

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 «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Аналіз напружено-деформованого стану балок проїзної частини
поверхового сполучення

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

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

Виконав: студент групи: МТ2126


(підпис студента)

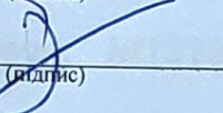
/ Іван ДРОБНИЦЯ /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

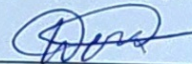
Нормоконтролер:


(підпис)

/ ст. викл. Павло ОВЧИННИКОВ /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

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

Студент



(підпис)

Дніпро – 2022 рік

ЗАЯВА

Я, Дродницьо Іван Вадимович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ 2126 ННЦ «Мости і тунелі»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня магістр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Аналіз напружено-деформованого стану
балок проїзної частини поверхового
столування

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)

Дродницьо І. В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

29.11.22

Керівник ВКР

[підпис]

(підпис)

Кляшник С.В.

(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) «магістр»

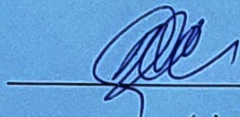
Дробиниці Іване Васильовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Аналіз напружено-деформованого
стану балок проїзної частини поверхового
стопування

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР



(підпис)

Килюк С.В.

(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

Master

(higher education degree)

on the topic: Analysis of the stress-strain state of the beams of the carriageway part of the floor connection

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: MT2126 / Ivan DROBNYTSA /

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ associate prof. Serhij KLIUCHNYK /

(position, name, surname)

Normative controller :

/ Senior Lecturer. Pavlo OVCHINNIKOV /

(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ: «Мости і тунелі»

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 ТЮТЬКІН
(підпис) (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

З А В Д А Н Н Я

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Дробниці Івану Вадимовичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Аналіз напружено-деформованого стану балок проїзної частини поверхового сполучення»

Керівник роботи: Ключник Сергій Владиславович, к.т.н., доцент

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

затверджені наказом від «27» жовтня 2022 р. № 717ст

2. Строк подання студентом роботи: «19» грудня 2022 р.

3. Вихідні дані до роботи: Опис залізничного мосту через ріку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці та результати його обстеження.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Аналіз стану залізничного мосту через ріку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці. Розділ 2. Аналіз результатів обстеження залізничного мосту. Розділ 3. Визначення впливу дефектів на вантажопідйомність балок проїзної частини. Розділ 4. Аналіз напружено-деформованого стану балок проїзної частини поверхового сполучення. Висновки.

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	Вступ. Розділ 1. Аналіз стану залізничного мосту через ріку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці.	07.11.2022 – 16.11.2022	
2	Розділ 2. Аналіз результатів обстеження залізничного мосту.	17.11.2022 - 20.11.2022	
	Визначення впливу дефектів на вантажопідйомність балок проїзної частини.	21.11.2022 – 04.12.2022	
3	<u>Аналіз напружено-деформованого стану балок проїзної частини поверхового сполучення.</u> <u>Висновки. Оформлення ВКР.</u>	05.12.2022 – 18.12.2022	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	19.12.2022 – 25.12.2022	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	19.12.2022	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	26.12.2022- 30.12.2022	

Студент

_____ (підпис)

Іван ДРОБНИЦЯ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Сергій КЛЮЧНИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Дипломний проект (робота) представлений на 70 сторінках та містить 54 рисунків, 9 таблиць, 25 літературних джерел.

Об'єкт: балки проїзної частини поверхового сполучення залізничного мосту

Мета: визначення напружено-деформованого стану балок проїзної частини поверхового сполучення залізничного мосту.

Метод дослідження – аналітичні розрахунки, метод скінченних елементів.

В магістерській роботі виконано аналіз літературних джерел, а також результати стану та обстеження залізничного мосту через ріку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці.

Визначено вплив дефектів на вантажопідйомність балок проїзної частини.

Розроблена скінченно-елементна модель ескалаторного тунелю (просторова постановка). Проведений чисельний аналіз конструктивних елементів проїзної частини поверхового сполучення. Визначено параметри напружено-деформованого стану балок проїзної частини.

Обґрунтовано причини появи дефектів балок проїзної частини поверхового сполучення.

Ключові слова: МЕТАЛЕВИЙ МІСТ, ПОЗДОВЖНЯ БАЛКА, ПОПЕРЕЧНА БАЛКА, ПОВЕРХОВЕ СПОЛУЧЕННЯ, ВАНТАЖОПІДЙОМНІСТЬ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН.

З М І С Т

ВСТУП	8
Актуальність теми.....	8
Мета роботи і задачі дослідження.....	8
Методи дослідження.....	8
1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ІСТОРІЇ ТА КОНСТРУКЦІЇ МОСТА.....	9
1.1 Історія моста	9
1.2 Конструкція моста.....	9
1.2.1 Загальна характеристика мостового переходу	9
1.2.2 Прогонові будови	10
1.2.3 Опори моста і опорні частини.....	15
1.2.4 Підходи до моста і підмостове русло	16
1.2.5 Мостове полотно	17
2 РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ МОСТА.....	19
2.1 Результати обстеження прогонових будов	19
2.2 Результати обстеження опор	27
3 ВИЗНАЧЕННЯ ВПЛИВУ ДЕФЕКТІВ НА ВАНТАЖОПІДЙОМНІСТЬ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ.....	28
3.1 Загальні положення розрахунку вантажопідйомності, особливості конструкцій та основні розрахункові дані прогонових будов.....	28
3.2 Вантажопідйомність поздовжніх балок проїзної частини	32
3.2.1 Склад, основні розміри та геометричні характеристики перерізу поздовжніх балок.....	32
3.2.2 Розрахунок поздовжніх балок на міцність за нормальними напруженнями.....	33
3.2.3 Розрахунок поздовжніх балок на міцність за дотичними напруженнями	34
3.2.4 Розрахунок за міцністю поясних заклепок	35

3.2.5 Розрахунок поздовжніх балок за нормальними напруженнями на витривалість	36
3.2.6 Оцінка загальної стійкості балки	37
3.3 Вантажопідйомність поперечних балок проїзної частини	39
3.3.1 Склад, основні розміри та геометричні характеристики перерізу поперечних балок	39
3.3.2 Розрахунок поперечних балок на міцність за нормальними напруженнями	39
3.3.3 Розрахунок поперечних балок на міцність за дотичними напруженнями	41
3.3.4 Розрахунок поперечних балок на міцність поясних заклепок	41
3.3.5 Розрахунок поперечних балок за нормальними напруженнями на витривалість	42
3.3.6 Оцінка загальної стійкості балки та місцевої стійкості поперечних балок	43
Висновки до розділу 3	44
4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ	46
4.1 Опис програмного комплексу та прогону обраного для моделювання ..	46
4.2 Визначення зусиль від власної ваги та мостового полотна	49
4.3 Визначення зусиль від власної ваги та рухомого навантаження	56
4.3 Визначення напруженого стану балок від власної ваги та мостового полотна	62
4.3.1 Напружений стан поздовжніх балок	62
4.3.2 Напружений стан поперечних балок	65
ВИСНОВКИ	69
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	71

ВСТУП

Актуальність теми.

У 2004 р. проведено обстеження моста через ріку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці. Обстеження моста виконано згідно з вимогами норм ДБН В.2.3-6-2002 “Мости та труби. Обстеження і випробування”. Перед обстеженням моста проведено вивчення історії та експлуатаційної документації (карток та книги моста) і проектної документації по заміні крайніх прогонових будов моста та інших документів. На мосту виконано детальне обстеження всіх конструкцій мостового переходу – прогонових будов, опорних частин, проміжних опор і стоянів, мостового полотна, підмостового русла і підходів. Виявлено дефекти в балках проїзної частини руслової прогонової будови прогоном $\ell_p=44,0$ м з їздою верхом і поверховим влаштуванням поздовжніх і поперечних балок, що потребувало виявлення причин їх появи.

Мета роботи і задачі дослідження.

Метою роботи є визначення напружено-деформованого стану (НДС) в балках проїзної частини металевих прогонових будов. Проведено аналіз особливостей роботи балок проїзної частини руслової прогонової будови прогоном $L_p=44,0$ м з їздою верхом і поверховим влаштуванням поздовжніх і поперечних балок.

Методи дослідження.

Теоретичні дослідження цієї роботи базуються на методі розрахунку вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів та методі комп'ютерного моделювання та розрахунку за допомогою методу скінчених елементів для виявлення НДС металевих балок прогонової будови.

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ІСТОРІЇ ТА КОНСТРУКЦІЇ МОСТА

1.1 Історія моста

Мостовий перехід під одноколійну залізничну лінію через ріку Мала Вись було споруджено при будівництві лінії Бахмач – Одеса в 1913 році за схемою 27,2+44,66+27,2 [16].

Прогонові будови мали їзду верхом з криволінійним обрисом нижніх поясів та трикутною решіткою з додатковими стояками і підвісками і були запроектовані за нормами 1907 року.

За час свого існуванні міст два рази піддавався руйнуванню. В 1920 році була пошкоджена середня прогонова будова. Капітальне відновлення моста було проведено в 1923 році. В 1944 році були повністю зруйновані прогонові будови та надземні частини опор. Тимчасове відновлення моста по осі старого моста було здійснене в 1944 році, а капітальне – в 1947 році. Капітальне відновлення моста за схемою 27,00+44,00+27,00 було проведене Мостопоїздом №444 Мостобуду №3 за проектом Київтрансмостпроекту. При капітальному відновленні моста були використані фундаменти і частково кладка старих опор.

У зв'язку з низьким класом металевих прогонових будов 0-1 і 2-3 Дорпроектм Одесько-Кишинівської залізниці в 1969 році був розроблений проект заміни цих прогонових будов, а в 1970 році була проведена заміна берегових прогонових будов з наскрізними фермами на нові із суцільною стінкою з розрахунковими прогонами $\ell_p=27,00$ м під навантаження Н8. Ці роботи були виконані Мостопоїздом № 36 Дорбудтресту Південно-Західної залізниці.

1.2 Конструкція моста

1.2.1 Загальна характеристика мостового переходу

Руслова частина моста (прогон 1 – 2) перекрита проговною будовою $\ell_p=44,0$ м із наскрізними головними фермами з їздою верхом і поверховим

влаштуванням балок проїзної частини за проектом Проектстальконструкції під розрахункове навантаження Н7 [16].

Берегові прогони (0-1 і 1-2) перекриті прогоновими будовами із суцільною стінкою прогонами $\ell_p=27,00$ м за проектом Трансмостпроекта під розрахункове навантаження Н8.

Довжина моста між задніми гранями стоянів 109,95 м. Міст розташований на прямій і площадці. Відмітки підшви рейок 173,53, низу конструкції 163,91. Відмітки рівнів води: меженних вод 151,12 і високих вод 152,02. Ріка Мала Вись несудноплавна.

Висота насипів на підходах велика і становить більше 20 метрів.

Схема мостового переходу показана на рисунку 1.1, а загальний вигляд моста на рисунках 1.2 та 1.3. Нумерація опор прийнята за ходом кілометражу. Течія ріки під мостом зліва вправо.

1.2.2 Прогонові будови

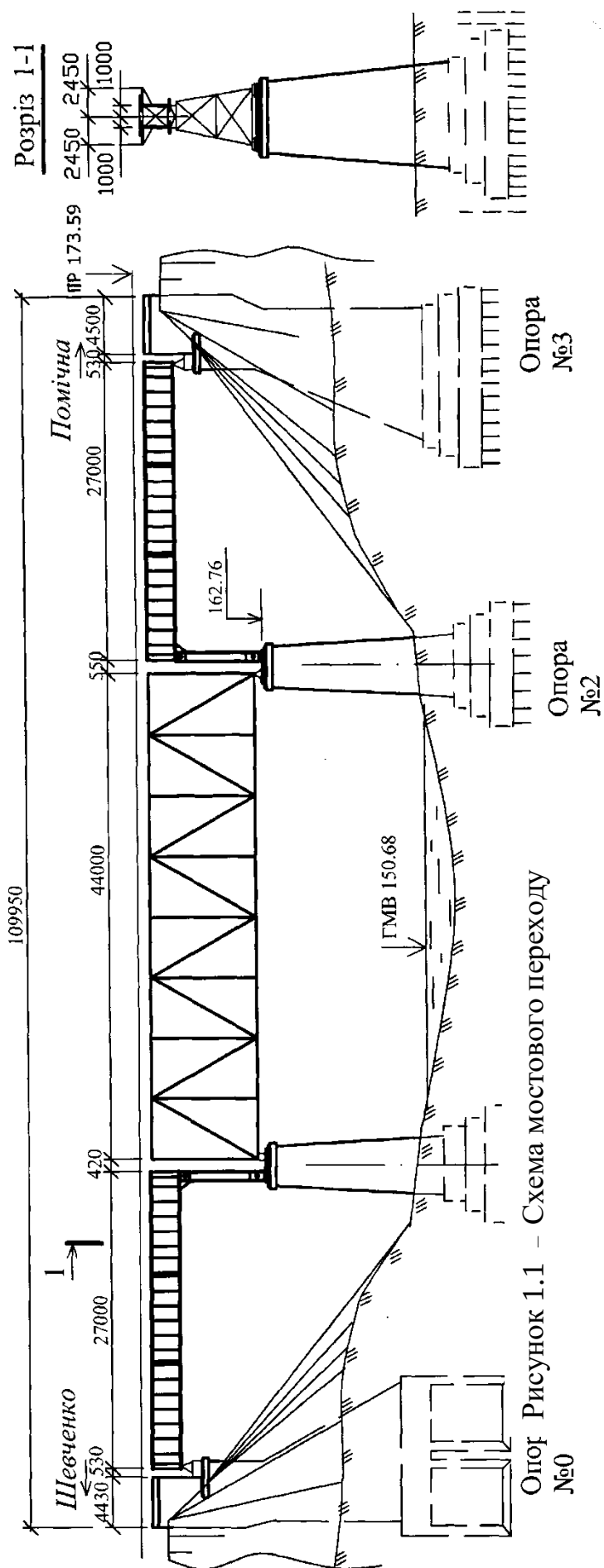
Прогонові будови 0-1 і 2-3 металеві із суцільною стінкою, клепані, мають розрахунковий прогін $\ell_p=27,0$ м і виготовлені в 1969 році Ярославським заводом мостових конструкцій із сталі марки Ст3 мост. за проектом Трансмостпроекту під навантаження Н8.

Обпирання прогонових будов 0-1 і 2-3 на проміжні опори здійснюється через плоскі металеві опорні рами, що качаються і опорні столики, які високоміцними болтами жорстко прикріплені до прогонових будов і через шарніри передають навантаження на опорні рами, як показано на рисунку 1.4.

Прогонові будови 0-1 і 2-3 мають верхні і нижні поздовжні і поперечні в'язи між головними балками. Мостові бруси укладені безпосередньо на головні балки. Бокові тротуари влаштовані на металевих кронштейнах.

Прогонова будова 1-2 руслової частини моста із наскрізними головними фермами і їздою верхом має розрахунковий прогін $\ell_p=44,0$ м і виготовлена Челябінським заводом із сталі марки Ст3 мост. за проектом “Проектсталь-конструкції” під навантаження Н7.

Фасад моста



Опор Рисунок 1.1 – Схема мостового переходу
№0



Рисунок 1.2 – Загальний вигляд моста з правої (низової) сторони
від опори № 3

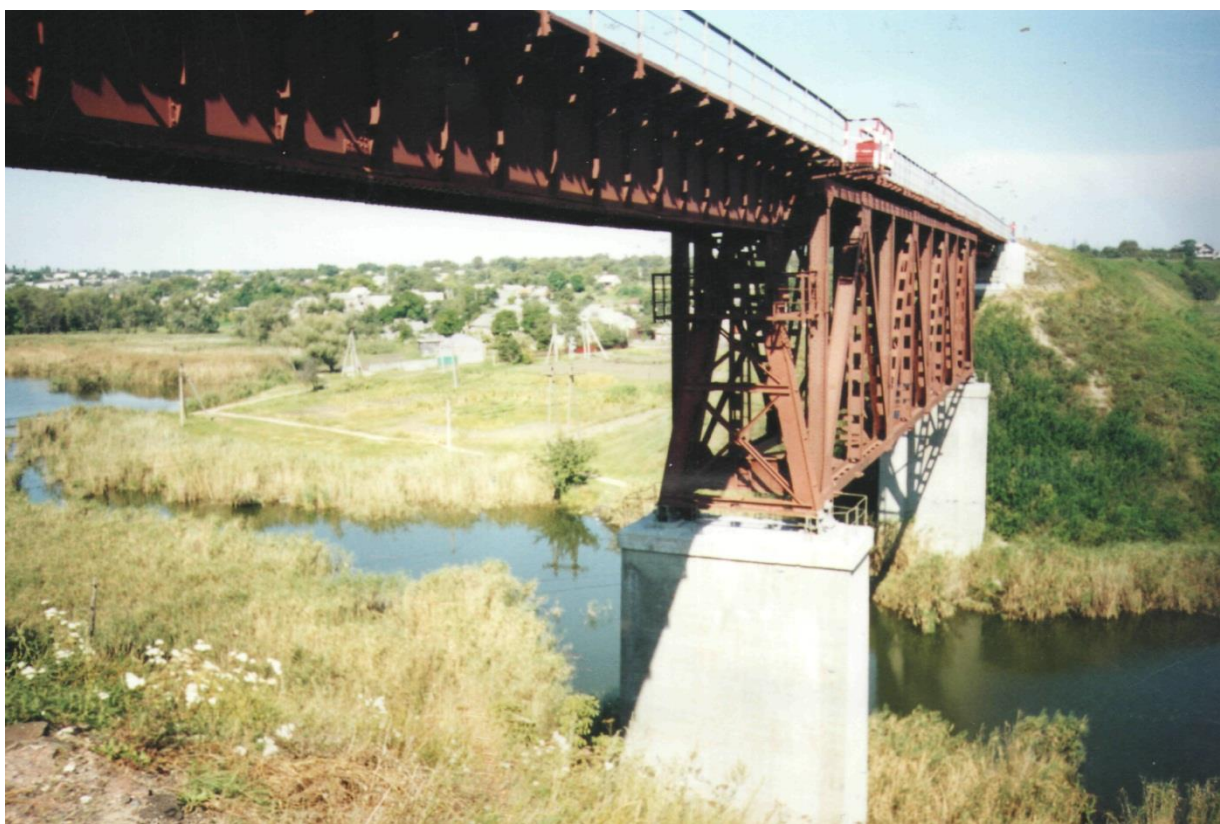


Рис. 1.3 – Загальний вигляд моста з лівої (верхової) сторони від опори № 3

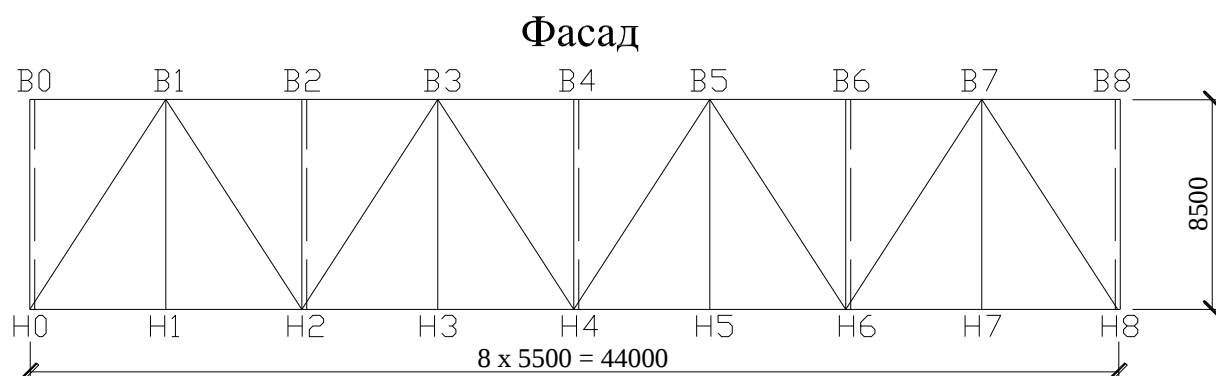


Рисунок 1.4 – Опорний столик прогонової будови, домкратна балка і конструкція шарнірного з'єднання з опорною рамою

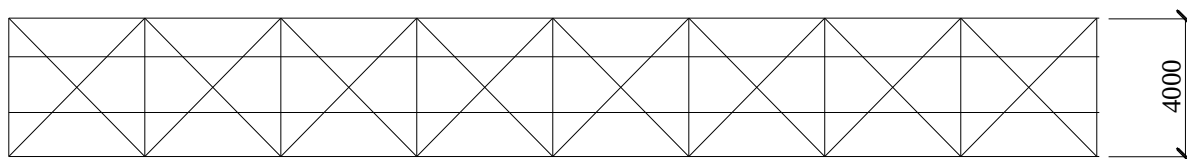
Характерною особливістю прогонових будов з їздою верхом за проектом “Проектстальконструкції” є поверхове влаштування поздовжніх і поперечних балок проїзної частини і пов'язані з цим недоліки, які приводять до появи тріщин в поясих кутиках поздовжніх балок в місцях обпирання їх на поперечні балки.

