - ширина розподілення навантаження;

Варіант 1

Колесо навантаження А11 в середині розрахункової довжини (див. Рисунок 2.2)

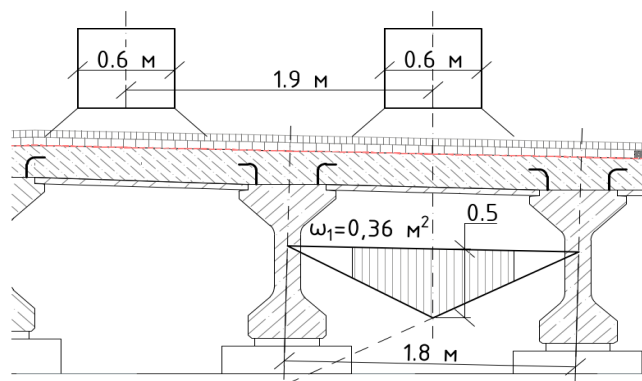


Рисунок 4.2 – Розрахункова схема плити за варіантом 1

Площа лінії впливу:

$$\omega_1 = 1 \cdot 0.22 + \left(0.28 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.5\right) \cdot 2 = 0.36 \text{ м}^2 \quad (4.19)$$

Нормативний момент:

$$\begin{aligned} M_1^H &= (q^v + q^p) \cdot \omega_1 + M_{пл}^H = \\ &= (8.963 + 87.96) \cdot 0.36 + 3.339 = 38.234 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.20)$$

Розрахунковий момент:

$$\begin{aligned} M_1^p &= (q^v \cdot \gamma_v + q^p \cdot (1 + \mu p) \cdot \gamma_{vp}) \cdot \omega_1 + M_{пл}^p \\ &= (8.963 \cdot 1.5 + 87.96 \cdot (1 + 0.3) \cdot 1.5) \cdot 0.36 + 4.932 = 71.524 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.21)$$

де

$\gamma_v = 1.5, \gamma_{vp} = 1.5, \mu p = 0.3$ – коефіцієнти розрахунку на міцність.

Моменти розрахунку на витривалість:

$$M_{1max}^v = q_v^p \cdot \omega_1 + M_{пл}^H = 74.771 \cdot 0.36 + 3.339 = 30.257 \text{ кНм} \quad (4.22)$$

$$M_{1min}^v = M_{пл}^H = 3.339 \text{ кНм} \quad (4.23)$$

Варіант 2

Колеса навантаження А15 розташовані з обидва боки розрахункової довжини (див. Рисунок 2.3)

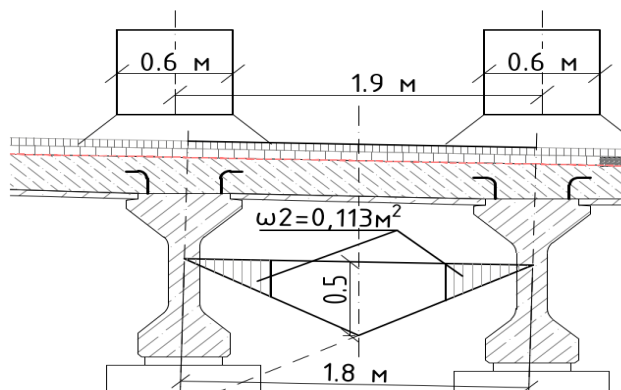


Рисунок 4.3 – Розрахункова схема плити за варіантом 2

Площа лінії впливу:

$$\omega_2 = \left(0.25 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.45\right) \cdot 2 = 0.113 \text{ м}^2 \quad (4.24)$$

Нормативний момент:

$$M_2^H = (q^v + q^p) \cdot \omega_2 + M_{пл}^H = \quad (4.25)$$

$$(8.963 + 87.96) \cdot 0.113 + 3.339 = 14.244 \text{ кНм}$$

Розрахунковий момент:

$$M_2^p = (q^v \cdot \gamma_v + q^p \cdot (1 + \mu p) \cdot \gamma_{vp}) \cdot \omega_2 + M_{пл}^p \quad (4.26)$$

$$= (8.963 \cdot 1.5 + 87.96 \cdot (1 + 0.3) \cdot 1.5) \cdot 0.113 + 4.932 = 25.742 \text{ кНм}$$

де

$\gamma_v = 1.5, \gamma_{vp} = 1.5, \mu p = 0.3$ – коефіцієнти розрахунку на міцність.

Моменти розрахунку на витривалість:

$$M_{2max}^v = q_v^p \cdot \omega_2 + M_{пл}^H = 74.771 \cdot 0.113 + 3.339 = 11.751 \text{ кНм} \quad (4.27)$$

$$M_{2min}^v = M_{пл}^H = 3.339 \text{ кНм} \quad (4.28)$$

Варіант 3

Колеса навантаження А15 розташовані на краю розрахункової довжини для визначення поперечної сили (див. Рисунок 2.4)

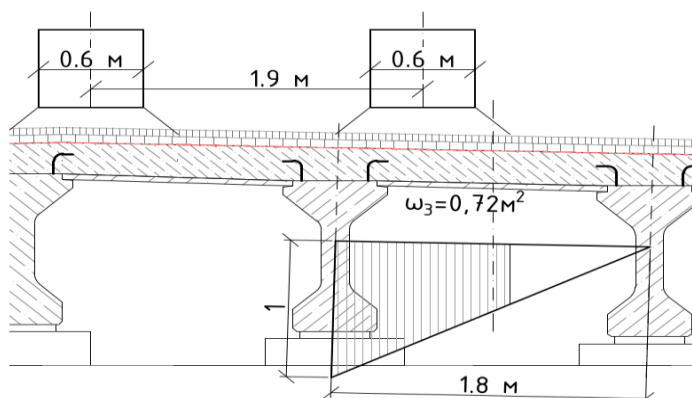


Рисунок 4.4 – Розрахункова схема плити за варіантом 3

Площа лінії впливу:

$$\omega_3 = 0.44 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.56 \cdot 1 = 0.72 \text{ м}^2 \quad (4.29)$$

Нормативна поперечна сила:

$$\begin{aligned} Q_3^H &= (q^v + q^p) \cdot \omega_3 + q_{nl}^H \cdot 0.5 \cdot l_p \\ &= (8.963 + 87.96) \cdot 0.72 + 8.245 \cdot 0.5 \cdot 1.8 = 77.21 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.30)$$

Розрахункова поперечна сила:

$$\begin{aligned} Q_3^p &= (q^v \cdot \gamma_v + q^p \cdot (1 + \mu p) \cdot \gamma_{vp}) \cdot \omega_3 + q_{nl}^p \cdot 0.5 \cdot l_p \\ &= (8.963 \cdot 1.5 + 87.96 \cdot (1 + 0.3) \cdot 1.5) \cdot 0.72 + 12.178 \cdot 1.8 = 144.14 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.30)$$

де

$\gamma_v = 1.5, \gamma_{vp} = 1.5, \mu p = 0.3$ – коефіцієнти розрахунку на міцність.

Варіант 4

Колесо навантаження НК в середині розрахункової довжини

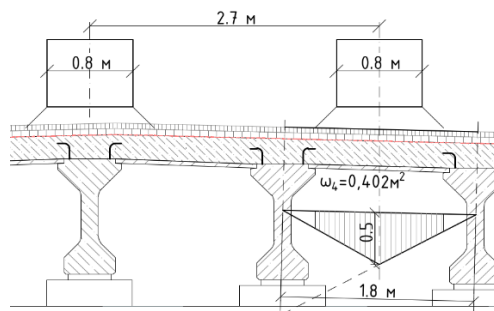


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема плити за варіантом 5

Площа лінії впливу:

$$\omega_4 = 1.2 \cdot 0.17 + \left(\frac{1}{2} \cdot 0.33 \cdot 0.6\right) \cdot 2 = 0.402 \text{ м}^2 \quad (4.31)$$

Визначення розподіленого навантаження:

$$q^{\text{НК}} = \frac{4 \cdot l_p}{a_2 \cdot b_2} = \frac{4 \cdot 1.8}{4.8 \cdot 1.02} = 100.082 \text{ кН/м} \quad (4.32)$$

де

$$a_2 = 3 \cdot 1.2 + \frac{2 \cdot l_p}{3} = 4.8 \text{ м і } b_2 = 0.8 + 2 \cdot \square_{ab} = 1.02 \text{ - ширина}$$

розподілення навантаження;

Нормативний момент:

$$\begin{aligned} M_4^{\text{н}} &= q^{\text{НК}} \cdot \omega_4 + M_{\text{пл}}^{\text{н}} = \\ &= 100.082 \cdot 0.402 + 3.339 = 43.572 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.33)$$

Розрахунковий момент:

$$\begin{aligned} M_4^{\text{р}} &= q^{\text{НК}} \cdot \omega_4 + M_{\text{пл}}^{\text{р}} = \\ &= 100.082 \cdot 0.402 + 4.932 = 45.165 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.34)$$

Варіант 5

Колеса навантаження НК розташовані на краю розрахункової довжини для визначення поперечної сили (див. Рисунок 2.6)

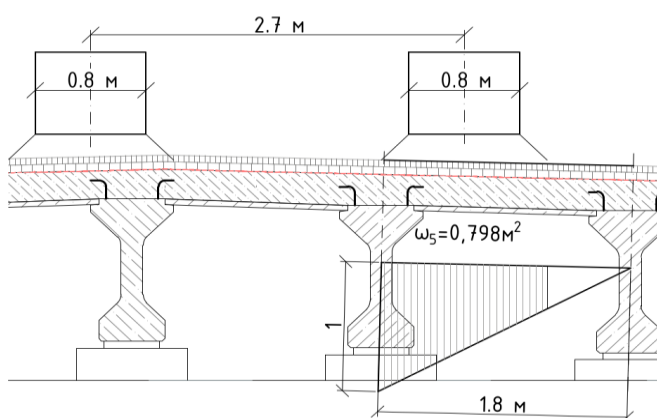


Рисунок 4.6 – Розрахункова схема плити за варіантом 5

Площа лінії впливу:

$$\omega_5 = 0.33 \cdot 1.2 + \frac{1}{2} \cdot 0.67 \cdot 1.2 = 0.798 \text{ м}^2 \quad (4.35)$$

Нормативна поперечна сила:

$$\begin{aligned} Q_3^H &= q^{HK} \cdot \omega_5 + q_{nl}^H \cdot 0.5 \cdot l_p \\ &= 100.082 \cdot 0.72 + 8.245 \cdot 0.5 \cdot 1.8 = 87.286 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.36)$$

Розрахункова поперечна сила:

$$\begin{aligned} Q_3^P &= q^{HK} \cdot \omega_5 + q_{nl}^P \cdot 0.5 \cdot l_p \\ &= 100.082 \cdot 0.72 + 12.178 \cdot 0.5 \cdot 1.8 = 90.825 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (4.36)$$

Таблиця 4.1 – Зведені зусилля

Тип розрахунку	Варіант перевірки				
	1	2	3	4	5
на міцність	M_1^H $= 38.234 \text{ кНм}$	M_2^H $= 14.244 \text{ кНм}$	$Q_3^H = 77.21 \text{ кНм}$	M_4^H $= 43.572 \text{ кНм}$	Q_5^H $= 87.286 \text{ кНм}$
	M_1^P $= 71.524 \text{ кНм}$	M_2^P $= 25.742 \text{ кНм}$	$Q_3^P = 144.14 \text{ кНм}$	M_4^P $= 45.165 \text{ кНм}$	Q_5^P $= 90.825 \text{ кНм}$
на витривалість	M_1^V $= 30.257 \text{ кНм}$	$M_2^V = 11.751 \text{ кНм}$			

Підбір перерізу плити

Форма поперечного перерізу плити прямокутна, тому використовуємо загальні положення розрахунку залізобетонних елементів прямокутного перерізу, що працюють в умовах згину. Задаємось коефіцієнтом армування в межах 0,008...0,01.

