

## ЗАЯВА

Я, Жутишка Любома Олександрівна

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ 2021 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:

Розробка раціональних конструкцій і прогонних будов  
автомобільної естакади по вул. Жайдацький шлях  
у м. Дніпро

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)

Жутишка Л.О.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

07.12.2021

Керівник ВКР

[Підпис]

(підпис)

Марюха В.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»

Жупсина Льона Олександрівна

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Розробка раціональних конструкцій і прогонних  
будов автомобільної естакади по вул. Гайдучківській шлях  
у м. Дніпро

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР

Велес

(підпис)

Марошка В.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**Український державний університет науки і технологій**  
Кафедра « Транспортна інфраструктура»

---

До захисту:  
Завідувач кафедри ТІ  
\_\_\_\_\_ О. Л. Тютькін  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р.

**ДИПЛОМНА РОБОТА**  
на здобуття ОС «магістр»

Галузь знань                    19 «Архітектура та будівництво»  
Спеціальність                192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
Спеціалізація (ОПП)        «Мости і транспортні тунелі»

Тема: «Розробка раціональних конструкцій і прогонових будов автомобільної естакади по вул. Кайдацький шлях у м.Дніпро »

Theme: “Development of rational designs of girder structures of the road overpass on the Kaidatskyi shlyakh street in Dnipro city

Керівник магістерської роботи	<u>К.т.н., доц.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Марочка В.В.</u> (ПІБ)
Консультант розділу з БЖД	<u>К.т.н., доц.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Заєць Ю.Л.</u> (ПІБ)
Нормоконтроль	<u>Ст.Викладач</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Овчинников П.А.</u> (ПІБ)
Виконавець, студент групи МТ2021		_____ (підпис)	<u>Жужгіна А.О.</u> (ПІБ)
Student			<u>Zhuzhhyna A.O</u>

**Дніпровський національний університет  
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна**

ННЦ «Мости і тунелі» Кафедра «Мости та тунелі»  
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
Спеціалізація (ОПП) «Мости і транспортні тунелі»

«ЗАТВЕРДЖУЮ»:  
Завідувач кафедри МТ  
\_\_\_\_\_ О. Л. Тютькін  
(підпис)  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р.

**ЗАВДАННЯ**

**до дипломної роботи на здобуття ОС «магістр»**  
студента (ки) МТ 2021 Жужгиної Альони Олександрівни  
(номер групи) (прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема дипломної роботи «Розробка раціональних конструкцій і прогонових будов автомобільної естакади по вул. Кайдацький шлях у м. Дніпрі »  
затверджена наказом по університету від « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р. № \_\_\_\_\_.

2. Термін подання студентом закінченої роботи « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р.

3. Вихідні дані до дипломної роботи . Вихідними даними є проект, креслення існуючої естакади, «Споруда автомобільної естакади по вул.Кайдацький шлях» що знаходиться у місті Дніпро.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань до розробки)  
РОЗДІЛ 1. ОПИС ВИХІДНИХ ДАНИХ  
РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА ВАРІАНТІВ ЕСТАКАДИ.  
РОЗДІЛ 3. ДЕТАЛЬНА РОЗРОБКА МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.  
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ОРТОТРОПНИХ ПЛИТ.  
РОЗДІЛ 5. РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.  
РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.

5. Перелік креслень (демонстраційного матеріалу)

ПЛАКАТ 1. Розробка варіантів

ПЛАКАТ 2. Загальний вигляд естакади

ПЛАКАТ 3. Схема розташування опор. Схема розташування головних балок, нижніх ортотропних плит.

ПЛАКАТ 4. Схема розташування верхніх ортотропних плит.Схема розташування головних балок по верхнім поясам

ПЛАКАТ 5. Поперечні перерізи естакади

ПЛАКАТ 6. Технічна специфікація металу.Специфікація високоміцних метизів

## 6. Консультанти (з назвами розділів)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	Заєць Ю.Л.		

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва розділу дипломної роботи	Термін виконання розділу дипломної роботи	Примітка (обсяг розділу, %)
	Вихідні дані, Розробка варіантів	12.10.2021	30
	Детальна розробка обраного варіанту	11.11.2021	60
	Розрахунок ортотропних плит, Розрахунок прогонової будови	06.12.2021	100

Дата видачі завдання « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р.

Керівник дипломної роботи

\_\_\_\_\_ (підпис)

\_\_\_\_\_ (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання

\_\_\_\_\_ (підпис)

\_\_\_\_\_ (ПІБ)

## РЕФЕРАТ

Магістерська робота: 93 стор., 29 табл., 23 рис., 28 джерел.

В магістерській роботі розроблено проект «Розробка раціональних конструкцій і прогонових будов автомобільної естакади по вул. Кайдацький шлях у м. Дніпро»

Об'єктом дослідження є будівництво автодорожнього мосту на ділянці від вул. Кайдацький шлях до автомобільної дороги Київ-Луганськ-Ізварине, м Дніпро. Автодорожня естакада перетинає в різних рівнях пр. Свободи, промислову територію заводу ДТЗ і вул. Маяковського. Дана споруда представляє собою криволінійну, сталеву балку коробчатого перерізу.

Робота містить аналіз варіантів естакади та вибір оптимального, детальну розробку металевої прогонової будови, збір навантажень, розрахунок верхньої і нижньої ортотропних плит, характеристики ліній впливу естакади, розрахунок прогонової будови де в результаті розрахунків визначається «ефективна ширина полиць»

Для аналізу напружено-деформованого стану конструкції мостового переходу виконується за допомогою програмного комплексу SELENA. За основу розрахунку закладено метод скінчених елементів. Обробка матриць жорсткості виконується методом виключення по Гаусу.

Результати проведеного аналізу ринку будівельних послуг з розробки раціональних конструкцій і прогонових будов автомобільних естакад, свідчать, що дана галузь знаходиться на етапі зростання. І як наслідок, попит на наступні роки прогнозується стабільним.

Ключові слова: металева нерозрізна прогонова будова; переріз; ортотропна плита; коефіцієнт редукції; навантаження.

## ЗМІСТ

РЕФЕРАТ.....	4
ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1 ВИХІДНІ ДАНІ.....	9
1.1 Основні положення.....	9
1.2 Матеріали, що використовуються при розробці робочого проекту.....	9
1.3 Інженерно-геологічні умови.....	12
1.4 Конструктивні рішення.....	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРОБКА ВАРІАНТІВ ЕСТАКАДИ.....	17
2.1 Варіант 1 Металева нерозрізна прогонова будова .....	16
2.2 Варіант 2 Сталезалізобетонна нерозрізна прогонова будова.....	19
2.3. Техніко-економічне порівняння.....	24
РОЗДІЛ 3 ДЕТАЛЬНА РОЗРОБКА МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНО БУДОВИ.....	26
3.1 Вихідні дані.....	25
3.2 Розрахунок навантажень.....	26
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ОРТОТРОПНИХ ПЛИТ.....	37
4.1.Розрахунки зусиль.....	37
4.2Розрахунок навантажень.....	39
4.3 Визначення геометричних характеристик перерізу прогонової будови з урахуванням коефіцієнтів редукції ортотропних плит.....	39
4.4.Розрахунок верхньої ортотропної плити.....	42
4.5 Розрахунок нижньої ортотропної плити.....	69
РОЗДІЛ 5 РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	72
5.1 Визначення геометричних характеристик перерізів.....	73
5.2 Розрахунок коефіцієнтів редукції.....	74
РОЗДІЛ 6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	76

					<i>011.160012.ДР.2021.000</i>			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	Зміст	Літ.	Арк.	Аркушів
Розробив		Жужгина А.О.						
Керівник		Марочка В.В.					5	
Керів.розділу		Марочка В.В.				ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.								
Н.контроль		Овчинников П.А.						

6.1 Охорона праці під час монтажу металевої прогонової будови.

Організація робіт.....76

6.2 Дії працівників у разі настання нещасного випадку.....78

ВИСНОВКИ.....82

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....83

ДОДАТОК А.....86

ДОДАТОК Б.....88

ДОДАТОК В.....89

ДОДАТОК Г.....90

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## ВСТУП

Розвиток і ефективність роботи кожної галузі народного господарства України в тій чи іншій мірі залежить від автомобільного транспорту. Масштаби і темпи автомобілізації України зумовлюють збільшення обсягів будівництва та реконструкції автомобільних доріг, а отже, і штучних споруд на них - мостів, труб, тунелів, галерей і т.д. Потужна індустрія України, металургійна промисловість і промисловість будівельних матеріалів забезпечують всі умови для технічного прогресу будівництва штучних споруд, індустріалізації і механізації їх виготовлення і зведення.

Успішному розвитку техніки мостобудування сприяє широка постановка науково-дослідних робіт, а також впровадження обчислювальної техніки, автоматизованих систем проектування і будівництва.

Мости служать для перетину великих і дрібних річок, ущелин та інших доріг. Міст це зведена штучна споруда над будь-якою перешкодою, і автомобілі проїжджають по його прогоновій будові. Різновидами мостів є шляхопроводи, віадуки та естакади. На сьогодні сміливо можна стверджувати, що мости дуже затребувані у нашій країні. У складних політичних та економічних умовах, вкрай важливими є зменшення витрат цілеспрямованих методів та матеріалів будови для цивільного будівництва мостів. Тому для спорудження великих та широких мостів потребується багато матеріалів і техніки, котра зможе встановити таку важку конструкцію.

Повсюдний підйом рівня річок і паводкових вод, обумовлений серйозними кліматичними змінами, а також спостерігається по всьому світу істотне збільшення навантажень на транспортну інфраструктуру, що викликають у фахівців клопотаність станом мостів. Руйнуються і старі мости, що представляють історичну цінність. Загалом у м. Дніпро 4 мости загального призначення, 3 великих мости, 3 середніх мости, 20 малих мостів,

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Жужгина А.О.				Вступ	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.						7	
Керів.розділу	Марочка В.В.					ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников П.А.							

18 шляхопроводів, 12 підземних переходів.

Фактичний термін роботи залізобетонних конструкцій мостів – 25-30 років, після чого потрібні дорогі ремонтні роботи, що не відповідає потенціальним властивостям залізобетону як матеріалу.

Тому дослідження світового досвіду і впровадження ефективних конструкцій на автодорожніх мостах є важливою і актуальною задачею в мостобудуванні.

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

## РОЗДІЛ

### ВИХІДНІ ДАНІ

#### 1.1 Основні положення

У складі магістерської роботи передбачається будівництво автодорожнього мосту на ділянці від вул. Кайдацький шлях до автомобільної дороги Київ-Луганськ-Ізварине, м Дніпро. Автодорожня естакада перетинає в різних рівнях пр. Свободи, промислову територію заводу ДТЗ і вул. Маяковського.

Початок шляхопроводу на ПК9 + 23,90 - кінець естакади ПК19 + 93,64  
Довжина естакади 1069,74м. В даній магістерській роботі розглядається схема 440м.

Автомобільна дорога розташовується на шляхопроводі в плані на прямій ділянці і на горизонтальних кривих радіусом R-400м і R-2000м; в профілі на опуклої вертикальній кривій радіусом R-6000м. і R-10000м. і увігнутій вертикальній кривій R-2000м.

Металевими нерозрізними прогоновими будовами довжиною 440 м перекидається територія заводу ДТЗ, магістральні залізничні колії Придніпровської залізниці, трамвайні колії вул. Маяковського і охоронна зона метро.

#### 1.1.1 Габарити проїжджої частини на шляхопроводі

Габарит проїжджої частини на шляхопроводі кожного напрямку прийнятий під дві смуги руху безпеки і складає 10,50м.(1,5+2x3,75+1,5).  
Ширина кожної полоси руху – 3,75м; ширина полоси безпеки – 1,50м.

Тимчасове вертикальне рухливе навантаження:

- Автомобільне А15;

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	Розділ 1 Вихідні дані	Літ.	Арк.	Аркушів
Розробив		Жужгина А.О.						
Керівник		Марочка В.В.					9	
Керів.розділу		Марочка В.В.				ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.								
Н.контроль		Овчинников П.А.						

- Колісне НК-80;
- Навантаження на тротуарах – 400 кг/м<sup>2</sup>

1.2. Матеріали, що використовуються при розробці робочого проекту

1.2.1. Металеві нерозрізні прогонові будови 88+132+132+88м.

Матеріал прогонової будови довжиною 88+132+132+88 м:

- основних металокопструкцій - прокат низьколегований копструкційний для мостобудування зі сталі марок 15ХСНД і 15ХСНД -2, 10ХСНД і10ХСНД-2 по ДСТУ 8817:2018 з додатковими вимогами за приміткою 3 до таблиці 1, п.п.2.2.7 і 2.2.9;

Допускається застосування прокату із сталей марки 09Г2Сюч класу С355 і С390 по ТУ У 322-16-127-97.

- експлуатаційних облаштувань - прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст3 ;
- високоміцних болтів, гайок і шайб до них - по ГОСТ 22356-77;
- тип виконання металокопструкцій - звичайний
- Монтаж прогонових будов передбачається способом поздовжнього насування з аванбеком довжиною 21м і шпренгелем. [1]

Фарбування всіх металокопструкцій передбачається з використанням матеріалів фірми ZingaMetall з гарантованим терміном служби 25 років.

Застосовувані фарбувальні матеріали:

- ZINGA –40мкм
- Liquid Zinc –60мкм
- Алюмополиуретан U-5000, 60мкм.

1.2.2. Проміжні опори і стояни мосту

Матеріали опор і фундаментів мосту:

- копструкційний, важкий бетон класу по міцності на стиск В25;
- марка бетону за морозостійкістю F 200;
- марка бетону по водонепроникності W6;[2],[3]
- арматура:

класу А 240С за ДСТУ 3760:2019;

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

класу А400С за ДСТУ 3760:2019;

В монолітних конструкціях для досягнення проектних марок бетону і забезпечення довговічності передбачається застосування спеціальних складів добавок до складових бетону і композицій з догляду та захисту бетонних поверхонь матеріалами «Sika»:

До бетону буронабивних стовпів стабілізуюча добавка - Sika UCS-01.

До ростверків і монолітного тіла опор:

- для забезпечення пластичності, щільності і міцності Sika Viscocrete-5-600;
- для збільшення адгезії і міцності і оброблюваності модифікований мікрокремнезем Sikacrete-P;
- сповільнювач схоплювання -Sika Retarder.

З метою надання архітектурної виразності, пересихання бетонних конструкцій і захисту від впливу атмосферного середовища і проходячих транспортних засобів всі поверхні бетонних і залізобетонних конструкцій фарбуються системою «Акриловий ґрунт Salvador + Акрилова фарба Salvador»

Товщина покриття прийнята:

-ґрунт -40 мкм;

-фарби-60 мкм.

### 1.2.3. Опорні частини

Під металеву нерозрізні прогонові будови довжиною 4х110м застосовані кульові-сегментні лінійно-рухливі KGe 5000-100, KGe 12000-50.KGe 10000-50, всебічно-рухливі KGa 5000-100, KGa 12000-50 і нерухомі KF 10000.