Основні розміри прогонової будови: розрахунковий прогін $\ell_p=44,0$ м, висота головних ферм 8,50 м, відстань між головними фермами 4,00 м, відстань між поздовжніми балками 2,00 м, довжина панелей 5,50 м.

Схема прогонової будови 1-2 з планом в'язів наведено на рисунку 1.5, а загальний вигляд (фрагмент) прогонової будови 1-2 показано – на рисунку 1.6.



План верхніх в'язів проміж ферм



План нижніх в'язів проміж ферм

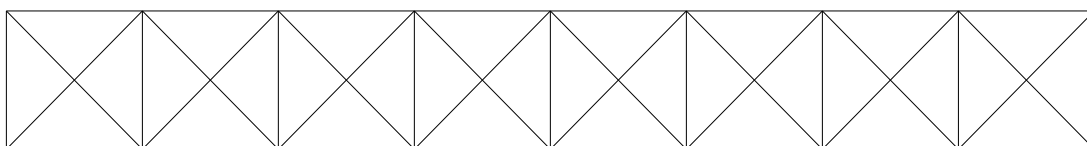


Рисунок 1.5 – Схема прогонової будови 1-2



**Рисунок 1.6 – Прогонові будови 1-2 та 2-3, опора № 2
і конус насипу біля опори № 3**

Прогонова будова має систему поздовжніх і поперечних в'язів між головними фермами і поздовжніми балками.

Елементи головних ферм мають переріз Н-подібного обрису із чотирьох кутиків і горизонтального листа або планок. Поздовжні і поперечні балки клепані і мають вертикальний лист (стінку) та пояси із двох кутиків, або двох кутиків і горизонтального листа (для верхніх поясів поздовжніх балок). Перерізи елементів показано на рисунку 1.7.

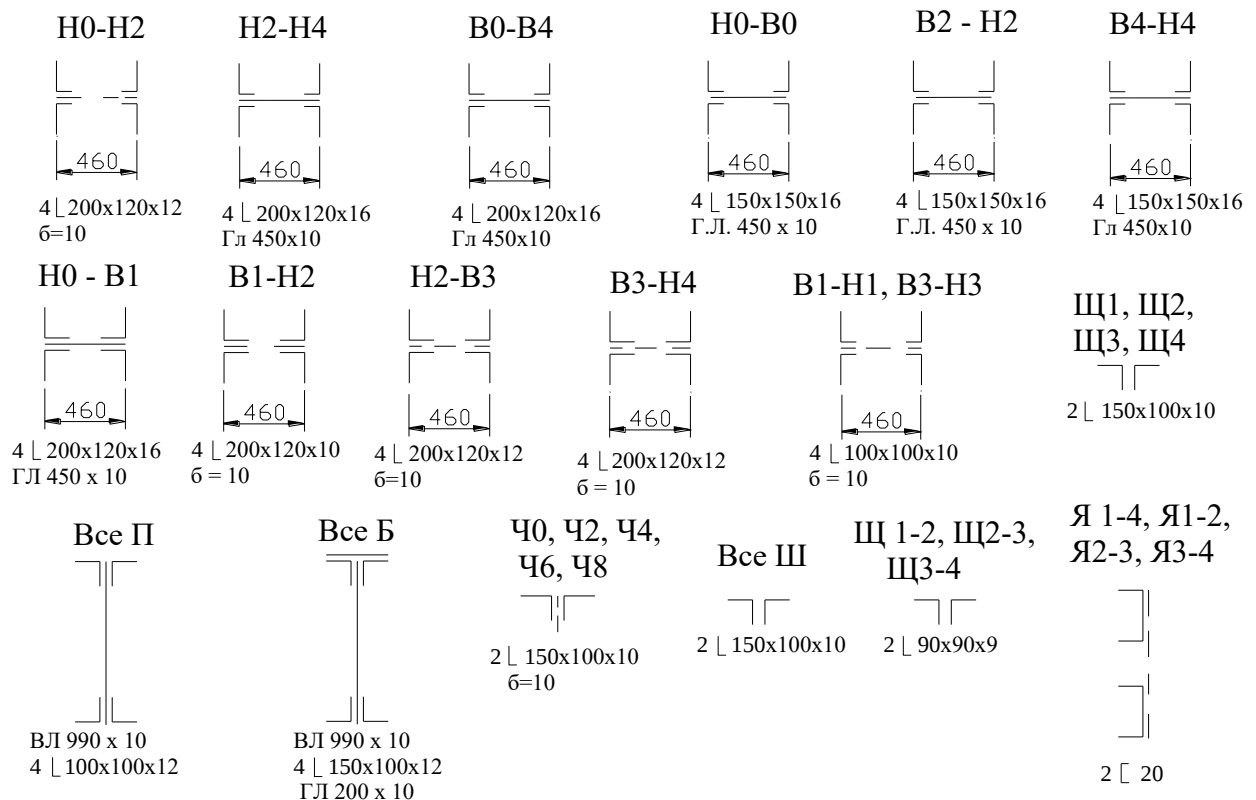


Рисунок 1.7 – Перерізи елементів прогонової будови 1-2

1.2.3 Опори моста і опорні частини

Проміжні опори і стояни масивні бетонні. При відновленні моста після підривання використана частково кладка тіла опор, що збереглася, і фундаменти опор. Фундаменти опор №№ 1, 2, 3 на палях, а опора № 0 має кесонний фундамент.

Проміжні опори в плані мають прямокутний обрис без закруглень і загострень з низової і верхової сторін (див. рисунки 1,2, 1.3 і 1.6). Поперечний

переріз проміжних опор зверху вниз збільшується за рахунок ухилу бокових граней опор.

Кінцеві опори (стояни) обсіпні. При заміні прогонових будов крайніх прогонів на підферменні площадки у зв'язку з меншою будівельною висотою нових прогонових будов були укладені залізобетонні підферменні блоки.

Нерухомі опорні частини прогонових будов прогоном $\ell_p=27,0$ м балансного типу з шарнірами розташовані на опорах № 0 і № 3 (рис. 1.8). Роль рухомих опорних частин на опорах № 1 і № 2 цих прогонових будов виконують плоскі металеві рами, що качаються.

Нерухомі опорні частини прогонової будови прогоном 44,0 м балансного типу, а рухомі секторного типу.



Рисунок 1.8 – Нерухомі опорні частини прогонових будов

1.2.4 Підходи до моста і підмостове русло

Міст через річку Мала Вись розташований на прямій і площадці. На підходах до моста з обох боків є криві радіусом близько 650 м (рис. 1.9).



Рисунок 1.9 – Підхід до моста збоку ст. Шевченко

Висота підшви рейок над меженним горизонтом становить 22,41 м. Висота насипів на підходах понад 20 м, ширина дзеркала води під мостом при межені близько 40 м, а вище моста досягає величини понад 100 м.

1.2.5 Мостове полотно

Мостове полотно на прогонових будовах роздільного типу з мостовими брусами перерізом 20x24 см. На мосту і підходах укладені рейки Р65. Контррейки із рейок Р50, що були у використанні. В якості охоронних пристроїв на прогонових будовах укладені протиугінні кутики перерізом 160x100x10 мм. Контррейки за задніми гранями стоянів на довжині 10 м зведені човником до осі колії і закінчуються башмаком (рис. 1.9).

Бокові тротуари з залізобетонними плитками обпираються на металеві кутики і кронштейни. На окремих ділянках, де залізобетонні плитки вийшли із ладу, настил тротуару влаштовано з використанням поперечних і поздовжніх стержнів арматури, як показано на рисунку 1.10. Перила на мосту типові з стояками і поруччям із кутиків і двома стержнями перильного

заповнення.



Рисунок 1.10 – Боковий тротуар з металевим настилом із стержнів арматури

Мостові бруси прикріплюються до поздовжніх та головних балок стандартними лапчастими болтами. Цими ж болтами прикріплюються до мостових брусів протиугінні кутики.



Рисунок 1.11 – Захисні перила в верхній частині опори № 0 та залізобетонні сходи по конусу

2 РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ МОСТА

2.1 Результати обстеження прогонових будов

Руслова частина моста (прогін 1-2) перекрита прогоновою будовою прогоном $\ell_p=44,00$ м з їздою верхом і поверховим влаштуванням балок проїзної частини за проектом Проектстальконструкції (ПСК) під навантаження Н7.

При обстеженні конструкцій цієї прогонової будови були виявлені значні дефекти, основними з яких є тріщини в поясних кутиках поздовжніх балок в місцях обпирання їх на поперечні балки. Ці тріщини з'являються в результаті місцевого перенапруження в металі кутиків при прогинах поздовжніх балок і деформаціях балок проїзної частини при сумісній роботі їх з верхніми поясами головних ферм. Вони є характерними для прогонових будов з їздою верхом та поверховим влаштуванням поздовжніх і поперечних балок за проектами ПСК з прогонами 44,00, 55,00 і 66,00 м (рис. 2.1).

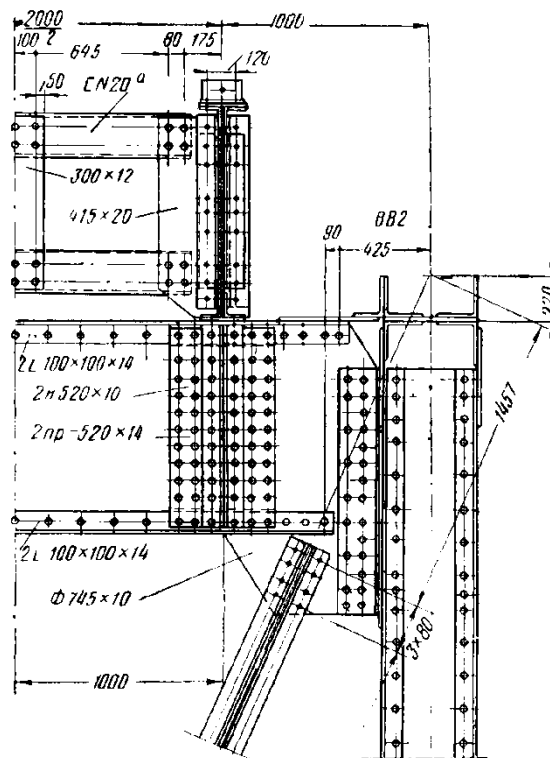


Рисунок 2.1 – Влаштування балочної клітки прогонових будов ПСК з їздою верхом

При вказаних деформаціях балок вертикальні заклепки (або болти) прикріплення поздовжніх балок до поперечних працюють на розтягнення, що викликає місцеву деформацію розмалкування, перенапруження і появу тріщин по обушках на кінцевих відрізках нижніх поясних кутиків поздовжніх балок.

В багатьох місцях заклепки прикріплення поздовжніх балок до поперечних вийшли з ладу і замінені болтами.

Слід відзначити також, що поперечні в'язи між поздовжніми балками в перерізах над поперечними балками мають тільки верхню і нижню розпірки із швелерів № 20а і не мають діагональних елементів (див. рис. 2.1), внаслідок чого зменшується жорсткість поперечних в'язів і виникає можливість деякого повороту поздовжніх балок відносно їх поздовжніх осей при дії поперечних навантажень від рухомого складу. Ці обставини також можуть впливати на погіршення умов роботи нижніх поясних кутиків поздовжніх балок в місцях обпирання на поперечні балки.

Вертикальне навантаження від поздовжніх балок на поперечні передається головним чином через товсті ($\delta=20$ мм) вертикальні фасонки поперечних в'язей поздовжніх балок, які приторцьовані до нижніх “рибок”. Це полегшує роботу поясних кутиків поперечних балок, завдяки тому, що навантаження на них передається близько від обушків. З цією ж метою горизонтальні полицьки поясних кутиків поперечних балок підкріплені приторцьованими до них кутиками ребер жорсткості поперечних балок. З іншої точки зору останнє може впливати на збільшення напружень в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок.

Загальний вигляд обпирання і прикріплення поздовжніх балок до поперечних і характер тріщин в поясних кутиках поздовжніх балок показані на рисунку 2.2, а схема розміщення наявних тріщин – на рисунку 2.3. Тріщини засвердлені для зменшення концентрації напружень в металі кутиків і затримки їх розвитку.



Рисунок 2.2 – Обпирання поздовжньої балки на поперечну і тріщини по обушку на кінцевих відрізках нижніх поясних кутиків поздовжніх балок

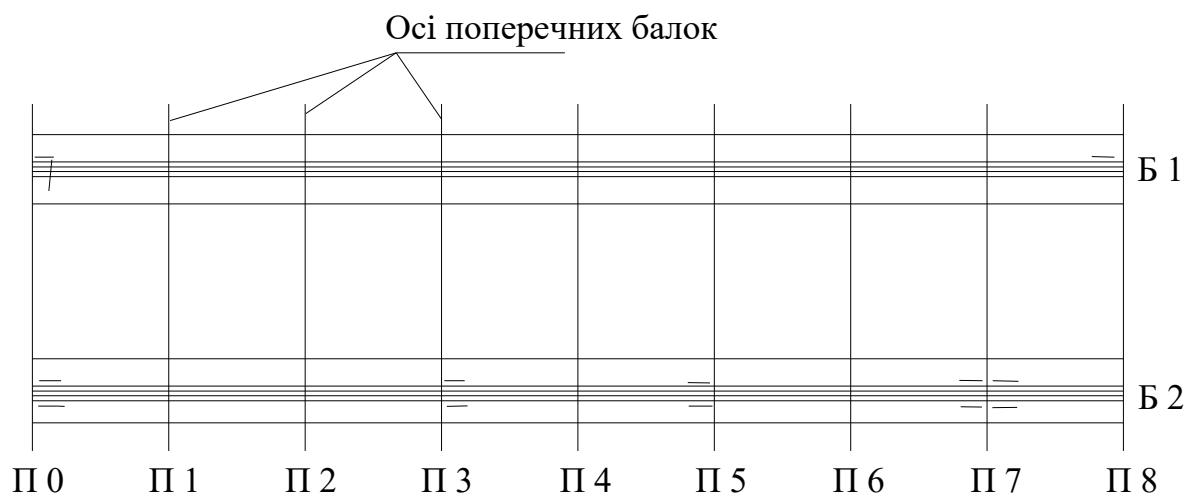


Рисунок 2.3 – Схема розташування тріщин в поясних кутиках поздовжніх балок прогонової будови 1-2

Безпосередньої загрози руйнуванню поздовжніх балок вказані тріщини в нижніх поясних кутиках не викликають, але при подальшому розвитку їх вони можуть стати небезпечними і тому потрібне їх засвердлювання, постійне спостереження та розробка ефективних методів підсилення.

У вітчизняних нормах розрахунку мостів втомні властивості матеріалів та зварних з'єднань враховують недостатньо. Зарубіжні рекомендації з цього питання, зокрема в рекомендаціях, розроблених Американською асоціацією державної служби магістралей і транспорту (American Association of State Highway and Transportation Officials — AASHTO), введені певні обмеження на допустимі циклічні навантаження відповідно до товщини та геометрії окремих вузлів. Досвід використання такого підходу показав, що він забезпечує необхідну для інженерної практики точність розрахунку при достатньо великих напруженнях і малій кількості циклів навантаження. Проте в ділянці багатоциклового навантажування (біля порогу втоми), що більше відповідає умовам навантажування мостів, такий розрахунок може призводити до значних похибок. Крім цього, він більше підходить для проектування нових мостів, ніж для оцінки ступеня деградації конструкцій, які вже довгий час експлуатуються.

Значно ширші можливості для розрахунку втомної міцності та довговічності конструкцій відкривають сучасні підходи механіки руйнування [1, 15]. Такі розрахунки в поєднанні з періодичним контролем конструкцій на дефектність за допомогою неруйнівних методів є практично ідеальним інструментом для оцінки працездатності металевих мостів після їх довготривалої експлуатації з урахуванням дефектів, які існують (чи можуть існувати) в матеріалі.

Застосування механіки втомного руйнування до розрахунку автомобільних та залізничних мостів має певні специфічні особливості. Пов'язані вони в основному з випадковим характером зовнішніх впливів, насамперед експлуатаційних навантажень та факторів, які визначають кінетику втомного руйнування і гранично-рівноважний стан конструкції. Така ситуація характерна взагалі для будівельних конструкцій. Тому при їх розрахунку перевагу слід надавати не детерміністичним, а імовірнісним підходам, які дають можливість не лише виявити умови, які відповідають небезпечному з погляду міцності стану конструкції, але й оцінити реальний ризик

виникнення таких умов [20]. Стосовно мостів цей аспект проблеми тим більше важливий, оскільки сучасні вимоги до їх працездатності орієнтовані на імовірнісні показники — міст вважається придатним до експлуатації, якщо ймовірність його руйнування не перевищує заданої допустимої величини [3-5].

Вимога економії матеріалів є однією з основних особливостей сучасного етапу в розвитку всього суспільства і в розвитку будівельного виробництва сталевих конструкцій. Виконання цієї вимоги можливо лише при повному і правильному врахуванні роботи конструкції та матеріалу, з якого вона виготовлена.

Останнім часом у всьому світі в теорії розрахунку сталевих конструкцій дедалі ширшим стає перехід від пружного розрахунку до розрахунку з урахуванням пластичних властивостей матеріалу. Разом з тим сучасний стан вимог нормативних документів ще не в повній мірі відображає дійсну роботу як самої конструкції, так і її матеріалу. Здебільшого конструкції проектують на основі пружних розрахунків, коли граничний стан характеризується досягненням межі текучості в найбільш напружених волокнах перерізу. Однак відомо, що текучість матеріалу в найбільш напружених волокнах не є граничним станом, так як несуча здатність конструкції часто ще далеко не вичерпана. Тому необхідно використовувати пластичність сталі при проектуванні сталевих конструкцій, оскільки це призводить у більшості випадків до економії матеріалу.