Розраховуємо плиту як защимлену. Знаходимо зусилля:

$$I_k = \frac{1}{3} \cdot \sum \left(\frac{h_i}{\delta_i} - 0.63 \right) \cdot \delta_i \quad (4.37)$$

$$= \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{60}{10} - 0.63 \right) \cdot 10^4 + \left(\frac{48}{15.3} - 0.63 \right) \cdot 15.3^4 + \left(\frac{84.7}{16} - 0.63 \right) \cdot 16^4 =$$

$$= 165578.798 \text{ см}^4$$

де

h_i і δ_i - розбив переріз на прямокутники з більшими і меншими сторонами.

Розрахунок циклічної жорсткості плити:

$$D = \frac{0.1 \cdot E_b \cdot h_f^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{0.1 \cdot 34500 \cdot 23^3}{12(1-0.2^2)} = 3643763.023 \text{ МПа/см} \quad (4.38)$$

де

$E_b = 34500 \text{ МПа}$ - модуль пружності бетону.

$h_f = 23 \text{ см}$ – товщина плити.

$\mu = 0.2$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

Розрахунок крутильної жорсткості ребра:

$$n1 = 0.001 \cdot \frac{D \cdot l_{пл}^3}{G_b \cdot I_k} = 0.001 \cdot \frac{3643763.23 \cdot (100 \cdot 1.8)^3}{13800 \cdot 165578.798} = 9.3 \text{ МПа/см} \quad (4.39)$$

Розрахунок максимальних та мінімальних моментів на міцність:

- нормативні моменти

$$M_{оп}^H = \alpha \cdot \max M_1^H = 0.8 \cdot 43.572 = 34.858 \text{ кНм} \quad (4.40)$$

$$M_{пр}^H = \beta \cdot \max M_1^H = 0.5 \cdot 43.572 = 21.786 \text{ кНм} \quad (4.41)$$

- розрахункові моменти

$$M_{оп}^P = \alpha \cdot \max M_1^P = 0.8 \cdot 71.524 = 57.22 \text{ кНм} \quad (4.42)$$

$$M_{пр}^P = \beta \cdot \max M_1^P = 0.5 \cdot 71.524 = 35.762 \text{ кНм} \quad (4.43)$$

Розрахунок максимальних та мінімальних моментів на витривалість:

$$M_{оп}^B = \alpha \cdot \max M_1^y = 0.8 \cdot 30.257 = 24.206 \text{ кНм} \quad (4.44)$$

$$M_{пр}^B = \beta \cdot \max M_1^y = 0.5 \cdot 30.257 = 15.128 \text{ кНм} \quad (4.45)$$

Максимальна поперечна сила :

$$Q_3^p = 144.14 \text{ кНм} \quad (4.46)$$

Визначення робочої висоти плити (див.Рисунок 2.7) на опорі:

$$h_0 = h_{пл} - a_{s1} = 23 - 5.7 = 17.3 \text{ см} \quad (4.47)$$

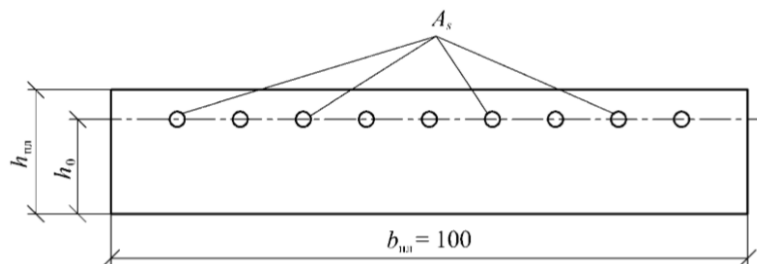


Рисунок 4.7 – До розрахунку перерізу плити

де

$$a_{s1} = 5 + \frac{d}{2} = 5.7 \text{ см} - \text{товщина захистного шару бетону разом з половиною}$$

діаметра арматури;

$$d = 1.4 \text{ см} - \text{діаметр арматури А240С круглого перерізу.}$$

Для визначення потрібної висоти плити задаються коефіцієнти армування і визначаються вони по параметру :

$$\alpha_0 = \frac{100 \cdot M_{оп}^p}{0.1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = 0.109 \quad (4.48)$$

Виходячи з параметру α_0 коефіцієнти армування виглядають так :

$$\xi = 0.123 \quad (4.49)$$

$$\eta_1 = 0.939 \quad (4.50)$$

Площа робочої арматури в розтягнутій зоні плити становить:

$$A_s = \frac{100 \cdot M_{оп}^p}{0.1 \cdot R_s \cdot h_0 \cdot \eta_1} = \frac{100 \cdot 57.22}{0.1 \cdot 450 \cdot 17.3 \cdot 0.939} = 7.828 \text{ м}^2 \quad (4.51)$$

Площа поперечного перерізу одного арматурного стержня:

$$A_{s1} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1.4^2}{4} = 1.539 \text{ см}^2 \quad (4.52)$$

Кількість стержнів, необхідних для поперечного армування плити баластового корита, становить(див. Рисунок 2.8) :

$$n_s = \frac{A_s}{A_{s1}} = \frac{7.828}{1.539} = 5.085 \approx 6 \text{ шт} \quad (4.53)$$

Перераховуємо площу робочої арматури:

$$A_s = n_s \cdot A_{s1} = 6 \cdot 1.539 = 9.236 \text{ см}^2 \quad (4.54)$$

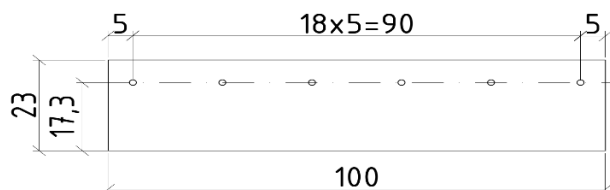


Рисунок 4.8 – Армування перерізу плити

Розрахунок плити на міцність за згинальним моментом

Розрахунок залізобетонних елементів прямокутного перерізу з армуванням звичайною арматурою:

$$M_{max}^{Mb_{nl}0\frac{x}{2}} \quad (4.55)$$

де висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_{nl}} = \frac{9.236 \cdot 450}{17.5 \cdot 100} = 2.375 \text{ см} \quad (4.56)$$

$$0.1 \cdot R_b \cdot b_{nl} \cdot x \cdot \left(\square_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2.57)$$

$$= 0.1 \cdot 17.5 \cdot 100 \cdot 2.375 \cdot \left(17.3 - \frac{2.375}{2} \right) = 6696.873 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Умова міцності виконується:

$$5721.957 \text{ кНсм} < 6696.873 \text{ кНсм} \quad (4.58)$$

Для перерізу залізобетонного елемента необхідно виконати умову:

$$\xi_y \geq \xi = \frac{x}{\square_0} = \frac{2.375}{17.3} = 0.137 \quad (4.59)$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{450}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1} \right)} = 0.538 \quad (4.60)$$

де для елементів зі звичайним армуванням:

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71 \quad (4.61)$$

$$\delta_1 = R_s = 450 \text{ МПа} \quad (4.62)$$

$$\delta_2 = 500 \text{ МПа} \quad (4.63)$$

Умова міцності виконується:

$$0.71 > 0.538 \quad (4.64)$$

Розрахунок плити на міцність за поперечною силою

Залізобетонні елементи без поперечної арматури повинні бути перевірені на утворення нахилених тріщин за умовою:

$$Q_{max}^{mb_w^I}, \quad (4.65)$$

де $Q_{max}^m = 144.45$ кН.

Поперечне зусилля Q_b , яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу, визначається формулою

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b_{nl} \cdot \square_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot \square_0 \quad (4.66)$$

де c - довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента

$$c = \square_0 = 17.3 \text{ см} \quad (4.67)$$

Коефіцієнт умов роботи m у правій частині повинен знаходитися в межах:

$$1.3 \leq m < 2.5 \quad (4.68)$$

отже, припустимо, що $m = 2.2$:

$$m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot \square_0 = 2.2 \cdot (1.15 \cdot 0.1) \cdot 100 \cdot 17.3 = 437.69 \text{ кН} \quad (4.69)$$

де

$R_{bt} = 1.15$ МПа – розрахунковий опір бетону при осьовому розтягу.

Ліва частина умови:

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b_{nl} \cdot \square_0^2}{c} = \frac{2 \cdot (1.15 \cdot 0.1) \cdot 100 \cdot 17.3^2}{17.3} = 397.9 \text{ кН} \quad (4.70)$$

Умови виконуються:

$$397.9 \text{ МПа} < 437.69 \text{ МПа} \quad (4.71)$$

$$144.45 \text{ МПа} < 397.9 \text{ МПа} \quad (4.72)$$

Розрахунок плити на тріщиностійкість

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до розтягнутої грані елемента, зводиться до перевірки виконання умови, яка обмежує ширину розкриття тріщини:

$$a_{cr} = \frac{\delta_s}{E_s} \cdot \psi_s \leq \Delta_{cr} \quad (4.73)$$

де $\Delta_{cr} = 0,02\text{см}$ – допустиме розкриття тріщини, яке призначається в залежності від категорії вимог за тріщиностійкістю;

σ - розтягувальне напруження в найбільших розтягнутих (крайніх) стержнях ненапруженої арматури, яке визначаємо за формулою:

$$\delta_s = \frac{M_{max}^T}{A_s \cdot z} \quad (4.74)$$

де z - відстань від центру ваги площі поперечного перерізу розтягнутої арматури до лінії дії рівнодіючої стиснутої зони бетону;

$M_{max}^T = 34.858 \text{ кН}\cdot\text{см}$ - максимальний згинальний момент у перерізі плити для розрахунку на тріщиностійкість.