### 1.2.4. Деформаційні шви

Деформаційні шви під проїжджу частину на металевих прогонових будовах передбачені німецької фірми MAURER SOHNE однопрофільних з поворотними траверсами. Деформаційні шви розташовуються перпендикулярно до осі шва з перпендикулярним до осі шва напрямком переміщень. Застосовувані деформаційні шви водонепроникні і не вимагають технічного обслуговування при експлуатації. Розрахункова довговічність прийнятих шов фірми MAURER SOHNE становить 30років.

									Арк.
									11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				011.160012.ДР.2021.000	

Під проїжджу частину на нерозрізній металевій прогоновій будові довжиною 4х110м встановлюються деформаційні шви балочно-гратчастого типу DS-240.

#### 1.2.5. Бар'єрне огороження проїжджої частини

Бар'єрна огорожа на естакаді і підходу насипу з підпірними стінками встановлюють по кожному напрямку руху, між тротуаром і розділовою смугою, і позначають кордон проїжджої частини і перешкоджають виїзду транспортних засобів за її межі.

Металеве бар'єрне огороження стандартне одностороннє марки 11МО-1,1 / 2,0-500 / 0,45 / 0,75 з розміром висоти 1,1 м, з кроком стояків 2,0 м і з утримує здатністю 500 кДж. по ТУ 5216-003-56506912-2002, розробленим ТОВ «ТРАНСБАРЬЕР»

#### 1.2.6. Шумозахисний екран

При перетині естакадою території промислової зони на металевій нерозрізній прогоновій будові з метою зменшення звукового тиску передбачається пристрій шумозахисні екрани зі шумопоглинаючими і шумоізоляційними панелями.

Завдяки конструкції панелей досягається послаблення звукових хвиль, як за рахунок їх відображення, так і придушення.

Конструкція шумозахисні екрани розроблена за технічними умовами ТОВ «ТРАНСБАРЬЕР» ТУ 5284-001-56506912-03. Висота екрану 3,0.

Шумозахисний екран складається з стійок марки СШ 1-1-3020 та 6-ти панелей марки ПШО - 93.Б.А-2970-RAL 6017 з двома балонними ущільнювачами.

Стійка СШ 1-1-3020 складається їх двутавра 20 Ш1, і двох ребер з листового металу 8х60мм, опорного листа 25х300мм і шести притискних куточків 63х40х5мм. Стійка прикріплюється до конструкції ортотропной плити шістьма болтами М12х40.58.09.9 за ДСТУ 7798:2008.

Панель складається з двох профілів (короба), що виготовляються методом прокатки. Профілі мають в поздовжньому напрямку рельєфні поверхні, що забезпечують необхідну жорсткість і можливість чіткої стикування профілів

										Арк.
										12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

011.160012.ДР.2021.000

при їх установці один на одного. Між профілями панелі закладається наповнювач (плита з мінеральної вати або скловати на синтетичному сполучному, кашірованна стеклохолстом.) Між плитами наповнювача встановлюються ребра з тонколистової оцинкованої сталі. З торців панелі встановлюються скоби-підсилювачі. Панелі з торців закриваються торцевими кришками.

### 1.2.7 Конуса.

Конуса і частина насипу за стоянами відсипається з дренажного ґрунту з коефіцієнтом фільтрації (після ущільнення) не менше 2діб. Конуса зміцнюються збірними бетонними плитами товщиною 100мм. Плити укладаються на шар цементного розчину товщиною 20мм, покладеного на щебеневу підготовку товщиною 150 мм. Укріплююча поверхня розбивається на окремі карти з розмірами, що визначаються залежно від місцевих умов і повинні бути не менше 1.0м і не більше 3.0м. Форми карт можуть бути в плані у вигляді квадрата або прямокутника.

### 1.3. Інженерно-геологічні умови

Клімат.

Клімат району помірно-континентальний, що характеризується посушливим літом, зятяжною осінню, короткою зимою з частими розтаннями та примхливою весною. Спостерігаються різкі коливання температури, сильні вітри, снігові замети.

Середньорічна температура повітря складає 8,5°C. Самий холодний місяць січень має середню-місячну температуру -5,4°C. Абсолютна мінімальна температура -34°C. Самий жаркий місяць липень має середньомісячну температуру +22,3°C. Абсолютна максимальна температура +40°C.

По Дніпру згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» середні місячні і річні температури повітря в °C складають:

Клімат району помірно-континентальний, що характеризується посушливим літом, зятяжною осінню, короткою зимою з частими розтаннями та примхливою

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			13

весною. Спостерігаються різкі коливання температури, сильні вітри, снігові замети.

Середньорічна температура повітря складає 8,5°C. Самий холодний місяць січень має середню-місячну температуру -5,4°C. Абсолютна мінімальна температура -34°C. Самий жаркий місяць липень має середньомісячну температуру +22,3°C. Абсолютна максимальна температура +40°C.

По Дніпропетровську згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» середні місячні і річні температури повітря в °C приведені в таблиці 1.1

Таблиця 1.1 – Середні місячні і річні температури повітря в °C

Січень	Лютий	Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	Грудень	Середня річна температура, °C
-4,7	-3,8	+1,1	+9,6	+16,0	+19,6	+21,6	+20,7	+15,4	+8,6	+2,2	-2,5	+8,7

Тривалість періоду із середньодобовою негативною температурою 109 днів. Нормативна глибина сезонного промерзання розрахована згідно ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд» складає для суглинків і глин 0,76 м; для супісків, пісків дрібних та пілуватих 0,93 м; для пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності 1,00 м; для великоуламкових ґрунтів 1,13 м. Максимальна глибина промерзання зафіксована у другій декаді січня 1969 г.- 1,23м. Середньорічна кількість опадів 558 мм, з них рідких та змішаних 491 мм

В січні переважають вітри північно-західного, південно-східного, південного напрямку, а у липні північно-західного.

Геологічна будова

Досліджувана територія має складні інженерно-геологічні умови (III) по наступним факторам:

Територія розташована на 3 геоморфологічних елементах: тальвег балки Сухий Яр, засипаний техногенними ґрунтами великої потужності, правий схил балки, вододіл.

					011.160012.ДР.2021.000			Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				14

Геологічні фактори: до глибини 40 м виділено 12 ІГЕ, потужність яких змінюється, значний ступінь неоднорідності властивостей насипних ґрунтів, що незакономірно змінюються в плані і за глибиною.

Ґрунти із особливими властивостями розвинуті по всій трасі ІГЕ-1, 1.1, 1.2, 1.3, 1,5 – штучні; ІГЕ-3, 3.1 та 4 – просідні, які ускладнюють будівництво і експлуатацію.

Просідаючі ґрунти розповсюджені до глибини 15,0 16,2 м. Просадка лесової товщі при замочуванні під тиском власної ваги складає 4,2 - 9,6 см. Найбільш просідаючими властивостями володіють лесові суглинки ІГЕ- 3, які залягають в верхній частині розрізу до глибини 2,5 - 3,5 м, початковий тиск просідання складає 13 - 83 кПа в середньому 38 кПа. Лесові супіски ІГЕ-4 мають початковий тиск просідання 42 - 300 кПа в середньому 163 кПа. Лесові суглинки ІГЕ-3.1 мають ще більший початковий тиск просідання 200 - 250 кПа.

Від ПК 49 до ПК 65 траса автодороги піднімається по правому схилу балки Сухий Яр до вододілу. Крутий схил заріс лісом. Для припинення росту яру проектом необхідно передбачити наступні заходи:

- очистити дно яру від дерев та кущів;
- засипати дно яру дренажним ґрунтом (піщано-щебеневою сумішшю) товщиною шару до 2,0 -2,5 м;
- засипати яр повністю звичайним ґрунтом з виїмки з пошаровим ущільненням;
- провести регулювання стоку атмосферних вод системою облицюваних нагорних каналів, а також водовідвідних лотків та валів;
- на засипаній площі яру провести посадку дерев і кущів.

#### 1.4. Конструктивні рішення

##### 1.4.1. Металеві нерозрізні прогонові будови довжиною 88+132+132+88м.

Прогонові будови виконані у вигляді нерозрізних металевих балок коробчатого перетину з їздою поверху. У поперечному перерізі прогонова будова під кожен напрямок руху складається з двох L-образних блоків головних балок, об'єднаних в коробку поверху блоками ортотропною плитою

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
											15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

проїзної частини, нижній, ребристою, плитою і попеєчними зв'язками. Повна висота головних балок становить 3628мм.

#### 1.4.2 Конструкція дорожнього одягу на естакаді

Конструкція дорожнього одягу на прогонових будовах естакади прийнята:

На металевих прогонових будовах:

-по ортотропній плиті наноситься захисно - зчіплюючий шар з матеріалу «Техноеластмост С» за ТУ 5774-004-17925162-2003;

-покриття проїжджої частини і тротуарів двошарове: верхній шар покриття - щебенево-мастиковий асфальтобетон ЩМА-15 по ГОСТ 31015-2002 товщиною 60мм, нижній шар покриття щільний дрібнозернистий асфальтобетон типу Б 1 марки погостювати 9128-97 товщиною 50мм.

Відведення води з проїжджої частини на металевих прогонових будовах забезпечується за рахунок пристрою одностороннього поперечного ухилу 0.02 прогонової будови від осі прольоту до тротуарів, на тротуарі влаштовується зустрічний ухил від перил до огорожі і вздовж прогону по поздовжнього похилу.

За межами естакади водовідведення здійснюється через водовідвідні колодязі з відведенням в зливову каналізацію.

Крім того, в площині бар'єрного огороження передбачається пристрій дренажних каналів для відведення води з гідроізоляції шириною 10см з гравійно-епоксидної суміші:

-щебінь фракції 5-15мм або промитий гравій;

-смола епоксидна ЕД-20;

-пластифікатор-фуріловий спирт;

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		16

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРОБКА ВАРІАНТІВ ЕСТАКАДИ

#### 2.1. Варіант 1. Металева нерозрізна прогонова будова

$$L_p=88+132+132+88\text{м.}$$

#### Загальні дані

Робочі креслення балок прогонових будов довжиною 88+132+132+88м, розроблені ТДВ "Інститут Дніпродіпротранс". Металевою нерозрізною прогоною будовою дипломної роботи довжиною 440 (88+132+132+88)м перекривається територія заводу ДТЗ, магістральні залізні дороги Придніпровської залізниці, трамвайні колії вул. Маяковського і охонна зона метро.

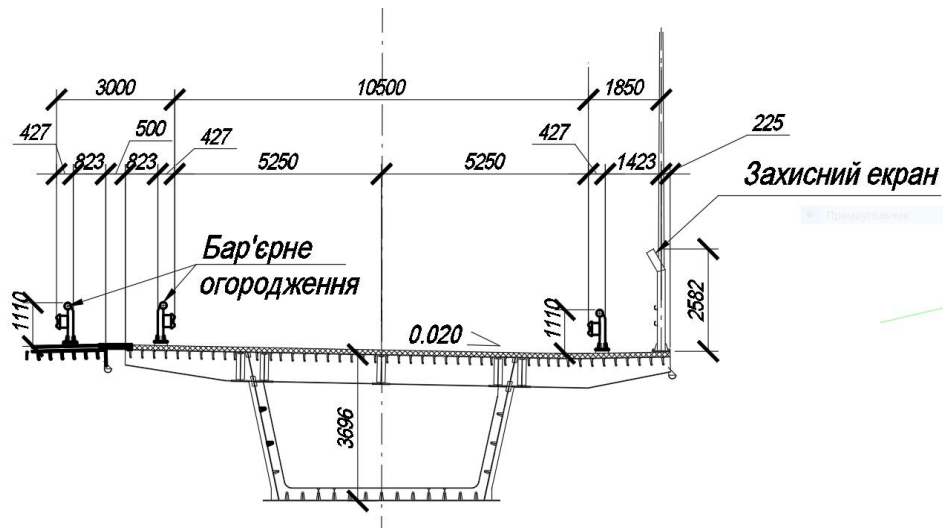


Рисунок 2.1 – Загальний вид балки в поперек

Застосовані в схемі естакади металеві прогонові будови індивідуального проектування і звичайного виконання з їздою на металевій ортотропній плиті. В поперечному напрямі руху передбачаються роздільні прогонові будови. Прогонові будови виконані у вигляді нерозрізних металевих балок коробчатого перетину з їздою поверху. У поперечному перерізі прогонова будова під кожен напрямок руху складається з двох L-образних блоків

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Жужгина А.О.				Розділ 2 Розробка варіантів естакади	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.						17	
Керів.розділу	Марочка В.В.					ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников П.А.							

головних балок, об'єднаних в коробку поверху блоками ортотропною плитою проїзної частини, нижній, ребристою, плитою і поперечними зв'язками. Повна висота головних балок становить 3628мм. Повна висота головних балок по всій довжині прогонової будови збережена однаковою, незалежно від зміни епюри матеріалів поясів з урахуванням монтажу прогонової будови способом поздовжнього насування. Відстань між стінками коробки по низу становить 5200мм, по верху 6800мм, тобто стінки головних балок мають нахил від осі прогонової будови до країв. L-подібний елемент являє собою несиметричний щодо обох осей перетину блок заводської готовності, що складається з симетрично розташованого верхнього пояса постійного перетину 480x16мм, похилій стінки максимальною висотою 3600мм і несиметрично розташованого нижнього пояса постійної ширини 1580мм з внутрішнім звисом 1380мм. По довжині головні балки, ортотропні плити і ребристі плити розбиті на монтажні блоки довжиною 10,5м і 16,5м.

Одноярусна ортотропна плита проїжджої частини складається з листа настилу, поздовжніх ребер смугового перетину висотою, розташованих поперек прольоту з кроком 300мм, поперечних балок таврового перетину і нижнього пояса 360x12мм, розташованих уздовж прольоту з кроком 3,0 м.

Поздовжні ребра смугового перетину висотою 180мм і товщиною 14мм. Поперечні балки таврового перетину висотою 720мм, товщиною 10мм. Крок поздовжніх ребер поперек прольоту призначений з умови забезпечення тріщиностійкості покриття їздового полотна.

Нижня плита, ребриста, складається з горизонтального листа, поздовжніх ребер смугового перетину висотою 180мм і товщиною 14мм, розташованих поперек прольоту з кроком 400 мм і поперечних балок таврового перетину висотою 420мм, товщиною 10мм і перетином верхнього пояса 240x12мм, розташованих уздовж прольоту з кроком 3,0 м. Максимальна ширина блоків ортотропних плит автопроїзда становить 3160мм, блоків ребристих плит -2480мм. Листи настилу блоків ортотропних і ребристих плит мають по довжині технологічні припуски, обрізаються на монтажні, також є

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			18

припуски по ширині блоків в місцях сполучення з головними балками.

Передбачена можливість піднімання прогонової будови при ремонті або заміні опорних частин.

Монтажні з'єднання:

-зварні - стики листів настилу ортотропних плит і ребристих плит між собою і з поясами головних балок, стики поясів головних балок, стики поздовжніх ребер ребристих плит;

- фрікціонні на високоміцних болтах М22 - стики стінок головних балок, стики поздовжніх ребер ортотропних плит, з'єднання поперечних балок ортотропних плит і ребристих між собою і з головними балками, з'єднання поперечних зв'язків з головними балками.

