

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ «Мости і тунелі»

(назва факультету/ННЦ)

«Транспортна інфраструктура»

(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи

ОС «бакалавр»

(ступінь вищої освіти)

на тему: Проект реконструкції автодорожнього мосту через несудносплавну річку

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ1911

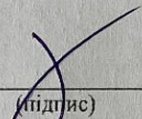


(підпис студента)

/ Віталій ПЕЛЕНЬО /

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:

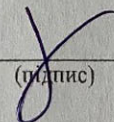


(підпис)

/ ст. викл. Павло
ОВЧИННИКОВ /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:



(підпис)

/ ст. викл. Павло
ОВЧИННИКОВ /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Консультанти:

Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях

(назва розділу)



(підпис)

/ зав. каф. Олег САБЛІН /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

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

Студент


(підпис)

Дніпро – 2023 рік

ЗАЯВА

Я, Пеленко Віталій Володимирович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи ІІТ 1911 факультет «БАІ»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня бакалавр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Проект реконструкції автодорожнього мосту
через Ісезинопольську річку

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання. Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

Я ознайомлений(а) з чинним «Порядком перевірки кваліфікаційних випускних робіт здобувачів вищої освіти на виявлення текстових та графічних запозичень засобами перевірки на плагіат», згідно з яким виявлення плагіату є підставою для відмови в допуску випускної кваліфікаційної роботи до захисту.

Студент(ка)

[підпис]

(підпис)

Пеленко В.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата 15.06.2023

Керівник ВКР

[підпис]

(підпис)

Овчинников П.А.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
Кафедра «Транспортна інфраструктура»

ДОВІДКА

про відсутність плагіату у випускній кваліфікаційній роботі

За результатами перевірки випускної кваліфікаційної роботи (ВКР)
здобувача вищої освіти освітнього ступеня (ОС) «бакалавр»

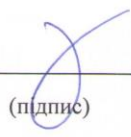
Пеленьо Віталія Володимировича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: «Проект реконструкції автодорожнього мосту через
несудносплавну річку»

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР


(підпис)

Овчинников П. А.

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Bridges and tunnels

(faculty/TRC)

"Transport infrastructure"

(department)

Explanatory Note

to Master's Thesis

Bachelor

(higher education degree)

on the topic: The project of reconstruction of a road bridge across a non-navigable river

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: MT1911 / Vitaliy PELENO/

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Sr. Lect. Pavlo

OVCHYNNYKOV /

(position, name, surname)

Normative controller:

/ Sr. Lect. Pavlo

OVCHYNNYKOV /

(position, name, surname)

Supervisors

Occupational health

and safety in emergencies

(Chapter title heading)

/ Head of Dept. Oleh SABLIN /

(position, name, surname)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура» Кафедра «Транспортна інфраструктура»

Спеціальність 192 « Будівництво та цивільна інженерія »

ОПП « Мости і транспортні тунелі »

«ЗАТВЕРДЖУЮ»:

Завідувач кафедри ТІ

_____ Олексій ТЮТКІН

« _____ » _____ 202_ р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студента МТ1911 Пеленьо Віталія Володимировича

(номер групи)

(прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Проект реконструкції автодорожнього мосту через несудносплавну річку

затверджена наказом по університету № 157 ст від « 13 » лютого 2023 р.

2. Термін подання студентом закінченої роботи « 12 » червня 2023 р.

3. Вихідні дані до ВКР на здобуття ОС «бакалавр»

Звіт з обстеження існуючого мосту, технічні креслення існуючого мосту, інженерно-геологічні та гідрологічні умови із звітом з відповідних вишукувань.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань до розробки)

Вихідні дані та умови будівництва; Визначення стану мосту; Варіанти реконструкції; Розробка варіанту реконструкції; організація будівництва

5. Перелік креслень (демонстраційного матеріалу)

Вихідні дані

Варіанти реконструкції

Розробка варіанту

Організація будівництва

6. Консультанти (з назвами розділів)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділу ВКР на здобуття ОС «бакалавр»	Термін виконання розділу ВКР	Примітка (обсяг розділу, %)
1.	Вихідні дані Варіанти реконструкції	01.05 - 07.05.2023	30%
2.	Розробка обраного варіанту	22.05 - 28.05.2023	60%
3.	Організація будівництва Офрмлення роботи	12.06 - 18.06.2023	100%
4.			

Дата видачі завдання « 17 » квітня 2023 р.

Керівник ВКР

(підпис)

Павло ОВЧИННИКОВ

(Ім'я, прізвище)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Віталій ПЕЛЕНЬО

(Ім'я, прізвище)

РЕФЕРАТ

Дипломна робота представлена на 69 сторінках та містить 27 рисунків, 5 таблиць, 18 літературних джерел, 1 додатки та 4 креслення.

Об'єкт розробки: ремонт аварійного автодорожнього мосту.

Мета роботи: визначення оптимального варіанту ремонту та розробка визначеного варіанту.

В бакалаврській роботі виконано проект реконструкції автодорожнього мосту. В рамках роботи було пророблено три варіанти ремонту мосту також, виконано техніко-економічне порівняння варіантів ремонту мосту. Далі був обраний на основі техніко-економічного порівняння один варіант мосту та прораховано його несучу здатність. Також для обраного варіанту ескізно виконано проект організації будівництва мосту. Розроблені основи охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Ключові слова: мости, залізобетонні мости, ремонт, прогонова будова, охорона праці.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1 ВИХІДНІ ДАНІ ТА УМОВИ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТУ	7
1.1 Інженерно-геологічні умови	7
1.2 Характеристика мосту	8
РОЗДІЛ 2 ПОТОЧНИЙ СТАН СПОРУДИ	14
2.1 Дефекти споруди та висновки обстеження	14
2.2 Положення до реконструкції	19
РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕМОНТУ МОСТУ	21
3.1 Варіант 1	21
3.2 Варіант 2	24
3.3 Варіант 3	27
3.4 Порівняння варіантів	30
Висновок	30
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ	31
4.1 Визначення зусиль в плиті	31
4.2 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту	39
4.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини	42
4.4 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість	44
РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ	47
РОЗДІЛ 6 ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТУ	51
6.1 Улаштування проїзної частини та тротуарів	51
6.2 Улаштування перильного та бар'єрного огородження	53
6.3 Антикорозійний захист проміжних опор та стоянів	53
РОЗДІЛ 7 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	55
7.1 Охорона праці з експлуатація машин і устаткування за НПАОП	55
ВИСНОВОК	57
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	59

РОЗДІЛ 1

ВИХІДНІ ДАНІ ТА УМОВИ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТУ

1.1 Інженерно-геологічні умови

Робоча ділянка мосту знаходиться на кілометрі 5+511 автомобільної дороги місцевого значення, що пролягає від Вишневого до Магдалинівського району Дніпропетровської області. Розташування ділянки охоплює русло річки Кільчень та її заплави, як показано на рисунку 1.1.

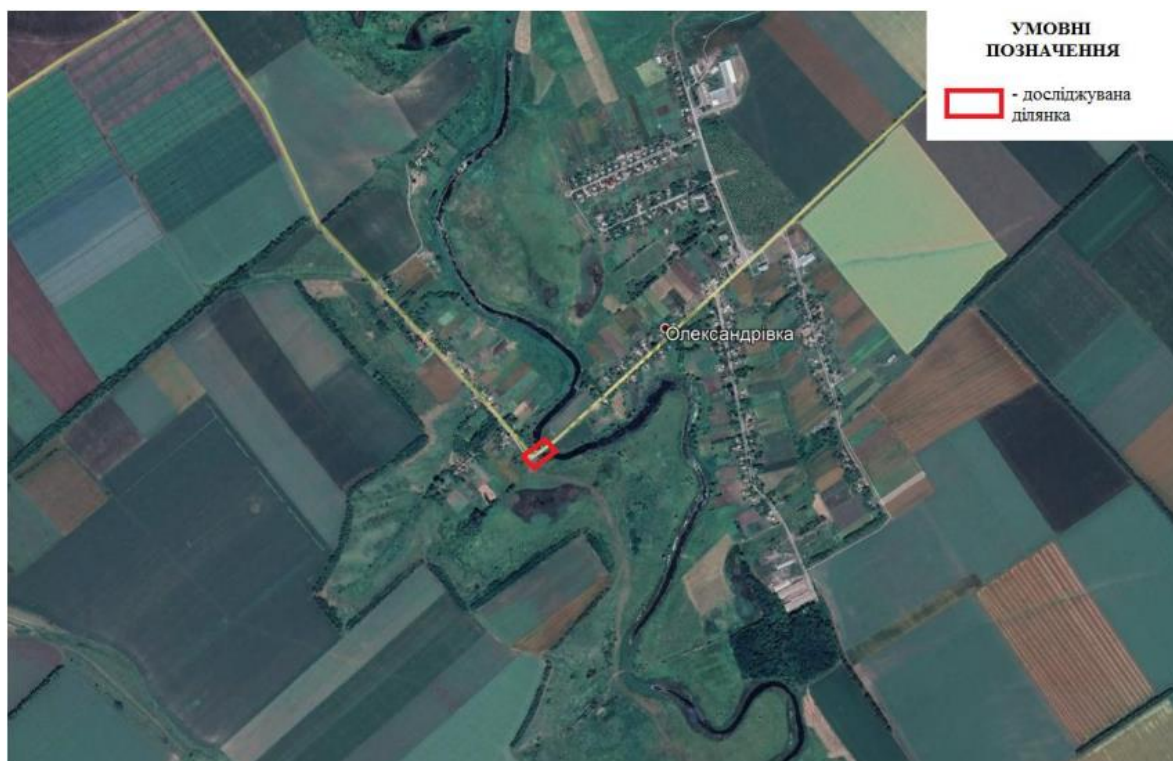


Рисунок 1.1 – Схема розташування ділянки робіт

Ділянка робіт відноситься до категорії складності II, що означає середню складність інженерно-геологічних умов.

Згідно зі зміною №1 до ДБН В.1.1-12-2014 "Будівництво у сейсмічних районах України", інтенсивність сейсмічних дій для району будівництва, відповідно до карти ЗСР-2004-А, становить 5 балів на шкалі MSK-64.

За технічним звітом в геологічному розрізі на розвідану глибину до 20,0 м виділені наступні інженерно-геологічні елементи:

- ІГЕ-1 – Ґрунтово-рослинний шар (суглинок гумусований, із залишками коріння рослин, в кривлі задернований);
- ІГЕ-2 – Мул суглинистий, текучий, чорний;

- ІГЕ-3 – Суглинок легкий, м'якопластичний, слабозаторфований, темно-сірий;
- ІГЕ-4 – Супісок текучий, в кривлі із прошарками суглинку, сірий;
- ІГЕ-5 – Пісок мілкий, середньої щільності, насичений водою, від сірого до світло-сірого.

Ґрунтові води у межах ділянки робіт залягають на глибині 0,9-1,6 м (абс. від. 67,8 м). Вони є слабоагресивні щодо портландцементу марки W4 за їх впливом на бетон щодо водопроникності. За ступенем агресивного впливу на арматуру залізобетонних конструкцій, вода є неагресивною при постійному зануренні та середньоагресивною при періодичному змочуванні.

Ґрунти, які знаходяться вище рівня ґрунтових вод, слабоагресивні до бетону марки W4 та неагресивні до залізобетонних конструкцій за найгіршими показниками. Корозійна агресивність ґрунтів є високою до алюмінієвих оболонок, високою до свинцевих оболонок та середньою до сталі.

За звітом, під час проведення вишукувань та виявлення негативних інженерно-геологічних процесів, було встановлено наявність водонасичених біогенних ґрунтів у геологічній будові, які характеризуються неоднорідністю по глибині та в плані, низькими фізико-механічними властивостями, підвищеною стисливістю та розвитком осідань із часом.

Нормативна середньобагаторічна глибина сезонного промерзання ґрунтів становить 0,9 метра.

1.2 Характеристика мосту

Міст має конструкцію з трьох прогонів, довжина яких складає 17,5+18,6+17,5 метрів, загальна довжина мосту становить 56,38 метра. Міст був побудований у 1978-1979 роках на місці дерев'яного мосту, який неодноразово пошкоджувався під час весняних повеней. Оскільки він був спроектований у 1970-х роках, нормативні тимчасові навантаження, за якими він був розрахований, базувалися на СН 200-62 1962 року. Для автомобільної

дороги загального користування IV категорії, навантаження на міст приймалось згідно зі схемою Н-30 та НК-80.

За даними проведеного технічного обстеження визначені наступні загальні характеристики мосту:

- ширина споруди (по зовнішнім граням тротуарів) – 8,8 м;
- прогонова схема – 17,5+18,6+17,5 м;
- повна довжина мосту – 56,38 м;
- отвір мосту у просвіті – 50,4 м;
- габарит проїзної частини – 6,0 м;
- кількість смуг руху – 2 (по одній у кожному напрямку);
- ширина смуги руху кожного напрямку – 3,0 м;
- смуги безпеки – відсутні;
- ширина двосторонніх пішохідних тротуарів – 1,30 м;
- бар'єрне огороження проїзної частини – відсутнє;
- перильне огороження тротуарів висотою 1,0 м;
- висота підмостового габариту (у просвіті від низу конструкції прогонових будов до рівня замулення р. Кільчень у підмостовому отворі) 1,5-1,8 м;
- глибина води у р. Кільчень безпосередньо у підмостовому отворі (по слідам на бокових поверхнях проміжних опор), вірогідно під час весняних повеней попередніх років, складає ~ 0,85м. На час обстеження вода у підмостовому отворі відсутня.