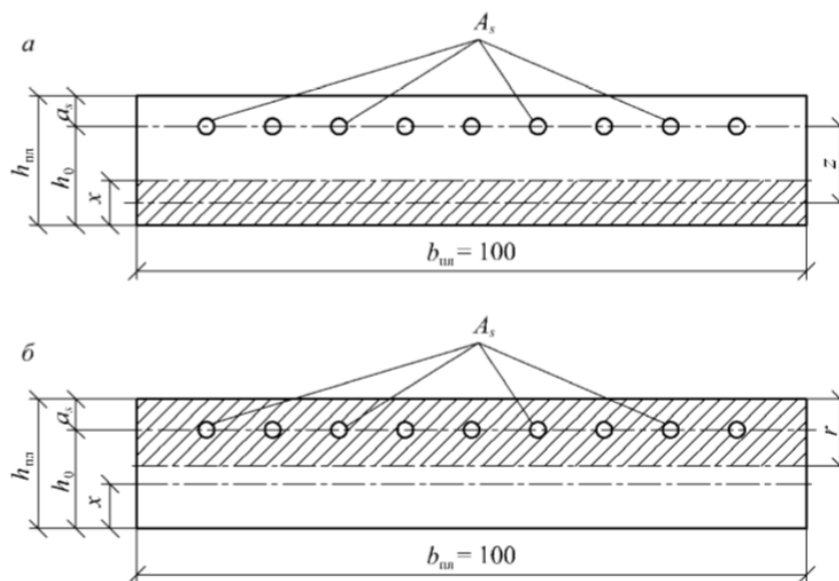


Рисунок 4.9 – До розрахунку плити на тріщиностійкість

Висота стиснутої зони бетону, повинна бути уточнена після додавання нових арматурних стержнів до складу перерізу:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_{nl}} = \frac{250 \cdot 9.236}{17.5 \cdot 100} = 2.375 \text{ см.} \quad (4.75)$$

Тоді величина z складатиме

$$z = \square_0 - \frac{x}{2} = 17.3 - \frac{2.375}{2} = 16,112 \text{ см} \quad (4.76)$$

і напруження

$$\delta_s = \frac{100 \cdot M_{max}^T}{A_s \cdot z} = \frac{100 \cdot 34.858}{9.236 \cdot 16.112} = 23.423 \text{ кН/см}^2 \quad (4.77)$$

Коефіцієнт розкриття тріщин ψ_s визначається за формулою:

$$\psi_s = 1,5 \sqrt{R_t} = 1,5 \sqrt{147.619} = 18.225 \quad (4.78)$$

де радіус армування R_r визначається згідно:

$$R_r = \frac{A_r}{n_s \cdot d_s} = \frac{1240}{6 \cdot 1.4} = 147.619 \text{ кН/см}^2 \quad (4.79)$$

де A_r - площа зони взаємодії для нормального перерізу, обмежена зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії, $r = 6 \cdot d_s$:

$$A_r = b_{nl} \cdot \left(a_{s1} + \frac{d}{2} + 6 \right) = 1240 \text{ см} \quad (4.80)$$

Розрахункова ширина розкриття тріщини дорівнює:

$$a_{cr} = \frac{\delta_s}{E_s} \cdot \psi_s = \frac{23.423}{1,96 \cdot 10^5} \cdot 18.225 = 0.02 \text{ см} \quad (4.81)$$

Отже, умова виконується:

$$0.02 \text{ см} = 0.02 \text{ см} \quad (4.82)$$

Розрахунок плити на витривалість за згинальним моментом

Під час виконання перевірки на витривалість рахуємо, що бетон стиснутої зони перерізу працює в пружній стадії. Бетон розтягнутої зони у розрахунках не враховується (рис. 2.5).

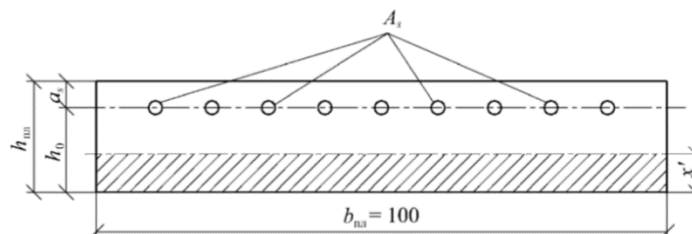


Рисунок 4.10 – До розрахунку перерізу плити на витривалість

Перевірка витривалості перерізу плити для залізобетонного елемента з ненапруженою арматурою, який працює на згин в одній з головних площин.

Перевірка за бетоном.

$$\frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b \quad (4.83)$$

де $M_{\max}^e = 24.206 \text{ кН}\cdot\text{м}$,

Висоту стиснутої зони бетону без врахування розтягнутої зони:

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + s} = -2.54 + \sqrt{2.54^2 + 50.854} = 5.612 \text{ см} \quad (4.84)$$

де

Радіус стиснутої зони:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A_{sn}}{b_{пл}} = n' \cdot \frac{9.236 + 2.262}{100} = 1.725 \text{ см} \quad (4.83)$$

Відношення площі арматури до розрахункової довжини плити:

$$s = \frac{2 \cdot n' \cdot A_s \cdot \square_0}{b_{пл}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 9.236 \cdot 17.3}{100} = 50.854 \quad (4.84)$$

$n' = 15$ - умовне відношення модулів пружності для елементів мостів з ненапруженою арматурою та бетону класу В30.

Момент інерції приведенного перерізу плити складає:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{пл} \cdot x'^3}{12} + n' \cdot A_s \cdot (\square_0 - x')^2 \\ &= \frac{100 \cdot 5.612^3}{12} + 15 \cdot 9.236 \cdot (17.3 - 5.612)^2 = 20457.534 \text{ см}^4 \end{aligned} \quad (4.85)$$

Ліва частина умови:

$$\frac{M_{\max}^e}{I_{red}} = \frac{24.206}{20457.534} \cdot 5.612 = 0.664 \text{ кН/см}^2 \quad (4.86)$$

Коефіцієнти умов роботи:

$$m_{b1} = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \quad (4.87)$$

де $\beta_b = 1.31$ для бетону класу В30.

Коефіцієнт ε_b визначаємо за табл. 3.9 в ДБН В.2.3-14:2006. Він залежить від значення асиметрії циклу напружень у бетоні:

$$\rho_b = \frac{M_{\min}^e}{M_{\max}^e} = \frac{-7.564}{24.206} = -0.313 \quad (4.88)$$

Тоді $\varepsilon_b = 1.1$

$$m_{b1} = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b = 0.6 \cdot 1.31 \cdot 1.1 = 0.865 \quad (4.89)$$

Права частина умови:

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.865 \cdot 1.75 = 1.513 \text{ кН} \quad (4.90)$$

Умова міцності виконується:

$$0.664 \text{ кН} < 1.513 \text{ кН} \quad (4.91)$$

Перевірка за арматурою

$$n' \cdot \frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (4.92)$$

Для класу А-ІІІ ненапружуваної арматури $\varepsilon_{ps} = 0,66$. Значення коефіцієнта β_{pw} визначаємо за табл. 3.16 в ДБН В.2.3-14:2006

в залежності від типу зварювання арматурного каркаса. Обираємо тип зварювання контактним способом (без поздовжньої зачистки), тоді згідно з $\rho_b, \beta_{pw} = 0,707$

$$\text{Отже, } m_{as1} = \varepsilon_{ps} \cdot \beta_{pw} = 0,66 \cdot 0,707 = 0.467 \quad (4.93)$$

Ліва частина умови:

$$\begin{aligned} & n' \cdot \frac{M_{\max}^e}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_{s1}) \\ &= 15 \cdot \frac{24.206}{20457.534} \cdot (23 - 5.612 - 5.7) = 20.774 \text{ кН/см}^2 \end{aligned} \quad (4.94)$$

Права частина умови:

$$m_{as1} \cdot R_s = 0.467 \cdot 45 = 20.998 \text{ кН} \quad (4.95)$$

$$\text{отже, умова виконується: } 20.774 \text{ кН} < 20.998 \text{ кН} \quad (4.96)$$

Габарит мосту Г-9,0 м, спільна велосипедно-пішохідна доріжка 2,5м і службовий прохід 1,2 м .Прогонова будова компонується із восьми головних балок довжиною 31.5 м з відстанню між осями рівною 1,80 м.

Мінімальна товщина плити проїзної частини складає 23 см.

За проведеними розрахунками приймаємо переріз плити товщиною 23 см, арматуру у верхніх та нижніх фібрах 6 штук діаметром 1,4 см арматури А500С круглого перерізу.

РОЗДІЛ 5

РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Розрахунок проводиться відповідно до вимог положень ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування», ДБН В.1.2-15:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливу», та інші нормативні документи. Для даної категорії дороги прийнято навантаження А15 і НК-100, але оскільки це формально капітальний ремонт, то допускається розраховувати за нормативами оригінального проектування.

Визначення інтенсивності тимчасових навантажень.

1) Навантаження А11

Навантаження від автотранспортних засобів на кожную смугу навантаження приймається у вигляді рівномірно розподіленого з інтенсивністю $v = 0,98K$ кН/м ($0,1K$ тс/м) та тандему з навантаженням на вісь $P = 9,81K$ кН ($P = 1K$ тс), де K – клас навантаження. $K=11$.

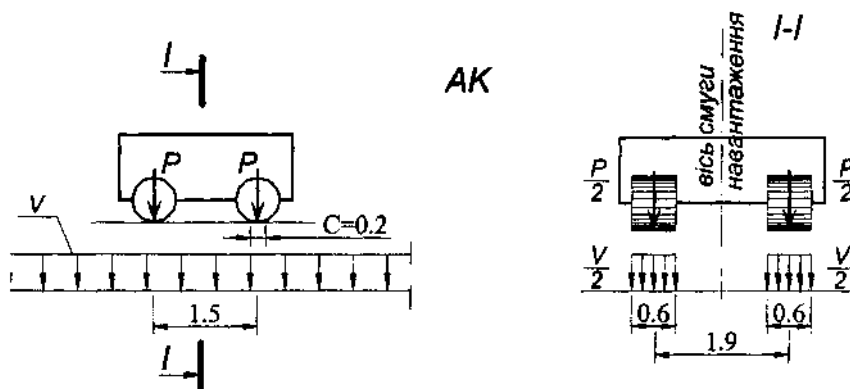


Рисунок 5.1– Модель АК.

Розміщення смуг навантажень АК поперек мосту виконується за двома правилами:

- мінімальна відстань від осі смуги до огорожі (бар'єра, парапету, бордюру тощо) становить 1,5 м;
- мінімальна відстань між осями смуг становить 3,0 м.

При всіх розрахунках елементів мостів навантаження з першої смуги (що створює найбільш несприятливий ефект) приймається з коефіцієнтом $s_1 = 1,0$.

З решти смуг (нумерація смуг встановлюється за зниженням навантажувального ефекту) навантаження приймають з коефіцієнтом s_1 , що дорівнює:

а) для тандемів навантаження АК:

- першої і другої смуги – $s_1 = 1,0$;
- третьої – $s_1 = 0,75$; 196 для НК 80
- четвертої – $s_1 = 0,5$;
- п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$;
- для додаткових смуг навантажень третьої та четвертої – $s_1 = 0,25$;
- для додаткової смуги навантажень п'ятої і далі – $s_1 = 0,0$.

б) для розподіленого навантаження АК:

- першої смуги – $s_1 = 1,0$;
- другої смуги і всі наступні – $s_1 = 0,6$;
- для всіх додаткових смуг навантажень – $s_1 = 0,25$.

Правила завантаження НК:

Визначення зусиль від завантаження одиночним навантаженням НК виконується за відсутності інших рухомих навантажень на мосту. Навантаження НК встановлюється тільки в одне місце вздовж напрямку руху, в межах габариту проїзду. Вісь екіпажу встановлюється не ближче 1,75 м до бар'єрної огорожі (парапету, бордюру тощо).

2) Навантаження НК80

Модель НК являє собою чотиривісний колісний екіпаж з навантаженням на одну вісь 20т.

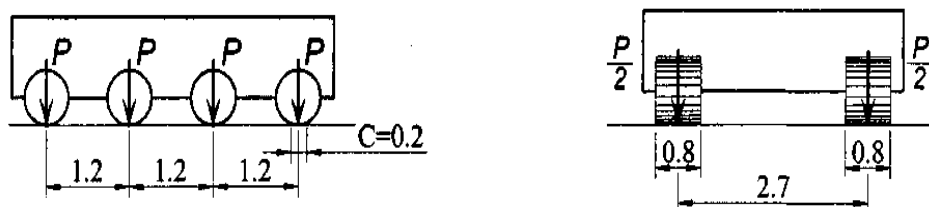


Рисунок 5.2 – Модель НК.