Вимога економії матеріалу і часткове використання пластичних властивостей сталі знайшли своє відображення в сучасних нормах з проектування сталевих конструкцій [3-5]. Згідно з вимогами цих норм недонапруження в перетинах елемента не повинно перевищувати 5%. Однак, кручення стрижнів і додаткові нормальні і дотичні напруження, які виникають внаслідок цього, незважаючи на їхню значимість, ніяк не регламентуються. А саме металеві конструкції найбільше чутливі до впливу зовнішнього навантаження, так як поперечний переріз елементів має

мінімальні запаси міцності, бо вони дуже близькі до розрахункових навантажень. Інколи достатньо пошкодження одного елемента щоб цілком стійка конструкція миттєво перетворилась в змінну [6].

Для практичних розрахунків на сьогоднішній день єдиною нормативною характеристикою надійності конструкцій при оцінюванні міцності є коефіцієнти, які використовують у чинних нормах [3-5]: за матеріалами γ_m , за навантаженням γ_t , за призначенням γ_n , умов роботи γ_c . Зазначені коефіцієнти можуть бути зведені до повного коефіцієнта надійності γ .

Поєднання методів механіки руйнування з імовірнісними підходами для оцінки ризику руйнування — імовірнісна механіка втомного руйнування, — тепер активно розвивається і застосовується в інженерній практиці. На її основі проводять проектні розрахунки на міцність, визначають допустимі розміри дефектів і розраховують оптимальні режими дефектоскопічного контролю найбільш відповідальних елементів конструкцій в авіації та ракетобудуванні, енергетиці та інших галузях. Дуже ефективним виявився цей підхід і при визначенні надійності металевих мостів. Зараз його вважають найбільш ефективним методом з'ясування працездатності конструкцій після довготривалої експлуатації, включаючи і конструкції, які вже відпрацювали початковий (проектний) ресурс.

Наразі ж в Україні розпочато процес переходу до європейських стандартів проектування будівельних конструкцій. Головним керівним документом у сфері проектування споруд на території Європейського Союзу на сьогоднішній день є Єврокоди, які в комплексі визначають всі основні етапи проектування споруд різного призначення. Нормативним документом, який визначає розрахункові моделі та навантаження на мости наразі є ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости».

Оцінка втоми взагалі та перевірка рівня напружень, здійснюється згідно з EN 1992, EN 1993 і EN 1994. [20].

Як приклад, для сталевих мостів перевірка надійності здійснюється лише за умови

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad , \quad (1.1)$$

де

γ_{Ff} - частковий коефіцієнт надійності для навантаження втоми;

λ - коефіцієнт еквівалентного пошкодження від втоми, що враховує експлуатаційний рух на мосту в межах елемента;

Φ_2 - динамічний коефіцієнт;

σ_{71} - рівень напружень, що відповідає моделі завантаження 71 (і де необхідний SW/0 за виключенням α), в найбільш небезпечному перерізі елемента, що розглядається;

$\Delta \sigma_c$ - довідкове значення опору утомленості (EN 1993);

γ_{Mf} - частковий коефіцієнт надійності для опору утомленості в нормах проектування.

Оцінку втоми слід здійснювати на підставі змішування режимів руху, "стандартний рух", "рух з навантаженням 250 кН на вісь" або "легкий змішаний рух" залежно від того, чи змішувався стандарт руху перевезень, в основному рух важкого вантажу або легкий рух. Динамічний фактор Φ враховує динамічне збільшення напружень і коливань конструкції, проте не враховує явище резонансу. Квазістатичні методи, які виходять зі статички і збільшують результати множенням на динамічний коефіцієнт Φ , не можуть передбачувати резонансні явища, що виникають при високошвидкісному русі. Тут для передбачення динамічних явищ і резонансу потрібні динамічні методи розрахунку, які враховують залежність навантаження від часу в рамках високошвидкісної розрахункової моделі (HSLM), тобто шляхом розв'язання рівнянь руху [20]

Для металевих прогонових споруд, які знаходяться в експлуатації, розділяють три основних періоди.

Період "припрацювання" - частина повного строку експлуатації, для якої характерна найбільша кількість відмов внаслідок відбраковування дефектних елементів, пов'язаних з природними процесами у матеріалах, недосконалістю проектних рішень та технологічними операціями на різних етапах виготовлення та монтажу.

Період нормальної експлуатації - частина повного строку експлуатації системи, протягом якої прогонова будова працює у сталому режимі (при відомих рівнях навантажень, кількості поїздів за відрізок часу), рівень інтенсивності відмов є найнижчим та постійним. Відмови періоду нормальної експлуатації завжди є раптовими.

Період активного зносу - частина повного строку експлуатації системи, протягом якої зростає інтенсивність відмов окремих елементів внаслідок зносу; характеризує середній рівень довговічності об'єкту.

Золоте правило надійності полягає в наступному: у період нормальної експлуатації елементи повинні замінятися після відмовлення, і необхідна своєчасна профілактична заміна елемента, навіть якщо він не відмовив, наприкінці періоду нормальної експлуатації.

При обстеженні моста було виявлено також, що просвіт по лівій стороні між прогоновими будовами $\ell_p=27,0$ м і $\ell_p=44,0$ м над опорою № 1 в рівні верха консолей прогонових будов при $t=14^\circ\text{C}$ повністю відсутній (рис. 2.4).

За даними спостережень, які були проведені мостовипробувальною станцією Одеської залізниці 16.04.1970 р. при $t=8^\circ\text{C}$ після заміни прогонових будов $\ell_p=27,0$ м, величина просвіту між прогоновими будовами в тому ж місці становила 40 мм, а в інших місцях (над опорою № 2, та між прогоновими будовами $\ell_p=27,0$ м і шафовими стінками стоянів) величини просвіту практично не змінились (рис. 2.5).



Рисунок 2.4 – Відсутній просвіт між прогоновими будовами 0-1 і 1-2 по лівій стороні

2.2 Результати обстеження опор

Загальний стан проміжних опор і стоянів моста по зовнішньому огляду задовільний, стік води з верхніх поверхонь опор забезпечений. Разом з цим слід відзначити, що на стояні № 3 на шафовій стінці з обох сторін на відстані 100 см від бокових граней є вертикальні тріщини з розкриттям $0,5 \div 1,5$ мм. Аналогічні тріщини і раковини в нижній частині шафової стінки є також на стояні № 0.

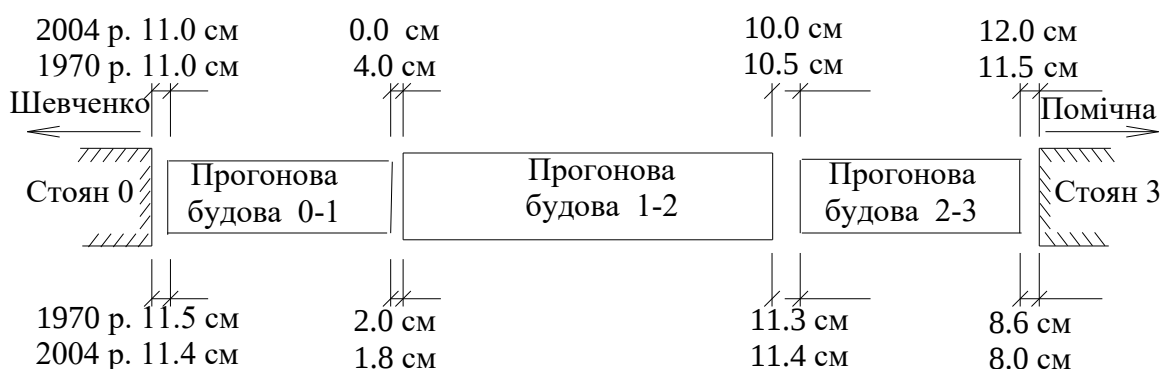


Рисунок 2.5 – Результати замірів просвітів між торцями прогонових будов в 1970 та 2004 роках

3 ВИЗНАЧЕННЯ ВПЛИВУ ДЕФЕКТІВ НА ВАНТАЖОПІДЙОМНІСТЬ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ.

3.1 Загальні положення розрахунку вантажопідйомності, особливості конструкцій та основні розрахункові дані прогонових будов

Розрахунки вантажопідйомності прогонових будов методом класифікації проводяться у відповідності до вимог галузевого стандарту ГСТУ 32.6.03.111-2002 “Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів” [2], який затверджено та надано чинності наказом Міністерства транспорту України № 850 від 05.12.2001 р. Принцип перерахунку прогонової будови методом класифікації полягає в тому, що для кожного її елемента, для стиків і прикріплень визначають максимальну інтенсивність тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, яке не викликає виникнення граничного стану за умов нормальної експлуатації.

Інтенсивність навантаження, розрахована таким чином, у подальшому називається допустимим тимчасовим навантаженням.

Для всіх робочих елементів прогонової будови з урахуванням характеру їх роботи при розрахунках величина допустимого тимчасового вертикального навантаження k , кН/м колії визначається у одиницях еталонного навантаження k_{et} з урахуванням динамічного коефіцієнта $(1 + \mu)$, а клас елемента K визначається за формулою

$$K = \frac{k}{k_{et}(1 + \mu)} \quad (2.1)$$

де k - допустиме вертикальне тимчасове навантаження від залізничного рухомого складу, яке безпечно витримує елемент;

k_{et} - рівномірно розподілене вертикальне навантаження від еталонного поїзда Н1 за схемою поїзда 1931 року;

$(1 + \mu)$ - динамічний коефіцієнт для еталонного навантаження

Значення k та k_{et} визначають для однієї і тієї ж лінії впливу за її довжиною і положенням вершини.

За клас прогонової будови приймається найменший із класів її елементів

[2].

Крім прогонових будов класифікується також рухомий склад (локомотиви, вагони, транспортери та інші навантаження).

Класифікація рухомого складу полягає у тому, що його вплив на прогонову будову k_0 з урахуванням динамічного коефіцієнта $(1+\mu_0)$ виражають у одиницях того ж еталонного навантаження, при цьому число одиниць еталонного навантаження називають класом рухомого складу і визначають за формулою

$$K_0 = \frac{k_0 (1 + \mu_0)}{k_{et} (1 + \mu)} \quad (2.2)$$

Як еталонне навантаження для класифікації прогонових будов і рухомого складу приймається тимчасове вертикальне навантаження Н-1 за схемою 1931 року.

Схема еталонного навантаження Н-1 наведена на рис. 3.1.



Рисунок 3.1 – Схема еталонного навантаження

Класи елементів прогонових будов і класи рухомого складу визначаються для однакових довжин ліній завантаження λ та положень вершин ліній впливу α .

При визначенні вантажопідйомності прогонових будов враховувалися:

- фактичний стан прогонових будов;
- конструкція прогонових будов і їх окремих деталей;
- механічні характеристики матеріалу, із якого виготовлені прогонові будови;
- якість заводського виготовлення і монтажу прогонових будов.

Розрахункове тимчасове еквівалентне навантаження від рухомого складу включає статичну частину і динамічний додаток, який визначений для умов руху поїзда з експлуатаційною швидкістю. Обмеження швидкості дозволяє зменшити динамічну складову частину навантаження та величину тимчасового навантаження в цілому.

Порівняння класу будь-якого елемента прогонової будови за міцністю з відповідним класом рухомого складу, який обертається на дільниці або планується до введення у обертання, дозволяє зробити висновок про те, чи відповідає даний елемент або вся прогонова будова в цілому за своєю розрахунковою міцністю цьому навантаженню.

Визначення вантажопідйомності балок проїзної частини було проведено для моста через річку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна Одеської залізниці. Металеві прогонові будови прогонами $l_p=44,0$ м одноколіїні із наскрізними головними фермами. Прогонові будови мають їзду верхом і поперкове сполучення поздовжніх і поперечних балок проїзної частини.

Відстань між фермами 4,0 м, висота ферм 8,5 м. Головні ферми мають Н-подібні перерізи елементів, які сформовані із чотирьох кутиків великого розміру та горизонтального листа або планок. Виготовлені ці прогонові будови із сталі марки Ст. 3 за проектом Проектстальконструкції під навантаження Н7. Проїжджа частина складається з клепаних поздовжніх і поперечних балок двотаврового перетину, розташованих поперково.

Виконано розрахунки з визначенням класів за вантажопідйомністю поздовжніх і поперечних балок проїзної частини та всіх елементів головних ферм з урахуванням їх фізичного стану і наявних дефектів.

Розрахунки перерізів елементів проведені з перевіркою їх міцності та витривалості, а для стиснених елементів також їх стійкості.

Для поздовжніх балок враховано зменшення перерізу горизонтального листа верхнього поясу від корозії на глибину до 1 мм.

Окремо було враховано тріщини в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок.

Загальні і розрахункові дані прогонових будов:

- рівень їзди *верхом*;
- кількість колій на прогоновій будові *одна*;
- тип мостового полотна *на дерев'яних поперечинах з роздільними тротуарами при настилі із залізобетонних плиток*;
- рік виготовлення прогонових будов *1947*;
- норми проектування *ТУМП-47*;
- матеріал прогонових будов *сталь марки Ст.3*;
- матеріал заклепок *сталь марки Ст.2*;
- тип опорних частин *секторні*;
- довжина розрахункового прогону *44,0 м*;
- кількість панелей: *8*;
- довжина панелей крайніх і проміжних *5,5 м*;
- відстань між осями головних ферм *4,0 м*;
- відстань між осями поздовжніх балок *2,0 м*;
- висота головних ферм *8,50 м*;
- нормативні постійні навантаження:
 - а) від ваги металу для поздовжніх балок *16,1 кН/м*;
 - б) від ваги металу для поперечних балок *18,05 кН/м*;
 - в) від ваги металу для головних ферм *38,0 кН/м*;
 - г) від ваги мостового полотна *11,00 кН/м*;
- основний розрахунковий опір металу *$R=190.0$ МПа*.

3.2 Вантажопідйомність поздовжніх балок проїзної частини

3.2.1 Склад, основні розміри та геометричні характеристики перерізу поздовжніх балок

Поздовжні балки мають вертикальний лист перерізом 990×10 мм, два кутики нижнього поясу перерізом 100×100×10 мм, два кутики перерізом 100×100×10 мм і горизонтальний лист перерізом 210×10 мм верхнього поясу балки.

Схема і основні розміри перерізу поздовжньої балки показані на рисунку 3.2, а характеристика перерізу в табл. 3.1.

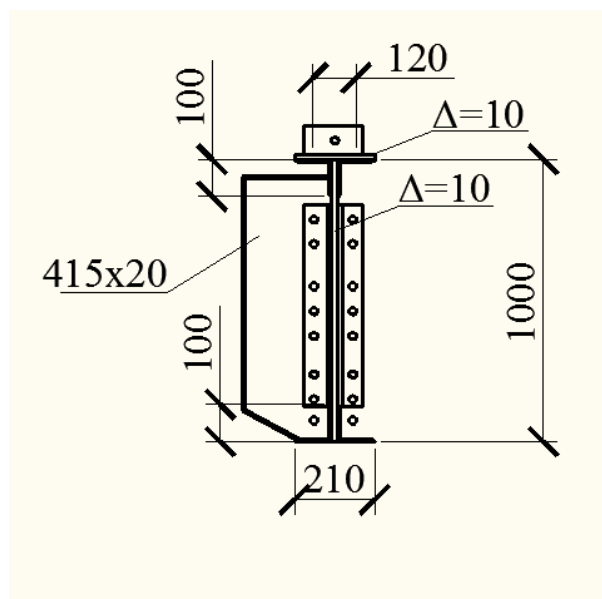


Рисунок – 3.2 Переріз поздовжньої балки

Таблиця – 3.1 Геометричні характеристики перерізу поздовжньої балки:

Склад перерізу	$F_{\text{бр}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бр}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ з урахуванням корозії
ВЛ 990×10 4Л 100×100×10 ГЛ 210×10	196,8	300634,3	5452,17	4361,7	4136,6	2500,5	4340,96

3.2.2 Розрахунок поздовжніх балок на міцність за нормальними напруженнями

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поздовжніх балок:

а) допустимі навантаження

– без врахування ослаблення горизонтального листа перерізу балки корозією

$$k_m = \frac{1}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} (\chi_2 m R_c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{1}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1,1 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 3,781) = 394,3 \text{ кН/м}; \quad (3.1)$$

– з врахуванням ослаблення горизонтального листа корозією

$$k'_m = \frac{1}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1,1 \cdot 4340,9 - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 3,781) = 392,3 \text{ кН/м}; \quad (3.2)$$

б) класи балок

– без врахування корозії

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{394,3}{23,35 \cdot 1,760} = 9,6; \quad (3.3)$$

– з врахуванням корозії

$$K = \frac{k'_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{392,3}{23,35 \cdot 1,760} = 9,5. \quad (3.4)$$

В наведених розрахунках враховані такі вихідні дані:

$\varepsilon_v = \varepsilon_p = 0,5$ – відповідно частка тимчасового та постійного навантаження, яка припадає на одну балку;

$$\Omega_p = \Omega_v = \frac{\alpha(1-\alpha)d^2}{2} = \frac{0,5(1-0,5)5,5^2}{2} = 3,781 \text{ м}^2 \quad \text{– площі ліній впливу}$$

згинального моменту для перерізу в середині прогону балки, які завантажуються тимчасовим та постійним навантаженнями;

$n_v = 1,145$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження (при $\lambda = 5,5$ м);

$\chi_2 = 0,001$ – коефіцієнт розмірності;

$m = 1$ – коефіцієнт умов роботи;

$R = 190 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір металу балок;

$c = 1,1$ – поправочний коефіцієнт для поздовжніх балок при розрахунках на міцність за нормальними напруженнями;

$W_0 = W_{nm} = 4361,7 \text{ см}^3$ і $W'_0 = W'_{nm} = 4340,9 \text{ см}^3$ – моменти опору балок без урахування та з урахуванням корозії;

$p = \sum n_{pi} p_i = n_1 p_1 + n_2 p_2 = 1 \cdot 1 \cdot 16,1 + 1 \cdot 2 \cdot 11 = 30,91 \text{ кН/м}$ – розрахункова інтенсивність постійного навантаження від ваги металу балок і ваги мостового полотна;

$k_{et} = 23,35 \text{ кН/м}$ – інтенсивність еталонного навантаження при $\lambda = 5,5 \text{ м}$ і $\alpha = 0,5$;

$(1 + \mu) = 1,760$ – динамічний коефіцієнт для еталонного навантаження.

3.2.3 Розрахунок поздовжніх балок на міцність за дотичними напруженнями

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок визначається за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{1}{\epsilon_p \nu \Omega_\nu} \left(\frac{0,75 \chi_m R I_{\delta p}}{S_{\delta p}} - \epsilon_p p \Omega_p \right) =$$
$$= \frac{1}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 2,75} \cdot \left(\frac{0,75 \cdot 0,1 \cdot 190 \cdot 300634,3 \cdot 1}{4136,6} - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 2,75 \right) = 631,1 \text{ кН/м}; \quad (3.5)$$

б) клас балки

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{631,1}{23,35 \cdot 1,760} = 12,5; \quad (3.6)$$

де додатково враховані наступні вихідні дані:

$\Omega_\nu = \Omega_p = d/2 = 5,5/2 = 2,75 \text{ м}$ – площі ліній впливу поперечної сили для перерізу на опорі, які завантажуються тимчасовим та постійним навантаженнями;

$\chi_1 = 0,1$ – коефіцієнт розмірності;

$\delta = 1,0 \text{ см}$ – товщина стінки балки;

$k_{et}=28,55 \text{ кН/м колії}$, інтенсивність еталонного навантаження при $\lambda=5,5 \text{ м}$ і $\alpha=0$.