Міст є сталевим і має конструкцію балочної розрізної системи. По балках прогонових будов (у поперечному напрямку) розташовані збірні залізобетонні пустотні плити проїзної частини розміром 8800x1200x220 мм. Ці плити не з'єднані з верхніми поясами несучих балок.

У підмостовому отворі річки Кільчень накопичені відкладення ґрунту, які утворилися під час повеней. Ділянки по обидва боки від мосту щільно заросли очеретом. Ширина русла річки становить 30-35 метрів.

Проїзна частина мосту, яка також включає пішохідні тротуари, має поперечний ухил. Вона має двоскатну форму з незначним нахилом від осі проїзду до тротуарів. Середня величина цього ухилу становить 5‰.

Пішохідні тротуари не мають розділення від проїзної частини, ні бортовими каменями (поребриками), ні бар'єрними огороженнями.



Рисунок 1.2 – Загальний вигляд мосту

Прогонові будови мосту складаються з п'яти сталевих зварних балок двотаврового перерізу, які об'єднані поперечними діафрагмами складового перерізу. Ці діафрагми включають чотири проміжні і дві надопорні діафрагми, а також нижні і верхні вітрові в'язі кутикового перерізу.

Балки прогонових будов розташовані з кроком 1,8 метра в поперечних перерізах. Висота балок становить 1,0 метр, а ширина верхніх та нижніх поясів – 320 мм. Товщина нижніх поясів змінюється, зменшуючись від 22 мм на кінцях до 26 мм в середній частині прогонів, де максимальні згинальні моменти.

Будівельна висота прогонових будов, від нижнього ребра головних балок до верхнього шару залізобетонних плит проїзної частини, становить 1,22 метра. Величина консолей складає 0,62 метра.

Прогонові будови опираються на підферменні площадки проміжних опор і стоянів через сталеві опорні листи товщиною 25 мм, які закріплені анкерами до монолітної кладки.



Рисунок 1.3 – Проміжна опора №3. Вид збоку стояна №4

Фундаменти і тіло стоянів №1 та №4, а також проміжні опори №2 та №3 є масивними і виконані з монолітного бетону. Фасадні ділянки фундаментів, які знаходяться над обрізами, мають округлену форму зверху і знизу мосту. Шафові стінки стоянів також викладені монолітним бетоном.

Ділянки обпирання прогонових будов (підферменники) не мають чіткого контуру, і невідомо, чи присутні розподільчі арматурні сітки у бетоні підферменників.

Згідно паспорту мосту, фундаменти закладені на природній основі, але глибина їх закладення не вказана.

Конструктивне рішення для з'єднання стоянів з насипами підходів невідоме, але ймовірніше за все, що перехідні плити між мостом і підходами не були встановлені.

Обрізи фундаментів проміжних опор розташовані на висоті приблизно 0,2-0,4 метра над рівнем замулення підмостового отвору.



Рисунок 1.4 – Прогонові будови мосту. Вид з низової сторони

Дорожнє покриття мосту складається з двошарового асфальтобетону загальною товщиною близько 80 мм (40 мм на кожен шар). Під покриттям, над плитами прогонових будов, є піщано-гравійна подушка середньою товщиною 120 мм.

Перильне огороження тротуарів виконане з металевих конструкцій, включаючи профільні труби різних розмірів, арматурне вертикальне заповнення, полосовий метал для поздовжнього заповнення та поручні з прокатного швелера.

Деформаційні шви не були встановлені в місцях з'єднання залізобетонних плит прогонових будов над проміжними опорами та стоянами.



Рисунок 1.5 – Загальний вигляд мостового полотна

Під час поточних ремонтів споруди було здійснено додаткове закріплення перильного огороження тротуарів та проведено ямковий ремонт асфальтобетонного покриття. Проте прогонові будови та опори мосту не були відремонтовані, і не проводилося заміни шару дорожнього покриття на мосту або гідроізоляції.

Термін служби ізоляції та покриття значно перевищено, що означає, що вони вже використовуються довше, ніж передбачалося.

РОЗДІЛ 2

ПОТОЧНИЙ СТАН СПОРУДИ

2.1 Дефекти споруди та висновки обстеження

Основними факторами, які спричинили появу та подальший розвиток дефектів у споруді, істотно впливаючи на її вантажопідйомність, тривалість служби та безпеку при проходженні тимчасових навантажень, є наступним:

- фізичне та моральне старіння матеріалів, оскільки споруда експлуатується протягом понад 40 років;
- недостатній гідроізоляційний захист залізобетонних плит прогонових будов, що працюють в агресивному середовищі, що спричиняє їх пошкодження;
- недостатня несуча здатність ґрунту під фундаментами руслових опор мосту, що призводить до деформації (крену) проміжної опори №2;
- відсутність своєчасного проведення поточних ремонтів, включаючи заміну гідроізоляції та асфальтобетонного покриття проїзної частини, а також відновлення антикорозійного покриття металоконструкцій прогонових будов;
- відсутність бар'єрного огороження для забезпечення безпеки на проїзній частині;
- дефекти, пошкодження та недоліки, виявлені під час обстеження мосту, були розглянуті з урахуванням їх впливу на загальну надійність та експлуатаційну стійкість споруди.

Найсерйозніші дефекти, які впливають на вантажопідйомність та безпечний прохід автотранспорту через міст, включають наступне:

1. Прогонові будови:

- руйнування збірних залізобетонних плит проїзної частини на місцях з'єднання прогонових будов над проміжними опорами, що призводить до утворення проломів шириною до 0,6 м та довжиною до 3,5 м;
- локальне руйнування торцевих ділянок плит проїзної частини під тротуарами, що призводить до випадання бетону та вигляду арматури;

- пошкодження бетону плит прогонових будов у результаті вилуговування на більшості стельових та бокових поверхонь усіх прогонів;
- корозія металу верхніх поясів головних балок у місцях, де накопичується вода через неопрацьовані з'єднання між збірними плитами проїзної частини;
- відсутність з'єднання між збірними плитами проїзної частини та головними балками прогонових будов;
- додаткове напруження в опорних ділянках прогонових будов, викликане нерівномірним роботою опорних вузлів унаслідок крену проміжної опори №2.

2. Опори:

- крен проміжної опори №2 зі зміщенням осі опори (вертикально) на 126 мм у бік опори №3, що спричиняє зсув прогонових будов і заклинювання опорних частин;
- тріщини у кладці шафової стінки стояка №4 з розкриттям понад 1,5 мм та зміщенням бетонних масивів кладки на більше 10 мм;
- руйнування бетону цокольних ділянок фундаментів проміжних опор у рівні обрізів під впливом змінного рівня води у підмостовому руслі, з глибиною руйнування до 70 мм;
- руйнування поверхневого шару бетону на окремих ділянках проміжної опори №2 з утворенням тріщин шириною від 0,5 мм до 1,5 мм.

3. Мостове полотно:

- відсутність бар'єрного огородження для безпеки, що відокремлює проїзну частину від пішохідних тротуарів;
- руйнування гідроізоляції проїзної частини та тротуарів через значне перевищення нормативних строків заміни ізоляції;
- пролами в дорожньому покритті на місцях з'єднання прогонових будов над проміжними опорами мосту через руйнування залізобетонних плит;

- втрата стійкості перильного огородження тротуарів через недосконалу систему їх закріплення до плит прогонових будов. Утримуюча здатність огородження не відповідає нормам;

- руйнування асфальтобетонного покриття проїзної частини на всій довжині мосту з утворенням тріщин у напрямку руху та попереку та утворення ям на всю товщину асфальтобетонного покриття.



Рисунок 2.1 – Крен проміжної опори №2. Розладнання роботи вузлів обпирання прогонових будов на опору



Рисунок 2.2 – Наскрізні проломи у плитах прогонових будов над проміжними опорами з повним руйнуванням дорожнього одягу



Рисунок 2.3 – Руйнування плит прогонових будов на консольних ділянках з оголенням арматури та випадінням бетону



Рисунок 2.4 – Корозія металоконструкцій головних балок та в'язів прогонових будов. Фарбове антикорозійне покриття повністю зношене



Рисунок 2.5 – Тріщина на всю ширину шафової стінки стояна №4 розкриттям більше 1,5 мм



Рисунок 2.6 – Дефектний стан перильного огородження тротуарів та ділянок його закріплення до плит прогонових будов

Міст має серйозні дефекти, такі як руйнування плит проїзної частини з великими проломами у дорожньому покритті та крен проміжної опори №2, що перешкоджає безпечному руху автотранспорту та пішоходів через міст. Згідно з технічним звітом, стан мосту оцінюється як 5, що означає його непрацездатність.

2.2 Положення до реконструкції

Характеристикою для несучих сталевих прогонових будівель та залізобетонних плит проїзду є вплив агресивних розчинів, які постійно потрапляють на залізобетонні плити проїзної частини та металеві головні балки внаслідок атмосферних опадів. Це призводить до повного руйнування гідроізоляції.

За технічним звітом виділено такі положення до реконструкції:

- опора №2 потребує повної перебудови або підсилення фундаменту з відновленням ділянки обпирання прогонових будов;

- залізобетонні плити проїзної частини знаходяться у поганому технічному стані і вимагають заміни під час реконструкції мосту;

- несучі металеві конструкції прогонових будов можуть бути використані під час реконструкції мосту з умовою відновлення захисного фарбового покриття;

- на мосту повністю відсутні огорожувальні конструкції безпеки на пішохідних тротуарах поруч із проїзною частиною (бар'єрне огородження), яке не передбачалося при проєктуванні та будівництві споруди. Згідно з чинними нормами проєктування, безпекові огородження на мостах повинні бути обов'язково встановлені;

- утримуюча здатність існуючого огородження не відповідає розрахунковим вимогам, не забезпечує безпечний пропуск пішоходів через міст і повинно бути повністю замінено;

- асфальтобетонне покриття проїзної частини мосту сильно зношене і перевищує нормативний термін служби, тому воно потребує заміни під час реконструкції споруди;

- на проміжних опорах та стоянах спостерігається незначне руйнування поверхневого шару бетону на деяких місцях, що не суттєво впливає на їх несучу здатність (за винятком проміжної опори №2, яка потребує перебудови), але впливає на загальну довговічність споруди. У шафовій стінці стояна №4 необхідно виконати ремонт цементними сумішами для заповнення тріщин.

Також несуча здатність мосту не відповідає проєктним навантаженням (тимчасове навантаження при проєктуванні мосту, враховуючи рік його побудови, було визначено за схемою Н-30 та НК-80), які передбачені для автомобільних доріг загального користування районного значення IV категорії згідно з ДБН В.1.2-15:2009. Замість цього, тимчасове навантаження повинно бути враховано за схемою А-11 та НК-80.

РОЗДІЛ 3

РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕМОНТУ МОСТУ

3.1 Варіант 1

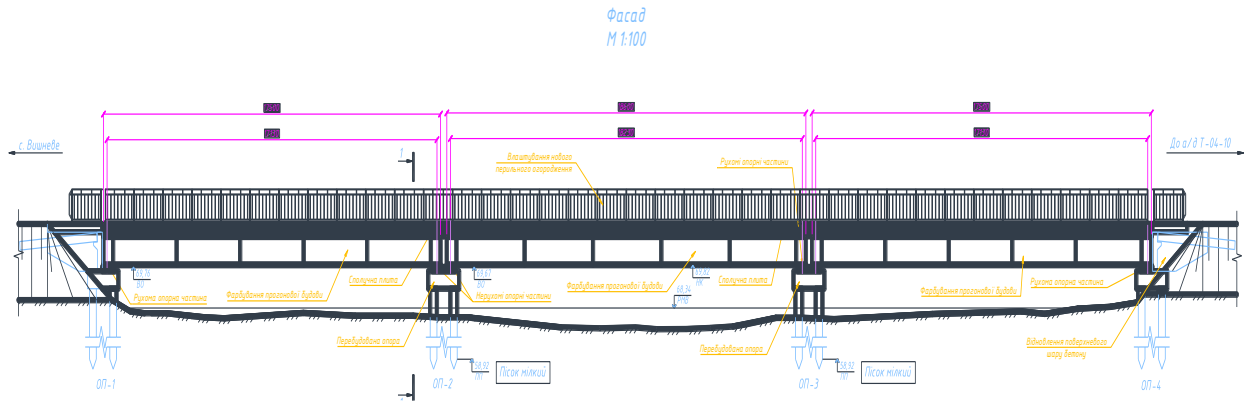


Рисунок 3.1 – Схема варіанта №1

Варіант №1- це варіант реконструкції мосту за старою схемою 18х3, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, відновлення прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу.

Згідно першого варіанту ремонту мосту передбачається виконати такі роботи:

- Демонтажні роботи
- Забивання палей
- Улаштування стоянів мосту
- Улаштування ригелів проміжних опор
- Встановлення нових опорних частин
- Ремонт балок прогонової будови
- Фарбування балок прогонової будови
- Улаштування монолітної плити проїзду
- Перевлаштування конусу насипу
- Улаштування укріплення 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

Визначення вартості робіт варіанту №1 наведено в таблиці 3.1.