Тип навантаження НК приймається в залежності від технічної класифікації автомобільних доріг і вулиць:

НК-80 на автомобільних дорогах I, II і III категорій, на міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення, а також на мостах завдовжки понад 200 м на дорогах IV і V категорій;

Визначення зусиль від завантаження одиночним навантаженням НК виконується за відсутності інших рухомих навантажень на мосту. Навантаження НК встановлюється тільки в одне місце вздовж напрямку руху, в межах габариту проїзду. Вісь екіпажу встановлюється не ближче 1,75 м до бар'єрної огорожі (парапету, бордюру тощо).

Навантаження НК не враховують одночасно із сейсмічним навантаженням при розрахунках на витривалість і за граничними станами другої групи.

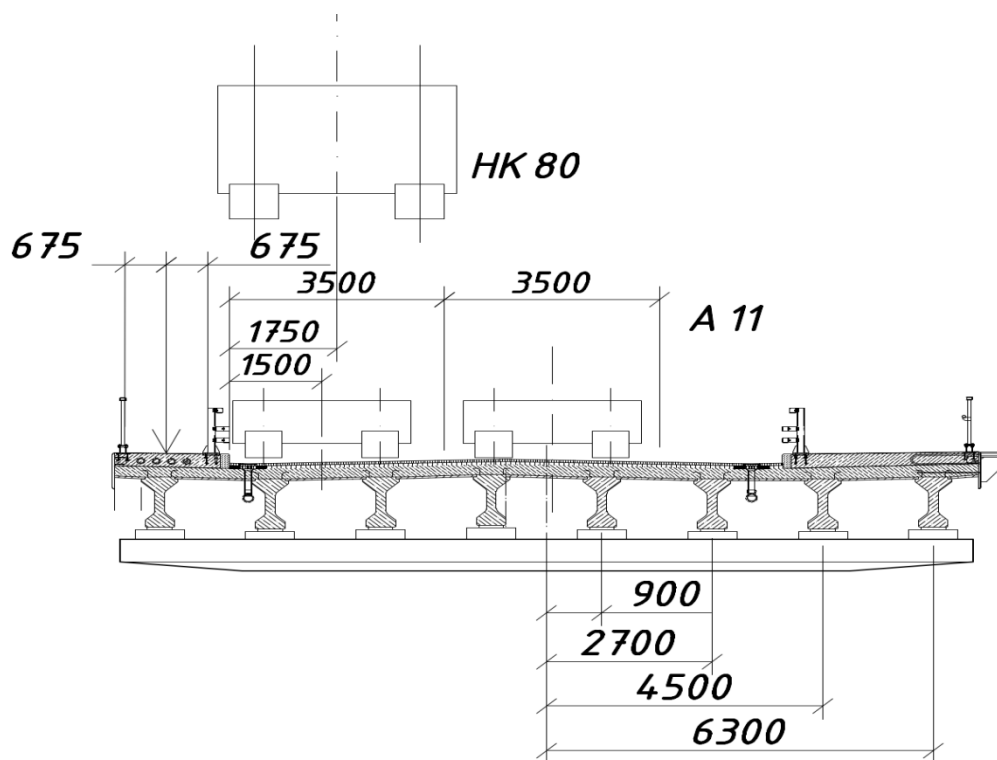


Рисунок 5.3 – Схема до визначення КПУ А11, НК-80

Через характерну конструкцію прогонової будови, коефіцієнт поперечної установки можна розраховувати методом позацентрового стиску.

$$y = \frac{1}{n} \pm \frac{a_i^2}{2 \times \sum a_i^2} \quad (5.1)$$

$$y_1 = \frac{1}{8} + \frac{6.3^2}{2 \times (6.3^2 + 4.5^2 + 2.7^2 + 0.9^2)} = 0.417 \quad (5.2)$$

$$y_8 = \frac{1}{8} - \frac{6.3^2}{2 \times (6.3^2 + 4.5^2 + 2.7^2 + 0.9^2)} = -0.167 \quad (5.3)$$

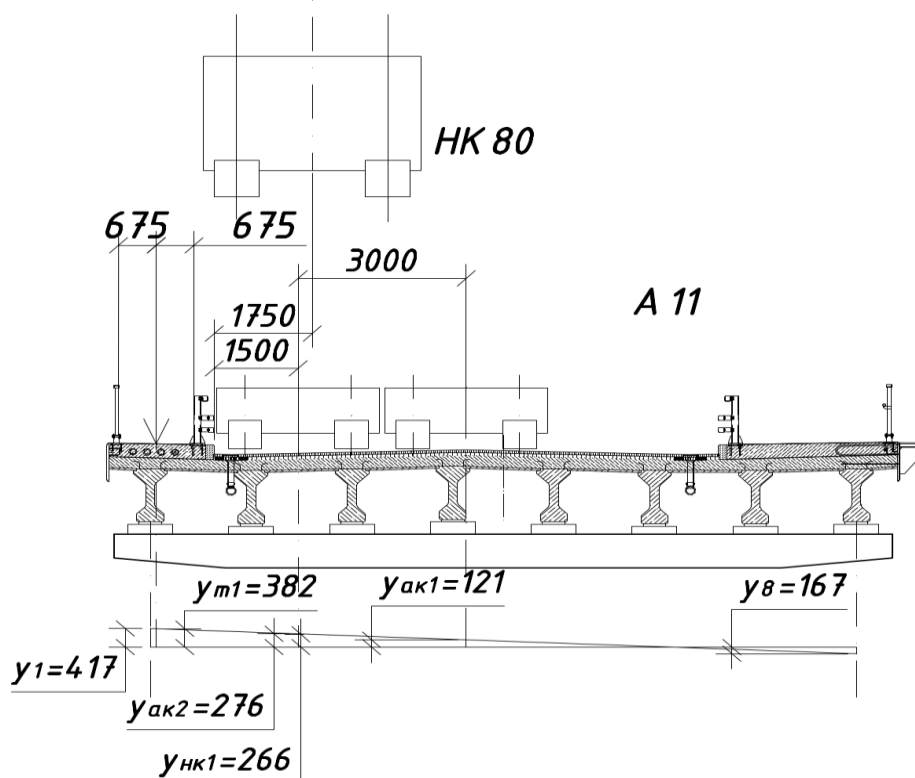


Рисунок 5.4 – Схема до визначення КПУ А11, НК-80. Лінія впливу

Збір навантажень від тандему АК:

$$\begin{aligned} P_{ак} &= P_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 1 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) = \\ &= 107 \cdot (0.121 \cdot 1 + 0.276 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 82.834 \text{ кН} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Збір навантажень тимчасового навантаження від АК:

$$\begin{aligned} v_{ак} &= v_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 0.6 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) \\ &= 10.7 \cdot (0.121 \cdot 0.6 + 0.276 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1 = 5.595 \text{ кН/м} \end{aligned} \quad (5.5)$$

Збір навантажень НК:

$$\begin{aligned} P_{нк} &= P_{нк1} \cdot y_{нк1} \cdot 1 \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) = \\ &= 196 \cdot 0.266 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 52.136 \text{ кН.} \end{aligned} \quad (5.6)$$

Збір навантажень на тротуар:

$$v_{тр} = q \cdot b_{т} \cdot y_{т1} \cdot \gamma = 1.96 \cdot 0.675 \cdot 0.382 \cdot 1.2 = 0.606 \text{ кН/м.} \quad (5.7)$$

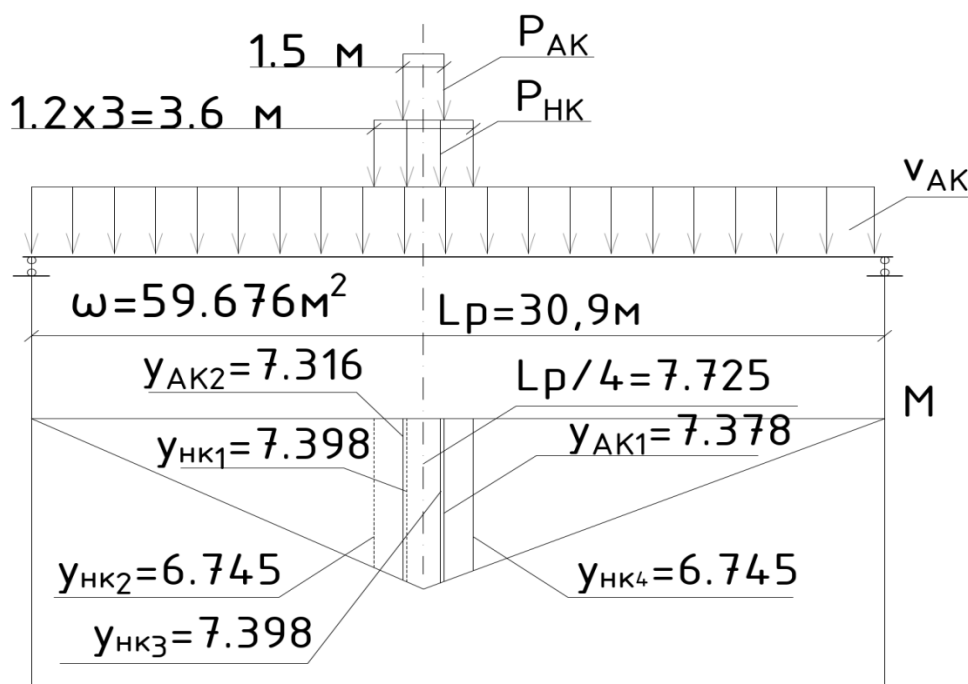


Рисунок 5.5 – Лінія впливу моменту в перерізі посередині балки з прикладеними до неї навантаженнями АК і НК

Площа лінії впливу:

$$\omega = 7.725 \cdot 30.9 \cdot 0.5 = 119.351 \text{ м}^2$$

Момент від пішохідного навантаження:

$$M_{\text{тр}} = v_{\text{тр}} \cdot \omega = 0.606 \cdot 119.351 = 72.382 \text{ кНм} \quad (5.8)$$

Момент від навантаження АК:

$$M_{\text{ак}} = P_{\text{ак}} \cdot (y_{\text{ак1}} + y_{\text{ак2}}) + v_{\text{ак}} \cdot \omega =$$

$$= 82.834 \cdot (7.378 + 7.316) + 5.595 \cdot 119.351 = 1884.937 \text{ кНм} \quad (5.9)$$

Момент від навантаження НК:

$$M_{\text{нк}} = P_{\text{нк}} \cdot (y_{\text{нк1}} + y_{\text{нк2}} + y_{\text{нк3}} + y_{\text{нк4}}) =$$

$$= 52.136 \cdot (7.398 + 6.745 + 7.398 + 6.745) = 1474.719 \text{ кНм} \quad (5.10)$$

Максимальний момент тимчасових навантажень :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{ак}} + M_{\text{тр}} = 1884.937 + 72.382 = 1957.319 \text{ кНм} \quad (5.11)$$

Ширина одного блоку типової прогонової будови поперек мосту, виміряна по крайнім граням зовнішніх бортиків, складає:

$$B_1 = 0.6 \text{ м} \quad (5.12)$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги плити:

$$q_{\text{пл}}^{\text{н}} = B_1 \cdot h_{\text{пл}} \cdot \gamma_{\text{зб}} = 0.6 \cdot 0.23 \cdot 24.5 = 3.381 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \quad (5.13)$$