Прийняті конструктивні рішення дозволяють спростити технологію поздовжнього насування прогонової будови в процесі монтажу, так як коробчаті балки мають при цьому гладку нижню поверхню.

Метеріали прогонової будови довжиною 88+132+132+88м:

- Основних металокопструкцій – прокат низьколегованої копструкційної для мостобудування зі сталі марок 5ХСНД і 15ХСНД –2, 10ХСНД и 10ХСНД-2 по ДСТУ 8817:2018 з допоміжними потребами за додатком 3 табл. 1,п.п.2.2.7 і 2.2.9;

опускається застосування прокату зі сталей марки 09Г2Сюч класу С355 і С390 за ТУ У 322-16-127-97.

- експлуатаційних облаштувань – прокат зі сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст3 за ДСТУ 8803:2018;

- високоміцних болтів, гайок, шайб до них ;

- тип виконання металокопструкцій – звичайний;

Монтаж прогонових будов передбачається способом поздовжнього насуву з аванбеком довжиною 21м. і шпренгелем.

Фарбування всіх металокопструкцій передбачається з використанням матеріалів фірми ZingaMetall з гарантованим терміном 25 років.

Застосовувані фарбувальні матеріали:

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						19

- ZINGA –40мкм
- Liquid Zinc –60мкм
- Алюмополіуретан U-5000, 60мкм

Витрати матеріалу наведено в таблиці 2.1

Таблиця 2.1 – Об`єми виготовлення металоконструкцій

№ з/п	Найменування конструктиву	Марка сталі	Вага,т
1	Головні балки	10ХСНД-2 за ДСТУ 8972:2019	2026,40
2	Верхні ортотропні плити		2359,90
3	Нижні ортотропні плити		597,10
4	Діафрагми		64,90
5	Поперечні зв'язки		24,50
6	Елементи монтажних стиків		186,20
7	Опорні плити	09Г2С-12 за ДСТУ 8541:2015	9,12
	Всього:		<b>5268,14</b>
8	Високоміцні метизи	40Х «Селект»	0,06
	Всього:		<b>5268,20*</b>

\*\*Вага розрахована без врахування маси мостового полотна

з таблиці 2.1. робимо висновок про те, що загальна вага прогонових будов становить 5325,1т.

## 2.2. Варіант 2 Сталезалізобетонна нерозрізна прогонова будова

$$L_p=88+132+132+88\text{м.}$$

### Загальні дані

Прогонова будова запроектована під дві смуги руху автопроїзду та рух пішоходів з ортотропною плитою проїзду та піднятими тротуарами по бокам. Балка жорсткості за схемою  $88+132+132+88 = 440\text{м.}$  є нерозрізною по всій довжині мосту. Товщини елементів балки та її конструкція змінюється по довжині мосту.

При цьому слід виділити такі основні типи:

1. Регулярний поперечний переріз
2. Поперечний переріз над проміжними опорами
3. Поперечний переріз над крайніми опорами

Балка жорсткості утворюється з однієї коробки з похилими стінками,

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						20
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

внутрішньою висотою 3600 мм (відстань між поясами). Відстань між стінками (внутрішній розмір) біля нижнього поясу 10 000 мм, а біля верхнього поясу 11 700 мм. Поперечні балки верхньої и нижньої плити розташовані з кроком 4 м. На стінках з внутрішньої сторони встановлені допоміжні ребра з кроком 1.33 м.

Для зменшення зрізних сил в поперечних балках верхньої плити та для утримання від втрати стійкості нижньої плити встановлені кутикові зв'язки з кроком 4 м.

З'єднання виконані за допомогою зварювання та на високоміцних болтах.

Всі ортотропні плити проїзної частини автопроїзду мають мінімальну товщину листу настилу 14 мм (над проміжними опорами 20 мм), та однакові коробчасті замкнені трапецієподібні повздовжні ребра з габаритними розмірами 300 x 280 мм і товщиною стінки 8 мм.

Відстань між повздовжніми ребрами 600 мм. Ребра проходять у вирізах у стінках поперечних балок. Висота стінок поперечних балок прийнята постійною 800 мм, товщина 14 мм.

Поперечна балка має нижній пояс 380x14 мм. Стик поясу поперечної балки виконується на 8 високоміцних болтах М22. Несуча спроможність поясу (виходячи з напруження 3500 кг/см<sup>2</sup>) становить 186 т.

Несуча спроможність стику на 8 болтах (1 болто-контакт М22 при кількості болтів 5-19 шт. становить 9 т) дорівнює  $9 \times 2 \times 8 = 144$  т.

Монтажні стики комбіновані, де стінка та пояс в поперечному перетині з'єднані за допомогою фрикційного стику, а лист настилу – за допомогою зварювання. Вздовж всі елементи з'єднані зварюванням.

Нижні ортотропні плити мають змінну товщину листа 12...40 мм, та однакові коробчасті замкнені трапецієподібні повздовжні ребра з габаритними розмірами 450 x 300 мм і товщиною стінки 10 мм.

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							21





2.Повздовжні та поперечні стикові шви листа настилу та нижнього поясу ортотропних плит між собою та до головних балок.

3.Стик коробчастих повздовжніх ребер ортотропних плит.

Обробка контактних поверхонь в з'єднаннях на високоміцних болтах:

1. Піскоструменева обробка обох поверхонь

2. Клейофрикційна обробка накладок + очищення металевими щітками другої поверхні

Обробку, зберігання, встановлення, натягання та контроль зусиль болтів виконувати за діючими нормативними документами.

Проектом передбачається двошарова гідроізоляція «Елімінатор» на основі (ММС) метилметакрилатних смол чи еквівалентна даній, яка наноситься по всій плиті, як в зоні проїзної частини, так і на тротуарах, бортах,

цоколях.Гідроізоляція забезпечує захист плити з безремонтним терміном більше 50 років як на відкритому просторі під дією хлоридів, озону та ультрафіолету так і під покриттям.

На поверхню, очищеного піскоструменевим методом листа настилу і бортів ортотропної плити, до ступеня Sa 2.5 за допомогою безповітряного розпилення наноситься грунт Zed S94 або еквівалент.

Гідроізоляція Елімінатор складається з двох компонентів смоли А і Б і порошкового каталізатора ВРО. Гідроізоляція наноситься шляхом безповітряного розпилення при температурах від -15 °С до +50°С шаром 1 мм з витратою 1.6 кг/м2, по грунту Zed S94. Після обстеження першого шару, знайдені дефекти виправляються шляхом розливу Елімінатора і розподілу кельмою. Після висихання 1 шару наноситься другий.

У зоні проїзної частини, безпосередньо перед укладанням покриття на очищену поверхню Елімінатор за допомогою безповітряного розпилення наноситься грунт TaskCoat або еквівалент, який повинен забезпечити необхідну адгезію Елімінатора з покриттям. Покриття проїзду складається з двох шарів гусасфальту загальною товщиною

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

7 см (по 3,5 см кожний). Гусасфальт (переклад з німецької - литий асфальт) є різновидом мастик-асфальту. Покриття здатне утворювати рівну водонепроникну поверхню, характеризується високою міцністю, здатне утворювати рівну поверхню на нерівній основі. Покриття характеризується великою довговічністю, навіть у верхніх шарах під колесами транспорту, безремонтний вік покриття 30 років. Бітум гусасфальту містить не старіючий природний асфальт озера Трінідад (TLA). Вимоги до гусасфальту надаються в європейському стандарті EN 13108-6. Бітумні Суміші. Частина 6.

В верхній шар до охолодження суміші слід вдавнити посипку з гранітного щебню фракції 10-15 мм.

Витрати матеріалу приведено в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 - Об'єми виготовлення металоконструкцій

№ з/п	Найменування конструктиву	Марка сталі	Вага,т
1	Листовий прокат товщ. 8...40мм	10ХСНД-2 за ДСТУ8972:2019	6464,92
2	Коробчатий профіль t=8; 10мм	S355J2G3	1817,64
3	Кутик рівнобокий	Ст. 09Г2СЮЧ-2 за ДСТУ 2251:2018	382,80
4	Листова сталь t=3мм	СтЗсп за ДСТУ 2651:2005	11,88
5	Високоміцні вироби	ГОСТ22353;22354;22355	57,20
6	Зварювальні матеріали		77,00
7	Опорні плити	09Г2С-6 по ДСТУ 8541:2015	11,00
		Всього:	<b>8822,44</b>
8	Високоміцні метизи	ДСТУ ГОСТ 7798:2008	0,06
		Всього:	<b>8822,50*</b>

\*Вага розрахована без врахування маси мостового полотна

### 2.3. Техніко-економічне порівняння

Приймаю за кошторис, що 1 тонна металу коштує 120 000 грн.

Згідно з отриманих результатів розрахунку об'ємів металоконструкцій очевидним є:

Варіант 1:  $5268,20 \times 120\,000 = 632\,184\,000,00$  грн

Варіант 2:  $8822,50 \times 120\,000 = 1\,058\,700\,000,00$  грн

робимо висновок, що найбільш економічним і раціональним є варіант №1

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			25

## РОЗДІЛ 3

### ДЕТАЛЬНА РОЗРОБКА МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

#### 3.1 Вихідні дані:

- Конструкція нерозрізної прогонової будови  $L_p=88+132+132+88$ м.
- Габарит проїзної частини  $\Gamma$  10,50+3,0+10,50 з тротуарами шириною по 1,5 м кожний.
- Прогонові будови прийняті роздільними під кожен напрямок
- Кількість смуг під кожен напрямок – 2
- Ширина кожної смуги руху – 3,75м
- Полоси безпеки по 1,5 м з кожної сторони
- Відстань між осями прогонової будови 13,5м. (див рис 3.1)
- Прогонові будови розроблено з урахуванням установки в профілі на випуклій вертикальній кривій R-10800м і у плані на горизонтальній кривій R-2000м. Радіуси прийняті по осі автодороги.

#### 1. Тимчасове вертикальне рухливе навантаження:

- Автомобільне А11;
- Колісне НК-80;
- Навантаження на тротуарах – 400 кг/м<sup>2</sup>

2.Додаткові конструкції проїзної частини: бар'єрне і перильне огороження, шумозахисний екран, опори освітлення, деформаційні шви, опорні частини і оглядові пристрої

					011.160012.ДР.2021.000		
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			
Розробив		Жужгина А.О.			Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.				26	
Керів.розділу		Марочка В.В.			ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.							
Н.контроль		Овчинников П.А.					
Розділ 3 Детальна розробка металевої прогонової будови							

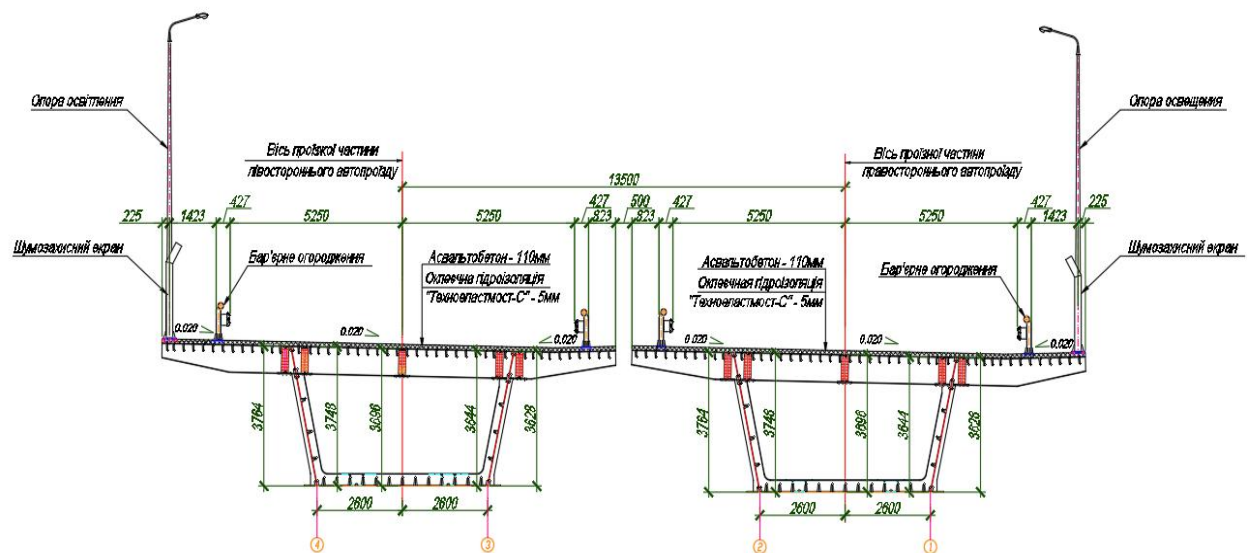


Рисунок 3.1 – Поперечний переріз прогонової будови

### 3.2 Розрахунок навантажень

Навантаження на міст прийняті відповідно до ДБН В.2.3-14:2009. Всі навантаження поділені на декілька груп:[5]

1. Постійні (власна вага несучих конструкцій + вага допоміжних конструкцій)
2. Тимчасові рухомі навантаження ( автомобілі + натовп, горизонтальне поперечне навантаження від центробіжної сили, горизонтальне поздовжнє навантаження від тормозної сили, або сили тяги)
3. Інші ( температурні, кліматичні впливи, вітрове навантаження, будівельне)

#### 3.2.1 Постійні навантаження

При підрахунках, нормативна вага сталі несучих та допоміжних конструкцій балки була прийнята на основі ескізних розрахунків та досвіду проектування подібних конструкцій. Розрахункове навантаження визначене

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
										27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

шляхом множення нормативного навантаження на коефіцієнти надійності у відповідності до пункту 2.10, табл. 2,5 ДБН В.2.3-14:2009, за винятком елементів мостового полотна, де коефіцієнт збільшено до 1.25 у зв'язку з тенденцією посилення умов до зазначених конструкцій.

Нормативне навантаження від власної ваги

$$q_n = q_n^{\text{мет}} + q_n^{\text{асф}} = 47,0 + 32,1 = 79,1 \text{ кН/м} \quad (3.1)$$

Розрахункові постійні навантаження приймаємо з коефіцієнтом надійності для всіх навантажень 1,1 ( 0,9) окрім покриття їздового полотна, котрий приймається 2,0 (0,9)

$$q_n = q_n^{\text{мет}} * \gamma_f + q_n^{\text{асф}} * \gamma_f = 47,0 * 1,1 + 32,1 * 1,1 = 115,9 \text{ кН/м} \quad (3.2)$$

Таблиця 3.1 Постійні навантаження

№ з/п	Найменування	Навантаження
		Вага на 1 м/п (кН/м)
1	Основні несучі конструкції	45,39
2	Огородження їздового полотна	0,35
3	Перильне огороження	0,25
4	Оглядові пристрої	0,65
5	Кріплення шумозахисних екранів	0,36
	Всього	47,0
6	Покриття	32,1
	Загалом	79,1

### 3.2.2 Тимчасові навантаження

Тимчасові рухомі навантаження прийняті відповідно ДБН В.2.3-14:2009.