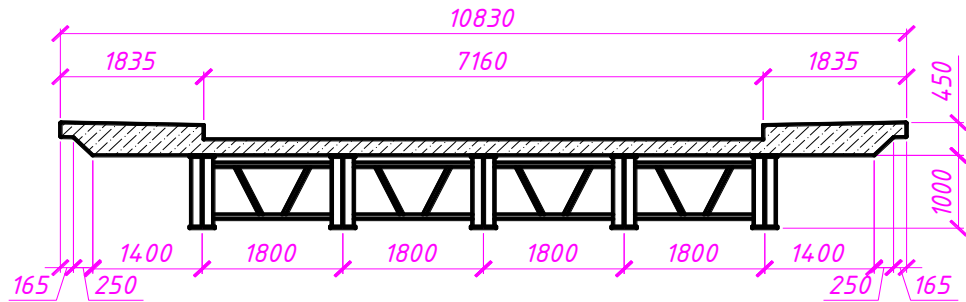


Рисунок 3.2 – Поперечний переріз прогонової споруди

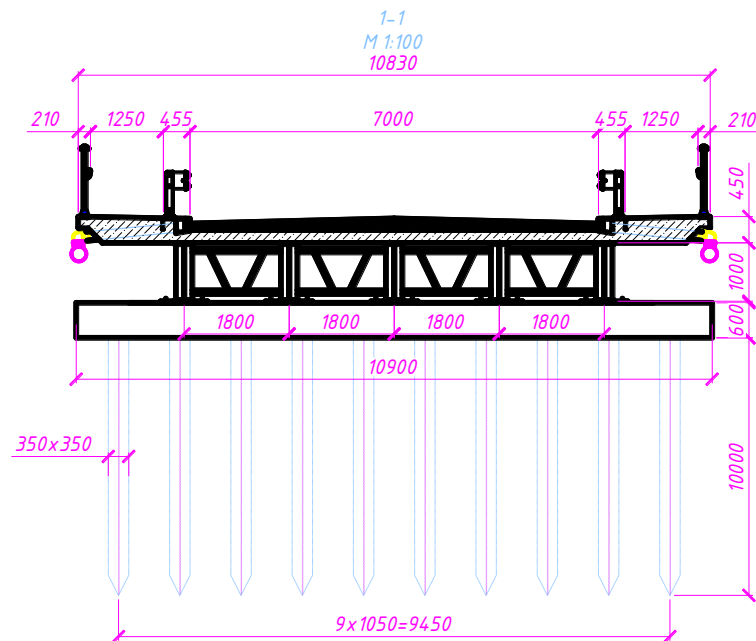


Рисунок 3.3 – Поперечний переріз мосту

Таблиця 3.1 – Визначення вартості варіанту №1

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
		1. Основні роботи 1 варіант			
1	Демонтаж старого мостового полотна	100 м ²	4,20	4 060	17 052
2	Демонтаж старих деформаційних швів	м ³	2,5	2 500	6250
3	Ремонт прогонової будови	т	39,28	3 000	117 840
4	Фарбування прогонових будов	м ²	726,9	250	181 725
5	Стояни	м ³	12,41	5 000	62 050
6	Ригелі	м ³	41,85	5 000	209 250
7	Палі	м ³	98	2 500	245 000
8	монолітна залізобетонна плити.	м ³	162	10 000	1 620 000
9	Перепланування укосу насипу	м ³	47,39	560	26 538,4
10	Укріплення укосу насипу	м ²	237,45	1 000	237 450
11	Укладка нового полотна автодороги	м ²	420,7	1 000	420 700
12	Установка бар'єрного огороження	м.п.	116	2500	290 000
13	Установка перильного огороження	м.п.	116	2500	290 000
Всього					3 723 495

3.2 Варіант 2

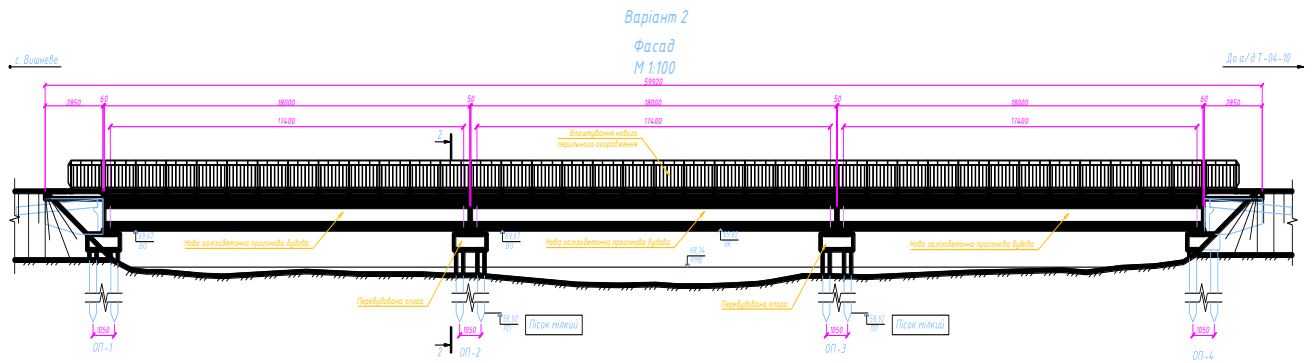


Рисунок 3.4 – Схема варіанта №2

Варіант №2- це варіант реконструкції мосту за старою схемою 18х3, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, заміна прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу.

Згідно першого варіанту ремонту мосту передбачається виконати такі роботи:

- Демонтажні роботи
- Забивання палей
- Улаштування стоянів мосту
- Улаштування ригелів проміжних опор
- Встановлення нових опорних частин
- Встановлення залізобетонних балок прогонової будови
- Улаштування монолітної плити проїзду
- Перевлаштування конусу насипу
- Улаштування укріплення 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 робіт варіанту №2 наведено в таблиці 3.2.

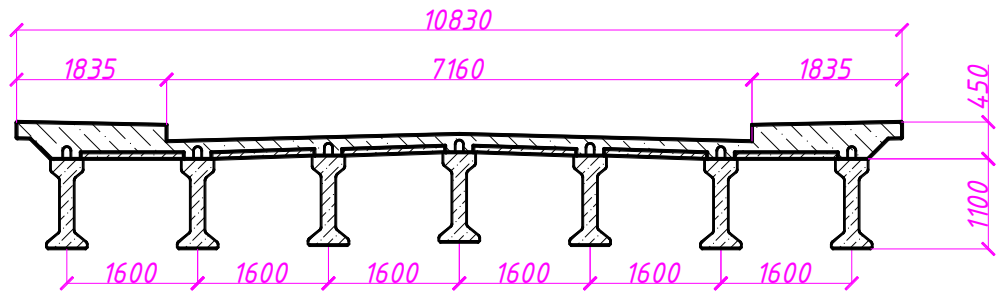


Рисунок 3.5 – Поперечний переріз прогонової споруди

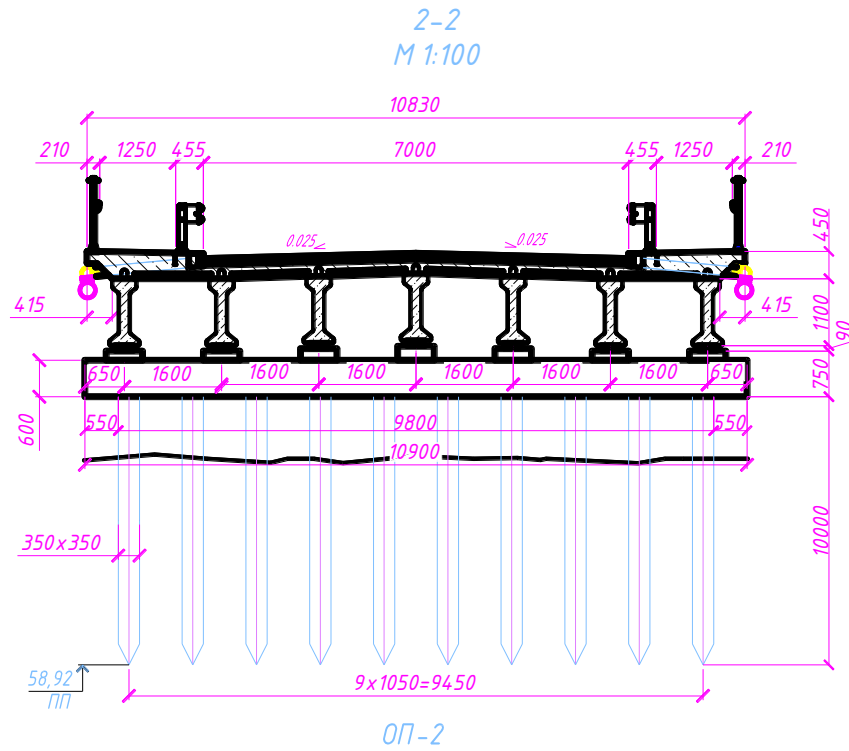


Рисунок 3.6 – Поперечний переріз мосту

Таблиця 3.2 – Визначення вартості варіанту №2

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
		1. Основні роботи 1 варіант			
1	Демонтаж старого мостового полотна	100 м ²	4,20	4 060	17 052
2	Демонтаж старих деформаційних швів	м ³	2,5	2 500	6250
3	Демонтаж прогонових споруд	шт	21	2 000	42 000
4	Стояни	м ³	12.41	5 000	62 050
5	Ригелі	м ³	41.85	5 000	209 250
6	Палі	м ³	98	2 500	245 000
7	Балки прогонових будов 18 м	шт	21	128 500	2 698 500
8	монолітна залізобетонна плити.	м ³	127,67	10 000	1 276 000
9	Перепланування укосу насипу	м ³	47,39	560	26 538,4
10	Укріплення укосу насипу	м ²	237,45	1 000	237 450
11	Укладка нового полотна автодороги	м ²	420,7	1 000	420 700
12	Установка бар'єрного огороження	м.п.	116	2500	290 000
13	Установка перильного огороження	м.п.	116	2500	290 000
Всього					5 817 490,4

3.3 Варіант 3

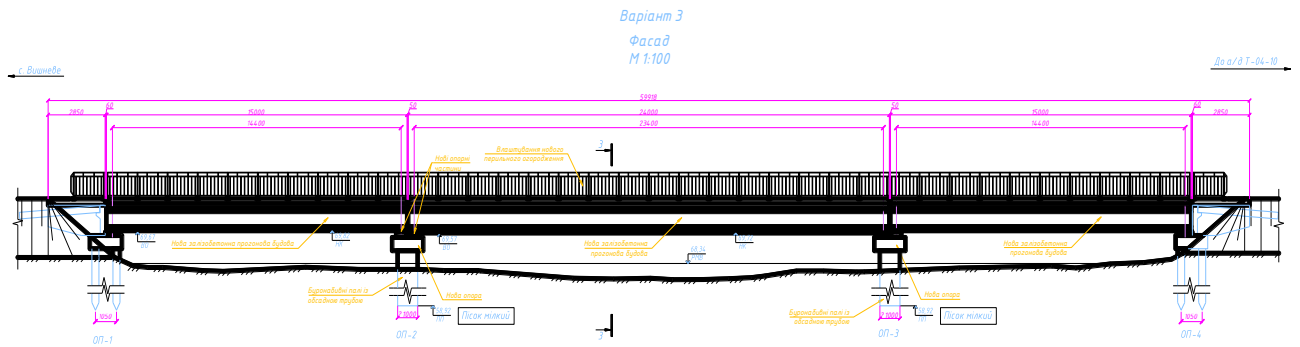


Рисунок 3.7 – Схема варіанта №3

Варіант №3- це варіант реконструкції мосту за новою схемою 15x24x15, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, заміна прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу.

Згідно першого варіанту ремонту мосту передбачається виконати такі роботи:

- Демонтажні роботи
- Забивання палей
- Улаштування буронабивних паль із обсадною трубою
- Улаштування стоянів мосту
- Улаштування ригелів проміжних опор
- Встановлення нових опорних частин
- Встановлення залізобетонних балок прогонової будови
- Улаштування монолітної плити проїзду
- Перевлаштування конусу насипу
- Улаштування укріплення 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 робіт варіанту №2 наведено в таблиці 3.2.