3.2.4 Розрахунок за міцністю поясних заклепок

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{\chi m R F_0^\beta}{\epsilon_p n_v \sqrt{\left(\frac{100 \alpha_p S'_{\sigma p} \Omega_v}{I_{\sigma p}} \right)^2 + A_3}} =$$

$$= \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 66,47}{0,5 \cdot 1,145 \sqrt{\left(\frac{100 \cdot 1,1 \cdot 2564,35 \cdot 2,273}{300634,3} \right)^2 + 1,785}} = 877,0 \text{ кН/м колії}; \quad (3.7)$$

б) клас балки за міцністю поясних заклепок

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{877,0}{29,1 \cdot 1,76} = 17,1; \quad (3.8)$$

де додатково враховано такі величини вихідних даних:

$$F_0^\beta = \frac{n_3}{\mu_0} = \frac{100/10}{0,15} = 66,47 \text{ см}^2 - \text{приведена розрахункова площа поясних заклепок};$$

$n_3=10$ – кількість поясних заклепок на довжині 100 см (при величині кроку заклепок $m=10 \text{ см}$);

μ_0 – приведена робоча площа однієї поясної заклепки за зминанням при товщині зминання $\delta=10 \text{ мм}$;

$n_v=1,145$ – коефіцієнт надійності при довжині завантаження лінії впливу $\lambda=5,5 \text{ м}$ і $\alpha=0$;

$$\Omega_v = \frac{(0,5d + C_0)^2}{2d} = \frac{(0,5 \cdot 5,5 + 2,25)^2}{2 \cdot 5,5} = 2,273 \text{ м} - \text{площа лінії впливу поперечної}$$

сили для перерізу, що розглядається (на відстані $C_0=0,5d-0,5=0,5 \cdot 5,5 - 0,5=2,25 \text{ м}$ від середини прогону балки);

$A_3=1,785 \text{ м}$ – параметр, яким враховується зосереджений тиск від безпосереднього обпирання мостових поперечин на верхній пояс балок.

3.2.5 Розрахунок поздовжніх балок за нормальними напруженнями на витривалість

Розрахунок на витривалість проводиться з врахуванням нормативних навантажень (при $n_v = n_{pi} = 1$) і додаткових коефіцієнтів θ (приймається в залежності від довжини завантаження лінії впливу) і коефіцієнта γ_w , що визначається методом послідовного наближення.

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок при цьому обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження з врахуванням табличного (початкового) значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,8$

$$k_s = \frac{1}{\varepsilon_v \theta \Omega_v} (\chi_m \gamma_w R W_0 - \varepsilon_p p' \Omega_p) = \frac{1}{0,5 \cdot 0,88 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 27,1 \cdot 3,781) = 367,7 \text{ кН/м}; \quad (3.9)$$

коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_s = \frac{\rho \cdot \Omega_p}{\rho \cdot \Omega_p + k_s \Omega_v \theta} = \frac{27,1 \cdot 3,781}{27,1 \cdot 3,781 + 367,7 \cdot 3,781 \cdot 0,88} = 0,077; \quad (3.10)$$

розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = \frac{1}{\left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} + 0,25\right) - \left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} - 0,25\right) \rho_s} = 0,749, \quad (3.11)$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,749}{0,8} - 1\right) \cdot 100 \% = 6,3 \% > 5,0 \%$ і тому

приймаємо допустиме навантаження з врахуванням значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,749$

$$k_s = \frac{1}{\varepsilon_v \theta \Omega_v} (\chi_m \gamma_w R W_0 - \varepsilon_p p' \Omega_p) = \frac{1}{0,5 \cdot 0,88 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 0,749 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 27,1 \cdot 3,781) = 342,4 \text{ кН/м}; \quad (3.12)$$

коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_s = \frac{\rho \cdot \Omega_p}{\rho \cdot \Omega_p + k_s \Omega_v \theta} = 0,0825; \quad (3.13)$$

розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = 0,752,$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,749}{0,752} - 1\right) \cdot 100 \% = 0,3 \% < 5,0 \%$ і тому

при визначенні класу балки за витривалістю приймається допустиме навантаження $k_g = 342,4 \text{ кН/м}$;

б) клас балки за витривалістю

$$K_g = \frac{k_g}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{342,4}{23,5 \cdot 1,760} = 8,27. \quad (3.14)$$

З врахуванням наявної корозії горизонтального листа верхнього поясу поздовжньої балки (при $W_0 = W'_{um} = 4340,9 \text{ см}^3$) одержано: $k'_g = 340,72 \text{ кН/м}$ і клас балки $K_g = 8,23$.

При розрахунках на витривалість додатково враховані такі вихідні дані:

$\theta = 0,88$ – перехідний коефіцієнт, яким враховується зменшення динамічного коефіцієнта при розрахунках на витривалість (при $\lambda = 5,5 \text{ м}$);

$\gamma_w = 0,79$ – коефіцієнт зменшення розрахункового опору металу при розрахунках на витривалість (початкове значення при $\beta/\xi = 1,461$);

$\beta = 1,9$ – ефективний коефіцієнт концентрації напружень;

$\xi = 1,3$ – коефіцієнт, що визначається в залежності від терміну експлуатації моста та вантажонапруженості лінії;

$\rho' = \rho_1 + \rho_2 = 16,1 + 11,00 = 27,1 \text{ кН/м}$ – нормативна інтенсивність постійного навантаження від власної ваги та ваги мостового полотна.

3.2.6 Оцінка загальної стійкості балки

Допустиме тимчасове вертикальне навантаження, кН/м колії , при розрахунках на загальну стійкість балок визначається формулою:

$$k_{cm} = \frac{1}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} [0,001 \varphi m R W_{br} - \varepsilon_p \rho \Omega_p]. \quad (3.15)$$

Вільна довжина поясу поздовжньої балки $\ell_0 = 2,75 \text{ м}$.

Гранична довжина вільної довжини пояса балки $l_{zp}=15b=3,15$ м

Умова $\ell_0=2,75$ м $\leq l_{zp}=15b=3,15$ м виконується.

$b=0,21$ м – ширина стиснутого поясу балки.

У цьому разі розрахунок балок на загальну стійкість згідно з п. 5.5 ГСТУ 32.6.03.111-2003 дозволяється не виконувати.

Результати розрахунку вантажопідйомності поздовжніх балок наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поздовжніх балок

№ п/ п	Характер розрахунків	Довжина завантаж ення λ , м	α	Допустиме навантажен ня k , кН/м	k_{et} , кН/м	$(1 + \mu)$	Клас К
1	На міцність балок:						
	а) за нормальними напруженнями	5,50	0,5	394,3	23,35	1,760	9,6
	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії	5,50	0,5	392,3	23,35	1,760	9,5
	в) за дотичними напруженнями	5,50	0	631,1	28,55	1,760	12,5
2	На міцність поясних заклепок	5,50	0	877	29,1	1,76	17,1
3	На витривалість балок:						
	а) за нормальними напруженнями	5,50	0,5	342,4	23,5	1,760	8,27
	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії	5,50	0,5	340,72	23,35	1,760	8,23

3.3 Вантажопідйомність поперечних балок проїзної частини

3.3.1 Склад, основні розміри та геометричні характеристики перерізу поперечних балок

За проектом поперечні балки мали вертикальний лист (стінку) і пояси із двох кутиків.

Розрахунковий переріз поперечної балки (в місці обпирання на неї поздовжньої балки) показані на рисунку 3.3, а характеристики перерізу в таблиці 3.3

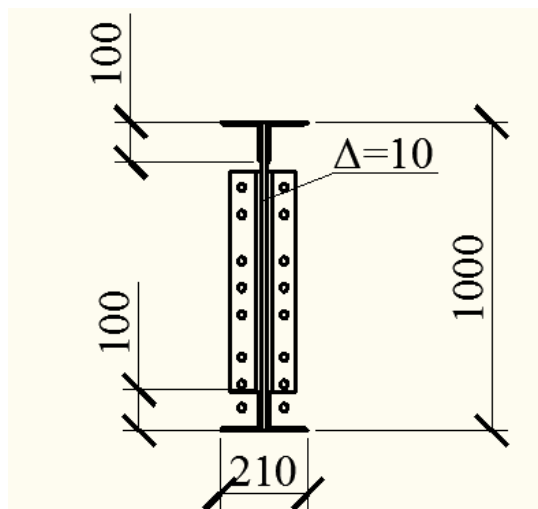


Рисунок – 3.3 Розрахунковий переріз поперечної балки

Таблиця – 3.3 Геометричні характеристики розрахункового перерізу поперечної балки:

Склад перерізу	$F_{\text{бр}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бр}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ з урахуванням тріщин у верхніх кутиках
ВЛ 990×10 4L 100×100×14	203,84	318591,65	6370,0	5096,0	3938,2	2516,4	4405,5

3.3.2 Розрахунок поперечних балок на міцність за нормальними напруженнями

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поперечних балок:

а) допустимі навантаження

– для проміжних поперечних балок

$$k_m = \frac{l}{\varepsilon n_v \Omega_v} (\chi_2 m R c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{l}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 9,9) = 159,9 \text{ кН/м колії}; \quad (3.16)$$

– для крайніх поперечних балок

$$k'_m = \frac{l}{0,5 \cdot 1,144 \cdot 3,27} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 3,27) = 534,5 \text{ кН/м колії}; \quad (3.17)$$

б) класи балок

– проміжних поперечних балок

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{159,9}{20,7 \cdot 1,659} = 4,66; \quad (3.18)$$

– крайніх поперечних балок

$$K = \frac{534,5}{27,9 \cdot 1,75} = 10,9. \quad (3.19)$$

В наведених розрахунках враховані такі вихідні дані:

$\varepsilon_v = \varepsilon_p = 0,5$; $n_v = 1,139$ (для проміжних балок) і $n_v = 1,145$ (для крайніх балок);
 $\Omega_p = \Omega_v = 9,9 \text{ м}^2$ (для проміжних балок) і $\Omega_p = \Omega_v = 3,27 \text{ м}^2$ (для крайніх балок); $\chi_2 = 0,001$; $m = 1$; $R = 190 \text{ МПа}$; $c = 1,0$; $W_0 = 5466 \text{ см}^3$; $p = n_1 p_1 + n_2 p_2 = 1,1 \cdot 18,05 + 1,2 \cdot 11 = 33,055 \text{ кН/м колії}$; $k_{et} = 20,7 \text{ кН/м}$ (для проміжних балок при $\lambda = 11 \text{ м}$ і $\alpha = 0,5$) і $k_{et} = 27,9 \text{ кН/м}$ (для крайніх балок при $\lambda = 6,1 \text{ м}$ і $\alpha = 0$); $(1+\mu) = 1,659$ (для проміжних балок) і $(1+\mu) = 1,745$ (для крайніх балок).

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок:

$$k_m = \frac{l}{\varepsilon n_v \Omega_v} (\chi_2 m R c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{l}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 4405,5 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 9,9) = 134,3 \text{ кН/м}; \quad (3.20)$$

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{134,3}{20,7 \cdot 1,659} = 3,9 \quad (3.21)$$

Визначальною є вантажопідйомність проміжних поперечних балок, які мають менший клас.

3.3.3 Розрахунок поперечних балок на міцність за дотичними напруженнями

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок визначається за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{1}{\varepsilon_p n_v \Omega_v} \left(\frac{0,75 \chi_m R I_{\delta p}}{S_{\delta p}} - \varepsilon_p p \Omega_p \right) = \frac{1}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 5,5} \cdot (0,75 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 80,89 \cdot 1,0 - 0,5 \cdot 30,055 \cdot 5,5) = 337,56 \text{ кН/м колії}; \quad (3.22)$$

б) клас балки

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{337,56}{20,7 \cdot 1,659} = 9,83. \quad (3.23)$$

В цих розрахунках додатково враховані наступні вихідні дані:

$\Omega_p = \Omega_v = d = 5,5 \text{ м}$; $I_{\delta p}/S_{\delta p} = 80,89 \text{ см}$; $\delta = 1,0 \text{ см}$ (товщина вертикального листа); $\chi_1 = 0,1$; $k_{et} = 20,7 \text{ кН/м}$, $(1+\mu) = 1,659$.

3.3.4 Розрахунок поперечних балок на міцність поясних заклепок

На поперечні балки мостові бруси безпосередньо не обпираються

Допустиме тимчасове навантаження та клас поперечних балок обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{\chi_1 m R F_0^B I_{\delta p}}{100 \alpha_p \varepsilon_v n_v \Omega_v S'_{\delta p}} = \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 66,47 \cdot 318591,65}{100 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 1,139 \cdot 5,5 \cdot 2516,4} = 462,1 \text{ кН/м колії}; \quad (3.24)$$

б) клас балки

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{462,1}{20,7 \cdot 1,659} = 13,46, \quad (3.25)$$

де враховані додаткові вихідні дані:

$$F_0^\beta = \frac{n_3}{\mu_0} = \frac{100/10}{0,15} = 66,47 \text{ см}^2; \alpha_p = 1,1; \Omega_\nu = 5,5 \text{ м}; S'_{op} = 2516,4 \text{ см}^3. \quad (3.26)$$

3.3.5 Розрахунок поперечних балок за нормальними напруженнями на витривалість

Як і для поздовжніх балок розрахунок на витривалість проводиться з врахуванням нормативних навантажень і додаткових коефіцієнтів θ і γ_w . останній коефіцієнт визначається методом послідовного наближення.

Допустиме тимчасове навантаження та клас розраховуються за формулами:

а) допустиме навантаження для проміжної поперечної балки з врахуванням початкового табличного значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,898$ при $\beta/\xi = \frac{1,2 \cdot 1,3}{1,3} = 1,2$ (з врахуванням підвищення на 20 % як для елемента, що працює на місцеве навантаження)

$$k_\epsilon = \frac{1}{\epsilon_\nu \Omega_\nu} (\chi_\epsilon \gamma_w m R W_0 - \epsilon_p p' \Omega_p) = \frac{1}{0,5 \cdot 0,885 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 0,898 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 29,05 \cdot 9,9) = 163,55 \text{ кН/м}; \quad (3.27)$$

б) коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_\epsilon = \frac{\rho \cdot \Omega_p}{\rho \cdot \Omega_p + k_\epsilon \Omega_\nu \theta} = \frac{29,05 \cdot 9,9}{29,05 \cdot 9,9 + 163,55 \cdot 9,9 \cdot 0,885} = 0,167; \quad (3.28)$$

в) розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = \frac{1}{\left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} + 0,25\right) - \left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} - 0,25\right) \rho_\epsilon} = 0,924, \quad (3.29)$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,924}{0,898} - 1\right) \cdot 100 \% = 2,9 \% < 5,0 \%$ і тому при визначенні класу проміжної балки за витривалістю приймається допустиме навантаження $k_\epsilon = 163,55 \text{ кН/м}$;

г) клас проміжної балки за витривалістю

$$K = \frac{k_\epsilon}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{163,55}{(20,7 \cdot 1,659)} = 4,5. \quad (3.30)$$

Для крайніх поперечних балок одержано: $k_g=561,7$ кН/м і клас за витривалістю

$$K_g = k_g / k_{et}(1 + \mu) = 561,7 / (27,9 \cdot 1,745) = 11,5. \quad (3.31)$$

При розрахунках на витривалість враховані додатково такі вихідні дані:

$\theta=0,885$; $\gamma_w=0,898$; $\beta=1,3$; $\xi=1,3$ (в залежності від тривалості експлуатації моста і вантажонапруженості лінії);

$\rho' = \rho_1 + \rho_2 = 18,05 + 11,00 = 29,05$ кН / м (нормативне постійне навантаження).

Для поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок одержано: $k_g=138,7$ кН/м і клас за витривалістю

$$K_g = k_g / k_{et}(1 + \mu) = 138,7 / (20,9 \cdot 1,659) = 4,0. \quad (3.32)$$

3.3.6 Оцінка загальної стійкості балки та місцевої стійкості поперечних балок

Вантажопідйомність поперечних балок по загальній стійкості перевіряється при вільній довжині стиснутого пояса, що перевищує 15-кратну його ширину. У розглянутій конструкції поперечних балок вільна довжина стиснутого пояса приймається рівною відстані між поздовжніми балками $l_0 = 200$ см. При ширині верхнього стисненого пояса поперечних балок 21,0 см, маємо $l_0/b_n=200/21,0=9,5<15$. Тому згідно з вказівками пункту 5.5.1 ГСТУ 32.6.03.111-2002 загальна стійкість поперечних балок забезпечується і додаткових перевірок проводити не потрібно.

Результати розрахунку вантажопідйомності поперечних з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок наведені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поперечних балок

№ п/п	Характер розрахунків	Довжина завантаження λ , м	α	Допустиме навантаження k , кН/м	k_{et} , кН/м	$(1 + \mu)$	Клас К
1	На міцність балок:						
	а) проміжних балок за нормальними напруженнями	11,00	0,5	159,9	20,7	1,659	4,66
	б) крайніх балок за нормальними напруженнями	6,10	0	534,5	27,9	1,745	10,9
	в) за нормальними напруженнями з урахуванням тріщин	11,00	0,5	134,3	20,7	1,659	3,9
	г) за дотичними напруженнями	11,00	0,5	337,56	20,7	1,659	9,83
2	На міцність поясних заклепок	11,00	0,5	462,1	20,7	1,659	13,46
3	На витривалість балок за нормальними напруженнями:						
	а) проміжних балок	11,00	0,5	163,55	20,7	1,659	4,5
	б) крайніх балок	6,10	0	561,7	27,9	1,745	11,5
	в) проміжних балок з урахуванням тріщин	11,0	0,5	138,7	20,7	1,659	4,0

Для балок проїзної частини прогонових будов $l_p=44,0$ м за результатами проведених розрахунків мінімальний клас становить $K_{min}=3,9$.

Клас рухомого складу за «Інструкцією з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах» по обвідним кривим еквівалентних навантажень клас локомотивів становить **4,3**, а клас 4-х вісних вагонів по обвідним кривим становить **5,5**.

Висновки до розділу 3.

Прогонові будови з поверховим сполученням балок проїжджої частини не відповідають в цілому за своїм класом по вантажопідйомності класу рухомого навантаження, що обертається на ділянках залізниць у сучасний час.

У переважній більшості випадків клас прогонової будови визначає клас балок проїжджої частини, тому що вони зазнають дефекти, які суттєво знижують вантажопідйомність прогонової будови. Це визначається особливостями конструкції металевих прогонових будов з поверховою проїзною частиною, так і тим фактом, що несприятливий вплив на напружений стан металу в місцях появи тріщин мають деформації балок, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм. Конструкції металевих прогонових будов з поверховою проїзною частиною є дефектною.

4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ

4.1 Опис програмного комплексу та прогону обраного для моделювання

З метою виявлення напружено-деформованого стану та поглибленого аналізу роботи балок проїзної частини поверхового сполучення, було проведено моделювання та розрахунки конструкції балок методом скінченних елементів з вихідними даними, які повністю відповідають реальній прогоновій будові. Для досліджень взято прогонову будову з наскрізними фермами з їздою верхом, проектування «Проектстальконструкція» з розрахунковим прогоном $L_p=44,0$ м з поверховою проїжджою частиною. Прогонова споруда має велику кількість дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну.

Припущення про роботу елементів ферми тільки на осьові сили засноване на гіпотезі про шарнірні вузли та вузловій передачі навантаження. Насправді, через неточності центрування елементів у вузлах і жорсткості вузлових сполучень поряд з осьовими зусиллями в стрижнях ферм виникають і деякі згинальні моменти. Згинальні моменти викликають появу додаткових напружень в стрижнях. Ці напруги пропорційні погонній жорсткості прилеглих до вузлів елементів і, якщо відношення висот елементів до їх довжини більше $1/15$, то при розрахунку ферм враховують жорсткість вузлів [21].