Автомобільні тимчасові навантаження складаються з АК та НК. Клас навантаження прийнятий рівним 11, та натовпом на тротуарі і проході.

Принципи навантаження конструкції:

- При навантаженні тандемами АК – 1 і 2 тандем приймаються приймаються з коефіцієнтом рівним  $S=1.0$ , а 3-тій - з коефіцієнтом рівним  $S=0.75$ . Кількість тандемів відповідає кількості смугам руху;
- При визначенні опорного моменту нерозрізних балок на кожній смузі ( 2 смуги) може бути встановлено по 2 тандеми, з понижуючим коефіцієнтом  $S_0=0.85$ . При цьому, мінімальна відстань між тандемами становить 20 м;

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						28

- При розподіленому навантаженні АК – 1 смуга приймаються з коефіцієнтом рівним  $S=1.0$ , а 2 та 3 - з коефіцієнтом рівним  $S=0.6$ . Кількість смуг відповідає кількості смугам руху ( 2 смуги руху)

Аналізуються три можливих комбінації: тандеми і розподіленого навантаження АК, навантаження АК + натовп та навантаження одним екіпажем НК. Схеми розміщення тандемів прийнято згідно п. 2.15 та 2.16 ДБН В.2.3-14:2009.

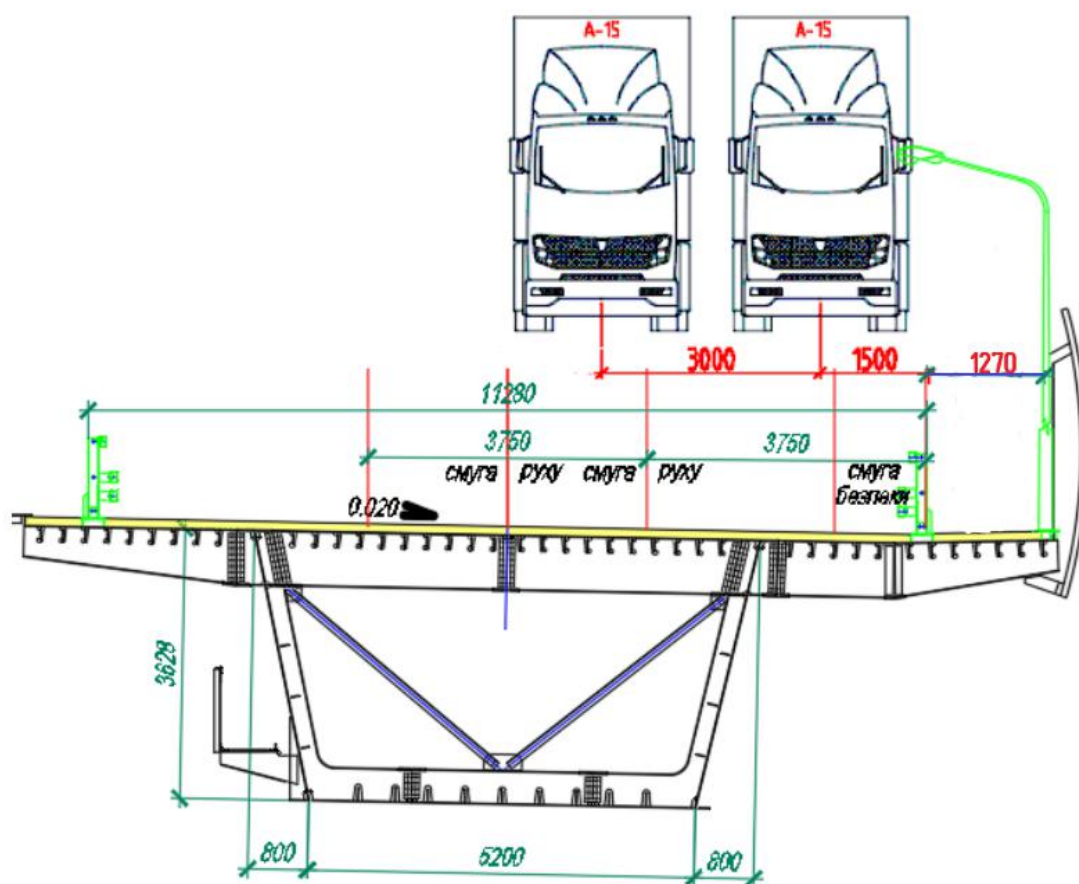


Рисунок 3.2 – Схема розміщення навантаження АК в перетині прогонової будови.

Розміщення смуг навантажень АК поперек мосту виконується за правилами:

- мінімальна відстань від осі тандему огорожі бар'єру становить 1.5 м;
- мінімальна відстань між смугами становить 3.0 м.

Навантаження НК поперек мосту виконане як один тандем не залежно від кількості смуг руху, що може бути розміщений в межах проїзної частини, не

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		29

вїїжджаючи на смуги безпеки. Мїнїмальна вїдстань вїд осї тандему до кромки проїзної частини – 2.0 м.

Клас навантаження К приймається рївним 11 для мостїв і труб на дорогах I – III категорїї і в мїстах, а також для великих мостїв ( окрїм дерев'яних)

Вїд автотранспортних засобїв – у виглядї АК, кожна з котрих враховує один двовїсний вїзок з осьовим навантаженням  $P = 9,81K$  кН, і рївномїрне навантаження їнтенсивнїстю  $v$  (формула 2.3) – на обидвї колїї -  $0,98K$  кН/м ( $0,10K$  тс/м)

Вїд важких поодиноких колїсних і гусенечних навантажень для мостїв і труб, проектуєщих пїд навантаження А11, - у виглядї колїсного навантаження ( однїєї чотирьохвїсної машини) НК-80 зальною вагою 785 кН (80тс)

Таблиця 3.2 – Динамїчні коефїцієнти

$\gamma_f$ - коефїцієнт надїйностї з навантаження	$1+\mu$ - динамїчний коефїцієнт
1.15 - для розподїленого АК; 1.5 - для колеса тандему АК; 1.1 - для колеса екїпажу НК.	1.0 - для розподїленого АК; 1.3 - для колеса тандему АК (глобальнї розрахунки); 1.4 - для колеса тандему АК (для розрахункїв елементїв проїзної частини); 1.0 - для колеса екїпажу НК.

Таким чином маємо наступнї розрахунки:

$$v=0,98 \cdot 11=10,78 \text{ кН/м} \quad (3.3)$$

$$P_{AK}=9,81 \cdot 11=107,91 \text{ кН} \quad (3.4)$$

Тимчасовї навантаження вїд рухомого складу ( транспортних засобїв) автомобїльних дорїг у випадках, передбачених нормами [4], вводились у розрахунок згїдно з вїдповїдними динамїчними коефїцієнтами згїдно таблицї 3.1

$$1+\mu=1+\frac{15}{37,5+\lambda}=1+\frac{15}{37,5+110}=1,1 \quad (3.5)$$

Навантаження вїд пїшоходїв:

$$q_n = A_m * q_{неш} * v_f = 1,5 * 1,96 * 1,2 = 3,528 \text{ кН/м} \quad (3.6)$$

### 3.2.3. Інші навантаження

До «інших», віднесені температурні та вітрові навантаження, та навантаження від власної ваги при монтажі.

### 3.2.4. Температурні навантаження

Температурний вплив для м. Дніпро прийнятий на основі даних з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010

Найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю 0,98 –  $t_{n,x} = -24^{\circ}\text{C}$

Найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю 0,92 –  $t_{n,x} = -22^{\circ}\text{C}$

Абсолютна мінімальна -  $t_{n,x} = -34^{\circ}\text{C}$

Абсолютна максимальна -  $t_{n,T} = +41^{\circ}\text{C}$

Середня максимальна самого жаркого місяця -  $t_{n,T} = +28,9^{\circ}\text{C}$

Відхилення від температури найбільш спекотних днів -  $T = +9^{\circ}\text{C}$

Температурні навантаження прийняті згідно ДБН В.2.3-14:2006, а саме:

1. Найменша температура залізобетонних та металевих конструкцій прийнята рівною найменшій температурі повітря, яка дорівнює температурі навколишнього повітря найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю:

Для залізобетону 0,92  $t_{nx} = -22^{\circ}\text{C}$ ; для металу 0,98  $t_{nx} = -24^{\circ}\text{C}$

Найбільша температура для залізобетонних елементів приймається рівною температурі навколишнього повітря мінус  $0.2a \leq 10^{\circ}\text{C}$ , де "а" – товщина елементів в см.

Для металевих конструкцій найбільша температура приймається без врахування товщини конструкцій. При розрахунках температур була використана формула  $t_{n,t} = t_{VII} + T$ . Значення " $t_{VII} = +28,9^{\circ}\text{C}$ " середньої температури повітря найбільш спекотного місяця. Значення " $T = +9^{\circ}\text{C}$ " відхилення від температури найбільш спекотних днів прийнято за схематичною картою ізоліній

$$t_{n,x} = t_{VII} + T + 10 = 28,9 + 9 + 10 = +47,9^{\circ}\text{C} \quad (3.7)$$

Збільшення нагріву конструкції за рахунок сонячної радіації (освітленого сонцем поверхневого шару товщиною 15 см, включно з товщиною дорожнього одягу) в запас приймаємо  $10^{\circ}$ .

2. Коефіцієнт температурного розширення прийнято рівним:

									Арк.
									31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

для залізобетонних конструкцій 0,000012

для металевих конструкцій 0.000010

3. Коефіцієнт надійності по навантаженню прийнятий рівним  $\gamma_f=1.2$

Нормативний розмах температур металевої балки жорсткості:

$$\Delta T_{h1}=[24]+37.9+10=71.9^{\circ}\text{C} - \text{згідно ДБН В.2.3-14:2009}$$

$$\Delta T_{h2}=[34]+41=75^{\circ}\text{C} - \text{згідно екстремальних значень}$$

Розрахунковий розмах температур металевої балки жорсткості:

$$\Delta T_{d1}=\Delta T_{h1} * \gamma_f = 71.9 * 1.2 = 86.3^{\circ}\text{C} - \text{згідно ДБН В.2.3-14:2009}$$

$$\Delta T_{d2}=\Delta T_{h2} * \gamma_f = 75 * 1.2 = 90^{\circ}\text{C} - \text{згідно екстремальних значень}$$

Окрім наведеного, проектом враховано:

- можлива похибка при влаштуванні опорних частин та деформаційних швів  $\pm 5^{\circ}\text{C}$  при веденні робіт без посередніх замірів температури прогонової будови;
- переміщення від рухомого навантаження  $\pm 10$  мм;
- можлива нерівномірна робота проміжних опор на гнучкість в результаті чого нерухома точка може змінювати своє положення в межах центрального прогону.

### 3.2.5. Вітрові навантаження.

Вітрове навантаження приймається відповідно до пунктів 2.30\*, 2.37 Таблиці 2.15 і додатку Р ДБН В.2.3-14:2009 та розділу ДБН В.1.2-15:2009.

Нормативну значення вітрового навантаження слід визначати як суму нормативних значень середньої ( $W_m$ ) та пульсаційної ( $W_p$ ) складових:

### Статична складова вітрового навантаження

Вітрові впливи на мостові споруди слід враховувати як короточасні змінні навантаження, для котрих встановлені граничні і експлуатаційні розрахункові значення:

- Граничні значення використовуються для розрахунків стійкості
- положення, міцності та стійкості форми;
- Есплуатаційні значення використовуються для розрахунків витривалості і розрахунків за другою групою граничних станів.

Розрахункові значення вітрового навантаження визначаються за формулою:

									Арк.
									32
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

011.160012.ДР.2021.000

$$W_m = \gamma_f \cdot W_o \cdot C \quad (3.8)$$

Де:

$W_o$  – характеристичне значення вітрового тиску

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності

$C$  – коефіцієнт, котрий враховує вплив форми елемента, його рівень над землею і інерційні сили, при колекбанні вітровому потоці

Характеристичне значення вітрового тиску дорівнює середньому (статистичному) тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі з

перевищенням один раз за 50 років у залежності від вітрового району.

Приймається згідно з таблицею 3.3, а вітровий район визначається згідно з ДБН В. 1.2-2:2009

Таблиця 3.3. Таблиця визначення вітрового напору та швидкості вітру по районам

Вітровий район	1	2	3	4	5
Нормативний вітровий напір $W_o$ Па (кг/м <sup>2</sup> )	400 (40)	450 (46)	<b>500</b> <b>(51)</b>	550 (56)	600 (61)
Відповідна швидкість вітру $V_o$ , м/с	26	27	<b>29</b>	30	31

Характеристичний тиск для 3 вітрового району  $W_o = 500$  Па (51 кг/м<sup>2</sup>), рис. 3.3

Коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  приймається: - для граничного значення вітрового навантаження – 1,15; - для експлуатаційного значення вітрового навантаження – 0,50.