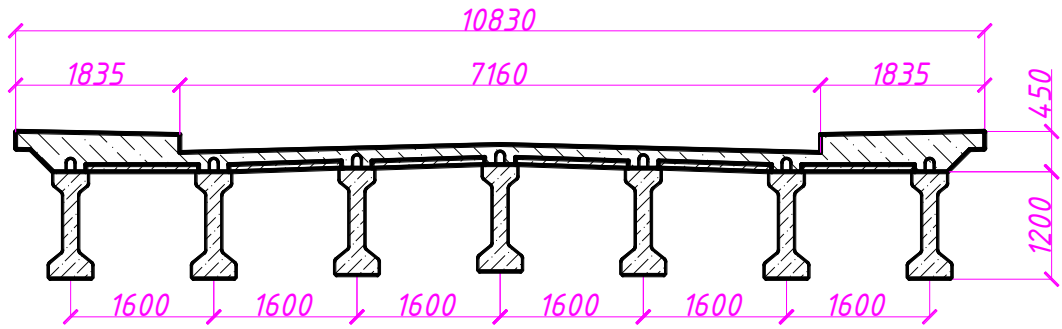


Рисунок 3.8 – Поперечний переріз прогонової споруди

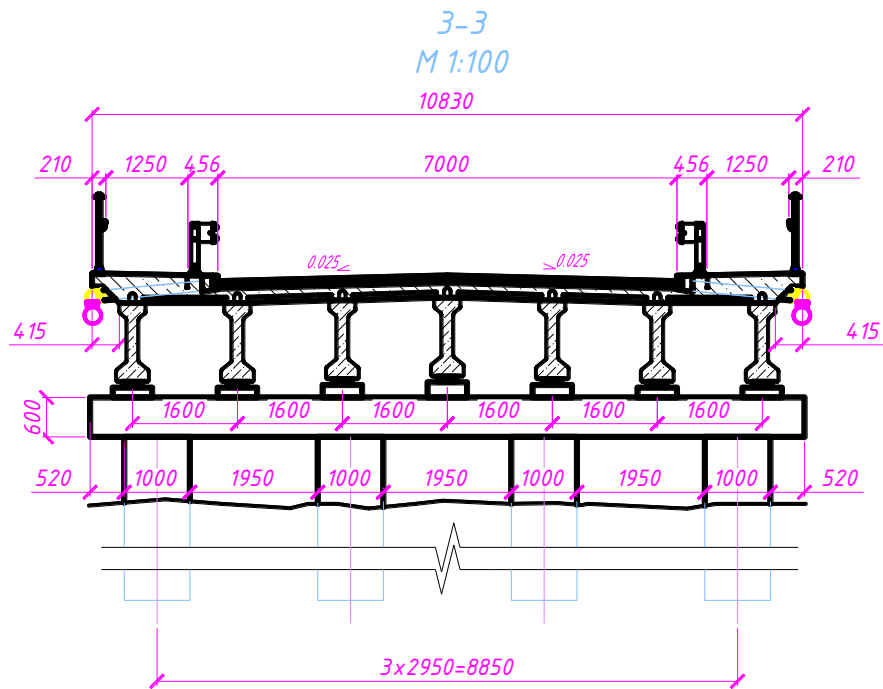


Рисунок 3.9 – Поперечний переріз мосту

Таблиця 3.3 – Визначення вартості варіанту №3

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
		1. Основні роботи 1 варіант			
1	Демонтаж старого мостового полотна	100 м ²	4,20	4 060	17 052
2	Демонтаж старих деформаційних швів	м ³	2,5	2 500	6250
3	Демонтаж прогонових споруд	шт	21	2 000	42 000
4	Стояни	м ³	12,41	5 000	62 050
5	Ригелі	м ³	41,85	5 000	209 250
6	Буроабивні палі із обсадною трубою	м ³	9043	2500	226 075
7	Палі	м ³	49	2 500	122 500
8	Балки прогонових будов 15 м	шт	14	106 875	1 496 250
9	Балки прогонових будов 24 м	шт	7	198 000	1 386 000
10	монолітна залізобетонна плити.	м ³	127,67	10 000	1 276 000
11	Перепланування укосу насипу	м ³	47,39	560	26 538,4
12	Укріплення укосу насипу	м ²	237,45	1 000	237 450
13	Укладка нового полотна автодороги	м ²	420,7	1 000	420 700
14	Установка бар'єрного огороження	м.п.	116	2500	290 000
15	Установка перильного огороження	м.п.	116	2500	290 000
Всього					6 136 038,6

3.4 Порівняння варіантів

Таблиця 3.4 – Техніко-економічне порівняння

№ 3/п	Найменування	Од. вим.	Об'єм		
			Варіант№1	Варіант№2	Варіант№3
1	Схема мосту	м	18х3	18х3	15х24х15
2	Вартість матеріалів	грн	3 723 495	5 817 490.4	6 136 038.6
3	Вартість одного ПМ	грн	68 953.61	107 731.30	113 630.34

Висновок

Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів бачимо, що найбільш вигідний з точки зору вартості матеріалів є перший варіант. Але в навчальних цілях обираємо третій варіант через те що в ньому є прогонова будова, яка складеться з балок, які розраховані на навантаження А11 та НК80, та має довжину прогону 24 м. До подальшого розрахунку беремо варіант №3.

РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

4.1 Визначення зусиль в плиті

Вихідні дані. Габарит мосту Г-7 м, тротуари по 1.25 м.

Прогонова будова komponується із семи головних балок довжиною 24 м з відстанню між осями 1.6 м.(див. рис. 3.1)

Мінімальна товщина плити проїзної частини складає 22 см.

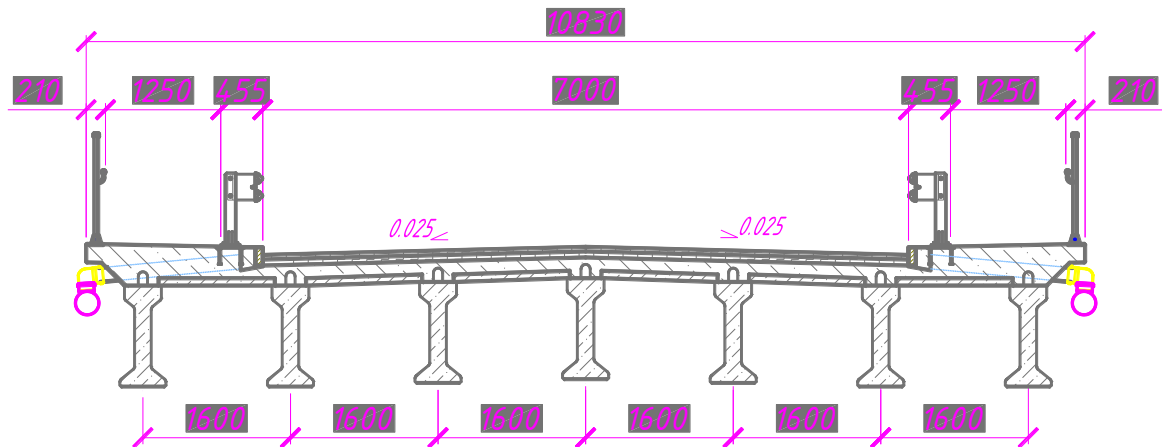


Рисунок 4.1 – Поперечний переріз прогонової будови

Постійне навантаження на 1м² плити складається із ваги шарів дорожнього одягу та її власної ваги. Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту по осям між балками прогонової будови і складає 1.6 м.

$g_n=8.38$ –нормативне навантаження від плити та асфальтобетону,

$g=12.72$ –розрахункове навантаження від плити та асфальтобетон.

Визначаємо нормативний момент всередині прогону плити від постійного навантаження за формулою:

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{8.38 \cdot 1.6^2}{8} = 2.682 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{12.72 \cdot 1.6^2}{8} = 4.07 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження

I випадок завантаження: в прогоні плити розміщена одна колія навантаження A11 (див. рис 4.2).

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження A11 за наступною формулою:

$$\frac{\nu}{2} = \frac{0,98 \cdot K}{2} = \frac{0,98 \cdot 11}{2} = 5,39 \text{ кН/м} \quad (4.2)$$

де $K=11$ – клас навантаження, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження A11 за наступною формулою:

$$\frac{P}{2} = \frac{9,81 \cdot K}{2} = \frac{9,81 \cdot 11}{2} = 53.95 \text{ кН/м} \quad (4.3)$$

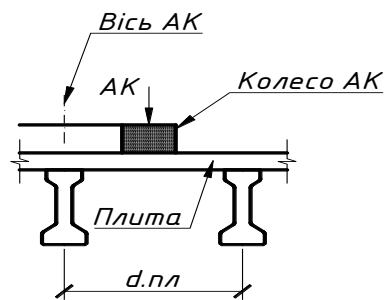


Рисунок 4.2 – Схема навантаження плити однією смугою А-11

При ширині колії $b=0,6$ м та розподіленні навантаження в товщі дорожнього одягу $H=0,11$ м під кутом 45° ширина площадки розподілу навантаження вздовж прогону плити визначається за формулою:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,13 = 0,86 \text{ м} \quad (4.4)$$

Поперек прогону плити за формулою:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,13 + \frac{1,6}{3} = 0.993 \text{ м} \quad (4.5)$$

Зважаючи на те, що ширина площадки взаємодії поперек прольоту плити не може бути менше ніж:

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 1.6 = 1.067 \quad (4.6)$$

Приймаємо $a_1 = 1.067$ м;

Інтенсивність тимчасового смугового навантаження на 1 погонний метр розрахункового прогону плити:

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{5.39}{0.86} \cdot 1 = 6.267 \text{ кН/м} \quad (4.7)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь $P_{AT} = 107.91$ кН:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{107.91}{2 \cdot 1.067 \cdot 0.86} = 58.81 \text{ кН/м} \quad (4.8)$$

Нормативний згинаючий момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{8.38 \cdot 1.6^2}{8} + (6.267 + 58.81) \cdot 0.86 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.86}{4} = 19.054 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{12.72 \cdot 1.6^2}{8} + (1.5 \cdot 6.267 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 58.81) \cdot 0.86 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.86}{4} = 35.28 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (4.10)$$

де $(1 + \mu) = 1.3$ – динамічний коефіцієнт для тандему, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M_0 = ((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = (1.3 \cdot 1.5 \cdot 58,81) \cdot 0.86 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.86}{4} = 28.85 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.11)$$

де $(1 + \mu) = 1.0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження $(1 + \mu) = 1.0$ згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

II випадок завантаження: в прогоні плити розміщені дві колії навантаження А-11 – від двох смуг максимально наближених одна до одної (див. рис 4.3):

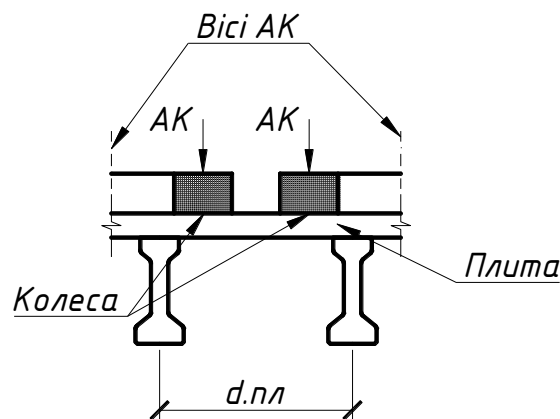


Рисунок 4.3 – Схема завантаження плити двома смугами А-11.

Визначаємо загальну площадку розподілення тиску від двох колій (колій) шириною визначеною за формулою:

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1.1 + 0.86 = 1.96 \text{ м} \quad (4.12)$$

де $b_1 = 0.85$ – з розрахунку за першим випадком завантаження, м;

Умова $b_2 < l_p$ не виконується, приймаємо $b_2 = 1.96$ м

Інтенсивність рівномірного смугового навантаження:

III випадок завантаження: в прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-80 (див. рис. 3.4).

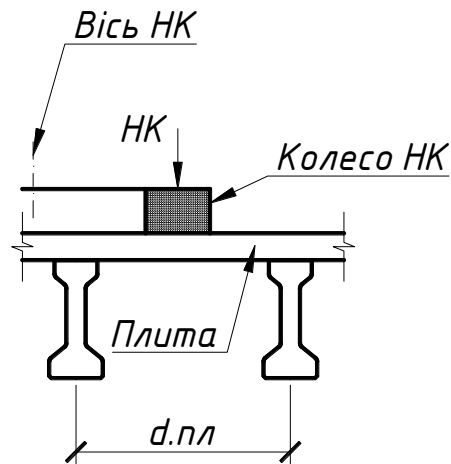


Рисунок 4.4 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-80.

При ширині колеса $b=0.8$ м та $H=0,125$ м тиск, що розподіляється від нього в товщі дорожнього одягу під кутом 45° рівний:

$$b_1 = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,13 = 1,06 \text{ м} \quad (4.13)$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему А-11 $a_1=1.08$ м, а тому може дорівнювати $\frac{2}{3} \cdot l_p = 1,33$ м, але не більше ніж відстань між колесами 1,2 м.

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + 0.2 + 2 \cdot 0.13 + \frac{2}{3} = 4.593 \quad (4.14)$$

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 2.7 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + \frac{2}{3} = 4.667 \text{ м} \quad (4.15)$$

Інтенсивність навантаження на 1 м^2 :

$$q_P = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.667 \cdot 1.06} = 80.86 \quad (4.16)$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_P^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.P} \cdot q_P \cdot b_1 \cdot \frac{l_P - 0.5b_1}{4}, \quad (4.17)$$

$$M_0 = \frac{12.72 \cdot 1.6^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 80.86 \cdot 1.06 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 1.06}{4} = 26.99 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де $(1 + \mu) = 1.0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку НК-80, що приймається згідно з [3].

Ординати лінії впливу під віссю колеса:

$$y_3 = \frac{1(l_P - 1.02 / 2)}{l_P} = \frac{1(1.6 - 1.06 / 2)}{1.6} = 0.669 \quad (4.18)$$

Поперечна сила біля опори:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_P}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.P} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3; \quad (4.19)$$

$$Q_0 = \frac{12.72 \cdot 1.6}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.667} \cdot 0.669 = 67.49 \text{ кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю 4.1:

Таблиця 4.1 – Постійне навантаження на 1м² плити

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-11 (1 колесо)	II випадок А-11 (2 колеса)	III випадок НК-80
1	2	3	4
$M_0^H, \kappa H \cdot m$ $M_0, \kappa H \cdot m$	19.05 35.28	- -	- 26.99
$M_q^H, \kappa H \cdot m$ $M_q, \kappa H \cdot m$	2.68 4.07	2.68 4.07	2.68 4.07
$Q, \kappa H$	88.80	-	67.49

Для подальших розрахунків плити вибираємо з таблиці максимальні величини згинальних моментів та поперечних сил (розрахункових для розрахунків на міцність та витривалість, нормативних – для розрахунку тріщиностійкості) для різних випадків навантаження. Навантаження НК-80 не враховується при розрахунках плити проїзної частини на тріщиностійкість і витривалість.

Дійсна робота плити, як нерозривної системи на пружних опорах з частковим защемленням плити в ребрах, враховуємо використовуючи поправочні коефіцієнти α . Для цього переріз балки приводимо до прямокутних форм.