В історії будівництва мостів, коли це дозволяли умови проектування мостового переходу, мости будували з їздою верхом і проїзну частину влаштовували поверхово. Маючи в своєму розпорядженні ферми нижче рівня проїзду, використовувалася можливість зменшити відстань між фермами, скоротити розміри поперечних балок, зв'язків, при цьому висота та довжина опор значно зменшувалася [7]. Поверхове сполучення балок проїзної частини найбільш просте по конструюванню. Воно застосовувалося в випадках, коли будівельна висота проїжджої частини дозволяла покласти поздовжні балки на поперечні. Завдяки ярусному розташуванню у поздовжніх балок

скоротилося число монтажних стиків, які встановлені через кожні дві панелі [16-18]. В автодорожніх мостах поверхове розташування балок досить добре себе зарекомендувало, але як показує багаторічний досвід експлуатації залізничних мостів з поверхової проїзною частиною, така конструкція значно схильна до дефектності.

Наявність дефектів у проїжджій частині дуже негативно впливає на експлуатаційний ресурс прогонових будов.

Розрахунки проводились для просторової конструкції ферми. Дана розрахункова схема враховує жорсткість вузлів та більшість конструктивних особливостей дійсної прогонової будови.

Розрахункова схема зображена на рис. 4.1.

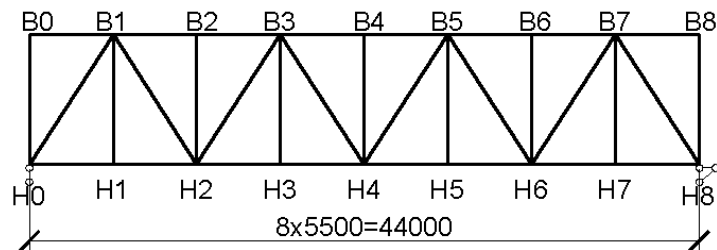


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема прогонової будови $L_p=44,0$ м

У якості розрахункової моделі була побудована просторова схема (рис. 4.2.) зі стрижневих елементів, де елементи були змодельовані у відповідності до їх геометричних розмірів. Дуже важливо не втратити особливості роботи всієї конструкції прогонової будови на даному етапі досліджень при спрощенні розрахункової схеми.

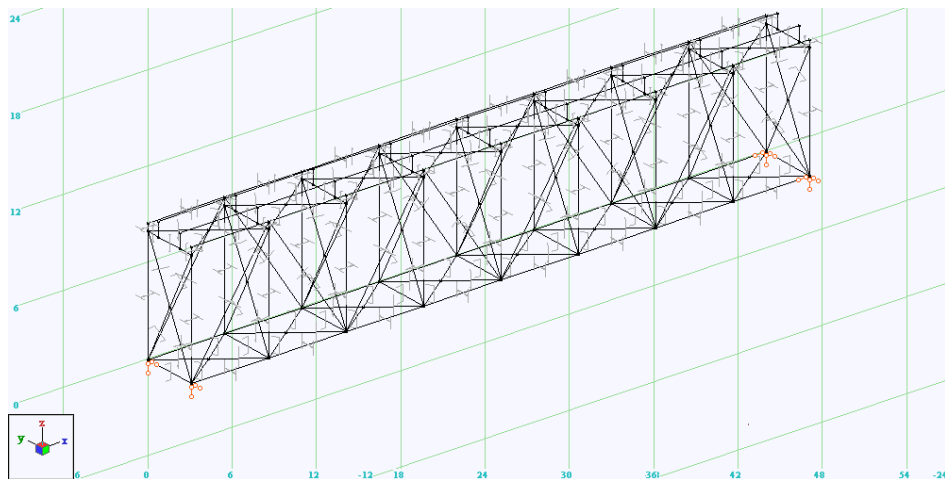


Рисунок 4.2 – Просторова модель в ізометрії

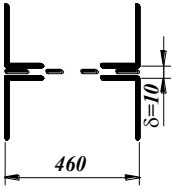
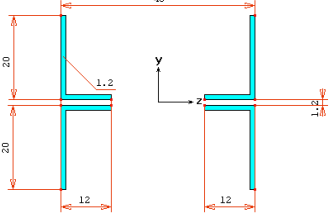
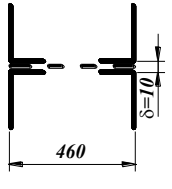
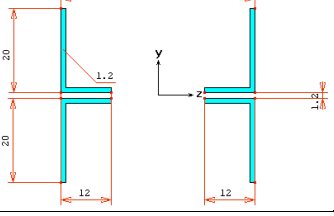
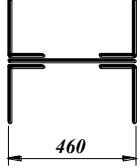
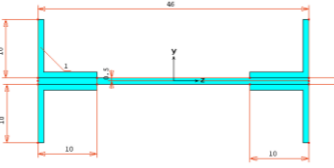
Вузли обпирання поздовжньої балки на поперечну були задані, як шарніри з відповідними ступенями свободи, всі інші вузли мають відповідну жорсткість в залежності від перерізів елементів, що в них входять.

Опорні частини розташовані за наступною схемою: Н0 – рухома опорна частина, Н8 – нерухома опорна частина.

Висота головних ферм становить 8,5 м, відстань між фермами – 4 м. Елементи головних ферм мають Н-подібний переріз шириною 460 мм з 4-х кутиків та металевим листом або без нього. Схема перерізів та їх комп'ютерна модель занесемо в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 - Елементи головних ферм

Елемент	Схема перерізу	Склад перерізу, мм	Модель елемента
1	2	3	4
B0-B1; B1-B2; B2-B3; B3-B4 B5-B6; B6-B7; B7-B8		200×120×16 - 450×10	
H0-H1; H1-H2; H6-H7; H7-H8		200×120×12 - 450×12	
H2-H4; H3-H4; H4-H5; H5-H6		200×120×16 - 450×10	
H0-B1		200x120x16 - 450x10	
B1-H2		200x120x10	

H2-B3		200x120x12	
B3-H4		200x120x12	
Стійки, підвіски		100x100x10 - 450x10	

Розрахункові характеристики усіх елементів прогонових будов прогонової будови визначено саме програмним методом (рис. 4.3).

№ Гр	Легенда групи	Тип елем	Гр. мат	Площа А	Мом.инерц I _x	Мом.инерц I _y	Мом.инерц I _z
1	передача	б	1	0.04	0.0001334	0.0001334	0.0001334
2	Б 995	б	1	0.02342	9.484e-007	2.6e-005	0.003644
3	П 995	б	1	0.01892	7.632e-007	1.905e-005	0.002772
4	н1	б	1	0.01703	7.284e-007	0.0006341	0.0001385
5	в2	б	1	0.01928	8.596e-007	0.0006721	0.0001385
6	н0-в1	б	1	0.02846	2.86e-006	0.0009238	0.0001849
7	н0	б	1	0.01703	7.284e-007	0.0006341	0.0001385

Рисунок 4.3 – Розрахункові характеристики елементів

В якості вітрових ферм виступають спарені кутики 125×125×10. Поперечні в'язі складені з чотирьох кутиків 150×100×10.

4.2 Визначення зусиль від власної ваги та мостового полотна

Розрахунки проводились за допомогою метода скінченних елементів у програмному комплексі Selena 4.1.1. Вирішення даної задачі є побічним результатом, локальною задачею, рішення якої дасть зможе об'єктивно оцінити напружено-деформований стан, в якому знаходяться поздовжні та поперечні балки поверхового сполучення металевих мостів.

Головна проблема, що вирішується в рамках даної задачі, – виявити як взаємодіє в роботі балки одна з одною та з елементами ферми. Фактично нерозрізна система поздовжніх балок впливає на напружено-деформований стан поперечних балок.

Оскільки при відповідному моделюванні немає можливості додатково задати вагу елементів прикріплення, а також додаткову вагу метизів, був заданий коефіцієнт перевантаження від власної ваги на 10%.

У відповідності з проектом всім елементам був заданий матеріал прогонової будови Ст.3, що дало можливість не тільки розподілити вагу у відповідності до поперечних перерізів (в залежності від площі перерізів та щільності матеріалу), а також розглядати систему з точки зору механічних властивостей матеріалу. Отримана просторова схема показана на рис. 4.4.

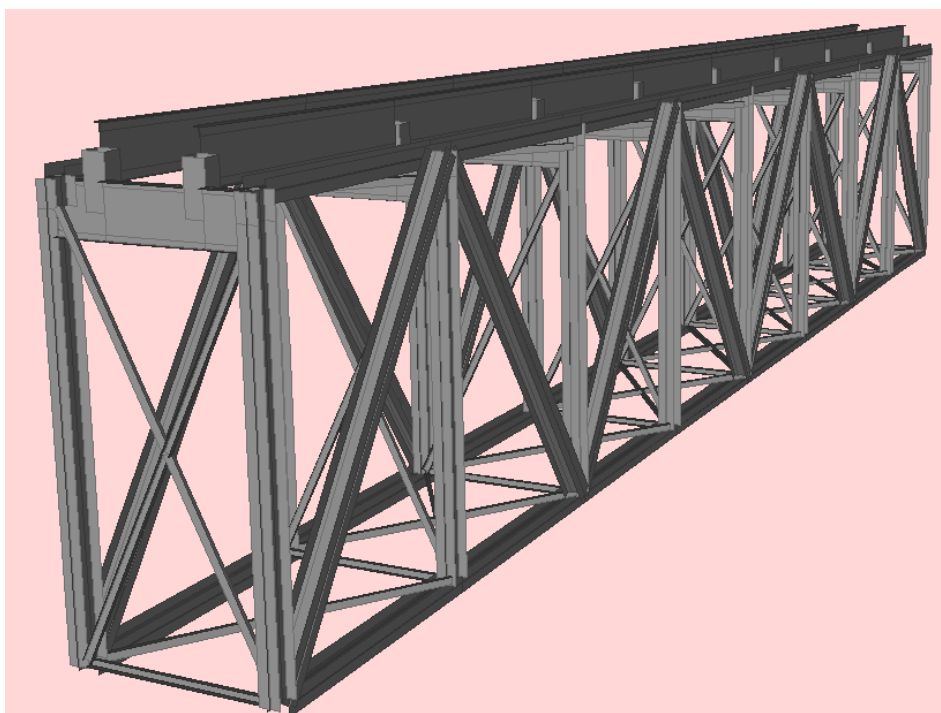


Рисунок 4.4 – Просторова схема з відповідними перерізами елементів

Для завдання ваги мостового полотна а також тротуарних консолей, перил, настилу на тротуарах прогонової будови враховано застосовані елементи металопрокату та бетонні тротуарні плити. Отже було прийняте статичне рівномірно розподілене еквівалентне навантаження $P_{\text{екв}}=11$ кН/м, яке прикладалося до кожної поздовжньої балки, див. рис. 4.5.

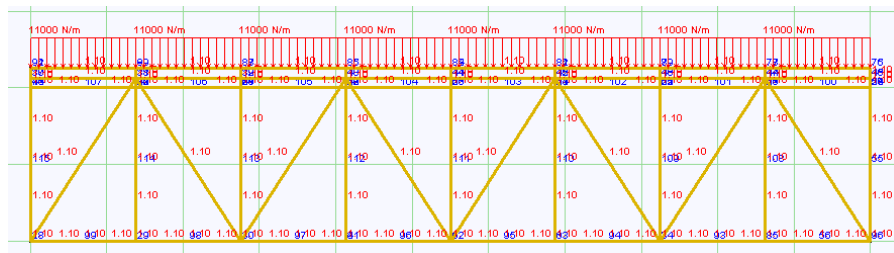


Рисунок 4.5 – Статичне навантаження на прогонову будову вагою мостового полотна

Прогин прогонової будови від постійного навантаження (власна вага усіх елементів з вагою мостового полотна 22 кН/м) становить 1,1 см і показано на рис. 4.6.

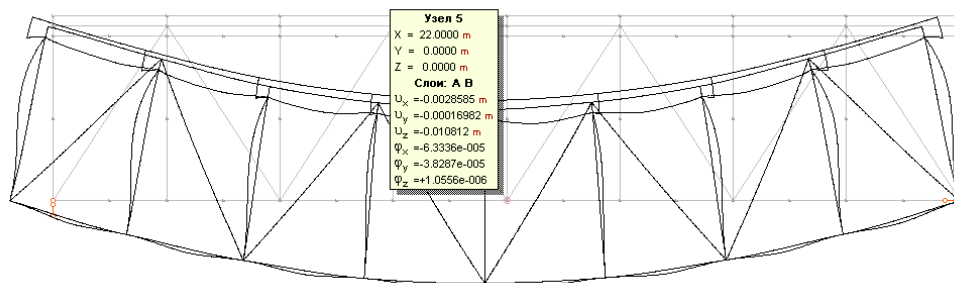


Рисунок 4.6 – Прогин прогонової будови від власної ваги постійного навантаження

Об'єктом досліджень по даному розрахунку були перш за все елементи балкової клітини, внутрішні зусилля в яких і були знайдені.

Відповідні епюри зусиль зображені на рис. 4.7÷4.15.

Для кожного вузла було визначено:

- згинальний момент у поздовжніх балках,
- поперечну силу, тобто опорну реакцію у кожному вузлі;
- згинальний момент у поперечній балці у напрямку осі поздовжньої балки (поздовжній згинальний момент);
- крутний згинальний момент поперечних балок.

Відповідна розрахункова схема дає можливість оцінювати нерозрізність поздовжніх балок, що максимально наближена до реальної конструкції всієї прогонової будови з їздою верхом та поверховому розташуванні балок проїзної частини.

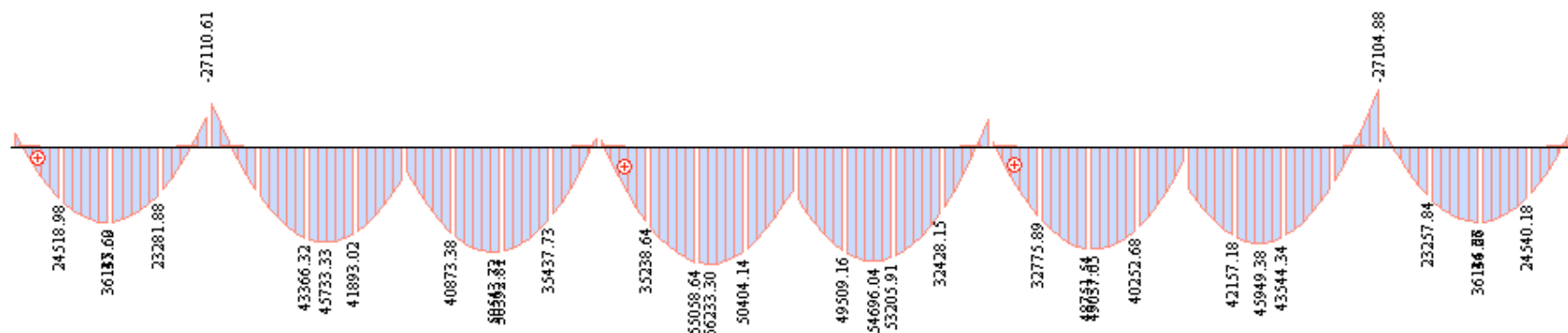


Рисунок 4.7 – Епюра згинаючого вертикального моменту у поздовжніх балках від ваги мостового полотна та власної ваги балок

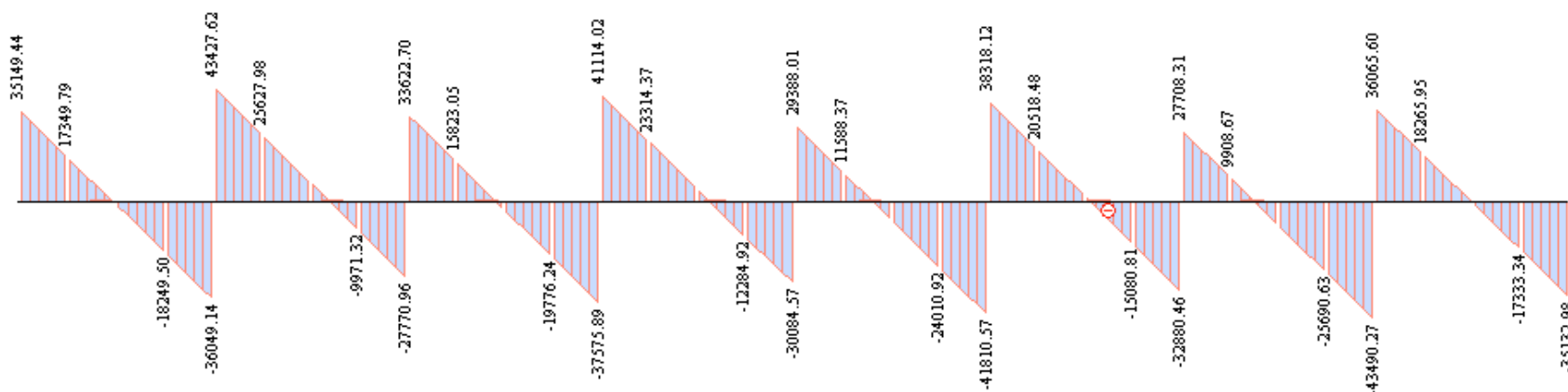


Рисунок 4.8 – Епюри поперечних сил у поздовжній балці від ваги мостового полотна та власної ваги

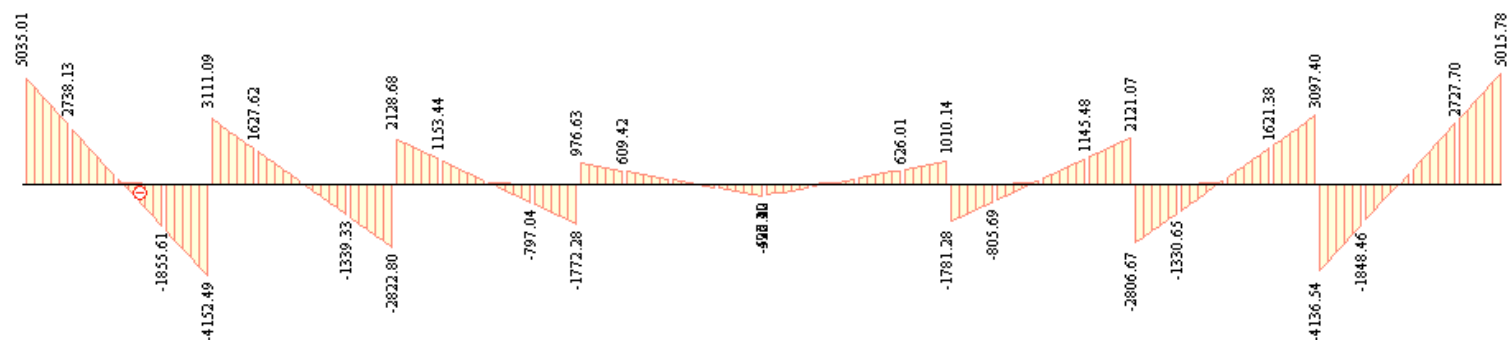


Рисунок 4.9 – Епюра згинаючого горизонтального моменту у поздовжніх балках від ваги мостового полотна та власної ваги балок