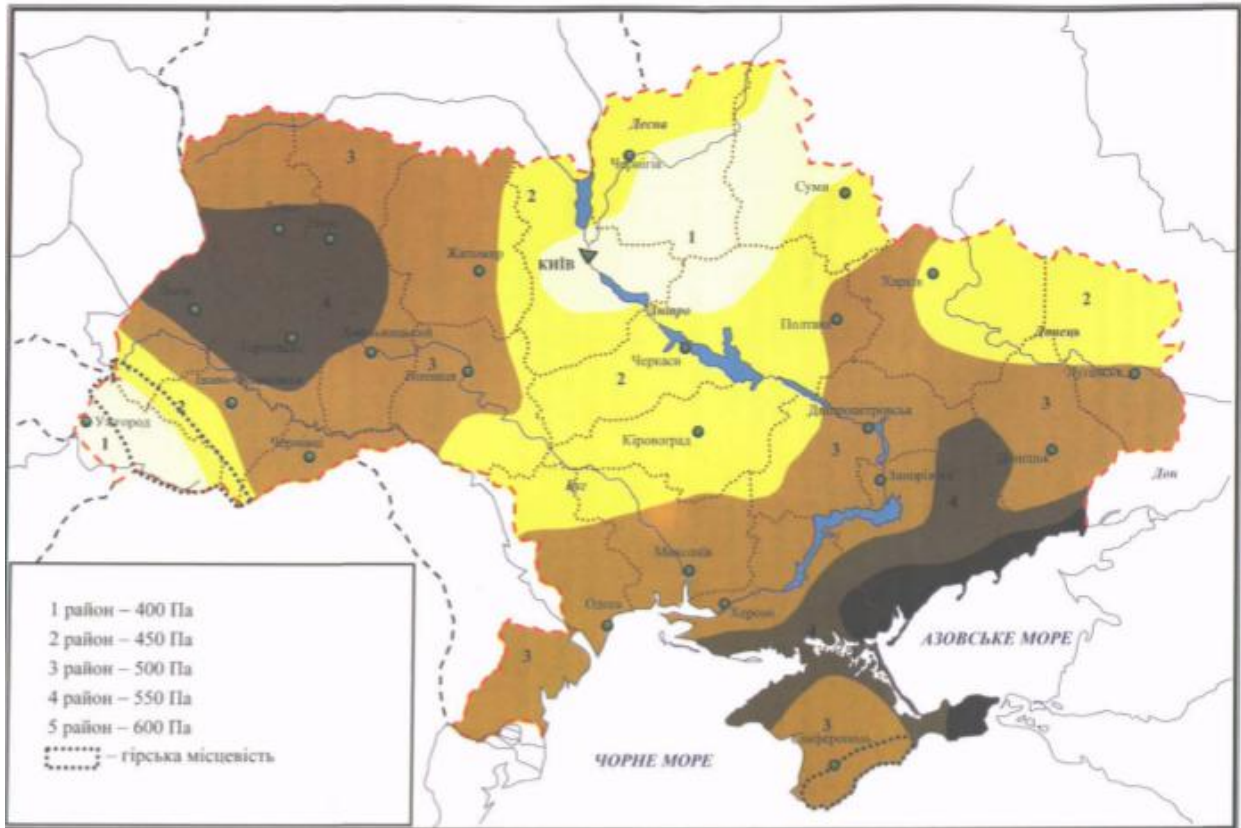


Рисунок 3.3 – Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

Коефіцієнт  $C$  визначається за формули 3.9

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_d \quad (3.9)$$

Де:

$C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається відповідно до додатка Л;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди враховує зростання вітрового навантаження в залежності від висоти над рівнем землі для I типу місцевості і визначається за таблицею 3.4

Таблиця 3.4 – Коефіцієнти вітрового навантаження

Старший період вертикальних власних коливань	Значення $C_h$ при $Z$ (м) над землею поверхнею								
	$\leq 0,5$	10	20	40	60	80	100	150	200
$\leq 0,25$	0,90	1,20	1,25	1,60	1,75	1,90	1,95	2,15	2,30
$> 0,25$	1,40	1,80	1,95	2,25	2,45	2,65	2,70	2,95	3,10

$C_d$  – коефіцієнт динамічності враховує інерційні сили при коливанні, а також вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнт слід знаходити на основі динамічних розрахунків. Коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює:

$C_d = 1,0$  – при періоді власних коливань  $\leq 0,25$  с;

$C_d = 1,2$  – при періоді власних коливань від 0,25 до 0,35 с.

$C_h = 1,2$

- вздовж осі X – у напрямку вітрового потоку, який орієнтується поперек мосту;

- вздовж осі Z – вертикально, у перпендикулярному напрямку вітру;

- вздовж осі Y – у напрямку вітрового потоку, який орієнтується по осі моста.

$C_{fx} = 1,9$

Аеродинамічний коефіцієнт  $C_{aer}$  враховує опір елемента у вітровому потоці в залежності від його форми і положення. Аеродинамічні коефіцієнти  $C_{aer}$  обчислюються для трьох напрямків:

$C_{fx}$  – у напрямі вздовж осі X;

$C_{fy}$  – у напрямі вздовж осі Y ;

$C_{fz}$  – у напрямі вздовж осі Z.

Коефіцієнт  $C_{FX}$  ( коефіцієнт лобового опору) для балок жорсткості із суцільною стінкою визначають відповідно графіку ДБН В.1.2-15:2009.  $b/d=2$ ;

$$C_{FX} = 1,9; \quad (3.10)$$

$$C_{fy} = 25\% C_{FX} = 1,9/4 = 0,475; \quad (3.11)$$

$$C_{fz} = 0,9. ; \quad (3.12)$$

Вітрові навантаження у напрямках X, Y не враховуються одночасно, а навантаження у напрямленні Z може бути викликано горизонтальною вітровою течією бідь-якого направлення, і повинно враховуватись одночасн з навантаженнями в напрямленні X або Y.

Вітрова площа з врахуванням площі шумозахисних екранів складає:

$$A_{red} = l_{прол} (h_{\sigma} + h_{эк}) = 110(3,63 + 3) = 729,3 \text{ м}^2 \quad (3.13)$$

$$\text{По X: } C = C_{aer} C_h C_d = 1,9 \cdot 1,2 \cdot 1 = 2,28; \quad (3.14)$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						35
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\text{По } Y: \quad C = 0,475 \cdot 1,2 \cdot 1 = 0,57; \quad (3.15)$$

$$\text{По } Z: \quad C = 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,08. \quad (3.16)$$

Розрахункові значення вітрового навантаження:

$$\text{По } X: \quad W_m = 1,15 \cdot 500 \cdot 2,28 = 1311 \text{ Па}; \quad (3.17)$$

$$\text{По } Y: \quad W_m = 1,15 \cdot 500 \cdot 0,57 = 327,75 \text{ Па}; \quad (3.18)$$

$$\text{По } Z: \quad W_m = 1,15 \cdot 500 \cdot 1,08 = 621 \text{ Па}. \quad (3.19)$$

### 3.2.6 Гальмівне навантаження

Нормативне горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування рухомого складу приймається 50% від ваги нормативного тимчасового вертикального навантаження ( вага візку в навантаження не враховується), але не менше 7,8К і не більш ніж 24,5К

$$T_{\text{мін}} = 7,8 \cdot 11 \cdot 2 = 171,6 \text{ кН}$$

$$T_{\text{макс}} = 24,5 \cdot 11 \cdot 2 = 539 \text{ кН} - \text{приймається у якості гальмівного навантаження}$$

### 3.2.7. Тертя в опорних частинах.

Зусилля від тертя в опорних частинах передається на опору в рівні верху підферменника. При визначенні горизонтального зусилля коефіцієнт тертя слід приймати згідно п.2.34, табл. 2.13 ДБН В.2.3-14:2009. Нижчі значення можна отримати при застосуванні опорних частин з антифрикційним матеріалом MSM.

### 3.3.5. Навантаження від власної ваги конструкції на стадії монтажу

Нормативне навантаження прогонової будови, для оцінки монтажних стадій прийняте 9.0 т/м – регулярний перетин. Нормативна вага аванбеку прийнята 2.5 т/м. Коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1.1$ .

Навантаження зазначені в даному розділі, є довідковими і мають бути уточнені в розділі проекту виконання робіт разом з спеціальними допоміжними спорудами та обладнанням по остаточно прийнятій схемі монтажу.

### 3.2.8 Тертя при насуванні

Насування балки жорсткості виконується по фторопласту або по нафтлену в період з температурами вищими за 0°C. Насування при від'ємних

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
											36
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

температурах забороняється!

Тиск на антифрикційну підкладку буде меншим за 100 кг/см<sup>2</sup>.

Таблиця 3.5 – Коефіцієнт тертя антифракційного матеріалу

Коефіцієнт тертя			
Тиск	Матеріал для насування	Температура	
		мінус	плюс
менше 100 кг/см <sup>2</sup>	фторопласт	0,12	0,07
	нафтлен	0,12	0,07
	метало-фторопласт	0,12	0,08
більше 100 кг/см <sup>2</sup>	фторопласт	0,09	0,06
	нафтлен	0,1	0,06
	метало-фторопласт	0,12	0,08

Приймаємо коефіцієнт тертя  $\mu = 0.07$  (характеристичне значення)

Коефіцієнт тертя при насуванні  $\gamma f = 1.3$ .

### 3.2.9 Осадки

Добовий максимум опадів складає 120 мм. При підрахунках об'єму ливневого стоку слід орієнтуватися на дощ часової інтенсивності з 5% ймовірності перевищення. Проектом в безнапірному режимі передбачена максимальна часова інтенсивність дощу 5 мм за годину чи 0,0833 мм/хв.

У випадках перевищення інтенсивності водовідвідний колектор працює в напірному режимі.

### 3.2.10 Монтажні навантаження прогонової будови та опор

Балку жорсткості прогонової будови мосту передбачається змонтувати на правому березі і насунути в проектне положення на опори. При цьому, на стадії розробки проекту була виконана оцінка напруженого стану надвинутої балки та опори.

Для збирання балки на стапелі рекомендовано використовувати козловий кран в/п не менше 45 т, що охоплює одну балку жорсткості. Підкрановий путь слід влаштувати в рівні поверхні землі на полушпалках, на щебеневій призмі товщиною 50 см та шириною 2 м.

Для монтажу балки методом насування не передбачається в лаштування

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							37

додаткових тимчасових опор. Схема обпирання балки жорсткості при насуванні 88+132+132+88 м.

Для опор існує обмеження у відхиленні верху ригеля до 30 мм на крайніх опорах і до 120 мм на проміжних, у разі перевищення даного значення, слід влаштувати тяжі, що можуть обмежувати переміщення, сприймаючи горизонтальну силу. Аванбек повинен мати будівельний підйом для компенсації прогину консолі балки, що насувається. Аванбек з нормативною вагою 2.5 т/м на одну гілку довжиною 60...70м. Для насування балки використовується два горизонтальних домкрати в/п по 200 т з 1200 мм-вим ходом поршня.

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						38
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## РОЗДІЛ 4

### РОЗРАХУНОК ОРТОТРОПНИХ ПЛИТ

Загальні дані

Розрахунок верхньої і нижньої ортотропних плит нерозрізної прогонової будови схемою 88+132+132+88 м автодорожнього міського мосту м. Дніпро необхідно виконувати за умови, що всі навантаження, діючі на конструкцію, обчислюються за методикою, викладеною у ДБН В.2.3-14:2009, а кількість розрахункових смуг руху дорівнює 2.

#### 4.1 Розрахунки зусиль

##### 4.1.1 Характеристики ліній впливу

Для визначення зусиль від сумісної роботи ортотропних плит з поздовжніми балками необхідно побудувати лінії впливу поперечних сил і згинаючих моментів в характерних точках: в середині прогонів і над проміжними опорами нерозрізної прогонової будови 88+132+132+88, як показано на рисунку 4.1

#### 4.2 Розрахунок навантажень

##### 4.2.1. Постійні навантаження від ваги прогонової будови і асфальтобетона

$$q_{\text{п}} = q_{\text{п}}^{\text{мет}} + q_{\text{п}} = (4.1 \cdot 51,7 + 64,1 = 115,8 \text{ кН/м} \quad (4.1)$$

$$q_{\text{п}}^{\text{асф}} = A_{\text{пр.част}} \cdot h_{\text{асф}} \cdot \rho_{\text{асф}} \cdot g \cdot \gamma_{\text{п}} = 13,5 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 64,1 \text{ кН/м} \quad (4.2)$$

$$q_{\text{п}}^{\text{мет}} = m_1 \cdot g \cdot \gamma_{\text{п}} = 4.791 \cdot 9.81 \cdot 1.1 = 51.7 \text{ кН/м} \quad (4.3)$$

Де:

$\gamma_{\text{п}} = 1,1$  – коефіцієнт надійності за постійним навантаженням;

$m_1 = 6,023$  т/м. пог – маса металу прогонової будови (на 1 пог.м.);

$g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>;

$A_{\text{пр.част}} = 13,5$  – ширина проїзної частини;

$h_{\text{асф}} = 0,11$  м – товщина асфальтобетонного покриття;

$\rho_{\text{асф}} = 2,2$  т/м<sup>3</sup> – щільність асфальтобетону;

$\gamma_{\text{п}} = 2,0$  - коефіцієнт надійності за постійним навантаженням;

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив		Жужгина А.О.			Розділ 4 Розрахунок ортотропних плит	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.					39	
Керів.розділу		Марочка В.В.						
Консульт.								
Н.контроль		Овчинников П.А.						
						ДНУЗТ, група МТ 2021		

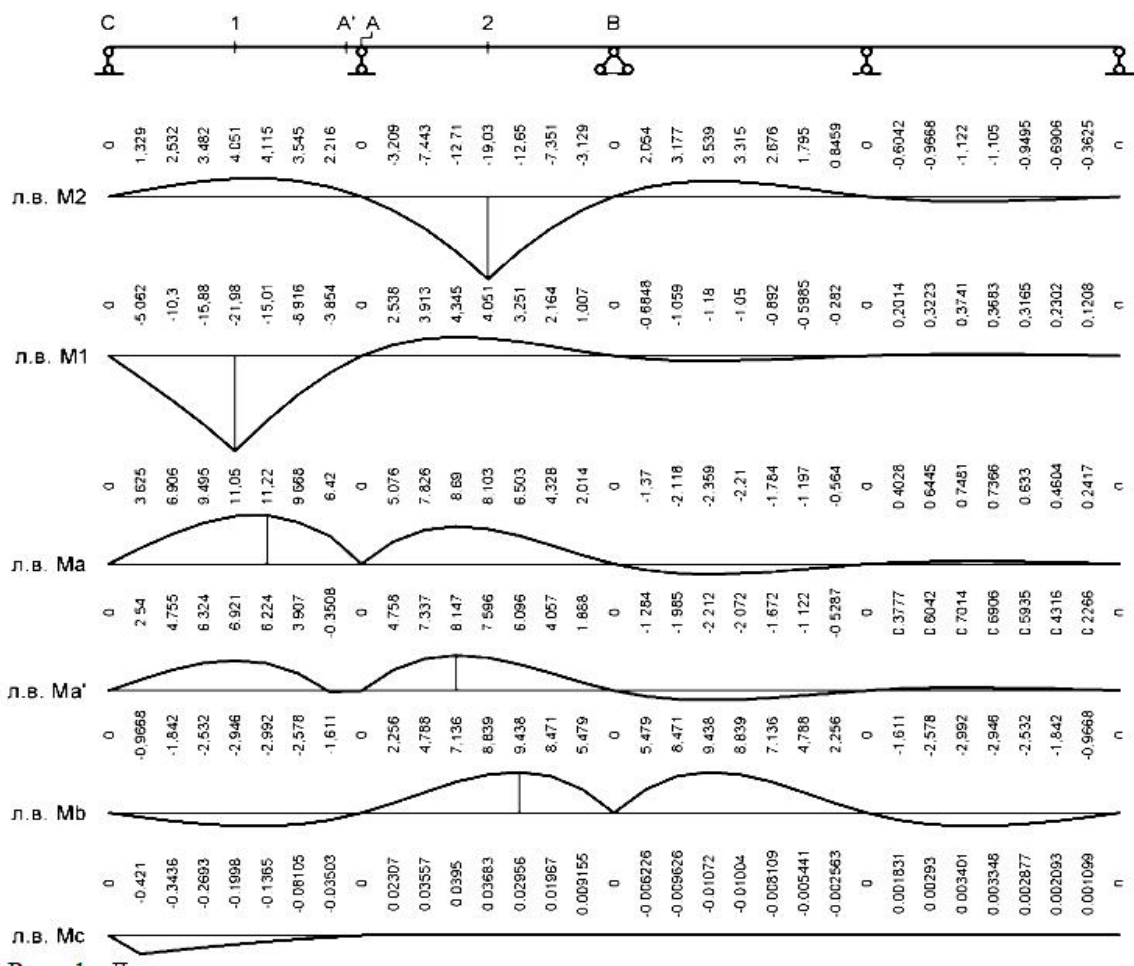
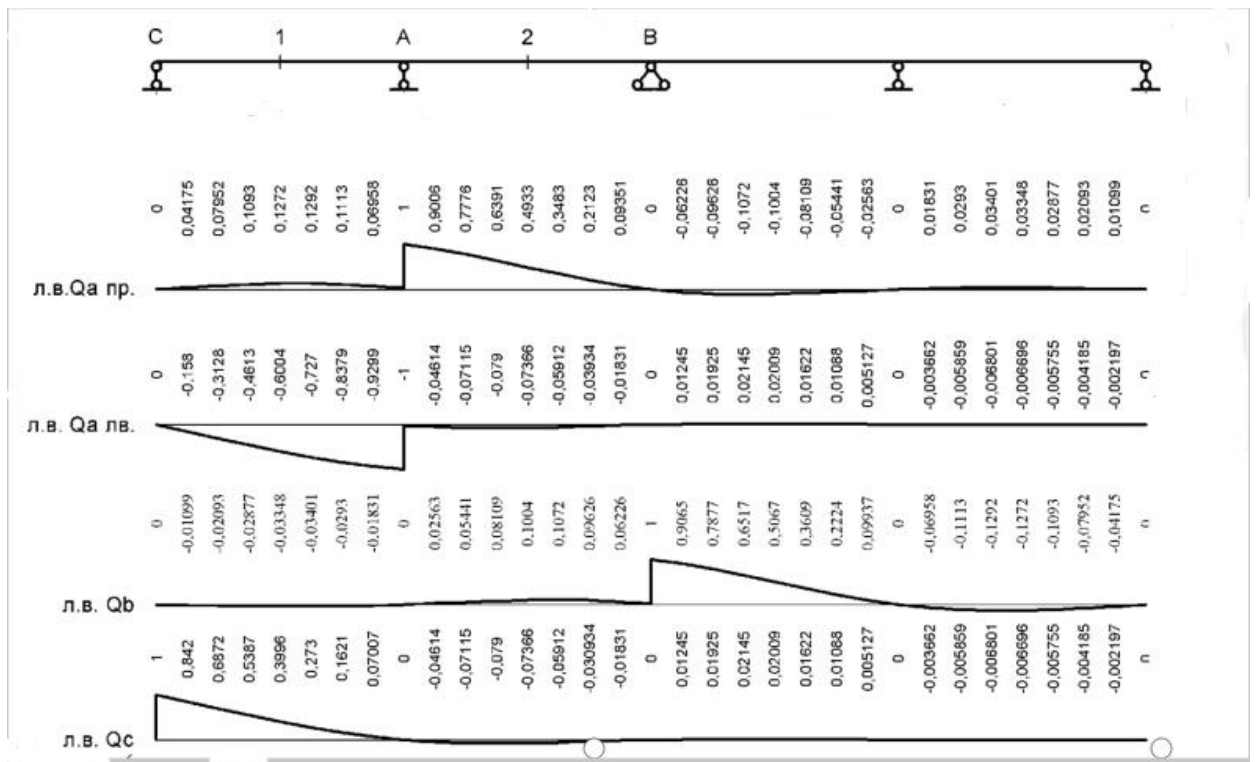