Момент інерції на кручення :

$$I_k = \frac{1}{3} \times \left(\frac{b}{\delta} - 0.63 \right) \times \delta^4 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{1.6}{0.2} - 0.63 \right) \times 0.22^4 = 0.00518 \text{ см}^4; \quad (4.20)$$

де $b=2$ – розрахунковий прогін плити, м;

$\delta=2$ – висота плити, м;

Циліндрична жорсткість плити:

$$D = \frac{E_b \times h_f^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{E_b \times 20^3}{12 \times (1 - 0.2^2)} = 694 E_b \quad (4.21)$$

$$n_1 = 0.001 \times \frac{D l_p^3}{G_b I_k} = 0.001 \times \frac{989 E_b \times 2^3}{0.42 E_b \times 0.005} = 26.45 \quad (4.22)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону;

$G_b = 0,4E_b$ – модуль зсуву бетону;

$\nu = 0,2$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

При $n_1 = 26.45 < 30$:

$$M_{on} = -0.8M_0 \text{ та } M_{on} = +0.25M_0;$$

$$M_{np} = +0.5M_0 \text{ та } M_{np} = -0.25M_0;$$

Згинальний момент з врахуванням поправочного коефіцієнта α та максимальних моментів в розрізній схемі:

- Біля опори при $\alpha = -0,8$ та $\alpha = +0,25$

$$M_n = -0.8(19.054) = -15.24 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = 0.25(19.05) = 4.76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(35.28) = -28.22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = -0.8(28,851) = -23.08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(28.85) = 7.213 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- В середині прольоту при $\alpha = +0,5$ та $\alpha = -0,25$

$$M_n = 0.5(19.054) = 9.52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(19.054) = -4.76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(35.28) = 17.64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 0.5(28.85) = 14.42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.25(35.28) = -8.82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.25(28.85) = -7.21 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності. Біля опори $Q=Q_0=88.80\text{кН}$.

4.2 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту

Приймаємо для плити бетон класу В 40 з:

$R_B=20\text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt}=1,25\text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Для верхньої зони плити арматура класу А400С діаметром $d=14\text{мм}$:

$R_s=350\text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

Для нижньої зони плити арматура класу А400С діаметром $d=12\text{мм}$:

$R_s=350\text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

$h_f=22\text{ см}$ - приймаємо збільшену висоту плити щоб плита пройшла перевірку на тріщиностійкість

Розрахунок армування верхньої зони плити:

1. За товщини плити $h_f=22\text{ см}$ робоча висота плити:

$$h_0=h-a_s=22-5.7=16.3\text{ см} \quad (4.23)$$

$$a_s=a_b+\frac{d}{2}=5+\frac{1.4}{2}=5.7\text{ см} \quad (4.24)$$

де $a_b=5$ – захисний шар для верхньої арматури, см;

2. Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0=\frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}=\frac{28.229 \cdot 10^3}{20 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0,163^2}=0.053 \quad (4.25)$$

3. За знайденим α_0 визначаємо; $\xi=0.048$, $\eta_1=0.975$.

4. Визначаємо ξ_y :

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 20 = 0,69 \quad (4.26)$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,547 \quad (4.27)$$

$\xi = 0.048 < \xi_y = 0.547$ – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{28.229 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{350 \cdot 10^6 \cdot 16.3 \cdot 0,975} = 5.075 \text{ см}^2 \quad (4.28)$$

приймаємо армування верхньої частини плити арматуру класу 6A400C $\varnothing 14$ мм $A_s = 9.23 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо $\varnothing 12$ мм з кроком 200 мм арматури класу A400C. Тоді $A_{sp} = 5,65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2}\right) = 20 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left(\frac{350 \cdot 9.23}{20 \cdot 100}\right) \times \\ \times \left(\left(16.3 - 5 - \frac{1.6}{2}\right) - \left(\frac{350 \cdot 9.23}{20 \cdot 100}\right) \div 2\right) = 50.04 \text{ кН} \cdot \text{м} > 25.17 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.29)$$

Міцність забезпечена.

Розрахунок армування нижньої зони плити:

1. За товщини плити $h_f = 25 \text{ см}$, робоча висота плити h_0 :

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1.2}{2} = 2.6 \text{ см} \quad (4.30)$$

де $a'_b = 2$ – захисний шар бетону нижньої арматури, см;

$$h_0 = h - a'_s = 22 - 2.6 = 19.4 \text{ см}$$

2. Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{17.64 \cdot 10^3}{20 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.194^2} = 0.023$$

3. За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.023$; $\eta_1 = 0.69$

4. Визначаємо ξ_y :

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 20 = 0.69$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.69}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.69}{1.1}\right)} = 0.547$$

$\xi = 0.023 < \xi_y = 0.547$ – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{17.64 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{350 \cdot 10^6 \cdot 22 \cdot 0.989} = 2.62 \text{ см}^2$$

Для того щоб плита проходила перевірку на тріщиностійкість приймаємо армування верхньої частини плити арматуру класу 6A400C $\varnothing 12 \text{ мм}$ $A'_s = 6.78 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо $\varnothing 12 \text{ мм}$ з кроком 200 мм арматури класу A400C. Тоді $A'_{sp} = 5.65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2}\right) = 20 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left(\frac{350 \cdot 6.78}{20 \cdot 100}\right) \times \\ \times \left(\left(19.4 - 2 - \frac{2}{2}\right) - \left(\frac{350 \cdot 6.78}{20 \cdot 100}\right) \div 2\right) = 44.62 \text{ кН} \cdot \text{м} > 17.64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Міцність забезпечена.

4.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини

Плиту проїзної частини з ненапруженою арматурою відносять до елементів, в яких допускається утворення тріщин. Гранична ширина розкриття тріщин $\Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$. Перевіряємо тріщиностійкість плити проїзної частини в опорному перерізі і в середині прольоту з максимальними нормативними згинальними моментами $M_n = -37.76 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на опорі і $M_n = 23.60 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в середині прольоту. Висота стиснутої зони перерізу плити з бетоном класу В35 з $R_b = 17.5 \text{ МПа}$ при армуванні арматурою класу А400С діаметром 20 мм з $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ та $R_s = 400 \text{ МПа}$ буде:

Висота стиснутої зони для верхньої арматури:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 9.23 \cdot 10^{-4}}{20 \cdot 10^6} = 0.016 \text{ м} = 1.6 \text{ см} \quad (4.36)$$

Висота стиснутої зони для нижньої арматури:

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^6 \cdot 6.78 \cdot 10^{-10}}{20 \cdot 10^6} = 0.012 \text{ м} = 1.2 \text{ см} \quad (4.37)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{15.24 \cdot 10^2}{9.23 \cdot (16.3 - 0.5 \cdot 1.6)} = 10.66 \text{ МПа} \quad (4.38)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{9.52 \cdot 10^2}{6.78 \cdot (19.4 - 0.5 \cdot 1.2)} = 7.47 \text{ МПа} \quad (4.39)$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(5 + \frac{1.4}{2} + 1.4 \right) = 710 \text{ см}^2 \quad (4.40)$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(2 + \frac{1.2}{2} + 1.2 \right) = 380 \text{ см}^2 \quad (4.41)$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{710}{1.8 \cdot 1.4} = 84.52 \text{ см} \quad (4.42)$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{380}{1.8 \cdot 1.2} = 52.77 \text{ см} \quad (4.43)$$

де $\beta = 1$ – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном;

$n = 6$ – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром d ;

Коефіцієнт розкриття тріщин(в опорному перерізі):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} = 1.5 \cdot \sqrt{84.52} = 13.79 \quad (4.44)$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{52.77} = 10.89 \quad (4.45)$$

Ширина розкриття тріщин при $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа для арматури класу А400С:

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Psi = \frac{10.66}{2 \cdot 10^5} \cdot 13.79 = 0.0073 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (4.46)$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot \Psi' = \frac{7.47}{2 \cdot 10^5} \cdot 10.89 = 0.0041 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (4.47)$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

4.4 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до ДБН В.2.3-22:2009 плита проїзної частини автодорожніх та міських мостів підлягає розрахунку на витривалість.

Розрахунок на витривалість елементів залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою виконується за формулами опору матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони.

Перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{b1} \cdot R_b \quad (4.48)$$

де $M' = -18,02$ – максимальний момент на витривалість, кН·м;

I_{red} – приведений до бетону момент інерції перерізу плити шириною 100 см відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони;

Товщина плити 25 см, арматура прийнята А400 Ø 16 мм, захисний шар для верхньої арматури 2 см, а для нижньої робочої арматури А400 Ø 20мм, захисний шар 2 см.

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 10$ у розрахунках

на витривалість приймаємо для бетону класу В40 згідно ДБН В.2.3-14:2006.

Площа арматури $A_s = 9,23 \text{ см}^2$ в верхній зоні та $A'_s = 6,78 \text{ см}^2$ – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 10 \frac{9,23 + 6,78}{100} = 1,60 \text{ см} \quad (4.49)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 10 \frac{(9,23 \cdot 16,3 + 6,78 \cdot 2,6)}{100} = 33,615 \text{ см}^2 \quad (4.56)$$

Висоту стиснутої зони бетону визначаємо без врахування роботи бетону розтягнутої зони за формулою:

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -1.60 + \sqrt{1.60^2 + 33.615} = 4.41 \text{ см} \quad (4.50)$$

Приведений до бетону момент інерції перерізу плити шириною 100 см відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони буде:

$$I_{red, nл} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2, \quad (4.51)$$

$$I_{red, nл} = \frac{100 \cdot 4.41^3}{3} + 10 \cdot 9.23 \cdot (16.3 - 4.41)^2 + 10 \cdot 6.78 \cdot (4.41 - 2.6)^2 = 16129.62 \text{ см}^4$$

Визначення $\sigma_{b, \max}$ та $\sigma_{b, \min}$ для бетону при $M_{\max} = -24.86 \text{ кНм}$ та $M_{\min} = +7.77 \text{ кНм}$

$$\sigma_{b, \max} = M_{\max} \cdot \frac{x'}{I_{red, nл}} = -23.08 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0441}{16129.62 \cdot 10^{-8}} = -6.31 \text{ МПа} \quad (4.59)$$

$$\sigma_{b, \min} = M_{\min} \cdot \frac{x'}{I_{red, nл}} = +7.213 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0441}{16129.62 \cdot 10^{-8}} = +1.97 \text{ МПа} \quad (4.52)$$

В ДБН В.2.3-14:2006 знаходимо $\beta_b = 1.26$ для бетону класу В40;

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b, \min}}{\sigma_{b, \max}} = \frac{1.97}{6.31} = 0.313 \text{ тому, що напруження різних знаків.}$$

В [1] знаходимо $\varepsilon_b = 1.0$,

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1.0 \cdot 20 = 15.12 \text{ МПа} \quad (4.53)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 6.31 \text{ МПа} < 15.12 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a'_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (4.54)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{max} = -34.21 \text{ кНм}$ та $M_{min} = +10.65 \text{ кНм}$

$$\sigma_{s,max} = 10 \cdot 23.08 \cdot 10^3 \frac{0,22 - 0,0441 - 0,057}{16129.62 \cdot 10^{-8}} = 170.08 \text{ МПа}$$

Для $M_{min} = -10.65 \text{ кНм}$ розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot a'_s + A_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{(9.23 \cdot 5.7 + 6.78 \cdot 19.4)}{100} = 36.82 \text{ см}^2 \quad (4.63)$$

Висота стиснутої зони для випадку, коли розтягнутою буде нижня арматура, без врахування роботи бетону розтягнутої зони:

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -1.6 + \sqrt{1.6^2 + 36.82} = 4.67 \text{ см} \quad (4.55)$$

$$\sigma_{s,min} = n' \cdot M_{min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 10 \cdot (-7.213 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.0467 - 0.026}{16129.62 \cdot 10^{-8}} = 9,28 \text{ МПа} \quad (4.65)$$

Визначення $\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{-9.28}{170.086} = -0.055, \quad \beta_{\rho w} = 1 \quad \text{за відсутності}$

зварних з'єднань $\varepsilon_{\rho s} = 0.9$ з [1].

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.54 \cdot 1 \cdot 350 = 189 \text{ МПа} \quad (4.56)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,max} = 50.93 \text{ МПа} < 189 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

Умову виконано.

РОЗДІЛ 5

РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Розрахунок провадиться відповідно до вимог положень ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування», ДБН В.1.2-15:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливу», та інші нормативні документи.

Визначення інтенсивності тимчасових навантажень.

Навантаження АК

Навантаження від автотранспортних засобів на кожну 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. $K=11$.

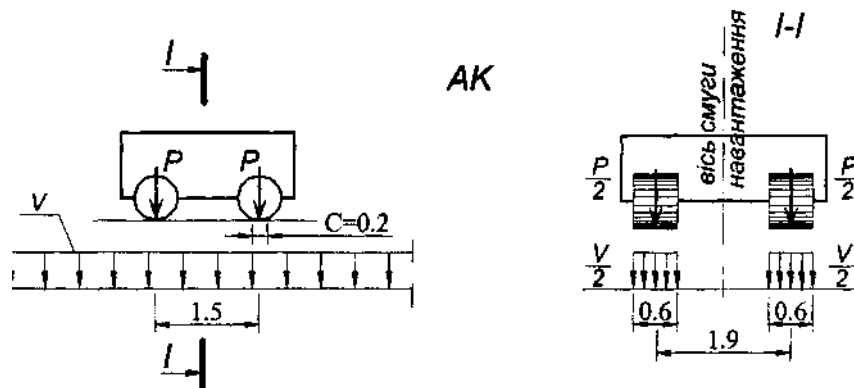


Рисунок 5.1– Модель АК.

Розміщення смуг навантажень АК поперек мосту виконується за двома правилами:

мінімальна відстань від осі смуги до огорожі (бар'єра, парапету, бордюрутощо) 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 – $s_1 = 0,75$;

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).