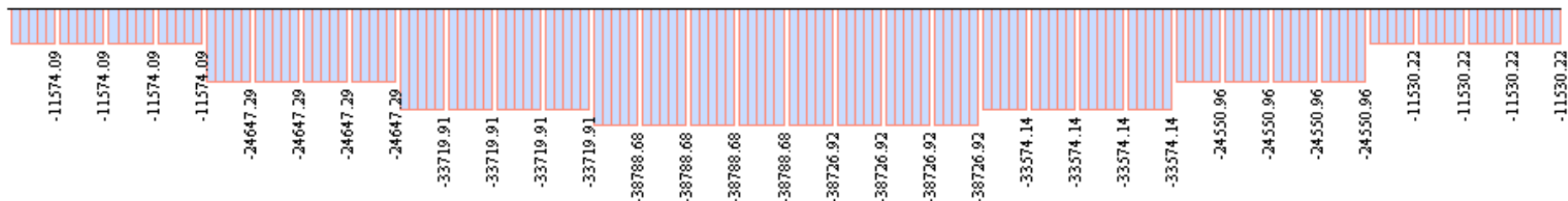


Рисунок 4.10 – Епюра поздовжньої сили в поздовжніх балках від ваги мостового полотна та власної ваги балок

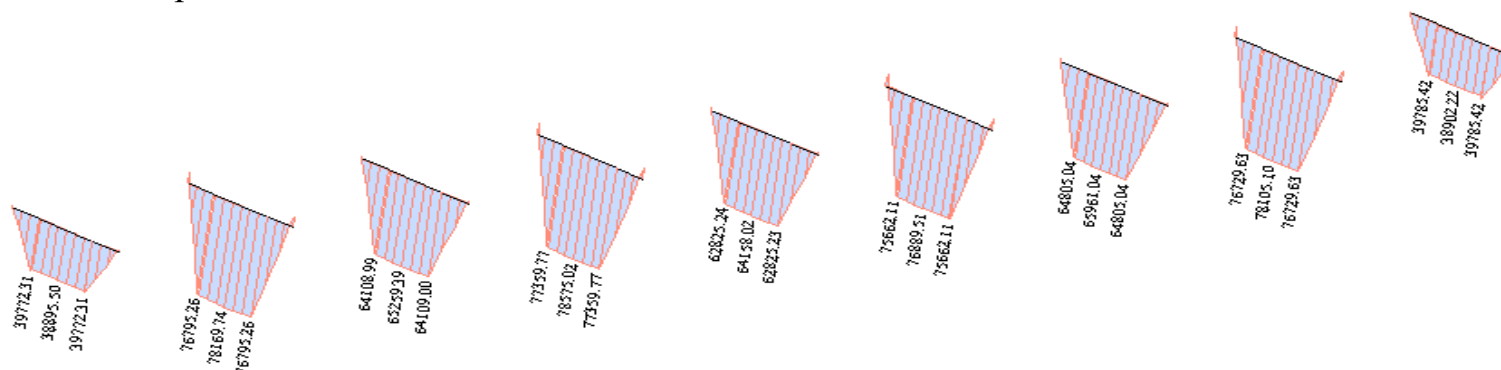


Рисунок 4.11 - Епюри вертикальних згинальних моментів у поперечних балках

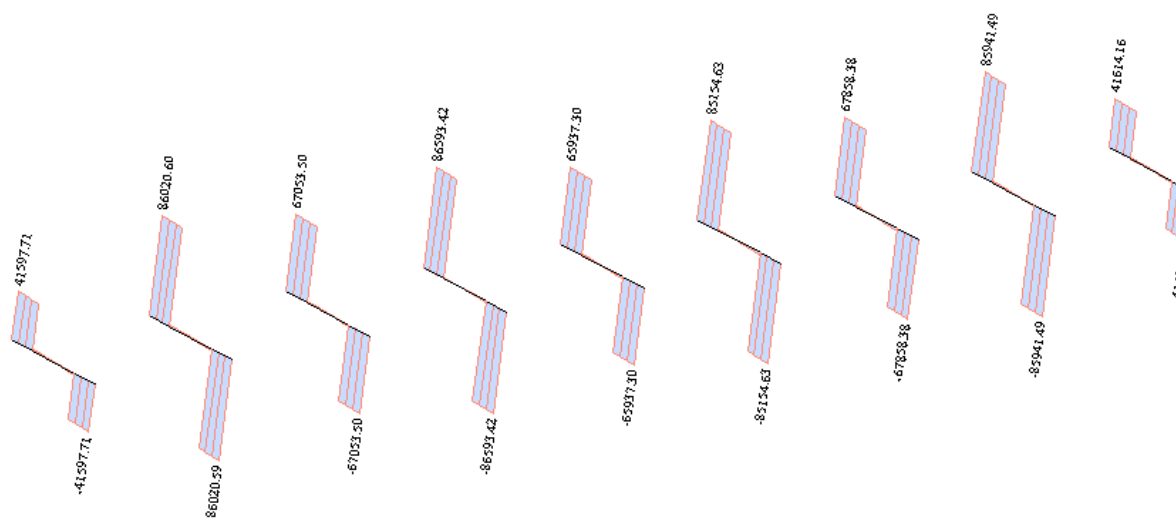


Рисунок 4.12 - Епюри поперечних сил у поперечних балках

Аналіз епюр згинальних моментів показує, що у реальній конструкції, поздовжні балки працюють як нерозрізна система. У розрахунках балок проїзної частини рекомендується використовувати розрахункові схеми, в яких поздовжні та поперечні балки беруться розрізними, та поперечні працюють тільки на вигин у вертикальній площині. Згинальні моменти розрізних балок більші на 30÷40%, ніж у нерозрізних, але у нерозрізних з'являються від'ємні моменти на опорах над поперечними балками. Це сприяє збільшенню динамічного навантаження на конструктивні елементи як поперечних, так і поздовжніх балок проїжджої частини та негативно впливає на роботу заклепок чи болтів з'єднання балок проїжджої частини (заклепки послабляються та зриваються, у вузлах обпирання балок проїзної частини виникає розладнання, це, в свою чергу сприяє виникненню додаткових дефектів).

Максимальні значення зусиль в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.2

Таблиця 4.2 – Зусилля в балках проїзної частини

Елемент за розрахунковою схемою	Зусилля				
	N, кН	Q _z , кН	M _z , кНм	M _y , кНм	M _t , кНм
П0	2,44	41,597	39,772	10,945	3·10 ⁻⁵
П1	5,37	86,02	78,169	12,223	10,9·10 ⁻⁶
П2	14,35	67,053	65,259	8,472	6,9·10 ⁻⁵
П3	14,115	86,593	78,575	4,734	2,9·10 ⁻⁵
П4	19,46	65,937	64,158	0	1,05·10 ⁻⁵
Б ₀₋₁	-11,674	-36,049	36,135	5,035	-
Б ₁₋₂	-24,647	43,427	43,366	3,111	-
Б ₂₋₃	-33,719	-37,575	50,543	2,128	-
Б ₃₋₄	-38,726	41,114	56,233	0,976	-

4.3 Визначення зусиль від власної ваги та рухомого навантаження

Для визначення зусиль в елементах головних ферм спочатку визначаємо інтенсивності тимчасового вертикального еквівалентного навантаження.

K – клас тимчасового вертикального навантаження приймаю за «Інструкцією з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах» по обвідним кривим еквівалентних навантажень 4-х вісних вагонів K = 5.5.

Розрахункові навантаження на одну ферму для розрахунків на міцність (стійкість) та витривалість визначаються за формулами:

- від тимчасового навантаження

$$q^m_T = \frac{\nu K}{2} \gamma_{FT} (1 + \mu)$$

$$q^e_T = \frac{\nu K}{2} \epsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right)$$

ν – інтенсивність тимчасового еквівалентного навантаження, ДБН.В.2.3-14:2006 (дод. «Л»), $\nu = 10,228$ кН/м

$(1 + \mu)$ та $\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right)$ – динамічні коефіцієнти визначаються за формулами, ДБН.В.2.3-14:2006 (п. 2.28)

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} \geq 1.15$$

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + 44} = 1.24$$

$$\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) = 1 + \frac{12}{30 + \lambda} \geq 1.10$$

$$\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) = 1 + \frac{12}{30 + 44} = 1.16$$

γ_{FT} – коефіцієнт надійності, ДБН.В.2.3-14:2006 (табл. 2.10)

$$\gamma_{FT} = 1.168$$

ϵ – визначається за ДБН.В.2.3-14:2006 (табл. 2.6), $\epsilon = 0.964$

$$q^m_T = \frac{\nu K}{2} \gamma_{FT} (1 + \mu) = \frac{10,228 \times 5.5}{2} \times 1.168 \times 1.24 = 40.74 \text{ кН/м}$$

$$q^e_T = \frac{\nu K}{2} \epsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) = \frac{10,228 \times 5.5}{2} \times 0.964 \times 1.16 = 31.45 \text{ кН/м}$$

Вага мостового полотна з тротуарними консолями та ін. також прийняте статичне рівномірно розподілене еквівалентне навантаження $P_{\text{екв}}=11$ кН/м. Сумарне статичне рівномірно розподілене еквівалентне навантаження завантаження прийняте $P_{\text{екв}}=51,74$ кН/м і прикладалося до кожної поздовжньої балки, див. рис. 4.16.

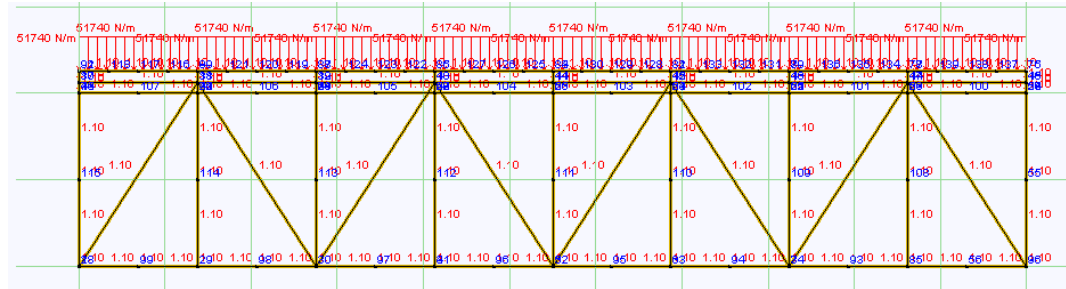


Рисунок 4.16 – Статичне навантаження на прогонову будову

Прогин прогонової будови від сумарного навантаження становить 3,2 см та показано на рис. 4.17.

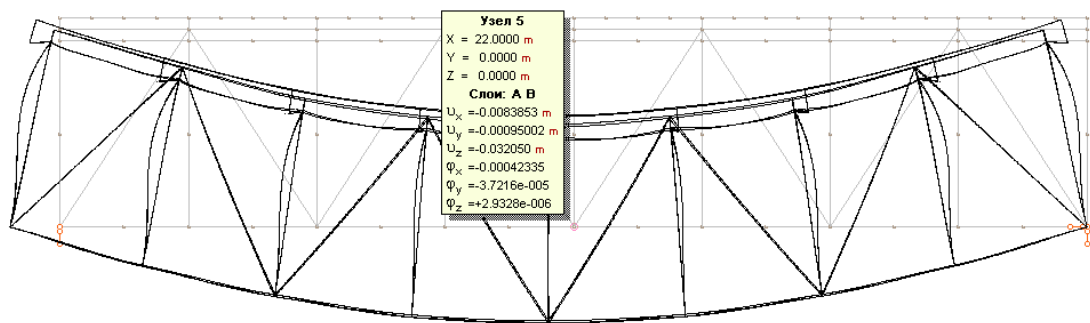


Рисунок 4.17 – Прогин прогонової будови від сумарного навантаження

Розрахункові прогини ферми отримані при навантаженні прогонової будови мостовим полотном та власною вагою складають 0,011 м (рис. 4.6)., а при завантаженні тимчасовим навантаженням максимальний прогин склав розрахунковий – 0,032 м (рис. 4.17).

По даному розрахунку були також знайдені внутрішні зусилля балкової клітини. Відповідні епюри зусиль зображені на рис. 4.18÷4.26.

Для кожного вузла було визначено:

- згинальний момент у поздовжніх балках,
- поперечну силу, тобто опорну реакцію у кожному вузлі;
- згинальний момент у поперечній балці у напрямку осі поздовжньої балки (поздовжній згинальний момент);
- крутний згинальний момент поперечних балок.