Рисунок 4.1 – Лінії впливу моментів і поперечних сил за довжиною нерозрізної прогонової будови 88+132+132+88 м.

#### 4.2.2. Пішохідні навантаження

$$q_T = A_T \cdot q_{\text{піш}} \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,96 \cdot 1,2 = 3,528 \text{ кН/м} \quad (4.4)$$

Де:

$A_T = 1,5\text{м}$  – ширина тротуару прогонової будови;

$q_{\text{піш}} = 1,96\text{кН/м}^2$  – нормативна інтенсивність пішохідного навантаження;

$\gamma_f = 1,2$  – коефіцієнт надійності від пішохідного навантаження;

#### 4.2.3. Рухоме навантаження А11

Перша модель завантаження являє завантаження всіх смуг мосту рівномірним навантаженням інтенсивності  $v$ , а також навантаження від двовісного тандему із зусиллям на вісь  $P$ .

Загальна інтенсивність навантаження від автотранспорту, з врахуванням кількості смуг і коефіцієнту смуг, визначається за формулою 4.5

$$v = 0,981 \cdot K \cdot \gamma_{fv} \cdot S_1 \cdot (1+\mu) = \quad (4.5)$$
$$0.981 \cdot 11 \cdot 1.20 \cdot 1.6 \cdot 1.1 = 22.79 \text{ Кн/м}$$

Де:

$K=11$  – клас навантаження [1]

$\gamma_{fv} = 1,20$  – коефіцієнт надійності для рівномірно розподіленого навантаження [1]

- динамічний коефіцієнт [1]

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{15}{37,5+1} = 1 + \frac{15}{37,5+110} = 1,1 \quad (4.6)$$

Оскільки кількість завантажених смуг руху автотранспорту не повинно перевищувати проектну кількість смуг прогонової будови, то коефіцієнт смугастості для визначення від завантаження полосами АК слідусе прийняти [1]

$$S_1 = (1,0+0,60) = 1,60 \quad (4.7)$$

Зусилля на вісь тандему отримаємо у вигляді формули 4.7

$$P = 9,81 \cdot K \cdot S_1 \cdot \gamma_f \cdot (1 + \mu) = 9,81 \cdot 11 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \cdot 1,1 = 356,103 \text{ кН} \quad (4.8)$$

Де:

$\gamma_f = 1,50$  – коефіцієнт надійності навантаження від 2 вісьового візка [1]

$$S_1 = (1,0+1,0) = 2,0 \text{ – коефіцієнт смугастості} \quad (4.9)$$

									Арк.
									41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

#### 4.2.4 Рухоме навантаження НК80

Друга модель завантажень містить поодинокі навантаження від чотирьовісного тандему НК, з навантаженням на вісь формула 4.8

$$P = P_1 \cdot \gamma_{\text{фнк}} \cdot (1 + \mu)_{\text{нк}} = 196 \cdot 1 \cdot 1 = 196 \text{ кН} \quad (4.10)$$

Де:

$\gamma_{\text{фнк}} = 1,0$  – коефіцієнт надійності за тимчасовим навантаженням [1]

$(1 + \mu)_{\text{нк}}$  – динамічний коефіцієнт [1]

1.3 Визначення максимальних згинаючих моментів і поперечних сил в перерізах прогонової будови наведені в рисунку 4.2

Оскільки довжина навантажених ліній впливу значно більша 20м, то навантаження колісних візків при навантаженні приймаються:

Для А11:  $P = 2 \cdot P_{A15} = 2 \cdot 356,103 = 712,206 \text{ кН} \quad (4.11)$

Для НК-80:  $P = 4 \cdot P_{\text{НК-80}} = 4 \cdot 196 = 784 \text{ кН} \quad (4.12)$

З таблиці 4.1 видно, що максимальний за модулем згинаючий момент від дії поєднання рухомого і постійного навантаженні дорівнюють

- в точці над опорою А (рис.4.1):  $M_A = - 202240,04 \text{ кНм}$ ;
- в середині прогону АС (рис.4.1):  $M_1 = 163845,26 \text{ кНм}$ ;

Тип Л.В.	Площадь участка л.в.							Нагрузки, кНм (кН)				Усилия				Сочетания нагрузок		
	ω1	ω2	ω3	ω4	max	Σω+	Σω-	Временная А11				НК-80	от пост.		max	min	max	min
								qд	р	q-зм	КНМ		v	р				
M2	-292.463	900.928	-239.276	79.758	19.030	980.686	-531.739						51988.08	52886.83	-13978.34	14919.52	104874.90	38009.73
M1	1113.778	-292.449	79.012	-26.587	21.980	1192.789	-319.036						101180.64	62664.62	-8386.81	17232.32	163845.26	92793.83
Ma	-802.780	-584.925	159.528	-53.173	-11.220	159.528	-1440.878						-148380.34	4193.66	-53859.69	-8796.48	-144186.69	-202240.04
Ma'	-381.978	-548.336	149.541	-49.852	-8.147	149.541	-980.166						-96186.39	3931.13	-37371.29	-6387.248	-92255.26	-133557.68
Mb	212.682	-638.096	-638.096	212.682	-9.438	425.365	-1276.193						-98525.88	11181.98	-46992.15	-7399.392	-87343.90	-145518.03
Mc	-20.436	2.659	-0.725	0.242	-0.421	2.900	-21.161	115.8	22.76	712.21	3.528	784	-2114.62	76.24	-1155.97	-330.064	-2038.38	-3270.59
Qa — п	-9.183	-47.640	7.250	-2.417	1.000	7.250	-59.240						-6020.46	1614.99	-1557.30	784	-4405.46	-7577.75
Qa — л	55.375	5.317	-1.450	0.483	-1.000	61.176	-1.450						6916.27	183.79	-1462.53	-784	7100.06	5453.73
Qb	2.417	-7.250	-48.610	9.183	1.000	11.600	-55.860						-5125.26	1729.35	-1468.44	784	-3395.91	-6593.70
Qc	-40.874	5.202	-1.450	0.483	1.000	5.685	-42.324						-4242.82	1573.86	-1112.62	784	-2668.95	-5355.44

Рисунок 4.2 – Розрахунок максимальних зусиль згинаючих моментів нерозрізної прогонової будови 88+132+132+88 м

4.3 Визначення геометричних характеристик перерізу прогонової будови з урахуванням коефіцієнтів редукції ортотропних плит

При згинанні балок верхня і нижні ортотропні плити вмикаються в

																				Арк.	
																					42
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата																	

011.160012.ДР.2021.000

роботу спільно зі стінками поздовжніх балок тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінок на плити. При цьому необхідно враховувати, що у цьому випадку до роботи вмикається тільки частина ортотропної плити на ділянці « ефективної ширини»  $b_{Bf}$ , котра менша номінальної ширини плити  $b_0$ . Відношення ефективної ширини  $b_{Bf}$  до номінальної ширини плити  $b_0$  складає коефіцієнт редукації  $\beta$ :

$$b_{Bf} = \beta \cdot b_0$$

Розрахунок коефіцієнтів редукації для різних ділянок верхньої і нижньої ортотропної плит, а також розрахункові геометричні характеристики поперечних перерізів в кожній  $1/8L$  нерозрізної прогонової будови, з врахуванням коефіцієнтів редукації.

Значення моментів інерції перерізів прогонової будови (для визначення напруги в елементах ортотропних плит від їх згину, при сумісній роботі у складі всієї прогонової будови) в середині прогону і на опорі винесені до таблиці 4.1

Таблиця 4.1 – Геометричні характеристики поперечних перерізів прогонової

Назва перетину	$A, m^2$	$Y_{max}, M$	$Y_{min}, M$	$I_x, m^2$
Перетин в т. С (0)	0,5196	2,4388	1,1892	1,2213
Перетин в т. 1 (4)	0,5472	2,3170	1,3110	1,1985
Перетин в т. А <sup>1</sup> (8.1)	0,5094	2,0075	1,6205	1,0660
Перетин в т. А (8)	0,6152	1,9054	1,7226	1,2496
Перетин в т. 2 (12)	0,5125	2,4637	1,1643	1,1849
Перетин в т. В (16)	0,4828	2,0492	1,5788	1,01

#### 4.4 Розрахунок верхньої ортотропної плити

Розрахункові перерізи поздовжнього і поперечного ребер приведені на рис. 4.3 та рис. 4.4

Розрахункові геометричні характеристики поздовжнього ребра:

$$A_{\text{поп}} = 6,72 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$y_c = 0,1506 m$$

$$I_{sl} = 2,169 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$y_{max} = 0,0434 m$$

$$y_{min} = -0,510 m$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		43

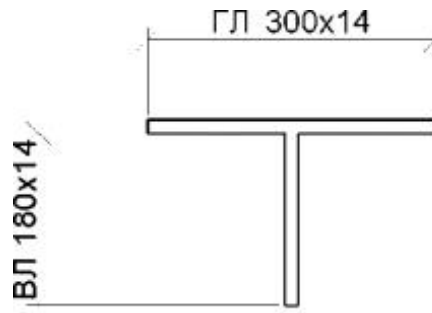


Рисунок 4.3 – Розрахунковий перетин поздовжнього ребра верхньої ортотропної плити

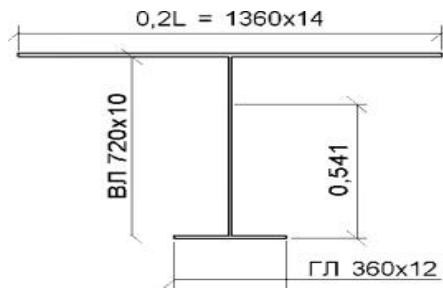


Рисунок 4.4а – Розрахунковий перетин поперечного ребра ортотропної плити між головними балками прогонової будови

Розрахункові геометричні характеристики поперечного ребра:

$$A = 3.044 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$y_c = 0,5407\text{м}$$

$$I_{sl} = 2.408 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$y_{\max} = 0.2053\text{м}$$

$$y_{\min} = -0.5407\text{м}$$

Розрахункові геометричні характеристики поперечного ребра:

$$A = 3.044 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$y_c = 0,5407\text{м}$$

$$I_{sl} = 2.408 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$y_{\max} = 0.2053\text{м}$$

$$y_{\min} = -0.5407\text{м}$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						44
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

#### 4.4.1 Розрахунок поздовжнього ребра

Розрахунковою схемою поздовжнього ребра верхньої ортотропної плити приймемо трипрогонову нерозрізну балку з прогоном  $l = 3\text{ м}$  – відстань між поперечними балками прогонової будови. Лінії впливу згинаючих моментів в середині розрахункового прогону і на опорі (в точці перетину поздовжнього ребра з поперечним) показані на рисунку 4.5

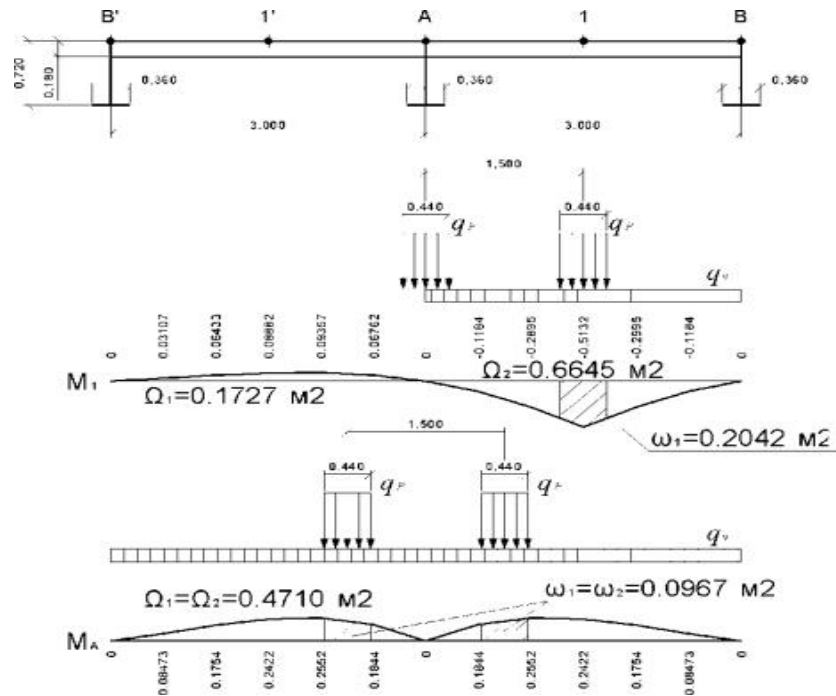


Рисунок 4.5 – Лінії впливу згинаючих моментів в середині розрахункового прогону і на опорі