Навантаження НК-80

Модель НК-80 являє собою чотиривісний колісний екіпаж з навантаженням на одну вісь 20 т.

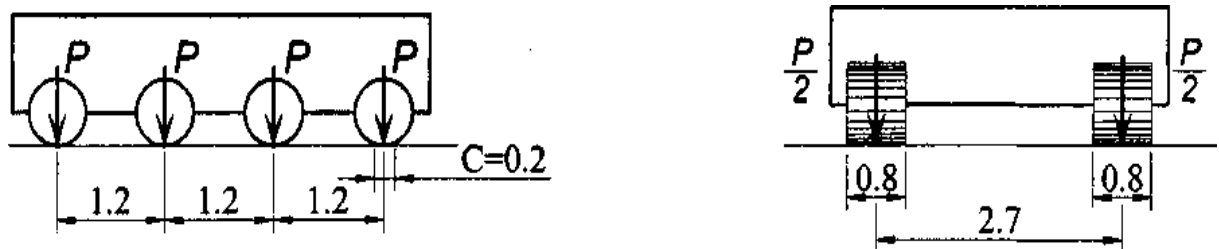


Рисунок 5.2 – Модель НК.

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.

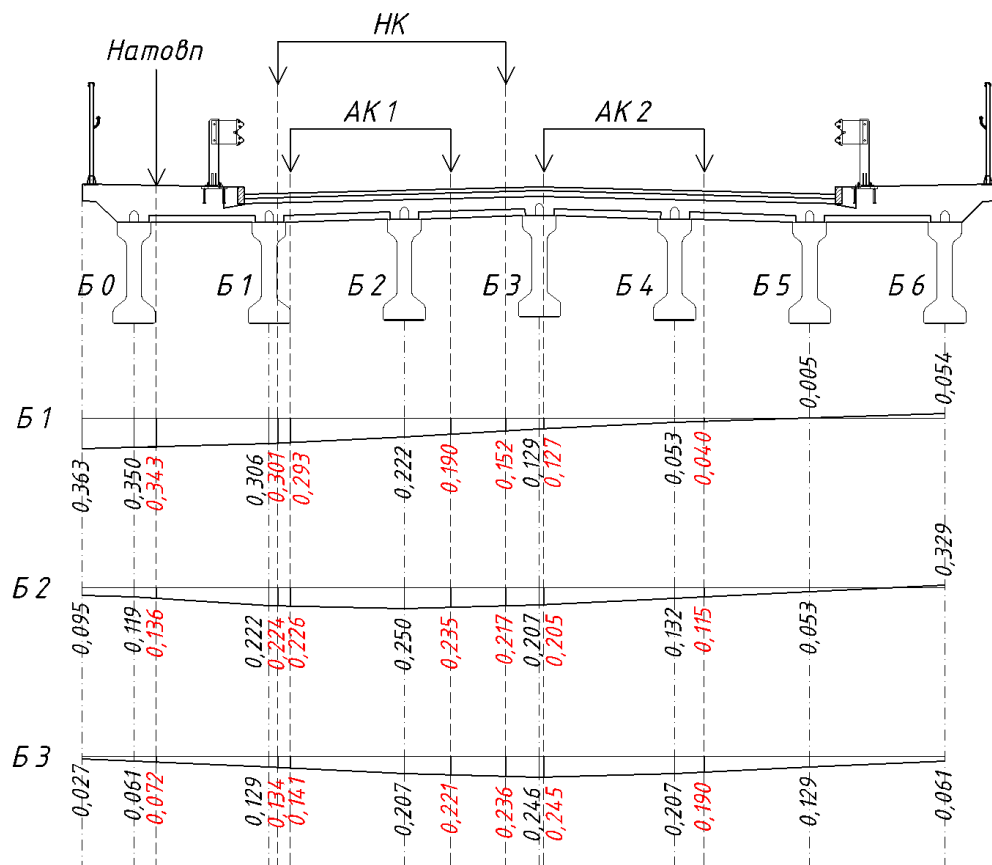


Рисунок 5.3 – Схема до визначення КПУ А-11, НК-80

Усі подальші розрахунки виконано в комплексі MATHCAD і приведені в додатку А.

Висновок.

Результати розрахунку зусиль та несучої здатності прогонової будови у Mathcad наведено в таблиці 5.1

Таблиця 5.1 – Результати розрахунку прогонової будови в програмі Mathcad

Перевірка	Несуча здатність	Зусилля, напруження, що виникають
Плита		
На міцність за згинальним моментом у нижній зоні	50,05 кН·м	28,23 кН·м
На міцність за згинальним моментом у верхній зоні	44,63 кН·м	17,64 кН·м
На витривалість за стиснутим бетоном	15,12 МПа	6,32 МПа
На витривалість за арматурою	178,5 МПа	170,09 МПа
На міцність за поперечною силою	449,48 кН	88,81 кН
На тріщиностійкість у верхній зоні	0,02 см	0,004 см
На тріщиностійкість у нижній зоні	0,02 см	0,007 см
Балка		
На міцність за згинальним моментом – балка Б1	3250,24 кН·м	3004,34 кН·м
На міцність за згинальним моментом – балка Б2	3250,24 кН·м	3168,48 кН·м
На міцність за згинальним моментом – балка Б3	3250,24 кН·м	3155,95 кН·м
На міцність за поперечною силою	2309,59 кН	1102,47 кН

За проведеними розрахунками бачимо, що більше завантажена балка Б2 при зміщенні автомобільного навантаження до бар'єрного огороження. Отже, за результатами розрахунків кількість напружений пучків у верхньому поясі становить 4 шт, у нижньому – 39 шт. Переріз напруженого пучка складається із 7 проволоч діаметром 0,5 см. Кількість робочої арматури діаметром 1.8 см у верхньому поясі 11 шт., у нижньому – 5 шт.

РОЗДІЛ 6

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА МОСТУ

6.1 Улаштування проїзної частини та тротуарів

Улаштування проїзної частини прогонової будови шляхопроводу та тротуарів планується виконувати після завершення в повному обсязі улаштування насипів підходу (виконується по іншому проекту) до шляхопроводу та сполучення шляхопроводу з підходами з урахуванням наступної послідовності:

1. Виконуються роботи по улаштуванню щебеневої підготовки під лежень товщиною $h=0,4\text{м}$.
2. Монтуються залізобетонні блоки лежнів.
3. Улаштовується щебенева підготовка під перехідні плити.
4. Укладаються перехідні плити.
5. Виконується обмазочна гідроізоляція бетонних поверхонь перехідних плит, що засипаються, бітумною мастикою (2 шари) по шару праймера.
6. На прогонових будовах шляхопроводу укладається бетон вирівнюючого шару. Перевезення бетону на об'єкт проводиться в автобетонозмішувачах і для укладання подається бетононасосом.
7. На прогонових будовах та перехідних плитах по бітумному праймеру влаштовується гідроізоляції Техноеластмост Б, що наплавляється, товщиною $\delta = 5,5\text{ мм}$.
8. Встановлюється гранітний бортовий камінь.
9. На прогонових будовах улаштовуються дренажні трубки.
10. Ґрунтується поверхня монолітного тротуару (2 шари).
11. Улаштовується покриття тротуару товщиною $\delta = 5\text{ мм}$ матеріалом Sika Elastomastic TF.
12. Поверхня тротуару присипається кварцовим піском та укладається захисне покриття Sikafloor 3570.
13. Улаштовується асфальтобетонне покриття проїзної частини шляхопроводу:
 - основа обробляється ґрунтовками;

- наноситься гідроізоляційна мембрана.
- зв'язуюче покриття наноситься на гідроізоляційну мембрану безпосередньо під асфальтом або щебеневим дорожнім покриттям;
- влаштовується дерев'яна опалубка висотою, рівною товщині шару.
- гусасфальт подається до місця проведення робіт;
- виконується укладання гусасфальту (місця, що не доступні для механічного укладання литої суміші асфальтують вручну).
- лита асфальтобетонна суміш після вкладання ущільнюється вібротрамбуючим брусом асфальтоукладальної машини на етапі вкладання та легкими катками на етапі запресування чорного щебеню;
- виконується додаткова процедура розподілення та запресування щебеню;
- знімається опалубка.

Роботи з улаштування асфальтобетонного покриття проїзної частини з гарячих сумішей планується влаштовувати в суху погоду у весняно-літній період при температурі повітря не нижче 5°C, у осінній період - не нижче 10°C.

Асфальтобетонна суміш доставляється до місця вкладання автомобілями-самоскидами й вивантажується в бункер самохідного асфальтоукладальника.

Асфальтоукладальник розподіляє суміш із заданим поперечним ухилом на проектну товщину з урахуванням коефіцієнту ущільнення 1,15-1,25 та попередньо ущільнює шар при допомозі трамбуєчого бруса. Довжина ділянки укладання асфальтобетону розраховується таким чином, щоб не було охолодження асфальтобетону й забезпечувалась належна якість поздовжнього стику. Поверхня вкладеного гусасфальту після проходу асфальтоукладальника має бути рівною, однорідною, без розривів і раковин. Укладений гусасфальт ущільнюється самохідними катками. Необхідна кількість проходів котка по одному місцю встановлюється пробним

укоченням. Ущільнювати суміш треба до повного зникнення слідів від ударів на поверхні покриття. У недоступних для котка місцях асфальтобетонну суміш передбачається ущільнювати гарячими металевими трамбуваннями.

Укладання гусасфальту виконувати відповідно до проекту виконання робіт, розробленого підрядною організацією з дотриманням вимог ДСТУ-Н Б В.2.3-40:2016 та ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12).

6.2 Улаштування перильного та бар'єрного огородження

Двостороннє бар'єрне огородження проїзної частини прийняте посиленого типу, висотою огорожувальної частини 110 см (загальною висотою 130 см з урахуванням бортового каменю), розрахунковою стримувальною здатністю не менше 720 кДж та кроком стійок 1,333 м.

Усі елементи бар'єрного огородження виготовляються в заводських умовах з гарячим цинкуванням. Товщина захисного шару повинна складати не менш 100 мкм.

Перильне огородження пішохідного тротуару металеве, загальною висотою 1,2 м (від рівня проїзної частини) з суцільним поручнем із гнутого швелера перерізом 120х60х4 мм, вертикальних та горизонтальних сталевих елементів заповнення із квадратних труб перерізом 40х3,5 мм та стійок із квадратних труб перерізом 80х5 мм.

Панелі та стійки перильного огородження виготовляються в заводських умовах з гарячим цинкуванням усіх відкритих поверхонь.

Закріплення стійок перильного огородження до з.б. конструкцій тротуару передбачається зварним. Приварювання виконується до закладних деталей тротуару.

6.3 Антикорозійний захист проміжних опор та стоянів

Для підвищення довговічності несучих конструкцій шляхопроводу, проектними рішеннями передбачається здійснити поверхневий гідроізоляційний захист усіх відкритих бетонних поверхонь проміжних опор та стоянів матеріалами типу «Sika».

На поверхні проміжних опор, шафових стін та бокових крил стоянів здійснюється нанесення шару шпаклівки матеріалом Sikagard-720 EpoCem (товщина шару 1 мм).

По шару шпаклівки наноситься захисне покриття системою Sikagard-680 S Betoncolor наступного складу:

- ґрунтовка Sikagard-702 W Aquaphob - концентрат, розбавлений у пропорції 1:9 з чистою водою (прогнозована витрата концентрату $0,02 \text{ кг/м}^2$);
- захисне покриття Sikagard-680 S Betoncolor - загальна товщина 130 мкр. (прогнозована теоретична витрата $0,4 \text{ кг/м}^2$);
- розчинник Verduennung C (витрата $0,02 \text{ кг/м}^2$).

РОЗДІЛ 7

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Охорона праці з експлуатація машин і устаткування за НПАОП

1) Машини й устаткування, що експлуатуються мостобудівним підрозділом, повинні мати паспорти та інструкції з експлуатації. Ті, що підлягають реєстрації в органах Держнаглядохоронпраці, записуються в журналі інженерно-технічних працівників з нагляду після їх реєстрації, а всі інші вантажопідйомні машини реєструються в журналі ІТП по нагляду за вантажопідйомними машинами відповідно до НПАОП 45.21-1.03-98.

2) Персонал, обслуговуючий машину, керується інструкцією заводу-виготовника з монтажу та експлуатації машини та НПАОП 45.21-1.03-98 .

3) Машини й устаткування, на які вимоги НПАОП 45.21-1.03-98 не поширюються (сваєбійні обладнання, обладнання для спорудження стовпчастих фундаментів, спеціальні крани й агрегати для монтажу прогонових будов, спеціалізовані крани загального призначення та ін) відповідають частині загальних технічних вимог НПАОП 45.21-1.03-98 за винятком випадків, особливо обумовлених в інструкції з експлуатації.

Їх експлуатація здійснюється відповідно до вимог інструкції з монтажу і експлуатації заводу-виготовника.

4) Сталеві канати, такелажні пристосування, знімні вантажозахватні пристосування (траверси, стропи тощо) і тара повинні відповідати вимогам НПАОП 45.21-1.03-98.

5) Установка і робота машин і обладнання в зоні повітряної лінії електропередачі або в її охоронній зоні проводиться відповідно до вимог НПАОП 45.21-1.03-98.

6) Переміщення та встановлення будівельних і вантажопідйомних машин на зведених будівлях або трубах (з незначною висотою засипання) допускається за наявності ППР.

7) Підйом вантажів, що мають масу, близьку до вантажопідйомності крана для даного вильоту стріли, проводиться у два прийоми: спочатку на

висоту 20-30см (у такому положенні перевіряють правильність стропування і надійність дії гальм), потім на повну висоту.