Товщина стінки балки всередині прогону:

$$b_p = 0.16 \text{ м}$$

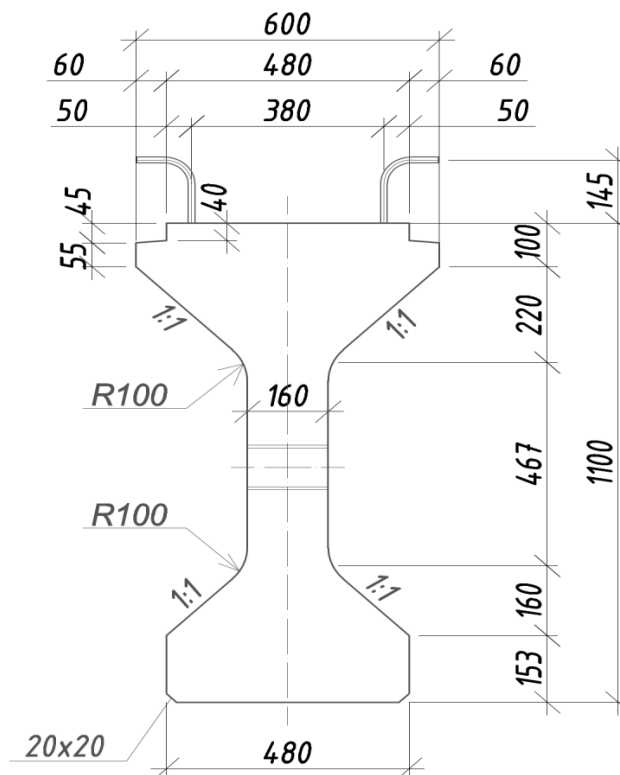


Рисунок 5.6 – Розміри поперечного перерізу блоку прогонової будови гага

Площа поперечного перерізу прогонової будови за винятком перерізу плити складає:

$$A_p = 0.34 \text{ м}^2, \quad (5.14)$$

Отже площа балок на один прогін становить:

$$q_p^{\text{н}} = A_p \cdot \gamma_{\text{зб}} \cdot n = 0.34 \cdot 24.5 \cdot 8 = 66.64 \frac{\text{кН}}{\text{м}}, \quad (5.15)$$

Розрахункове навантаження від власної асфальтобетону:

$$q_{a\bar{o}}^{\text{н}} = \square_{a\bar{o}} \cdot \gamma_{a\bar{o}} \cdot B_{\text{пч}} = 0.11 \cdot 22 \cdot 9 = 21.78 \text{ кН/м} \quad (5.16)$$

де $\square_{аб} = 0.11$ м – товщину асфальтобетону;

$\gamma_{аб} = 22$ кН – питома вага асфальтобетону;

$\gamma_f = 2$ – коефіцієнт міцності.

$B_{пч} = 9$ м – ширина проїзної частини

Нормативне навантаження від власної гідроізоляції:

$$q_z^H = \square_z \cdot \gamma_z \cdot B_{пч} = 0.05 \cdot 15 \cdot 9 = 6.75 \text{ кН/м} \quad (5.17)$$

Нормативне навантаження від монолітної залізобетонної накладної плити:

$$q_{nl}^H = \square_{nl} \cdot \gamma_{nl} \cdot B_{пч} = 0.23 \cdot 24.5 \cdot 9 = 50.715 \text{ кН/м} \quad (5.18)$$

Нормативне навантаження від тротуарів:

$$q_{tr}^H = \square_{tr} \cdot B_{tr} \cdot \gamma_{nl} = 0.3 \cdot 4.78 \cdot 24.5 = 35.133 \text{ кН/м} \quad (5.19)$$

$$B_{tr} = 1.73 + 3.05 = 4.78 \text{ м} \text{ – ширина тротуарів;} \quad (5.20)$$

$$\square_{tr} = 0.3 \text{ м} \text{ – товщина тротуарів;} \quad (5.21)$$

Нормативне навантаження від бар'єрного і перильного огородження :

$$q_{пер}^H = 2 \cdot 0.7 = 1.4 \text{ кН/м} \quad (5.22)$$

$$q_{бар}^H = 2 \cdot 1.3 = 2.6 \text{ кН/м} \quad (5.23)$$

Таблиця 5.1 – Збір постійних навантажень на прогонові будови

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження кН/м
1	Асфальтобетон	21.78	2	43.56
2	Гідроізоляція	6.75	2	13.5
3	Монолітна залізобетонна плита	50.725	1.25	63.40625
4	Тротуари	35.133	1.25	43.91625
5	Бар'єрне огородження	2.6	1.25	3.25
6	Перильне огородження	1.4	1.25	1.75
7	Власна вага балок	66.64	1.25	83.3
	Повне постійне розрахункове навантаження на прогін	185.028		252.6825
	Повне постійне розрахункове навантаження на одну балку	23.1285		31.5853125

Таблиця 5.2 – Визначення максимальних моментів в середині прогону

Зусилля	Площа лінії впливу	Постійне навантаження, кН/м	Тимчасове навантаження, кН/м	Значення зусилля, для стадії розрахунку, кНм $M_{max} = \gamma_r \cdot (\omega \cdot q + M_{max})$
		q^M	M_{max}	Міцність
$M_{1/2}$	119.35	31.585	1957.319	7158.029

$\gamma_r = 1.25$ коефіцієнт надійності за призначенням

Визначення площі напружуваної арматури :

$$A_p = \frac{M_{max}^M}{R_p \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)}, \quad (5.24)$$

де товщина плити:

$$h'_f = 23 \text{ см.} \quad (5.25)$$

Робоча висота балки:

$$h_0 = 0,8 \cdot H = 0,8 \cdot 133 = 106.4 \text{ см.} \quad (5.26)$$

Площа напружуваної арматури в першому наближенні:

$$A_p = \frac{M_{max}^M}{R_p \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)} = \frac{7158.029}{99.5 \cdot (106.4 - 0.5 \cdot 23)} = 75.806 \text{ см}^2, \quad (5.27)$$

де $R_p = 995 \text{ МПа} = 99.5 \text{ кН/см}$ – розрахунковий опір напружуваної арматури для розрахунків за граничним станом першої групи

$M_{max} = 7158.029 \text{ кНм} = 715802.9 \text{ кНсм}$ – згинальний момент в середині прогону балки з розрахунку на міцність

$h'_f = 0.23 \text{ м} = 23 \text{ см}$ – товщина плити

Обираємо типову конструкцію пучка напружуваної арматури (рис. 5.7).

Пучок складається з 7-х високоміцних дротів діаметром 6 мм з зовнішнім діаметром 18 мм і об'єднані у 3 пучки.

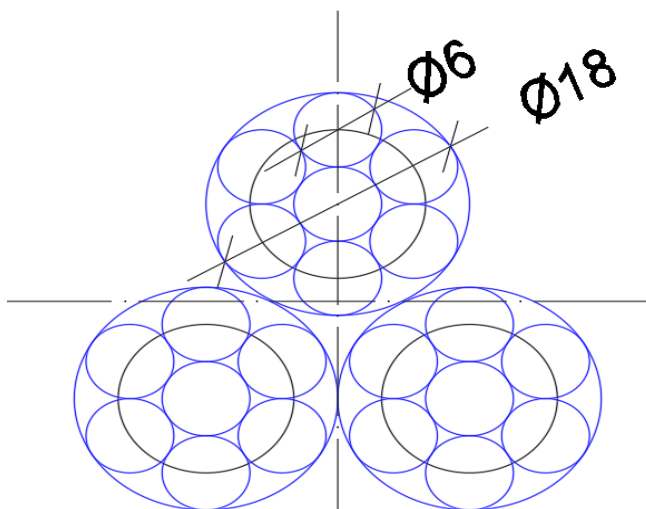


Рисунок 5.7 – Переріз трьох пучків напруженої арматури

Корисна площа перерізу одного пучка напруженої арматури:

$$A_{p1} = 7 \cdot \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \cdot 3 = 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,6^2}{4} \cdot 3 = 5,938 \text{ см}^2. \quad (5.28)$$

Кількість пучків всередині прогону визначається формулою:

$$n_{ap} = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{75,806}{5,938} = 12,767 \approx 13 \text{ шт.} \quad (5.29)$$

Площа перерізу напруженої арматури:

$$A_p = n_{ap} \cdot A_{p1} = 13 \cdot 5,938 = 77,189 \text{ см}^2 \quad (5.30)$$

Площу верхньої напруженої арматури позначаємо в кількості 10% від площі нижньої арматури:

$$A'_p = 0,1 \cdot A_p = 0,1 \cdot 77,189 = 7,719 \text{ см}^2. \quad (5.31)$$

Кількість пучків напруженої арматури верхньої зони:

$$n'_{ap} = \frac{A'_p}{A_{p1}} \geq 2; \quad n'_{ap} = \frac{7,719}{5,938} = 1,3 \text{ шт} \quad (5.32)$$

Приймаємо 2 шт

$$A'_p = 2 \cdot 5,938 = 11,875 \text{ см}^2 \quad (5.33)$$

Розташування пучків напруженої арматури всередині прогону показано на(рис. 5.8.)

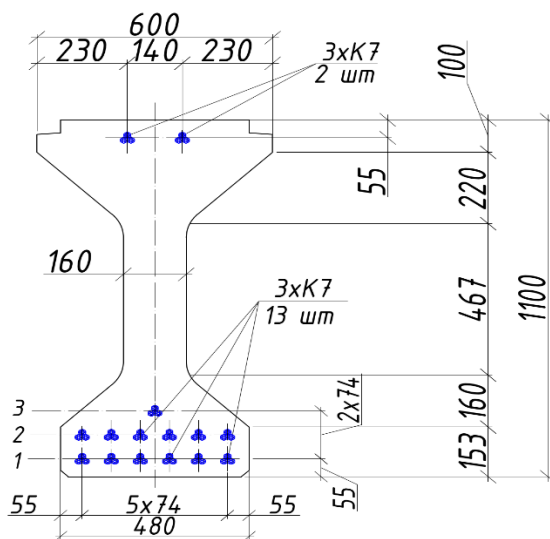


Рисунок 5.8 – Розташування напруженої арматури

Оскільки монолітна плита буде вступати в сумісну роботу з балкою, то при розрахунках враховується площа плити:

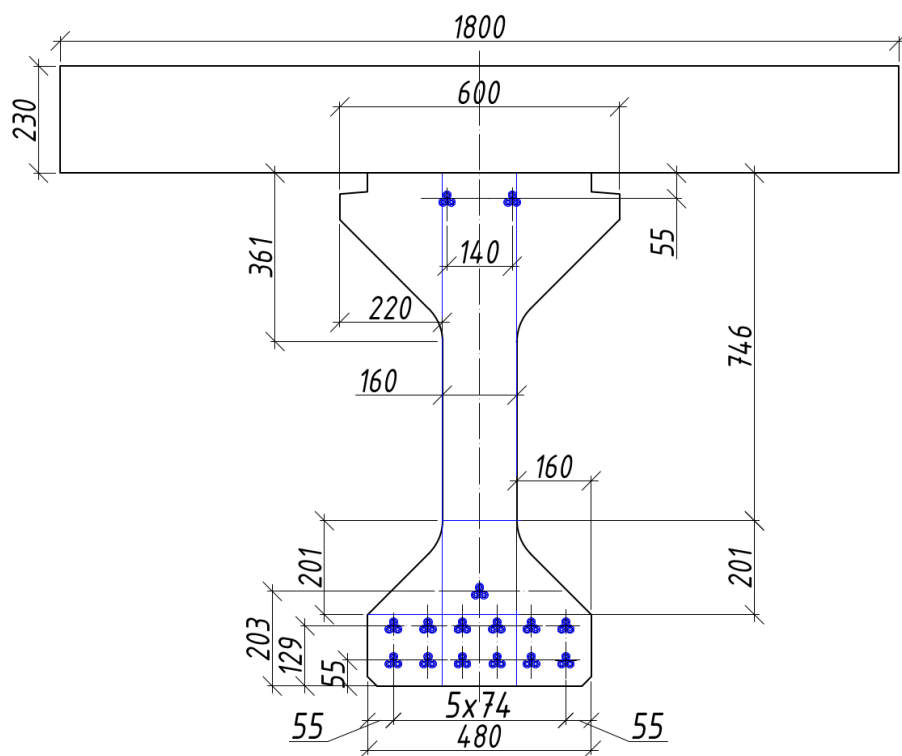


Рисунок 5.9 – До розрахунку площі перерізу плити

Зведена висота плити стиснутої поясу балки:

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p}, \quad (5.34)$$

де A'_f - площа перерізу плити з урахуванням путів,

$$A'_f = 60 \cdot 10 + 2 \cdot (0.5 \cdot 22 \cdot 36.1) + 16 \cdot 22 + 11.875 + 77.189 + 23 \cdot 180 = 5975.264 \text{ см}^2 \quad (5.35)$$

Розрахункова ширина полки стиснутого поясу приймається $b'_f = 180 \text{ см}$

Зведена висота стиснутого поясу дорівнює:

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f} = \frac{5975.264}{180} = 33.196 \approx 33 \text{ см}. \quad (5.36)$$

Визначаємо положення центрів ваги кожної групи стержнів:

$$a_s = 5.7 \text{ см}; \quad a'_p = 28.5 \text{ см}; \quad a'_s = 2.5 \text{ см} \quad (5.37)$$

$$a_p = \frac{\sum A_{pi} \cdot n \cdot y_i}{\sum A_{pi} \cdot n} = \quad (5.38)$$

$$= \frac{5.5 \cdot 6 \cdot 5.938 + 12.9 \cdot 6 \cdot 5.938 + 20.3 \cdot 1 \cdot 5.938}{5.938 \cdot 6 + 5.938 \cdot 6 + 1 \cdot 5.938} = 14.522 \text{ см}$$

Площі перерізів кожної групи стержнів:

$$A_p = 13 \cdot 5.938 = 77.189 \text{ см}^2 \quad (5.39)$$

$$A_s = 10 \cdot 1.539 = 15.394 \text{ см}^2 \quad (5.40)$$

$$A'_p = 2 \cdot 5.938 = 11.875 \text{ см}^2 \quad (5.41)$$

$$A'_s = 5 \cdot 1.539 = 7.697 \text{ см}^2 \quad (5.42)$$

Відстань від зовнішньої грані стиснутої зони перерізу до центру ваги відповідної групи арматурних стержнів:

$$h_0 = h - a_p = 133 - 14.522 = 118.478 \text{ см}; \quad (5.43)$$

$$h_{01} = h - a_s = 133 - 2.5 = 130.5 \text{ см.} \quad (5.44)$$

Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом

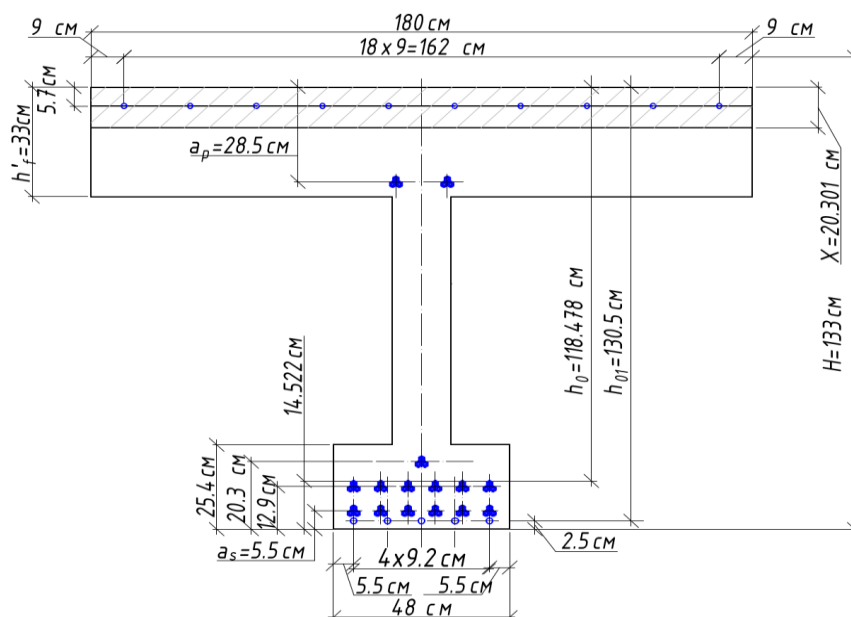


Рисунок 5.9 – Розрахунковий переріз прогонової будови

Розрахунок таврових і двотаврових перерізів виконують після визначення положення нейтральної осі елементу. Перевіряємо умову:

$$\chi = \frac{R_p \cdot A_p + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - \sigma'_{pc} \cdot A'_p}{R_b \cdot b'_f} \leq h'_f, \quad (5.45)$$

де σ'_{pc} - залишкове напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони (A'_p), яке приймається з урахуванням втрат попереднього напруження:

$$\sigma'_{pc} = R_{sc} - \sigma'_{pc1} \leq 0, \quad (5.46)$$

де R_{sc} - найбільші стискальні напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони перерізу

$$R_{sc} = 240 \text{ МПа.} \quad (5.47)$$

На цьому етапі втрати попереднього напруження в арматурі A'_p не відомі. Приймаємо, що ці втрати σ'_{pc1} становить не більше 35% розрахункового опору R_p . Тоді напруження:

$$\sigma'_{pc1} = 0,65R_p = 0,65 \cdot 995 = 646.75 \text{ МПа}, \quad (5.48)$$

$$\sigma'_{pc} = R_{pc} - \sigma'_{pc1} = 500 - 646 = -146.75 \text{ МПа}. \quad (5.49)$$

де $R_{pc} = 500$ МПа розрахункове попереднє напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони з урахуванням всіх втрат, які виявилися до моменту експлуатації.

На цьому етапі втрати попереднього напруження в арматурі

Ліва частина умови:

$$x = \frac{995 \cdot 77.189 + 240 \cdot 15.394 - 240 \cdot 7.697 - (-146.75) \cdot 11.875}{22 \cdot 180} = 20.301 \text{ см}. \quad (5.50)$$

Отже, умова виконується:

$$20.301 \text{ см} \leq 33 \text{ см} \quad (5.51)$$

Висота стиснутої зони бетону проходить в межах плити. Умова міцності перерізу за максимальним згинальним моментом має вигляд:

$$M_{max}^M \leq R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_{01} - a_s') + \sigma'_{pc} \cdot A_p' \cdot (h_0 - a_p'), \quad (5.52)$$

Права частина нерівності дорівнює:

$$\begin{aligned} & R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_{01} - a_s') + \sigma'_{pc} \cdot A_p' \cdot (h_0 - a_p') \quad (5.53) \\ &= 2.2 \cdot 180 \cdot 20.301 \cdot (130.5 - 0.5 \cdot 20.301) + 24 \cdot 7.697 \cdot (123.8 - 2.5) - \\ & \quad - 146.75 \cdot 11.875 \cdot (123.8 - 28.5) = 737715.398 \text{ кН} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

Отже, умова виконується:

$$715802.9 \text{ кН} \cdot \text{см} < 737715.398 \text{ кН} \cdot \text{см}. \quad (5.54)$$

Міцність перерізу забезпечена.

За проведеними розрахунками бачимо, що більше завантажена балка Б1 при зміщенні автомобільного навантаження до бар'єрного огороження. Отже, за результатами розрахунків кількість напружених пучків у верхньому поясі становить 2 шт., у нижньому – 13 шт. Переріз напруженого пучка складається з 7-х високоміцних дротів діаметром 6 мм з зовнішнім діаметром 18 мм і об'єднані у 3 пучки. Кількість робочої арматури діаметром 1,4 см арматура А500С у верхньому поясі 10 шт., у нижньому – 5 шт.

РОЗДІЛ 6

РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА

У рамках наукової роботи були проведені розрахунки залізобетонної балки довжиною 31.5 м у програмному комплексі ЛІРА для порівняння з аналітичними розрахунками. Для визначення зусиль було створено стрижневу модель за схемою балковий ростверк, де поздовжнім елементам задано жорсткість, еквівалентну такій у з/б балок з урахуванням монолітної плити, а поперечним елементам – еквівалентну жорсткості монолітної плити висотою 23 см

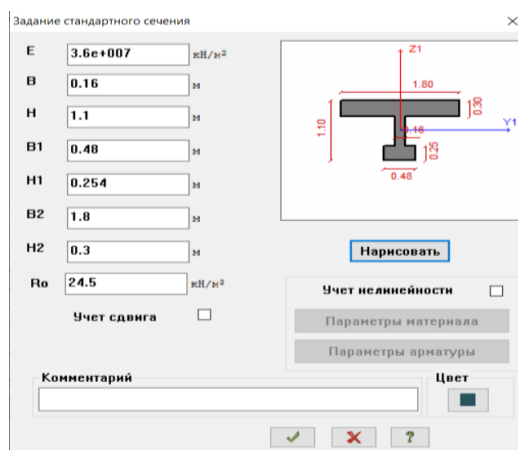


Рисунок 6.1 – Переріз балки

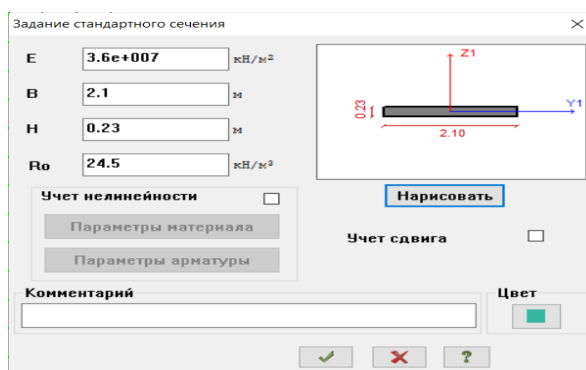


Рисунок 6.2 – Переріз плити

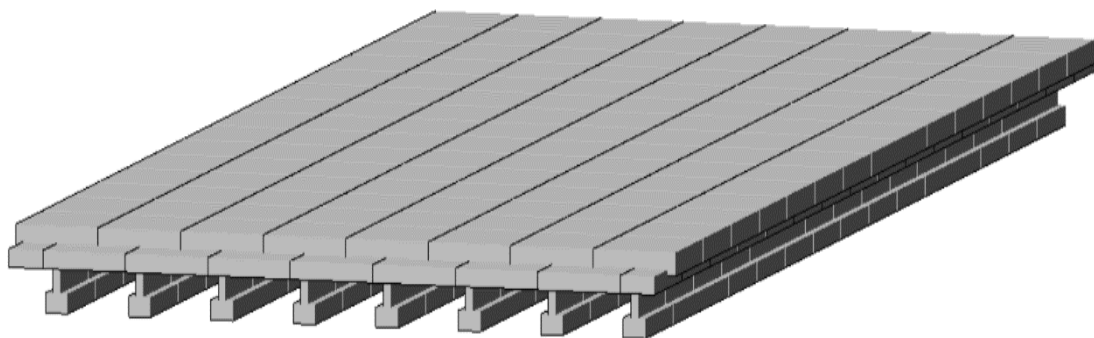


Рисунок 6.3 – Прогонова будова

Для побудови ліній впливу. КПУ методом моделювання визначаємо зусилля в середині кожної балки від сили, що рухається поперек прогонової будови. Моменти від зосередженої сили $F=100$ кН для кожної балки посередині прогону.