#### Визначення навантажень

Постійні навантаження від ваги поздовжнього ребра і асфальтобетона

$$q_{\text{п}} = q_{\text{п}}^{\text{мет}} + q_{\text{п}}^{\text{асф}} = 0,569 + 1,424 = 1,993 \text{ кН/м} \quad (4.13)$$

$$q_{\text{п}}^{\text{асф}} = a_{\text{сеч}} \cdot h_{\text{асф}} \cdot \rho_{\text{асф}} \cdot g \cdot \gamma_{\text{п}} = 0,3 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 1,424 \text{ кН/м} \quad (4.14)$$

$$q_{\text{п}}^{\text{мет}} = A \cdot l \cdot \rho_{\text{м}} \cdot g \cdot \gamma_{\text{п}} = 6,72 \cdot 10^{-3} \cdot 1,7,85 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 0,569 \text{ кН/м} \quad (4.15)$$

де:

$\gamma_{\text{п}} = 1,1$  – коефіцієнт надійності за постійним навантаженням;

$a_{\text{сеч}} = 0,3 \text{ м}$  – ширина ГЛ розрахункового перетину поздовжнього ребра;

										Арк.
										45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

$$g = 9,81 \text{ м/с}^2;$$

$A_{\text{пр.частини}} = 13,5$  – ширина проїзної частини;

$h_{\text{асф}} = 0,11 \text{ м}$  – товщина асфальтобетонного покриття;

$\rho_{\text{асф}} = 2,2 \text{ т/м}^3$  – щільність асфальтобетону;

$\gamma_{\text{п}} = 2,0$  - коефіцієнт надійності за постійним навантаженням;

- Рухоме навантаження А11

Довжина ділянки вздовж поперечного ребра, вздовж котрого поширюється тиск від коліс тандема складе:

$$d_1 = d + 2 \cdot h_{\text{асф}} = 0,6 + 2 \cdot 0,11 = 0,82 \text{ м} \quad (4.16)$$

Загальна інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як:

$$v = \frac{0,981 \cdot K \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu)_v}{2} \quad (4.17)$$

$$v = \frac{0,981 \cdot 11 \cdot 1,20 \cdot 1,1}{2} = 7,122 \text{ кН/м} \quad (4.18)$$

$K=11$  – клас навантаження [1]

$\gamma_{fv} = 1,20$  – коефіцієнт надійності для рівномірно розподіленого навантаження [1]

$(1 + \mu)$  – динамічний коефіцієнт [1]

Інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як частина від загального навантаження, розподіленою поперек мосту:

$$q_v = \frac{v \cdot a_{\text{сеч}}}{d_1} = \frac{7,122 \cdot 0,3}{0,82} = 2,61 \text{ кН/м} \quad (4.19)$$

Зусилля на полувісь тандема отримаємо у вигляді:

$$P = \frac{9,81 \cdot K \cdot \gamma_{fP} \cdot (1 + \mu)_P}{2} \cdot \omega_P \quad (4.20)$$

$$\frac{9,81 \cdot 11 \cdot 1,5 \cdot 1,1}{2} \cdot 0,3 = 26,707 \text{ кН}$$

$\gamma_{fP} = 1,50$  – коефіцієнт надійності тимчасового навантаження [1]

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		46

$\omega_p = 0,3 \text{ м}^2$  – площа лінії впливу опорної реакції нерозрізної балки з прогонами рівними відстанями між поздовжніми ребрами.

Довжина ділянки вздовж поздовжнього ребра, вздовж якого поширюється тиск від коліс тандема складає:

$$c_1 = c + 2 \cdot h_{ac\phi} = 0,2 + 2 \cdot 0,11 = 0,42 \quad (4.21)$$

Інтенсивність розподіленого навантаження від коліс тандемів складає:

$$q_p = \frac{P}{c_1} = \frac{26,707}{0,42} = 63,59 \text{ кН/м} \quad (4.22)$$

#### 4.4.2 Визначення згинаючих моментів і зусиль

Згинаючий момент в розрахунковому перерізі поздовжнього ребра обчислюється за формулою 4.22

$$M_{sl} = M_1 + M \quad (4.23)$$

Де:

$M_1$  – згинаючий момент в окремому поздовжньому ребрі, розрахунковий перетин котрого включає прилягаючі ділянки листа настилу, розглянутим як нерозрізна балка на жорстких опорах.

$M$  – згинаючий момент в опорному перерізі поздовжнього ребра при згині ортотропної плити між головними балками, який обчислюється завантаженням поверхнею впливу навантаження, котра прикладається на вузлах перетину поздовжніх ребер плити з поперечними.

Для визначення ординат поверхні лінії впливу згинаючого моменту  $M$  визначають коефіцієнт, котрий характеризує згинаючу жорсткість ортотропної плити, котрий визначається за формулою 4.23

$$z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \frac{I_{sl}}{a_{сеч} * I_s} \quad (4.24)$$

$$q_p = 0,0616 \frac{6,8^4}{3,0^3} \frac{2,169 * 10^{-5}}{0,3 * 2,408 * 10^{-3}} = 0,146 \quad (4.25)$$

Де:

$L = 6,8 \text{ м}$  – проліт поперечного ребра

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			47



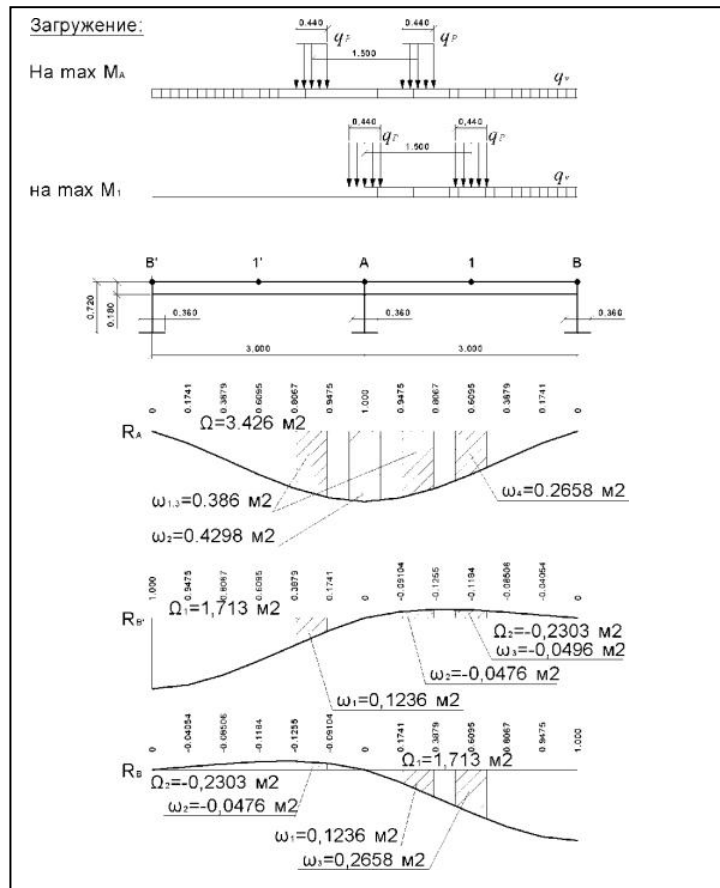


Рисунок 4.6 – Лінії впливу реакцій опор

$$R_B = \Omega_1 \cdot q_v + \omega_3 \cdot q_p$$

$$R_B = 1,713 \cdot 2,61 + 0,2658 \cdot 63,59 = 21,37 \text{ кН}$$

$$R_B' = \Omega_2 \cdot q_v + \omega_3 \cdot q_p \quad (4.31)$$

$$R_B' = -0,2303 \cdot 2,61 - 0,0496 \cdot 63,59 = -3,76 \text{ кН}$$

Тоді значення згинаючого моменту M буде визначатися як:

$$M = (R_B + R_B') \cdot M_{1,12} + R_A \cdot M_{1,11} \quad (4.32)$$

При навантаженні на максимум MA

$$M = -0,009476 \cdot 2 \cdot 8,7 + 0,01699 \cdot 58,03 = 1,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При навантаженні на максимум M1

$$M = -0,009476 \cdot (21,37 - 3,76) + 0,01699 \cdot 53,18 = 0,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для визначення значень згинаючого моменту M1 скористаємося лініями впливу, наведених на рисунку 4.5. Тоді значення M1 буде обчислюватись за формулою:

$$M_1 = q_v \cdot \Omega + q_p \cdot \omega \quad (4.33)$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		49

При завантаженні на максимум  $M_A$

$$M_1 = -2 \cdot 0,0967 \cdot 63,59 - 2 \cdot 0,4170 \cdot 2,61 = -14,48 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

При навантаженні на максимум  $M_1$

$$M_1 = 0,2042 \cdot 63,59 + 0,6645 \cdot 2,61 = 14,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Згинаючий момент в розрахунковому перетині поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень обчислюється:

При завантаженні на максимум в точці А:

$$M_{sl(A)} = M_1 + M \tag{4.34}$$

$$M_{sl(1)} = -14,48 + 1,15 = -13,33 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

При завантаженні на максимум в точці 1:

$$M_{sl(1)} = M_1 + M \tag{4.34}$$

$$M_{sl(1)} = 14,72 + 0,74 = 15,46 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Значення поздовжніх нормальних зусиль в розрахунковому перетині буде визначатися за формулою:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x} \tag{4.35}$$

Де:

$M$  – значення згинаючого моменту в розрахунковому перетині

$I_x$  – момент інерції

$y$  – відстань від нейтральної вісі перетину, в котрій визначається напруга

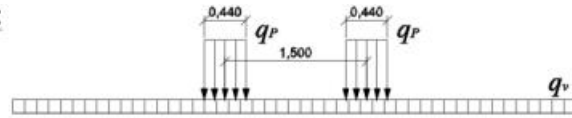
Значення поперечних сил, діючих на поздовжнє ребро від дії місцевих навантажень обчислюються шляхом завантаження ліній впливу поперечних сил

$Q$  приведені на рисунку 4.7

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			50

Загружение:

На max M<sub>A</sub>



на max M<sub>1</sub>

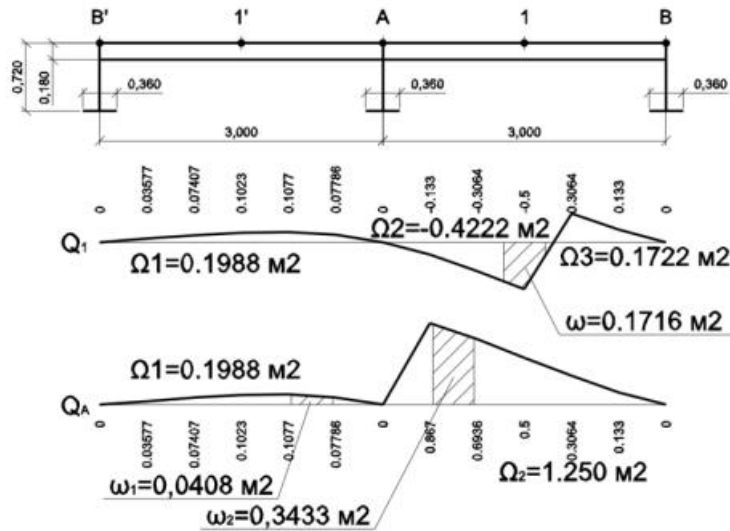
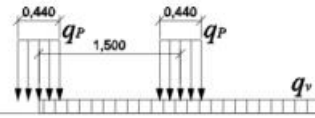


Рисунок 4.7 – Завантаження ліній впливу шляхом поперечних сил

$$Q_1 = (\Omega_2 + \Omega_3) \cdot q_v + \omega \cdot q_p \quad (4.36)$$

$$Q_1 = (-0,4222 + 0,1722) \cdot 2,61 + 0,1716 \cdot 63,59 = 10,26 \text{ кН}$$

$$Q_A = (\Omega_2 + \Omega_3) \cdot q_v + (\omega_1 + \omega_2) \cdot q_p \quad (4.37)$$

$$Q_A = (0,1988 + 1,250) \cdot 2,61 + (0,3433 + 0,0408) \cdot 63,59 = 28,21 \text{ кН}$$

4.4.3 Перевірка міцності розтягнутого крайнього нижнього волокна поздовжнього ребра. Дані перевірки міцності виконуються в зоні максимальних розтягнутих моментів від дії місцевих навантажень і навантажень від роботи плити сумісно з поздовжніми балками прогонової будови.

Перевірка 1

$$\psi \cdot \sigma_{xc} + m_1 \cdot \chi_1 \cdot \sigma_{xp} \leq R_y \cdot m \quad (4.38)$$

Де:

$\sigma_{xc}$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від згину плити при сумісній роботі з головними балками ( в місці обпирання прогону головних балок)

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						51

$$\sigma_{xc} = \frac{M_A * y_1^{\text{надпорой}}}{I_x^{\text{оп}}} \quad (4.39)$$

$$\sigma_{xc} = \frac{202240,04 * (1,7226 - 0,014 - 0,18)}{1,2496} = 247,4 \text{ МПа}$$

$\sigma_{xc}$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень (обчислюється для точки в середині розрахункового прогону поздовжнього ребра):

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(1)} * y_{sl(1)}}{I_{sl}} \quad (4.40)$$

$$\sigma_{xp} = \frac{15,46 * 0,1506}{2,169 * 10^{-5}} = 107,34 \text{ МПа}$$

$\Psi$  – коефіцієнт, котрий визначається згідно [1] в залежності від геометричних характеристик розрахункового перетину

$$A_{fmin} = 0$$

$$\frac{A_{fmin}}{A_{fmax}} = 0; \frac{A_{fmax}}{A_w} = \frac{0,0042}{0,00252} = 1,67 \quad (4.41)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{xc}}{R_y * m} = \frac{190,7}{350 * 1} = 0,545 - \text{коефіцієнт} \quad (4.42)$$

$$A_{fmax} = 0,3 * 0,014 = 0,042 \text{ м}^2;$$

$$A_w = 0,18 * 0,014 = 0,00252 \text{ м}^2 \quad (4.43)$$

Підставивши всі дані, шляхом інтерполяції отримаємо

$$\Psi = 1,00$$

$m_1$  – коефіцієнт, котрий обчислюється шляхом інтерполяції значень [1] в

$$\text{залежності від відношення } \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}} = \frac{247,4}{107,34} = 2,305, m_1 = 0,13. \quad (4.44)$$

$\chi_1 = 0,9$  – коефіцієнт впливу власних остаточних напруг

$m = 1,00$  – коефіцієнт умов роботи, прийнятий згідно [1]

$R_y = 350$  МПа – розрахунковий опір для сталі 10ХСНД

$$\Psi * \sigma_{xc} + m_1 * \sigma_{xp} \leq R_y * m \quad (4.45)$$

$$1,00 * 247,4 + 0,13 * 0,9 * 107,34 = 259,96 \text{ МПа} \leq 350 * 1,00 = 350 \text{ МПа}$$

Умова виконується

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						52
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## Перевірка 2

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq R_{up} \cdot m \cdot m_2$$

$$247,4 + 107,34 = 354,74 \text{ МПа} \leq 390 \cdot 1 \cdot 1,6 = 624 \text{ МПа} \quad (4.46)$$

Умова виконана

Де:

$m_2$  – коефіцієнт, котрий обчислюється шляхом інтерполяції значень [1] в залежності від відношення 4.45

$$\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}} = 2,305, m_2 = 1,60. \quad (4.47)$$

$R_{up} = 390 \text{ МПа}$  – нормативний опір для сталі 10ХСНД

### 2.1.3. Перевірка міцності стиснутого крайнього нижнього волокна

поздовжнього ребра. Виконується в перетинах поздовжніх ребер, розташованих над поперечними балками в зоні, де ортотропна плита стиснута від загальної роботи мосту.

$$\Psi \cdot \sigma_{xc} + \frac{\chi_2 \cdot \sigma_{xp}}{\kappa} \leq R_y \cdot m \quad (4.48)$$

$\sigma_{xc}$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від згину плити при сумісній роботі з головними балками ( в середині розрахункового прогону головних балок)

$$\sigma_{xc} = \frac{M_{Ac} \cdot y_1}{I_x^{прот}} = \frac{163845,26 \cdot (1,311 - 0,014 - 0,18)}{1,1985} = 152,704 \text{ М} \quad (4.49)$$

$\sigma_{xp}$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень (обчислюється для точки обпирання розрахункового прогону поздовжнього ребра.