8) Переміщення вантажу в горизонтальному напрямку проводиться на висоті 0.5м вище предметів зустрічаючихся на шляху переміщення, над конструкціями лісів - не менше ніж на 1м.

9) Підйом, переміщення та встановлення вантажів (конструкцій) двома кранами проводиться відповідно до ППР, НПАОП 45.21-1.03-98 під керівництвом особи, відповідальної за проведення робіт.

10) У випадку, коли робота обслуговується двома кранами, і зона з кабіни кранівника повністю не оглядається, для передачі сигналів такелажника призначаються сигнальники.

11) Крани встановлюються на майданчику з ухилом, вказаним в їх паспорті.

12) Грузопідйомні операції, що виконуються двома кранами, здійснюються послідовно мінімальними циклами. Новий цикл підйому (опускання, переміщення) проводиться після приведення вантажних поліспастів у вертикальне положення.

13) Навантаження на кожен з кранів не повинно перевищувати зазначеної в паспорті крана для даного вильоту.

14) Переміщення крана на нову стоянку з опущеними або знятими анкерами допускається при забезпеченні стійкості крана.

Переміщення крана проводиться під наглядом особи, відповідальній за безпечну експлуатацію крана, у присутності старшого виконавця робіт.

15) Закріплення крана перевіряється на початку кожної зміни і перед роботою крана на кожній новій стоянці.

16) Після закріплення крана на новій стоянці проводиться пробний підйом вантажу, відповідної граничної вантажопідйомності крана, на обмеженій довжині вильоту стріли й повороті, вказаному в проекті.

ВИСНОВОК

У даному дипломному проєкті було виконано порівняльний розрахунок і визначення оптимальний варіанту реконструкції автодорожнього мосту. Місце будівництва моста розташовано на кілометрі 5+511 автомобільної дороги місцевого значення, що пролягає від Вишневого до Магдалинівського району Дніпропетровської області. Розташування ділянки охоплює русло річки

Було розроблено три варіанти мосту. Варіант №1- це варіант реконструкції мосту за старою схемою 18х3, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, відновлення прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу. Варіант №2- це варіант реконструкції мосту за старою схемою 18х3, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, заміна прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу. Варіант №3- це варіант реконструкції мосту за новою схемою 15х24х15, в ньому передбачається: заміна мостового полотна, заміна прогонових будов, заміна опорних частин, улаштування монолітної плити проїзду, улаштування нових опор та фундаментів, перевлаштування конусу насипу та улаштування укріплення насипу.

Зробивши техніко-економічне порівняння варіантів бачимо, що найбільшєвигідний з точки зору вартості матеріалів є перший варіант. Але в навчальних цілях обираємо третій варіант через те що в ньому є прогонова будова, яка складеться з балок, які розраховані на навантаження А11 та НК80, та має довжину прогону 24 м.

За проведеними розрахунками бачимо, що більше завантажена балка Б2 при зміщенні автомобільного навантаження до бар'єрного огородження. Отже, за результатами розрахунків кількість напружений пучків у верхньому поясі становить 4 шт, у нижньому – 39 шт. Переріз напруженого пучка

складається із 7 проволоку діаметром 0,5 см. Кількість робочої арматури діаметром 1.8 см у верхньому поясі 11 шт., у нижньому – 5 шт.

Зважаючи на все вищесказане робимо висновок, що конструкція прогонової будови для цього мосту є задовільним варіантом конструкції прогонової будови в даному випадку та задовольняє необхідні вимоги під сучасне навантаження.

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. Закон України про охорону праці: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 19.12.2017 р. № 2249–VIII – К.: 2017 р. – 668
5. Закон України про пожежну безпеку: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 05.07.2012 р. № 5081–VI – К.: 2013 р. – 458 с.
6. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12) / наказ Мінрегіону від 30.12.2011 № 417 – К.:, 2012.
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. НПАОП 45.2-3.01-04. Норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту працівникам, зайнятим у будівельному виробництві / наказ від 17.05.2004 р. № 129 /

Держнаглядохоронпраці (Державний комітет України з нагляду за охороною праці) – К.:, 2007.

9. НПАОП 0.00-1.80-18 Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання / наказ від 19.01.2018 № 62 Про затвердження Правил охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання / Міністерство соціальної політики України – К.:, 2018.

10. НПАОП 45.21-1.03-98. Правила безпеки під час проведення робіт з будівництва мостів (укр) / наказ від 09.03.1998 р. № 31 / Українське державне виробничо-технологічне підприємство "Укрдортехнологія" – К.:, 1998.

11. НПАОП 0.00-1.04-07. Правила вибору та застосування засобів індивідуального захисту органів дихання / наказ від 28.12.2007 р. № 331 "Про затвердження Правил вибору та застосування засобів індивідуального захисту органів дихання" / Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду – К.:, 2007.

12. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. Зміна № 2 / Наказ від 30.12.2011 № 438 / Інститут "Київпромелектропроект" – К.:, 2011.

13. ДСН 3.3.6.039-99 Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації / Постанова від 01.12.1999 № 39/ Міністерство охорони здоров'я (МОЗ) – К.:, 1999.

14. О. Закора Проектування і розрахунок мостів 2007
18.ГОСТ 25100-82. Грунти, класифікація. –М. :Изд-востандартов

ДОДАТОК А
РОЗРАХУНОК БАЛОК ПРОЇЗДУ

А.1. Вихідні дані

$$R_b := 15 \quad R_{bt} := 1.3 \quad R_s := 350 \quad E_s := 1.96 \cdot 10^5 \quad E_b := 3.75 \cdot 10^4 \quad R_p := 1025 \quad I_p := 23.6$$

$$\begin{aligned} b_p &:= 18 & \text{- ширина ребра} & \quad b_{fl} &:= 160 & \text{- ширина плити} \\ h_{fl} &:= 22 & \text{- висота плити} & \quad b_f &:= 50 & \text{- ширина нижньої полки} \\ h_f &:= 0.24 & \text{- висота нижньої полки} & \quad h_b &:= 120 & \text{- балки} \\ d &:= 1.8 & \text{- діаметр ненапруженої арматури} \end{aligned}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot d}{4} \cdot 5 = 7.07 \quad \text{- нижня ненапружена арматура}$$

$$A'_s := \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot 11 = 27.99 \quad \text{- верхня ненапружена арматура}$$

$$A_{p1} := \frac{3.1416 \cdot \left(\frac{1.5}{2}\right)^2}{4} = 0.44 \quad \text{- площа одного каната напруженої арматури}$$

$$A_p := A_{p1} \cdot 39 = 17.23 \quad \text{- площа напружуваних канатів в нижній зоні. За типовим ДерждорНДІ 24 м-39 шт.}$$

А.2. Геометричні характеристики балки

$$A_b := b_p \cdot h_b + (b_{fl} - b_p) \cdot h_{fl} + (b_f - b_p) \cdot h_f = 5291.68 \quad \text{- площа бетону}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_b} = 5.23$$

$$A_{red} := A_b + (n_1 - 1)(A_p) + (n_1 - 1)(A_s + A'_s) = 5512.69$$

$$a_p := 8 = 8 \quad a_s := 2.2 + d + \frac{d}{2} = 4.9$$

$$\begin{aligned} S_{red} &:= h_f^2 \cdot \frac{(b_f - b_p)}{2} + \frac{b_p \cdot h_b^2}{2} + (b_{fl} - b_p) \cdot h_{fl} \cdot (h_b - 0.5 \cdot h_{fl}) \dots \\ &\quad + (n_1 - 1) A_p \cdot (h_b - a_p) + (n_1 - 1) \cdot A_s \cdot a_s + (n_1 - 1) \cdot A'_s \cdot (h_b - a_s) \end{aligned} = 492037.24$$

- статичний момент інерції відносно низу балки

$$x := \frac{S_{red}}{A_{red}} = 89.26 \quad \text{- центр мас} \quad x_c := x = 89.26$$

$$I_{b1} := \frac{b_f \cdot x^3}{3} - \frac{(b_f - b_p) \cdot (x - h_f)^2}{3} + \frac{b_{fl} \cdot (h_b - x)^3}{3} \dots = 13927066.85$$

$$+ 0 - \frac{(b_{fl} - b_p) \cdot (h_b - x - h_{fl})^2}{3} + (n_1 - 1) \cdot A_p \cdot (x - a_p)^2 \dots$$

$$+ (n_1 - 1) \cdot A_s \cdot (x - a_s)^2 - (n_1 - 1) \cdot A'_s \cdot (h_b - x - a_s)^2$$

- приведений момент інерції

Перерахуємо розрахункову здатність:

$$h_0 := h_b - a_p = 112 \quad \text{- робоча висота}$$

$$h_{01} := h_b - a_s = 115.1 \quad \text{- для ненапруженої арматури}$$

$$a_{s1} := a_s = 4.9 \quad \text{- захисний шар}$$

$$x := \frac{R_p \cdot A_p + R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_{fl}} = 8.39 \quad \text{- стиснута зона}$$

$$M_{gr} := 0.1 \cdot R_b \cdot b_{fl} \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + 0.1 R_s \cdot A'_s \cdot (h_{01} - a_{s1}) = 325023.75$$

А.3. Збір навантажень і зусиль

Для середніх балок:

Постійні навантаження на крайні балки:

Нормативні:

Розрахункові

Балки	$q_{nb} := 7.76 = 7.76$	$\gamma_f := 1.25$	$q_{rb} := q_{nb} \cdot \gamma_f = 9.7$
Монолітна плита	$q_{ns} := 5.39 = 5.39$		$q_{rs} := q_{ns} \cdot \gamma_f = 6.74$
БО	$q_{nbo} := 1.3$		$q_{rbo} := q_{nbo} \cdot \gamma_f = 1.63$
ПО	$q_{npo} := 0.7$		$q_{rpo} := q_{npo} \cdot \gamma_f = 0.88$
А/б	$q_{nabs} := 0.13 \cdot 23 = 2.99$	$\gamma_{f6} := 2$	$q_{rabs} := q_{nabs} \cdot \gamma_f = 5.98$

$$q_{nps} := q_{nb} + q_{ns} + q_{nbo} + q_{npo} + q_{nabs} = 18.14 \quad \text{- нормативне постійне навантаження}$$

$$q_{rps} := q_{rb} + q_{rs} + q_{rbo} + q_{rpo} + q_{rabs} = 24.92 \quad \text{- розрахункове постійне навантаження}$$

Перша стадія:

$$q_i := q_{nb} + q_{ns} = 13.15 \quad q_{ri} := q_{rb} + q_{rs} = 16.44$$

Друга стадія:

$$q_{ii} := q_{nbo} + q_{npo} + q_{nabs} = 4.99 \quad q_{rii} := q_{rbo} + q_{rpo} + q_{rabs} = 8.48$$

$$\omega := \frac{l_p}{4} \cdot \frac{l_p}{2} = 69.62 \quad \text{- площа лінії впливу моменту}$$

Зусилля від постійного навантаження

на першій стадії

$$M_{r1} := q_{r1} \cdot \omega = 1144.38$$

на другій стадії

$$M_{r2} := q_{r2} \cdot \omega = 590.38$$

$$M_p := M_{r1} + M_{r2} = 1734.76 \quad - \text{всього зусилля}$$

$$0.01 \cdot M_{gr} - M_p = 1515.48$$

Навантаження:

$$\text{НК:} \quad P_{nk} := 196.2$$

$$\text{пішоходи:} \quad q_p := 1.96 \cdot 1.25 = 2.45$$

$$\text{АК:} \quad P_{ak} := 11 \cdot 9.81 = 107.91 \quad v_{ak} := 0.98 \cdot 11 = 10.78$$

$$\omega = 69.62 \quad - \text{площа л.в. моменту}$$

$$y_{\max} := \left(\frac{l_p}{4} \right) = 5.9$$

$$y_2 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{l_p}{2} - 0.6}{\frac{l_p}{2}} = 5.6 \quad y_3 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{l_p}{2} - 1.8}{\frac{l_p}{2}} = 5 \quad - \text{ординати до НК}$$

$$y_1 := y_{\max} \cdot \frac{\frac{l_p}{2} - 0.75}{\frac{l_p}{2}} = 5.53 \quad - \text{ординати до АК}$$

А.4. Розрахунок КПУ

Виконується методом пружних просідаючих опор

$$b := 160 \quad E := E_b = 37500 \quad d_{pl} := 1.4$$

$$I_{pl} := \frac{100 \cdot h_{fl}^3}{12} + 2n_1 \cdot \frac{\pi \cdot d_{pl}^2}{4} \cdot \left(\frac{h_{fl}}{2} - 2 - \frac{d_{pl}}{2} \right)^2 = 89841.89$$

$$\Delta_p := \frac{5 \cdot 1 \cdot (100l_p)^4}{384 \cdot 0.1 \cdot E_b \cdot I_{b1}} = 7.73$$

$$\alpha := 12.8 \cdot \frac{(0.01 \cdot b)^3}{(l_p)^4} \cdot \frac{I_{b1}}{I_{pl}} = 0.03$$

Ординати ліній впливу на кінцях тротуарних консолей

$d_K := 0.615$ - довжина тротуарної консолі

- Б1 $R_{p.n0} := 0.350$ - ордината л. в. крайньої балки

$d_{R.M.n0} := 0.033$ - табличне значення

$$Y_{nk} := R_{p.n0} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0}}{b_{fl} \cdot 0.01} = 0.363$$

- Б2 $R_{p.n0} := 0.119$ - ордината л. в. крайньої балки

$d_{R.M.n0} := -0.063$ - табличне значення

$$Y_{nk} := R_{p.n0} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0}}{b_{fl} \cdot 0.01} = 0.095$$