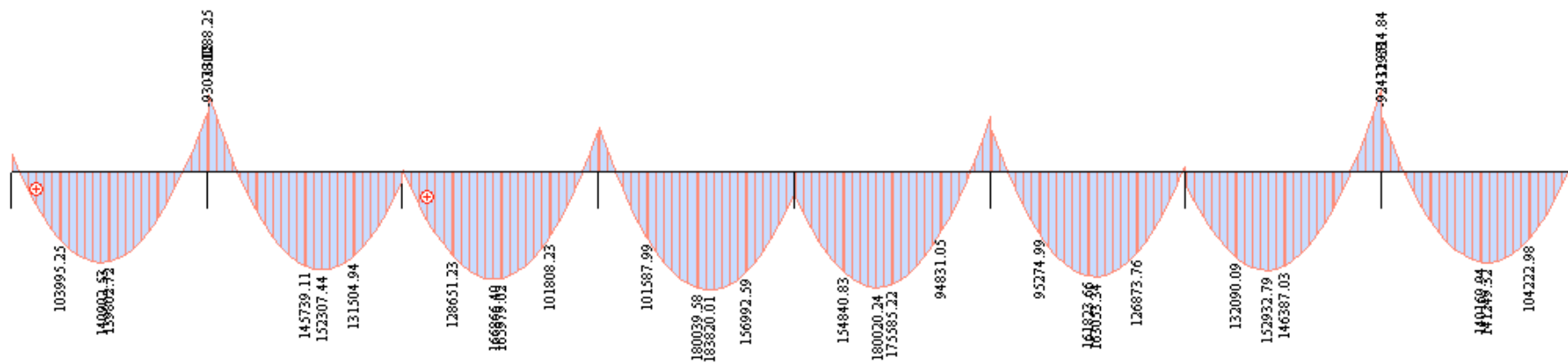


Рисунок 4.18 – Епюра згинаючого вертикального моменту у поздовжніх балках

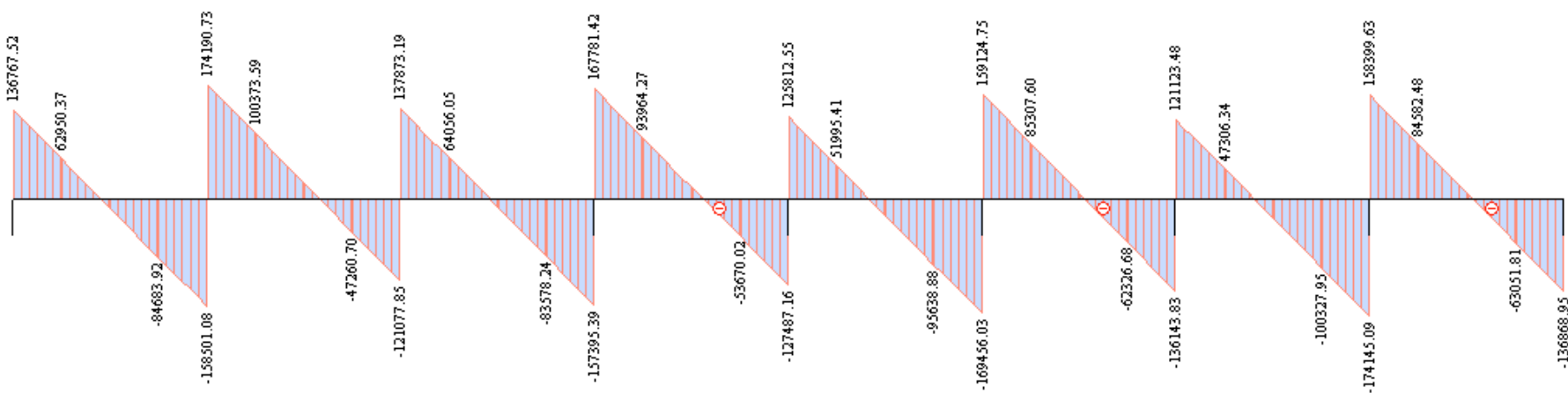


Рисунок 4.19 – Епюри поперечних сил у поздовжній балці

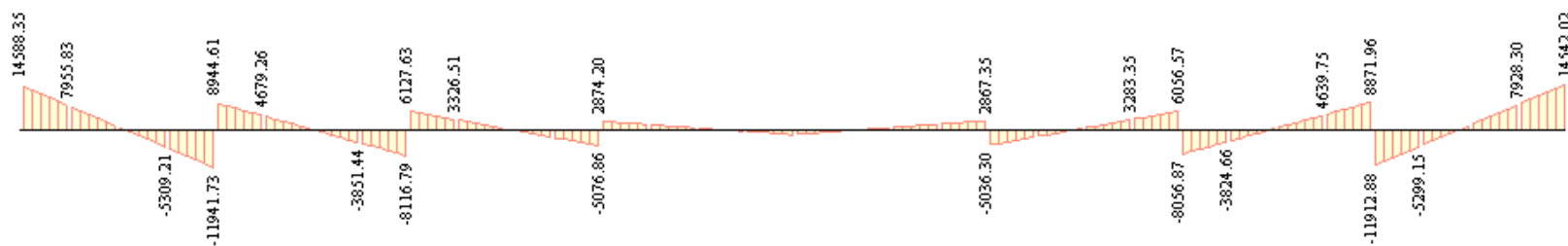


Рисунок 4.20 – Епюра згинаючого горизонтального моменту у поздовжніх балках

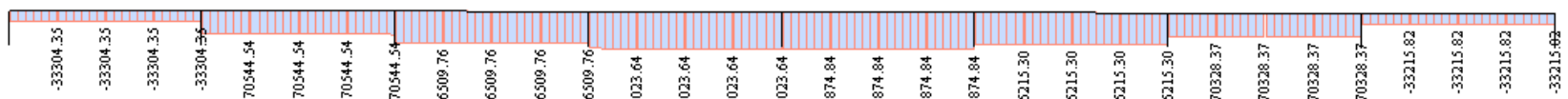


Рисунок 4.21 – Епюра поздовжньої сили в поздовжніх балках

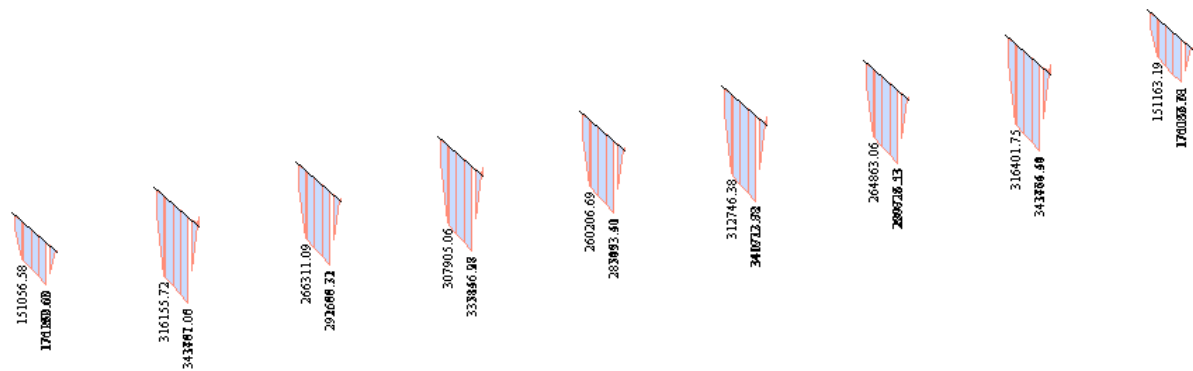


Рисунок 4.22 - Епюри вертикальних згинальних моментів у поперечних балках

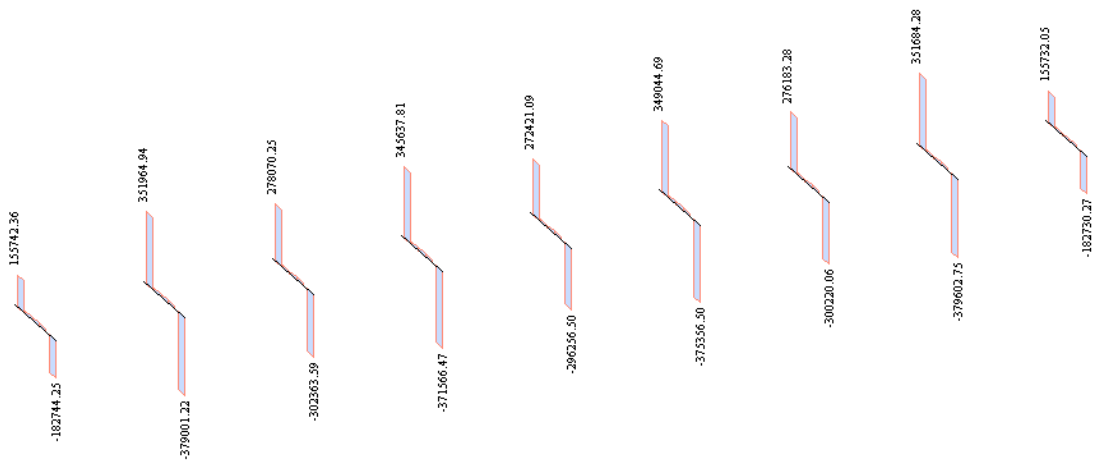


Рисунок 4.23 - Епюри поперечних сил у поперечних балках

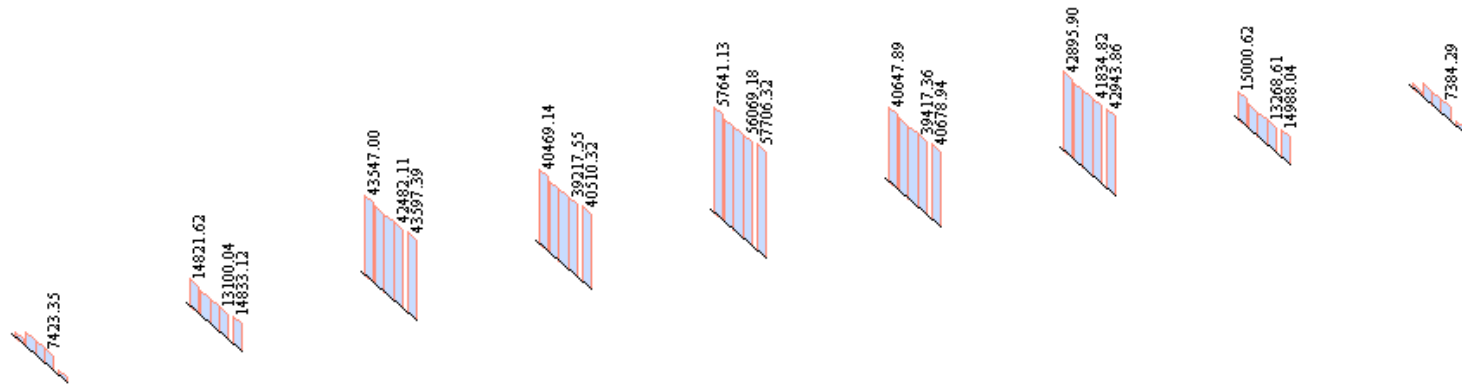


Рисунок 4.24 - Епюри поздовжніх сил у поперечних балках

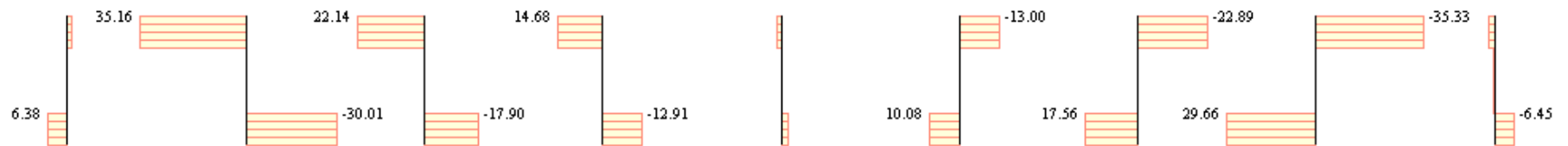


Рисунок 4.25 - Епюри крутних моментів у поперечних балках



Рисунок 4.26 – Епюри згинаючого горизонтального моменту поперечних балках

Максимальні значення зусиль в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 – Зусилля в балках проїзної частини

Елемент за розрахунковою схемою	Зусилля				
	N, кН	Q _z , кН	M _z , кНм	M _y , кНм	M _t , кНм
П0	7,4	-18,3	151,1	32,6	$6 \cdot 10^{-4}$
П1	14,8	-37,9	316,1	36,2	$35 \cdot 10^{-5}$
П2	43,5	-30,2	266,3	25,1	$22 \cdot 10^{-5}$
П3	40,5	-37,1	307,9	14,0	$14 \cdot 10^{-5}$
П4	57,6	-29,6	260,2	1,2	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Б ₀₋₁	-33,3	-158,5	140,9	14,6	-
Б ₁₋₂	-70,5	174,2	152,3	8,9	-
Б ₂₋₃	-96,5	-157,4	168,7	6,1	-
Б ₃₋₄	-111	167,8	180,04	2,8	-

Аналіз зусиль в елементах проїзної частини показав, що найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині M_y виникають в крайніх поперечних балках П0 та П8, найбільші згинальні моменти в вертикальній площині M_z виникають в непарних вузлах, де жорсткість вузла ферми підвищена за рахунок розкосів, що сходяться у цих вузлах. Моменти різного знаку виникають через фактичну нерозрізність поздовжніх балок, а також особливостей роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні.

Крутні моменти в поперечних балках також збільшуються в залежності від відстані поперечної балки від осі прогонової будови.

Усі ці зусилля також змінюються із зміною жорсткостей вузлів спряження балок.

4.3 Визначення напружуваного стану балок від власної ваги та мостового полотна

4.3.1 Напружений стан поздовжніх балок

Напружений стан елементів поздовжніх балок проїзної частини поверхового прикріплення визначається діючими в ній поперечною силою та згинальним моментом.

При передачі на балку навантаження без ексцентриситету, вона зазнає згинальних деформацій. Напружений стан поздовжньої балки при цьому представлено на рис. 4.27÷4.30. На рис. 4.27÷4.30 та подальших рисунках напруження на шкалах зазначене у паскалях.

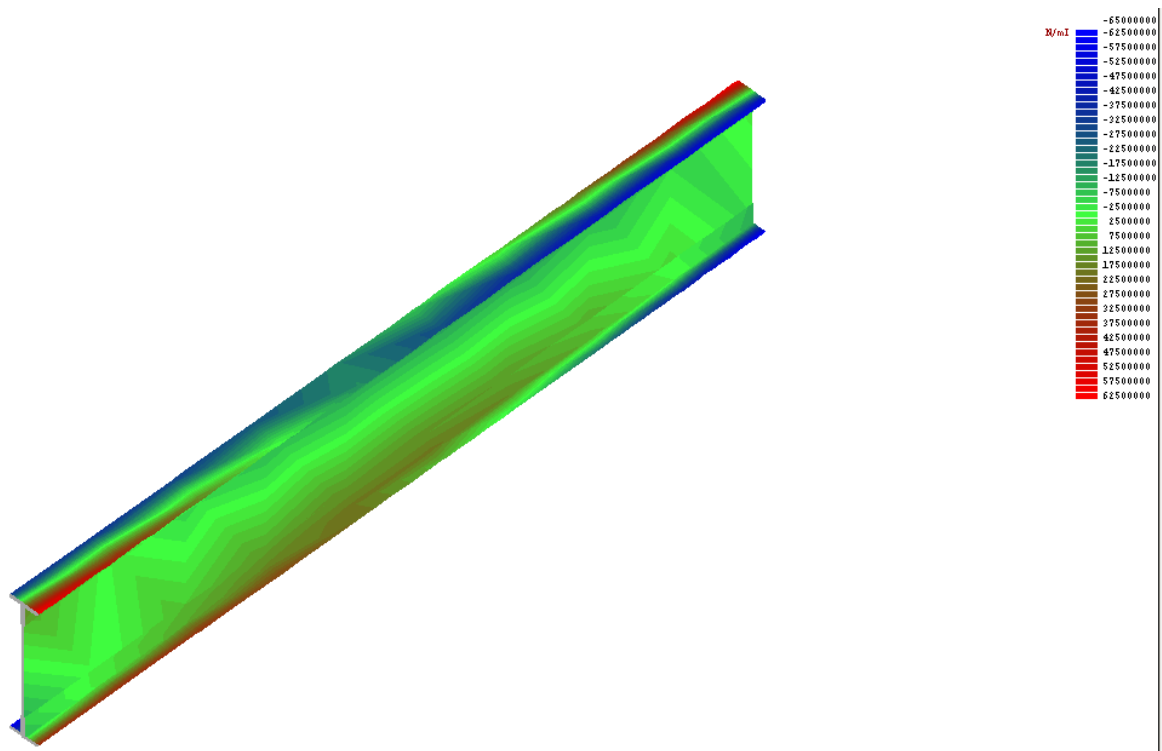


Рисунок 4.27 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням, в панелі 0-1

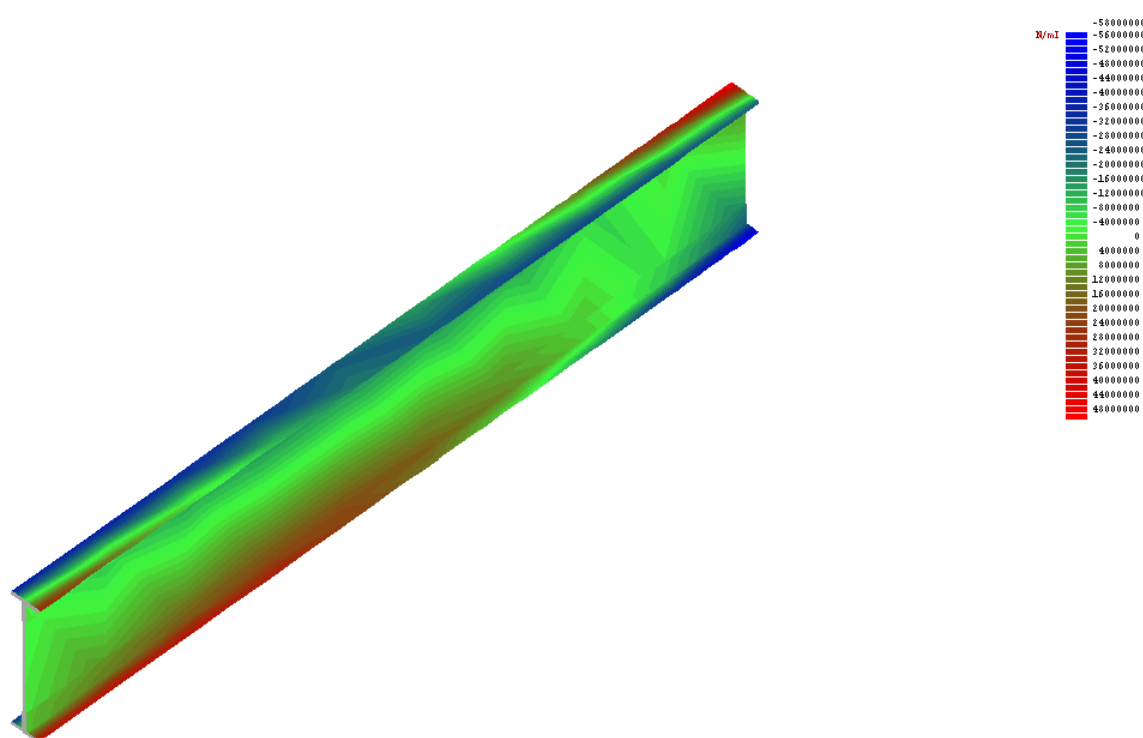


Рисунок 4.28 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням в панелі 1-2

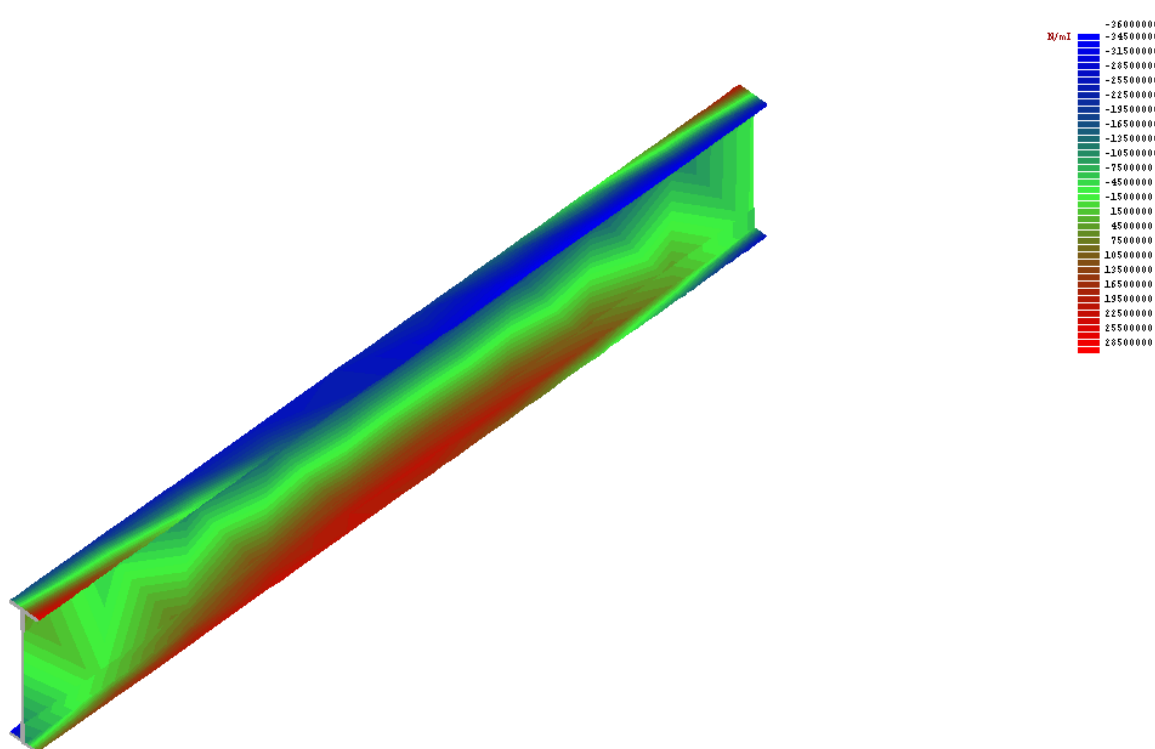


Рисунок 4.29 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням, в панелі 2-3

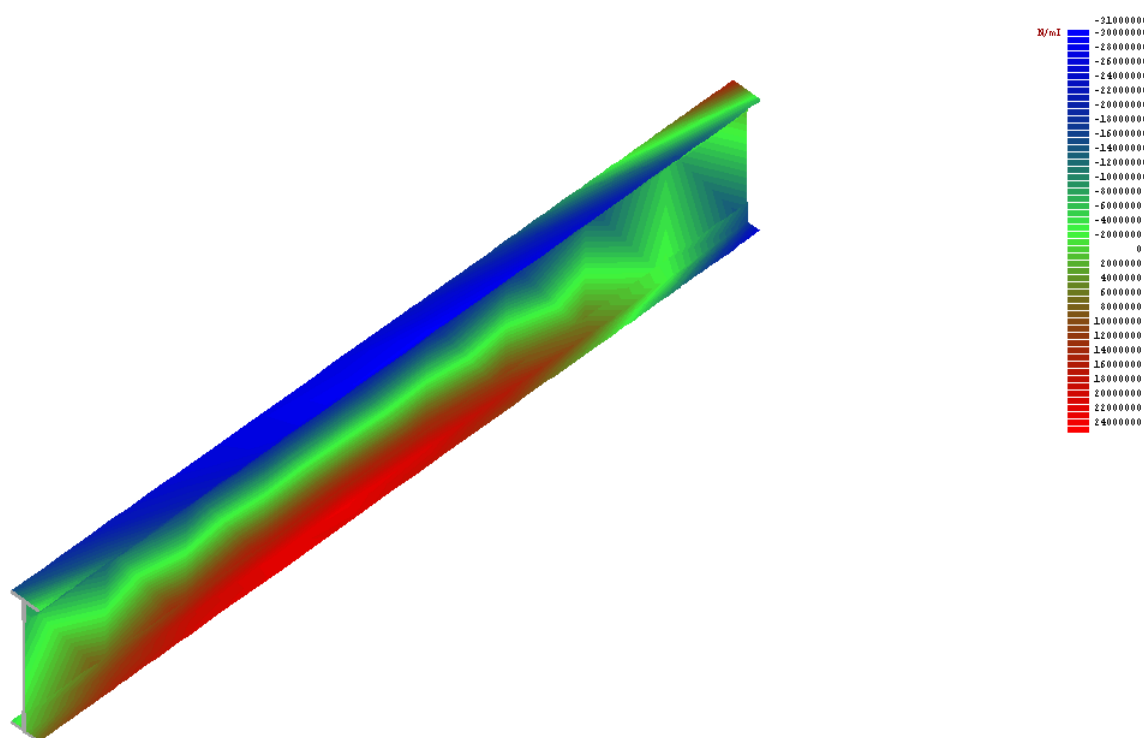


Рисунок 4.30 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням в панелі 3-4

Максимальні значення напружень в елементах проїзної частини показано в таблиці 4.4

Таблиця 4.4 – Напруження в поздовжніх балках проїзної частини

Елемент за розр. схемою	Статика, МПа	
	$\sigma_{\max}$	
Б ₀₋₁	62,5	-65,0
Б ₁₋₂	48	-56
Б ₂₋₃	28,5	-36
Б ₃₋₄	24	31

Найбільші напруження виникають в крайніх балках Б₀₋₁ та Б₇₋₈.

За результатами обчислення отримуємо, що в поздовжніх балках крім напруг від вертикального згинального моменту виникають напруги від дії інших факторів (горизонтального вигину поперечних балок, осьових сил і кручення).

Деформований стан балок при навантаженні поздовжніх балок прогонової будови показано на рис. 4.31.

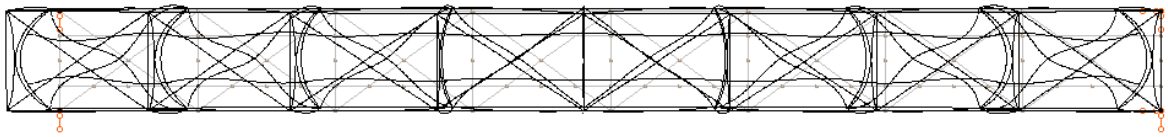


Рисунок 4.31 – Деформації елементів прогонової будови при навантаженні прогонової будови (для наочності деформації елементів збільшено)

При завантаженні прогонової будови вертикальним навантаженням стислі верхні пояси ферм коротшають в кожній панелі на величину δ . Наявність поздовжніх балок, довжина яких під навантаженням залишається практично незмінною, перешкоджає вільним переміщенням поперечних балок, прикріплених до верхніх поясів головних ферм. Різниця переміщень $\Delta\delta$ верхніх поясів ферм і поздовжніх балок проїзної частини викликає вигин поперечних балок в горизонтальній площині.