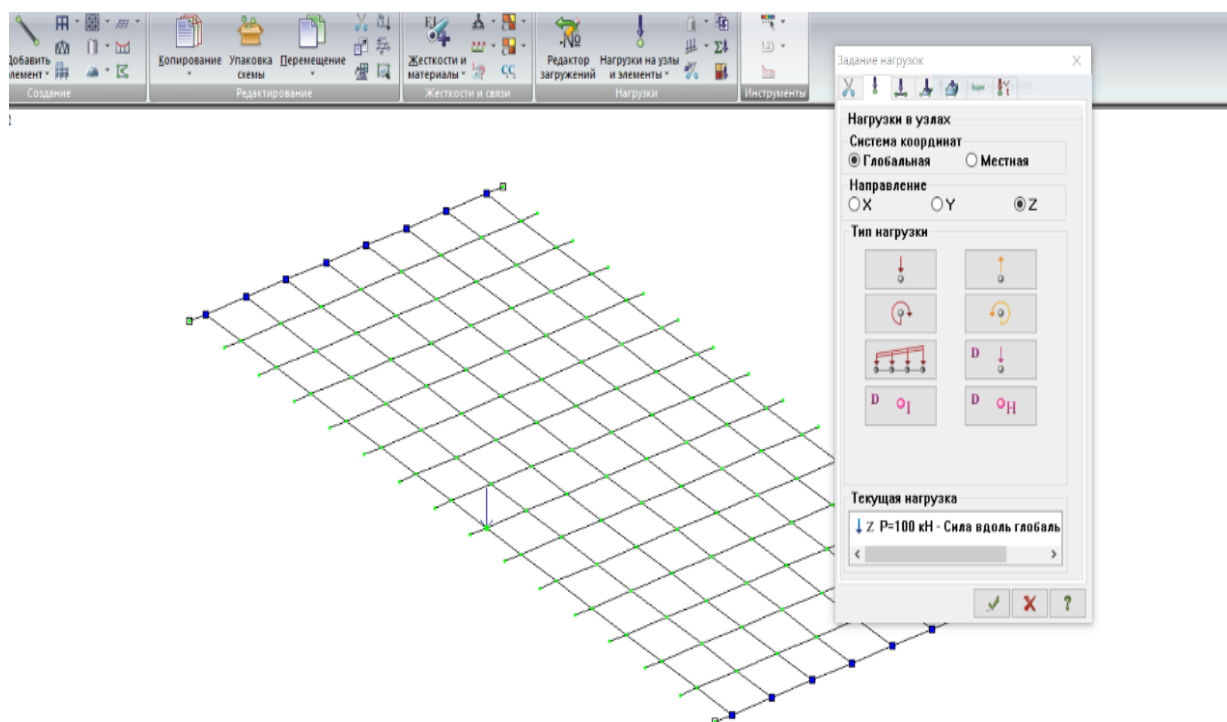


Рисунок 6.4 – Зосереджена сила в середині прогону для балки Б-1.

Усі інші балки завантажуються зосередженою силою аналогічно завантаженню балки Б-1.

Таблиця 6.1 Моменти від завантажень від зосередженої сили $F=100$ кН

	П1	П2	П3	П4	П5	П6	П7	П8	
П1	338	191	129	76.7	45.7	22.3	3.6	-1.08	805.22
П2	192	234	142	92.4	62	39	20.2	3.6	785.2
П3	120	142	200	122	82	58	39	22.3	785.3
П4	76.7	92.5	122	187	116	82	62.1	45.7	784
П5	45.7	62.1	82	116	187	122	92.5	76.7	784
П6	22.3	39	58	82	122	200	142	120	785.3
П7	3.6	20.2	39	62	92.4	142	234	192	785.2
П8	-1.08	3.6	22.3	45.7	76.7	129	191	338	796.22

Поділивши момент в балці на сумарний, отримуємо частку, яка припадає на кожну балку.

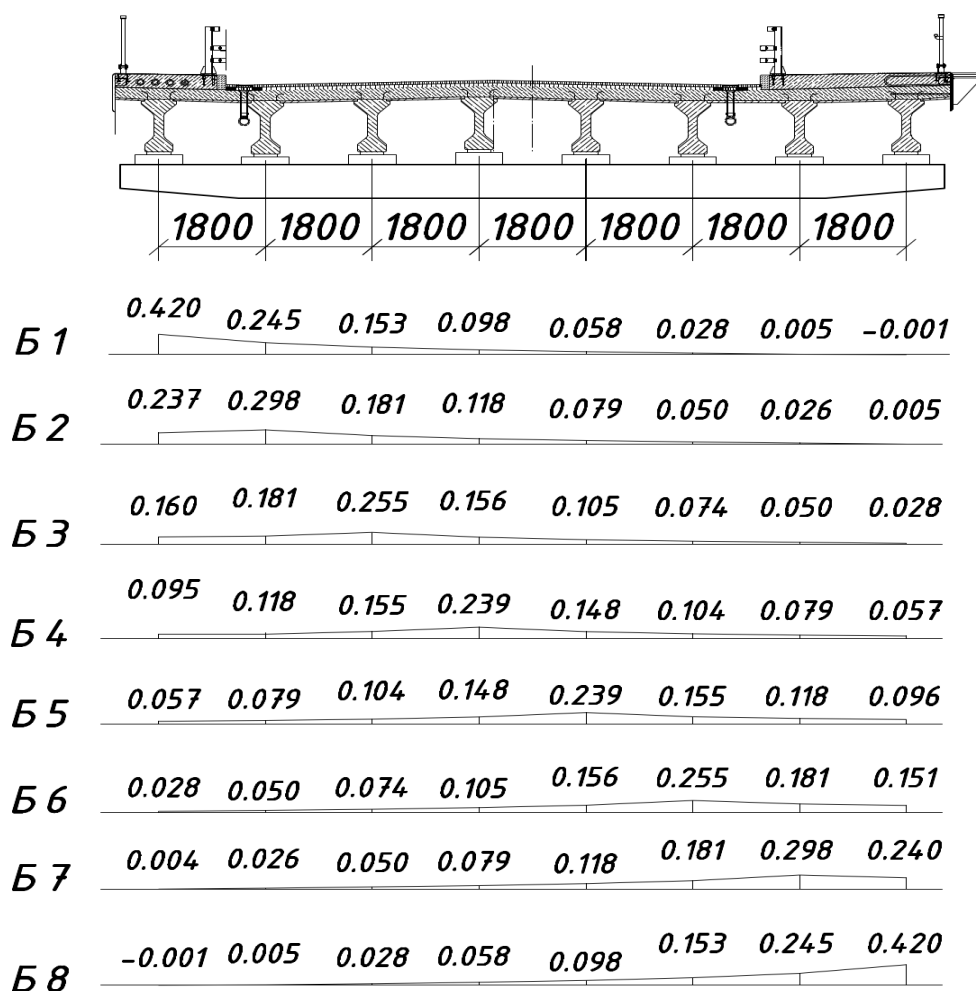
Таблиця 6.2 Частка від моментів

	П1	П2	П3	П4	П5	П6	П7	П8
П1	0.420	0.237	0.160	0.095	0.057	0.028	0.004	-0.001
П2	0.245	0.298	0.181	0.118	0.079	0.050	0.026	0.005
П3	0.153	0.181	0.255	0.155	0.104	0.074	0.050	0.028
П4	0.098	0.118	0.156	0.239	0.148	0.105	0.079	0.058
П5	0.058	0.079	0.105	0.148	0.239	0.156	0.118	0.098
П6	0.028	0.050	0.074	0.104	0.155	0.255	0.181	0.153
П7	0.005	0.026	0.050	0.079	0.118	0.181	0.298	0.245
П8	-0.001	0.005	0.028	0.057	0.096	0.160	0.240	0.425

Транспонуючи таблицю 6,2, отримуємо ординати ліній впливу для кожної балки (див таблицю 6.3)

Таблиця 6.3 Ординати ліній впливу для кожної балки.

	y1	y2	y3	y4	y5	y6	y7	y8
Б1	0.420	0.245	0.153	0.098	0.058	0.028	0.005	-0.001
Б2	0.237	0.298	0.181	0.118	0.079	0.050	0.026	0.004
Б3	0.160	0.181	0.255	0.156	0.105	0.074	0.050	0.028
Б4	0.095	0.118	0.155	0.239	0.148	0.104	0.079	0.057
Б5	0.057	0.079	0.104	0.148	0.239	0.155	0.118	0.095
Б6	0.028	0.050	0.074	0.105	0.156	0.255	0.181	0.160
Б7	0.004	0.026	0.050	0.079	0.118	0.181	0.298	0.237
Б8	-0.001	0.005	0.028	0.058	0.098	0.153	0.245	0.420

Рисунок 6.5 – Лінії впливу балок від зосередженої сили $F=100$ кН

Для порівняння з аналітичним розрахунком беремо другу лінію впливу балки Б-2 і завантажуюємо навантаженнями А11 і НК-80.

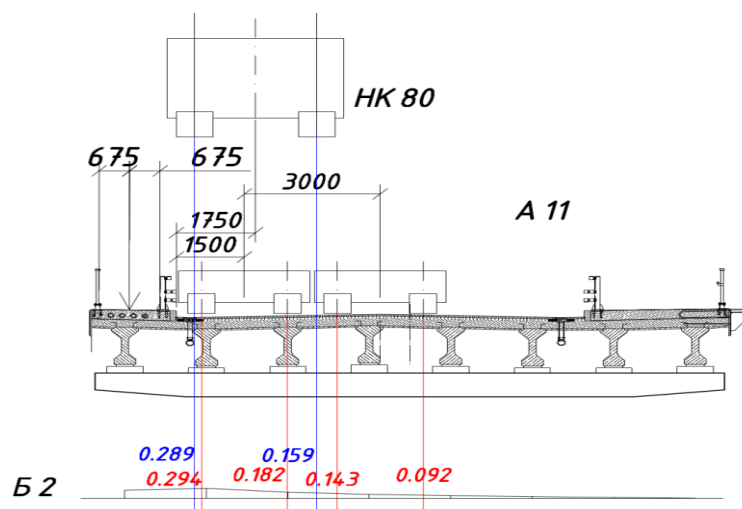


Рисунок 6.6 – Ординати навантажень А11 і НК-80 ординати під колесами.