- Б3 $R_{p.n0} := 0.061$ - ордината л. в. крайньої балки

$d_{R.M.n0} := -0.089$ - табличне значення

$$Y_{nk} := R_{p.n0} + d_K \cdot \frac{d_{R.M.n0}}{b_{fl} \cdot 0.01} = 0.027$$

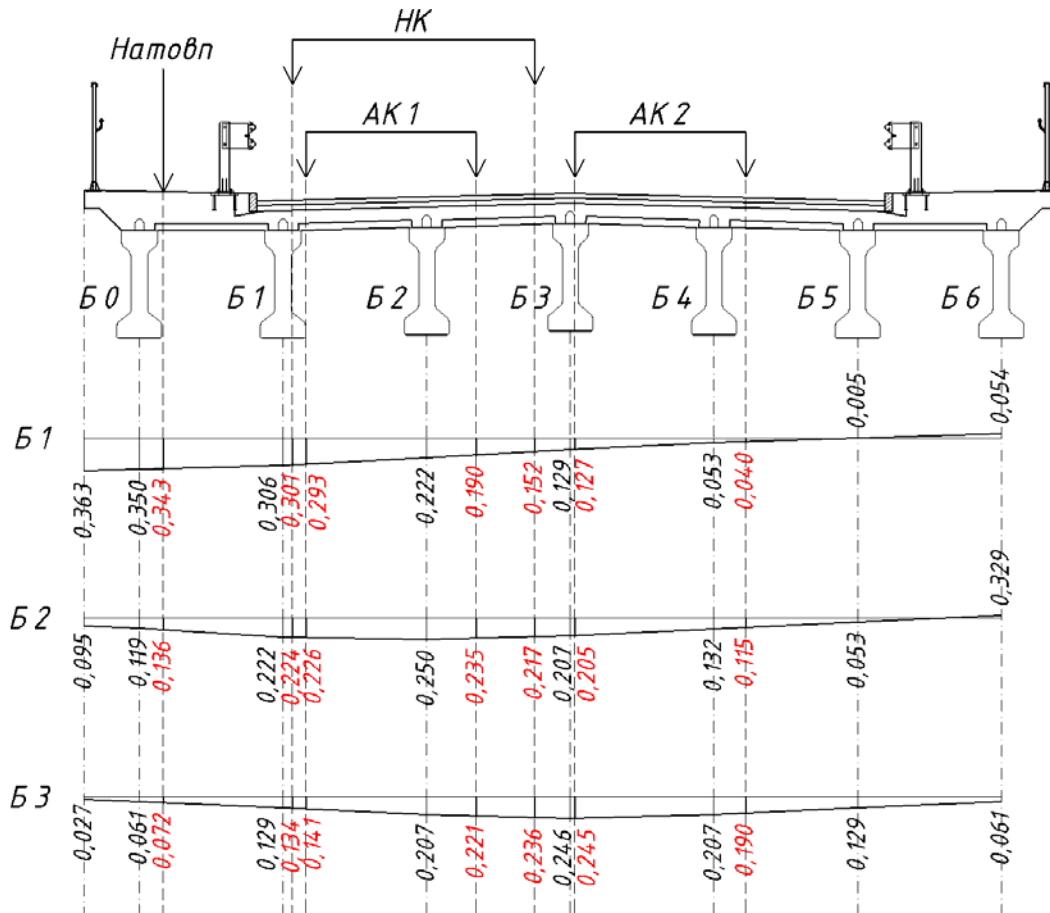


Рис. А.1 - Лінії впливу КПУ

А.5. Перевірка на міцність за згинальним моментом

Розрахунок балки Б1

Ординати КПУ:

натовп: $\eta_p := 0.343$

НК: $\eta_{nk} := \frac{0.301 + 0.152}{2} = 0.23$

АК: $\eta_{ak} := \frac{0.293 + 0.190}{2} + \frac{0.127 + 0.04}{2} = 0.33$

$\eta_{akv} := \frac{0.293 + 0.190}{2} + \frac{0.127 + 0.04}{2} \cdot 0.6 = 0.29$

коефіцієнти до тимчасового навантаження:

$\mu_p := 0.3 \quad \gamma_{vv} := 1.5 \quad \gamma_{vp} := 1.5 \quad \gamma_p := 1.2$

$M_{nk} := 1.1 [P_{nk} (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 1036.32$ - момент НК

$M_{ak} := 1.1 [P_{ak} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} (1 + \mu_p) + \omega \cdot v_{ak} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 1269.58$ - момент АК

$S_{max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 1269.58$

$0.01 \cdot M_{gr} = 3250.24 \quad M_p + S_{max} = 3004.34$

Умова міцності виконується

Розрахунок балки Б2

Ординати КПУ:

натовп: $\eta_p := 0.136$

НК: $\eta_{nk} := \frac{0.224 + 0.217}{2} = 0.22$

АК: $\eta_{ak} := \frac{0.226 + 0.235}{2} + \frac{0.205 + 0.115}{2} = 0.39$

$\eta_{akv} := \frac{0.226 + 0.235}{2} + \frac{0.205 + 0.115}{2} \cdot 0.6 = 0.33$

коефіцієнти до тимчасового навантаження:

$\mu_p := 0.3 \quad \gamma_{vv} := 1.5 \quad \gamma_{vp} := 1.5 \quad \gamma_p := 1.2$

$M_{nk} := 1.1 [P_{nk} (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 1008.87$ - момент НК

$M_{ak} := 1.1 [P_{ak} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} (1 + \mu_p) + \omega \cdot v_{ak} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 1433.72$ - момент АК

$S_{max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 1433.72$

$0.01 \cdot M_{gr} = 3250.24 \quad M_p + S_{max} = 3168.48$

Умова міцності виконується

Розрахунок балки БЗ

Ординати КПУ:

натовп: $\eta_p := 0.072$

НК: $\eta_{nk} := \frac{0.134 + 0.236}{2} = 0.19$

АК: $\eta_{ak} := \frac{0.141 + 0.221}{2} + \frac{0.245 + 0.190}{2} = 0.4$

$\eta_{akv} := \frac{0.141 + 0.221}{2} + \frac{0.245 + 0.190}{2} \cdot 0.6 = 0.31$

коефіцієнти до тимчасового навантаження:

$\mu_p := 0.3$ $\gamma_{vv} := 1.5$ $\gamma_{vp} := 1.5$ $\gamma_p := 1.2$

$M_{nk} := 1.1 \cdot [P_{nk} \cdot (2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3) \cdot \eta_{nk}] = 846.45$ - момент НК

$M_{ak} := 1.1 \cdot [P_{ak} \cdot \eta_{ak} \cdot 2 \cdot y_1 \cdot \gamma_{vp} \cdot (1 + \mu_p) + \omega \cdot v_{ak} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot \omega \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 1421.2$ - момент АК

$S_{max} := \max(M_{ak}, M_{nk}) = 1421.2$

$0.01 \cdot M_{gr} = 3250.24$ $M_p + S_{max} = 3155.95$

Умова міцності виконується

А.6. Перевірка за поперечною силою при експлуатаційному положенні

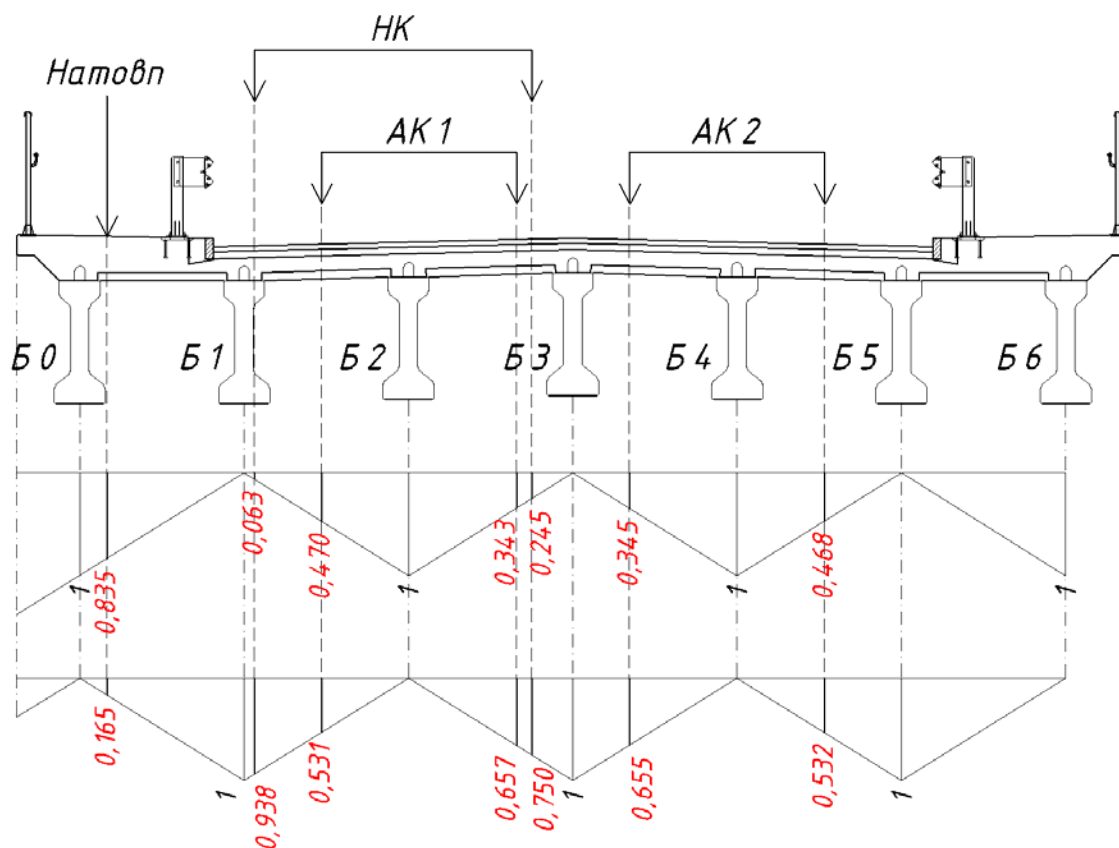


Рис. А.2 - Лінії впливу поперечної сили за експлуатаційним положенням

$$w := \frac{l_p}{2} = 11.8 \quad \text{- площа л. в.}$$

$$Q_{ri} := q_{ri} \cdot w = 193.96$$

$$Q_{rii} := q_{rii} \cdot w = 100.06$$

$$Q_p := Q_{ri} + Q_{rii} = 294.03 \quad \text{- поперечна сила від постійних навантажень}$$

$$\text{натовп: } \eta_p := 0$$

$$\text{Для НК: } \eta_{nk} := 0.75 = 0.75$$

$$\text{Для АК: } \eta_{ak} := 0.657 + 0.655 = 1.31$$

$$\eta_{ak} := 0.657 + 0.655 \cdot 0.6 = 1.05$$

$$y_{max} := (1) = 1 \quad y_{ak} := y_{max} \cdot \frac{l_p - 1.5}{l_p} = 0.94 \quad \text{- ординати АК}$$

$$y_2 := y_{\max} \cdot \frac{l_p - 1.2}{l_p} = 0.95 \quad y_3 := y_{\max} \cdot \frac{l_p - 2.6}{l_p} = 0.89 \text{ - ординати НК}$$

$$y_4 := y_{\max} \cdot \frac{l_p - 3.6}{l_p} = 0.85$$

коефіцієнти до тимчасового навантаження:

$$\mu_p := 0.3 \quad \gamma_{sv} := 1.5 \quad \gamma_{wp} := 1.5 \quad \gamma_p := 1.2$$

$$Q_{nk} := 1.1 [P_{nk} (y_{\max} + y_2 + y_3 + y_4) \cdot \eta_{nk}] = 596.71 \text{ - поперечна сила від НК}$$

$$Q_{ak} := 1.1 [P_{ak} \cdot \eta_{ak} (y_{\max} + y_1) \cdot \gamma_{vp} (1 + \mu_p) + w \cdot v_{ak} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot w \cdot \gamma_p \cdot \eta_p] = 808.45$$

- поперечна сила від АК

$$Q_{ak2} := 1.1 (w \cdot v_{ak} \cdot \eta_{akv} \cdot \gamma_{vv} + q_p \cdot w \cdot \gamma_p \cdot \eta_p) = 220.38 \text{ - поперечна сила без тандему (для II прогону)}$$

$$\frac{Q_{ak2} + Q_{ak}}{Q_{ak}} = 1.27$$

$$h_0 := h_b - a_s = 115.1$$

Перевірка за бетоном стиснутої зони

$$b_w := 16 \quad S_w := 8$$

$$A_{sw} := \pi \cdot \left(\frac{1.4}{2} \right)^2 \cdot 2 = 3.08$$

$$\varphi_{w1} := 1 + 5 \cdot n_1 \cdot \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = 1.63$$

$$\varphi_{b1} := 1 - 0.01 \cdot R_b = 0.85$$

$$0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot 0.1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 1147.19 \quad Q_{ak} + Q_p = 1102.47$$

Умова виконується

Перевірка за нахиленою тріщиною:

$$R_s := 265$$

$$c := h_0 \cdot \tan \left(\frac{\pi \cdot 60}{180} \right) = 199.36$$

$$B := 0.1 R_s \cdot A_{sw} \cdot \left(\frac{c}{S_w} \right) = 2033.14$$

$$C1 := \frac{2 \cdot 0.1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = 276.44 \quad 1.3 \cdot R_{bt} \cdot 0.1 \cdot b \cdot h_0 = 311.23$$

$$Q := B + C1 = 2309.59$$

$$Q_{ak} + Q_p = 1102.47$$

Умова виконується