Одночасно згин поздовжніх балок викликає кручення поперечних балок, а також повороти вузлів та деформації згину стержнів головних ферм у їх площині. Згину відповідають перерізуючі сили, які розкладаються на поздовжні зусилля, що ведуть до переміщення вузлів ферм. Таким чином, згин балок проїзної частини не впливає на прогини головних ферм.

4.3.2 Напружений стан поперечних балок

Напружений стан поперечних балок проїзної частини поверхового прикріплення залежить від сумісної роботи їх з верхніми поясами головних ферм. Слід відзначити також, що поперечні в'язі між поздовжніми балками в перерізах над поперечними балками мають тільки верхню і нижню розпірки із швелерів № 20а і не мають діагональних елементів, внаслідок чого зменшується жорсткість поперечних в'язей і виникає можливість деякого повороту поздовжніх балок відносно їх поздовжніх осей при дії поперечних навантажень від рухомого складу. Ці обставини також можуть впливати на погіршення умов роботи нижніх поясних кутиків поздовжніх балок в місцях обпирання на поперечні балки.

Вертикальне навантаження від поздовжніх балок на поперечні передається головним чином через товсті ($\delta=20$ мм) вертикальні фасонки поперечних

в'язей поздовжніх балок, які приторцьовані до нижніх “рибок”. Це полегшує роботу поясних кутиків поперечних балок, завдяки тому, що навантаження на них передається близько від обушків. З цією ж метою горизонтальні полицки поясних кутиків поперечних балок підкріплені приторцьованими до них кутиками ребер жорсткості поперечних балок. З іншої точки зору останнє може впливати на збільшення напружень в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок. Ці недоліки є характерними для прогонових будов з їздою верхом та поверховим влаштуванням поздовжніх і поперечних балок за проектами ПСК з прогонами 44,00, 55,00 і 66,00 м.

Напружений стан поперечних балок представлено на рис. 4.32÷4.36.

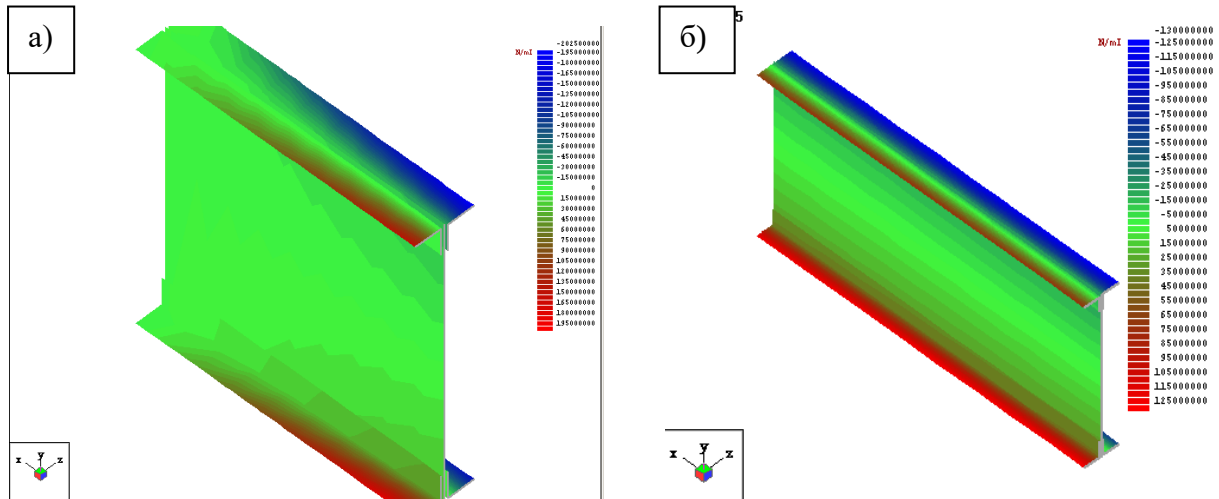


Рисунок 4.32 – Напружений стан поперечної балки П0 під навантаженням: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

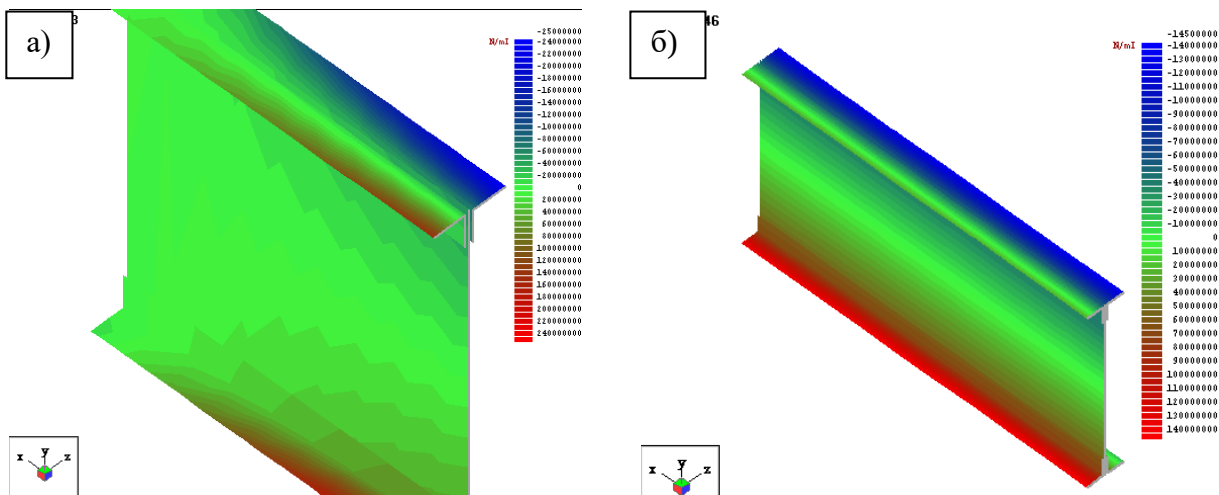


Рисунок 4.33 – Напружений стан поперечної балки П1 під навантаженням: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

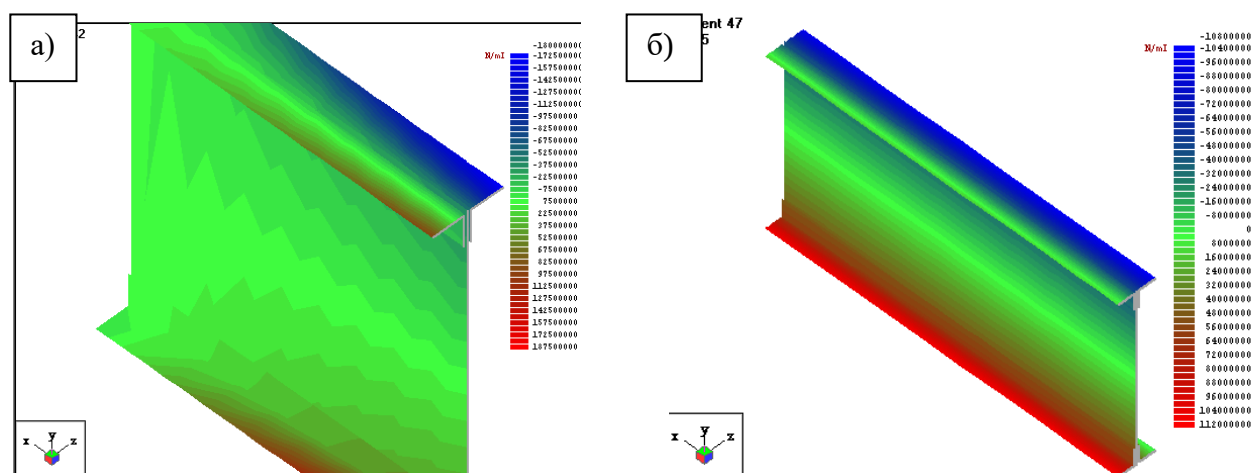


Рисунок 4.34 – Напружений стан поперечної балки П2 під навантаженням: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

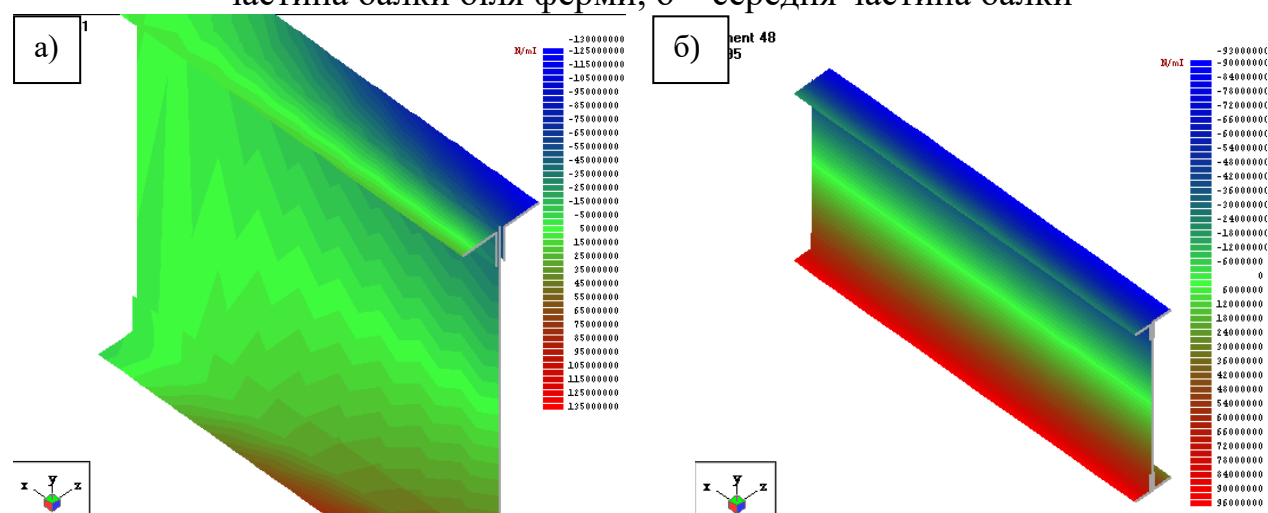


Рисунок 4.35 – Напружений стан поперечної балки П3 під навантаженням: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

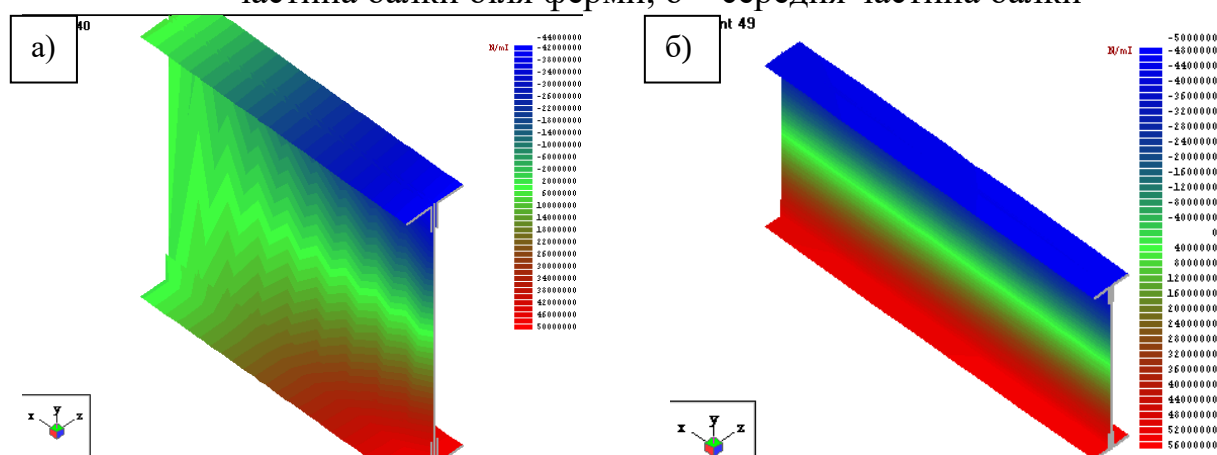


Рисунок 4.36 – Напружений стан поперечної балки П4 під навантаженням: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

Максимальні значення напружень в поперечних балках від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.5

Таблиця 4.5 – Напруження в поперечних балках проїзної частини

Елемент за розр. схемою	Статика, МПа	
	$\sigma_{\max}$	
П0	-202,5	125
П1	-250	140
П2	-180	112
П3	-130	96
П4	-44	56

Найбільші напруження від власної ваги та ваги мостового полотна та тимчасового навантаження виникають в крайніх поперечних балках П0 і П8 та П1 і П7. Цьому сприяють згинальні моменти в горизонтальній площині M_y , які збільшуються у напрямку до крайніх панелей. Напруження в цих поперечних балках перевищують розрахунковий опір металу, що відгукується в появі тріщин в полках цих балок, та співпадає з наявними дефектами в прогоновій будові.

ВИСНОВКИ

На прогоновій будові 1-2 з їздою верхом і поперковим влаштуванням балок проїзної частини в місцях обпирання поздовжніх балок на поперечні на верхніх поясах поперечних балок появляються сколювання, а на кінцевих відрізках нижніх поясних кутиків поздовжніх балок виникли і розвиваються тріщини. Вони є характерними для прогонових будов за проектами ПСК. Ймовірно, що виколювання верхніх полиць кутиків поперечної балки має силовий характер, а поява дефектів в кутиках поздовжніх балок має втомлювальний характер. Прогонові будови з поперковим сполученням балок проїжджої частини не відповідають в цілому за своїм класом по вантажопідйомності класу рухомого навантаження, що обертається на ділянках залізниць у сучасний час.

Конструкції металевих прогонових будов з поперковою проїзною частиною є дефектною.

На підставі аналізу напружено-деформованого стану прогонової будови прогоном 44,0 м, було зроблено декілька висновків:

- деформації прогонової будови становлять 1 см при навантаженні від власної ваги постійного навантаження елементів та мостового полотна;
- при завантаженні тимчасовим навантаженням максимальний прогин склав 3,2 см;
- Для балок проїзної частини прогонових будов $l_p=44,0$ м за результатами проведених розрахунків мінімальний клас становить $K_{min}=3,9$, а клас рухомого складу за «Інструкцією з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах» по обвідним кривим еквівалентних навантажень клас локомотивів становить 4,3, а клас 4-х вісних вагонів по обвідним кривим становить 5,5
- для кінцевої поперечної балки П0 (П8), яка найбільш інтенсивно включається в спільну роботу з поясами ферм має максимальні напруження 202,5 МПа, що перевищують розрахункові значення міцності сталі Ст-3 (190 МПа);

- максимальні напруження 250 МПа виникають у поперечних балках непарних вузлів П1, П7, що також перевищують розрахункові значення міцності сталі Ст-3 саме там, де на натурних об'єктах виявлено виколювання полиць кутиків.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Беспалов Л.Н. Оценка влияния отклонений от проектных решений в конструкции ортотропной плиты металлического пролетного строения на НДС и усталостную долговечность // Беспалов Л.Н., Мальгин М.Г. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. К: НТУ, 2009. Вип. 77. С.9-15.
2. ГСТУ 32.6.03.111-2002. Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів [Текст]. – Чинні від 2001-12-05. – Київ: Мін. тран-ту України, 2003. - 382 с.
3. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Чинні від 2009-11-11. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. –83 с.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. -Введ. 2007-02-01. - К.: Міні-буд., архіт. та житл.-комун, госп-ва, 2006. - 359 с.
5. ДБН В.2.3-6-2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування
6. Загора А.Л. Аварии пешеходных мостов.// Загора А.Л., Ключник С.В. //«Дороги і мости» зб. наук.праць в 2х томах; т.1. – Київ, ДерждорНДІ 2007, С.170-176
7. “Інституція по організації догляду за штучними спорудами” І.Н.В. 3.2.-218-003449261.036-96 УДВТП “Укрдортехнологія” – Київ:1996 – 90с.
8. Інструкція з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах [Текст]. – Чинна від 2002-06-10. / Головне управління колійного господарства Укрзалізниці. – Київ: Мін. тран-ту України, 2002. – 301 с.
9. Інструкція по утриманню штучних споруд [Текст]. – Чинна від 1999-04-27. / В. Ф. Сушков, Л. П. Ватуля, М. М. Літвінов і ін. – Київ: Мін. тран-ту України, 1999. – 96 с.
10. Казакевич М. И. «Современные аспекты мониторинга мостов» / Казакевич М. И. // «Вісник Дніпропетровського національного університету

залізничного транспорту ім. акад. Лазаряна», Вип. 21. – Дніпропетровськ: – 2008. – С. 107-113

11. Кирьян В.И. Пути обеспечения нормативного ресурса пролетных строений мостов //Кирьян В.И., Мальгин М.Г. // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2011. – № 39. – С.55-59.

12. Ключник С. В. «Опыт эксплуатации этажной проезжей части». //Ключник С. В., Марочка В. В. // Тезисы докладов 72 Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта» - Днепропетровск, 2012. с. 158.

13. Ключник С.В. «Обзор варіантів підсилення та ремонту балок проїзної частини поверхового типу»//Ключник С.В., Марочка В.В. //МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА. Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна Випуск 5. Дніпропетровськ 2013, С. 35-41

14. Ключник С. В. «Опыт эксплуатации этажной проезжей части». / Ключник С. В., Марочка В. В. // Тезисы докладов 72 Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». – Днепропетровск: – 2012. – С. 158.

15. Мирошниченко О. А. Экспериментальные исследования работы усиленных стальных неразрезных балок за пределом упругости [Текст] / О. А. Мирошниченко // Строительная механика корабля : труды НКИ. - Николаев, 1988

16. НДР № 604 «Обстеження і випробування металевої прогонової будови з поверховою проїзною частиною моста 995 км лінії Шевченко – Помічна та розробка рекомендацій по підсиленню балок проїзної частини, в яких виникли і розвиваються тріщини».

17. НДР № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. «Проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїзною частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги».

18. НДР №464 «Исследование работы этажной проезжей части моста через реку Мокрая Московка на 188 км линии Кривой Рог – Волноваха Приднепровской железной дороги».
19. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 Мінрегіонбуд України 2009
20. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003). – Надано чинності 2013-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2003. – 217 с.
21. Петропавловский А. А. Проектирование металлических мостов [Текст]: учебник / А. А. Петропавловский и др., под ред. А. А. Петропавловского. -К.: Транспорт, 1982. - 320 с.
22. Солдатов К. И. «Курс на усиление и реконструкцию эксплуатируемых искусственных сооружений железных дорог Украины» // Солдатов К. И. (ДИИТ), Блохин С. Е. (НГУ, Днепропетровск)// Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. — Дніпропетровськ, 2010. — Вип. 33. — С. 262—271.
23. Тарасенко В. П. Расчет усиления элементов главных ферм эксплуатируемых металлических мостов при недостаточной их грузоподъемности «Строительство, материаловедение, машиностроение» Сборник научных трудов Выпуск 50 Днепропетровск 2009, С.573-580
24. Шебанин В. С. Исследование работы элементов пространственных стальных стержневых систем с учетом физической и геометрической нелинейности за пределом упругости [Текст] / В. С. Шебанін // Металлические конструкции. – Донецк ; Макеевка, 1998. - Т. 1, Вып. 1
25. S.V. KLUCHNIK «Stress-strain state of beam staged connection point of the railway bridge track-way» «Наука та прогрес транспорту». Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту, № 3 (69). – Дніпро: – 2017. – С. 160-170