Для розрахунку приймається середнє арифметичне між ординатами :

$$y_{ак1} = \frac{0.143+0.092}{2} = 0.118 \quad (6.1)$$

$$y_{ак2} = \frac{0.294+0.182}{2} = 0.238 \quad (6.2)$$

$$y_{нк1} = \frac{0.289+0.159}{2} = 0.224 \quad (6.3)$$

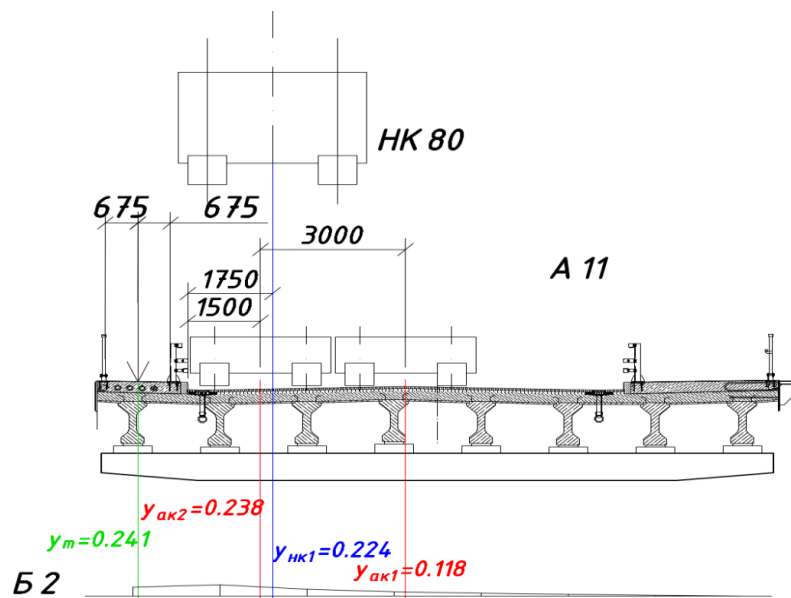


Рисунок 6.6 – Ординати навантажень А11 і НК-80
на лінії впливу балки Б-2

Збір навантажень від тандему АК:

$$P_{ак} = P_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 1 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) = \quad (6.4)$$

$$= 107 \cdot (0.118 \cdot 1 + 0.238 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 74.279 \text{ кН}$$

Збір навантажень тимчасового навантаження від АК:

$$v_{ак} = v_{ак1} \cdot (y_{ак1} \cdot 0.6 + y_{ак2} \cdot 1) \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) \quad (6.5)$$

$$= 10.7 \cdot (0.118 \cdot 0.6 + 0.238 \cdot 1) \cdot 1.5 \cdot 1 = 4.956 \text{ кН/м}$$

Збір навантажень НК:

$$P_{нк} = P_{нк1} \cdot y_{нк1} \cdot 1 \cdot \gamma \cdot (1 + \mu) = \quad (6.6)$$

$$= 196 \cdot 0.224 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 43.904 \text{ кН.}$$

Збір навантажень на тротуар:

$$v_{тр} = q \cdot b_{т} \cdot y_{т1} \cdot \gamma = 1.96 \cdot 0.675 \cdot 0.241 \cdot 1.2 = 0.383 \text{ кН/м.} \quad (6.7)$$

Момент від пішохідного навантаження:

$$M_{тр} = v_{тр} \cdot \omega = 0.383 \cdot 119.351 = 45.665 \text{ кНм} \quad (6.8)$$

Момент від навантаження АК:

$$M_{ак} = P_{ак} \cdot (y_{ак1} + y_{ак2}) + v_{ак} \cdot \omega = \quad (6.9)$$

$$= 74.279 \cdot (7.378 + 7.316) + 5.595 \cdot 119.351 = 1682.995 \text{ кНм}$$

Момент від навантаження НК:

$$M_{нк} = P_{нк} \cdot (y_{нк1} + y_{нк2} + y_{нк3} + y_{нк4}) = \quad (6.10)$$

$$= 43.904 \cdot (7.398 + 6.745 + 7.398 + 6.745) = 1241.869 \text{ кНм}$$

Максимальний момент тимчасових навантажень :

$$M_{max} = M_{ак} + M_{тр} = 1682.995 + 45.665 = 1728.66 \text{ кНм} \quad (6.11)$$

Порівняння результатів розрахунків аналітичним способом і з допомогою програмного комплексу ЛІРА

Таблиця 6.4 Порівняння результатів

Спосіб	Результати в кН			
	$P_{ак}$	$v_{ак}$	$P_{нк}$	$v_{тр}$
Аналітичний	82.834	5.595	52.136	0.606
Ліра	74.279	4.956	43.904	0.383
Відсоток відхилення %	10	11	16	37

Таблиця 6.5 Порівняння результатів

Спосіб	Результати в кН			
	$M_{тр}$	$M_{ак}$	$M_{нк}$	M_{max}
Аналітичний	72.382	1884.937	1474.72	1957.31
Ліра	45.665	1683	1241.87	1728.66
Відсоток відхилення %	37	11	16	12

Виходячи з результатів розрахунку у програмному комплексі ЛІРА для розрахунку моментів краще брати лінію впливу балки з найневигіднішим положенням тимчасового навантаження А11 і НК-80 і найбільшими ординатами. Проаналізувавши усі лінії впливу найбільші ординати для розрахунку у другій лінії впливу, тобто найнавантаженіша балка – це друга балка прогонової будови Б-2(див Рисунок 6.7)

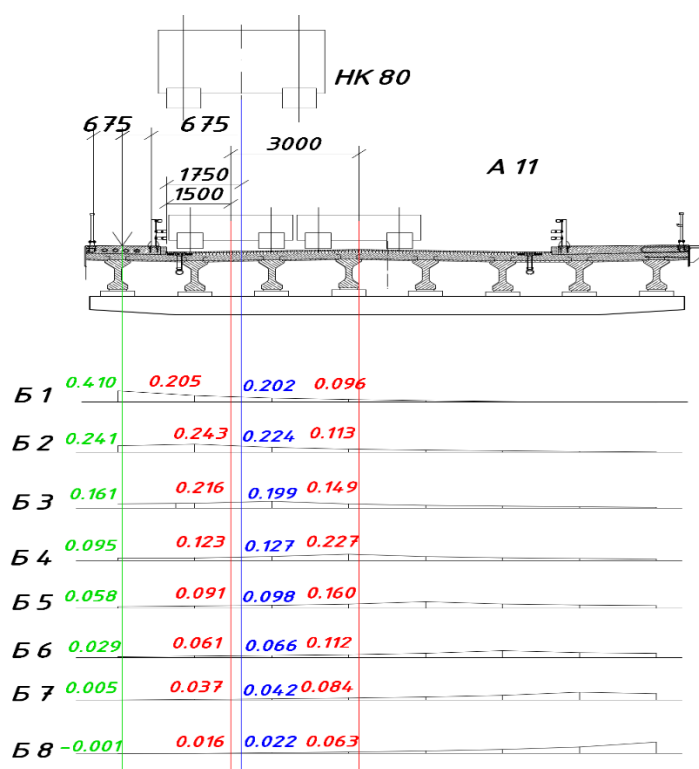


Рисунок 6.7 – Ординати навантажень А11 і НК-80

Результати розрахунку у програмному комплексі ЛПРА стосовно навантажень від зусиль A11 і НК-80 відхиляються на 10-16 % у меншу сторону, результат розрахунку від пішохідного навантаження відхиляється на 37% у меншу сторону. Загальне відхилення максимального моменту сягає 12%.

Порівнюючи результати аналітичного і програмного розрахунку слід зауважити, що розрахунки з допомогою програмних розрахункових комплексів забезпечують більшу точність і змогу виявити найневигідніше становище тандему навантажень. Ручний розрахунок виявився адекватним для визначення абсолютних максимальних зусиль, але він не показує найбільш навантажену балку.

ВИСНОВКИ

У даній випускній кваліфікаційній роботі було виконано порівняльний розрахунок і визначення оптимального варіанту реконструкції автодорожнього мосту дороги загального користування Т-21-10 Шевченкове-Балаклія-Первомайськ-Кегичівка у Харківській області. Проектування мосту спиралось на тимчасові вертикальні навантаження А11 і НК-80.

1. Існуюча конструкція автодорожнього балкового залізобетонного мосту довжиною 155,47, розташований у Харківській області, що перетинає р. Балаклійка на момент здійснення проектних робіт перебуває у експлуатаційному **стані 5 – непрацездатному** внаслідок пошкоджень визначальних елементів споруди, а саме прогонові будови, опори та фундамент.

2. Розробили три варіанти капітального ремонту мосту. Для кожного варіанту було передбачено заміну балок і часткову або повну заміну пошкоджених опор. Перший варіант проектувався за старою схемою 7х21.00 м загальною довжиною мосту 153.45 м. В другому варіанті були замінені пошкоджені балки за минулим проектом «Союздорпроект» випуск 384/46 і прийняті нові збірні залізобетонні балки І-образної форми індивідуального проектування за схемою 4х21.00+16.90+22.00+24.00 м., загальною довжиною мосту 153.45 м.

Третій варіант був запроектований так щоб замість зведення двох опор на місці пошкоджених, за рахунок збільшення довжини прогонів звести одну опору. Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів найбільш вигідний з точки зору вартості матеріалів є перший варіант. Для подальшого проектування обираємо третій варіант, який є більш надійним за рахунок повної заміни фундаменту і є більш практичним в умовах експлуатації.

3. В рамках роботи було виконано проектування прогонових будов за третім варіантом, визначено кількість арматури в плиті, а також пучків напруженої арматури в балках під проектне навантаження і виконано їх конструювання.

4. Для порівняння результатів розрахунку балки використали програмний комплекс ЛПРА. Порівнявши моменти аналітичного способу і розрахунку з допомогою програми виявили, що аналітичний розрахунок не сильно відрізняється від програмного і відхилення всього 12%.

Варто звернути увагу, що аналітичний розрахунок виходить з більшим моментом ніж розрахунок з допомогою програмного комплексу ЛПРА, тому обрані параметри перерізу і кількості арматури будуть з запасом і не несуть загрози руйнування конструкції.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: ДБН В.2.3-14:2006 / затв.: наказ Міністерства будівництва, архітектури та житлово-коменального господарства (Мінбуд України) від "06" травня 2006 р. № 160 / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. – К., 2006.
2. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]: ДБН В.2.3-22:2009 / затв.: наказ Мінрегіонбуду України від 11.11.2009 № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.
3. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]: ДБН В.1.2-15:2009 / затв.: наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 11.11.2009 р. № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.
4. Примеры расчета железобетонных мостов [Текст] / Я. Д. Лившиц, М. М. Онищенко, А.А. Шкуратовский – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1986. – 263 с.
5. Проектирования и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов [Текст] / Н. И. Поливанов – М.: изд-во «Транспорт», 1970. – 516 с.
6. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов [Текст] / В. А. Российский, Б. П. Назаренко, Н. А. Словинский – М.: изд-во «Высшая школа», 1970. – 520 с.
7. НПАОП 0.00-7.11-12. Загальні вимоги стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників / наказ від 25.01.2012 № 67 "Про затвердження Загальних вимог стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників" / Міністерство надзвичайних ситуацій України (МНС) – К., 2012.
8. ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво

9. Попов Н.Н. Проектирование и расчёт железобетонных и каменных конструкций [Текст]: учеб. Для студентов строит. Спец. вузов/Н.Н. Попов, А.В. Забегаев. - М.: Высш.шк., 1989.-400 с.
10. Власов, Г.М. Расчёт железобетонных мостов [Текст]/Г.М. Власов, В.П. Устинов. - М.: Транспорт, 1992.-256 с.
11. Попов С.А. Мосты и тоннели [Текст]: учеб. для студентов вузов/С.А. Попов, В.О. Осипов, А.М. Померанцев. - М.: Транспорт, 1977.-256 с.
12. Саламахин, П.М. Мосты и сооружения на дорогах [Текст]: учеб. для студентов вузов: в 2-х ч./П.М. Саламахин, О.В. Воля, Н.П. Лукин. – М.: Транспорт, 1991. - Ч.1.-344 с.
13. ВСН 32-89. Инструкция по определению грузободъёмности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов
14. ГОСТ 4348-81. Проволока из углеродной стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций
15. ДБН А.1.1-94-2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення
- 16.ДБН В.2.3-4-2007. Автомобільні дороги. Частина 1-2. Проектування та будівництво
- 17.ДБН В.2.3-20-2008. Мости та труби. Виконання та приймання робіт.
- 18.ДБН В.2.6-98-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
19. ДСТУ Б В.2.3-1-95. (ГОСТ 26775-97). Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах.
20. ДСТУ Б В.2.3-12-2004. Огородження дорожнє металеве бар'єрного типу. Загальні технічні умови.