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(A)} \cdot y_{sl(A)}}{I_{sl}} = \frac{13,33 \cdot 0,1506}{2,169 \cdot 10^{-5}} = 92,55 \text{ МПа} \quad (4.50)$$

$\Psi$  – коефіцієнт, котрий обчислюється згідно [1] в залежності від геометричних характеристик розрахункового перетину

$$(4.51)$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		53

$$A_{fmin} = 0; \quad A_{fmax} = 0,3 * 0,014 = 0,042\text{м}^2; \quad (4.52)$$

$$A_w = 0,18 * 0,014 = 0,00252\text{м}^2 \quad (4.53)$$

$$\frac{A_{fmin}}{A_{fmax}} = 0; \frac{A_{fmax}}{A_w} = \frac{0,042}{0,00252} = 1,67 \quad (4.54)$$

$$\omega = \frac{\sigma_{xc}}{R_y * m} = \frac{-130,03}{350 * 1} = -0,372 - \text{коэффициент} \quad (4.55)$$

$$\tau_m = \frac{Q_p}{h_w * t_w} = \frac{28,21}{0,18 * 0,014} = 11,19\text{МПа} < 0,25R_s = 50,25\text{МПа} \quad (4.56)$$

$$R_s = \frac{0,58 * R_{yp}}{\gamma_m} = \frac{0,58 * 390}{1,125} = 201,07\text{МПа} \quad (4.57)$$

$$K = K_1 = 1,243 \quad (4.58)$$

$\chi_2 = 1,1$  – коефіцієнт впливу власних остаточних напружень

$$\psi * \sigma_{xc} + \frac{\chi_2 * \sigma_{xp}}{K} \leq R_y * m \quad (4.59)$$

$$1,00 * 152,704 + \frac{1,1 * 92,55}{1,243} = 234,607\text{МПа} \leq 350 * 1 = 350\text{МПа} \quad (4.60)$$

Умова виконана

#### 4.4.3 Перевірки міцності поперечної балки

Розрахунковими схемами поперечної балки прийняті:

- а) балка на двох опорах, розрахунковою довжиною 6,8м
- б) жорстко зацямлена консоль, розрахунковою довжиною 3,8м

Для виконання всіх необхідних перевірок міцності поперечного ребра, необхідно визначити значення згинаючого моменту і поперечної сили в середині розрахункового прогону поперечної балки, в точці її обпирання і зацямлення.

Лінії впливу згинаючого моменту для токи всередині прогону, поперечної сили для токи на опорі поперечної балки, а також схеми завантаження в самому невідгідному положенні навантаження.

Значення постійного навантаження, розподілено по довжині поперечної балки, визначається як:

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			54

$$q_{\pi} = q_{\text{весапрод. и попер. ребер}} + q_{\text{а.б.}} = \left( \frac{6,72 \cdot 10^{-3} \cdot 3,0}{0,3} + 0,72 \cdot 0,01 + 0,36 \cdot 0,012 \right) \cdot 9,81 \cdot 7,85 \cdot 1,25 + 3,0 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 21,82 \text{ кН/м} \quad (4.61)$$

Максимальний згинаючий момент від постійного навантаження в середині розрахункового прогону поперечної балки:

а) для ділянки між головними балками:

$$M_{\pi} = \frac{q l^2}{8} = \frac{21,82 \cdot 6,8^2}{8} = 126,12 \text{ кНм} \quad (4.63)$$

б) для консолі:

$$M_{\pi} = \frac{q l_{\text{консоли}}^2}{2} = \frac{21,82 \cdot 3,8^2}{2} = 157,54 \text{ кНм} \quad (4.64)$$

Максимальна поперечна сила від постійного навантаження в опорному перетині розрахункового прогону поперечної балки:

а) для ділянки між головними балками:

$$Q_{\pi} = \frac{q l}{2} = \frac{21,82 \cdot 6,8}{2} = 74,19 \text{ кН} \quad (4.65)$$

б) для консолі:

$$Q_{\pi} = q l = 21,82 \cdot 3,8 = 82,92 \text{ кН} \quad (4.66)$$

Завантаживши лінію впливу  $R_A$  (рисунок 4.6) отримаємо максимальну реакцію поперечного ребра на тиск рухомого навантаження:

$$P_2 = \Omega \cdot q_v + 2 \cdot \omega_{1,2} \cdot q_p = \frac{3,426 \cdot 0,981 \cdot 11 \cdot 1,20 \cdot 1,1}{2} + \frac{2 \cdot 0,386 \cdot 9,81 \cdot 11 \cdot 1,5 \cdot 1,1}{2} = 93,13 \text{ кН/м} \quad (4.67)$$

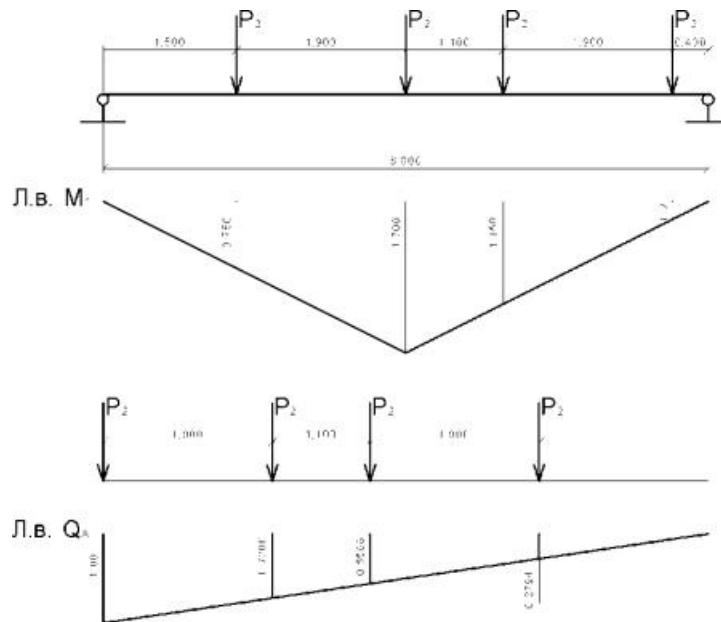


Рисунок 4.8 – Завантаження ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови

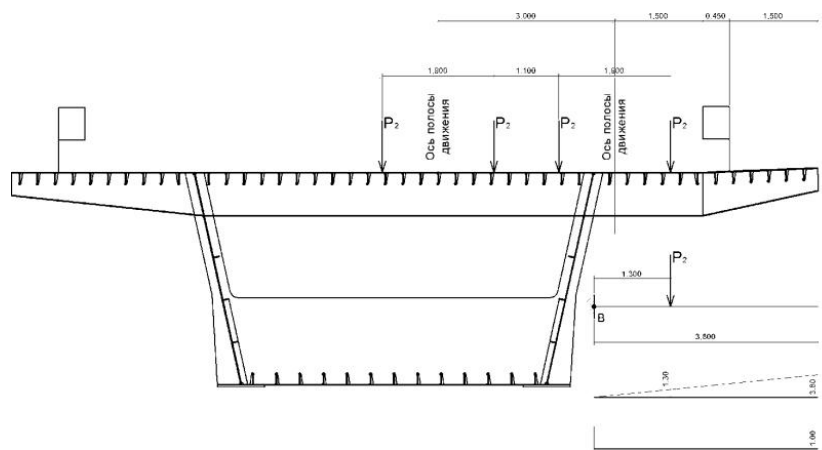


Рисунок 4.8б – Завантаження консолі поперечної балки

Перевірка міцності згідно розрахункової схеми №1 – для ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови

$$M_s = M_{\pi} + M_{вр} = 126,12 + 353,894 = 480,014 \text{кНм} \quad (4.68)$$

$$Q_s = Q_{\pi} + Q_{вр} = 74,19 + 238,301 = 312,491 \text{кНм} \quad (4.69)$$

А також для перерізу, перемикаючого до головної балки

$$\tau \leq R_s m \quad (4.70)$$

$$A_{fmin} = 0,36 * 0,012 = 4,32 * 10^{-3} \text{м}^2; \quad (4.71)$$

$$A_{fmax} = 1,36 * 0,014 = 19,04 * 10^{-3} \text{м}^2; \quad (4.72)$$

$$A_w = 0,72 * 0,01 = 7,2 * 10^{-3} \text{м}^2 \quad (4.73)$$

										Арк.
										56
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.160012.ДР.2021.000					

$$\frac{A_{fmin}}{A_w} = \frac{4,32 * 10^{-3}}{7,2 * 10^{-3}} = 0,6 \quad (4.74)$$

$$\frac{A_{fmin} + A_w}{A} = \frac{4,32 + 7,2}{30,56} = 0,377 \quad (4.75)$$

Шляхом інтерполяції отримаємо значення  $\chi=1,129$

Де:

$\chi$  – коефіцієнт, котрий визначається згідно [1] в залежності від геометричних характеристик розрахункового перерізу

$$\frac{\sigma_{yp}}{\chi} = \frac{M_s * y_1}{I_s * \chi} = \frac{480,014 * (0,5407 - 0,012)}{2,408 * 10^{-3} * 1,129} = 93,35 \text{ МПа} \quad (4.76)$$

$$93,35 < R_{y,m} = 350 \text{ МПа}$$

Умова виконана

Максимальне значення для дотичних напруг, виникаючих в перерізі поперечної балки в зоні її обпирання зі сторони середини прогону обчислюються по формулі 4.80

$$\tau = \frac{Q_s * S_x}{I_s * b(y)} = \frac{312,491 * 3,711 * 10^{-3}}{2,408 * 10^{-3} * 0,01} = 48155 \text{ кН/м}^2 \quad (4.77)$$

$$48,16 \text{ МПа} < R_{s,m} = 201,07 \text{ МПа} \quad (4.78)$$

Умова виконана

Де:

$S_x$  – статистичний момент інерції для розрахункового перерізу поперечної балки

$$S_x = 0,36 * 0,012 * (0,541 - \frac{0,012}{2}) + (0,541 - 0,012) * 0,01 * (\frac{0,541 - 0,012}{2}) = 2,311 * 10^{-3} + 1,4 * 10^{-3} = 3,711 * 10^{-3} \text{ м}^3 \quad (4.79)$$

$$I_s = 2,408 * 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$b(y) = 0,01 \text{ м}$$

Перевірка міцності згідно розрахункової схеми №2 – для консольної ділянки поперечної балки

$$M_s = M_{п} + M_{вп} = 157,54 + 121,069 = 278,61 \text{ кНм} \quad (4.80)$$

$$Q_s = Q_{п} + Q_{вп} = 82,92 + 93,13 = 176,05 \text{ кНм} \quad (4.81)$$

Міцність крайнього нижнього волокна поперечної балки перевіряється для середини прогону по формулі 4.87, а також для перерізу, перетинаючого до головної балки по формулі 4.88

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
						57
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

(4.82)

$$A_{fmin} = 0;$$

$$A_{fmax} = 1,36 * 0,014 = 19,04 * 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$A_w = 0,72 * 0,01 = 7,2 * 10^{-3} \text{ м}^2$$

(4.83)

$$\frac{A_{fmin}}{A_w} = \frac{0}{7,2 * 10^{-3}} = 0$$

(4.84)

$$\frac{A_{fmin} + A_w}{A} = \frac{0 + 7,2}{30,56} = 0,2356$$

(4.85)

Шляхом інтерполяції отримаємо значення  $\chi=1,255$

$$\frac{\sigma_{yp}}{\chi} = \frac{M_s * y_1}{I_s * \chi} = \frac{278,61 * 0,6263}{1,015 * 10^{-3} * 1,255} = 136,98 \text{ МПа}$$

$$136,98 < R_{y,m} = 350 \text{ МПа}$$

(4.86)

Умова виконана

Максимальне значення для дотичних напруг, виникаючих в перерізі поперечної балки

$$S_x = 0,6263 * 0,01 \frac{0,6263}{2} = 1,961 * 10^{-3} \text{ м}^3$$

(4.87)

$$I_s = 1,015 * 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$b(y) = 0,01 \text{ м}$$

#### 4.4.5 Перевірка міцності листа настилу

Виконується в загальній складності для шести точок ортотропної плити згідно формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x * \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 * m * R_y$$

(4.88)

$$\sigma_x = \sigma'_{xc} + \sigma'_{xp} * m_4$$

(4.89)

$$\sigma_y = \sigma'_{yc} + \sigma'_{yp} * m_4$$

(4.90)

$$\tau_{xy} = \tau'_{xyc} + \tau'_{xyp}$$

$$m_3 = \begin{cases} 1,15 - \text{при } \sigma_y = 0 \\ 1,10 - \text{при } \sigma_y \neq 0 \end{cases}$$

(4.91)

$$m_4 = \begin{cases} 1,05 - \text{для силійвт. А} \\ 1,00 - \text{во всех остальных случаях} \end{cases}$$

(4.92)

Напруження від роботи плити зумісно з головними балками прогонової будови

обчислюються для перерізів в середині прогону і на опорі прогонової будови.

$$\sigma_{xc} = \frac{M_1 * y_1}{I_x} = \frac{163845,26 * (1,311 - 0,014)}{1,1985} = 177,311 \text{ МПа}$$

(4.93)

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
							58
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			



Як видно з таблиці, у всіх розрахункових перерізах умови міцності листа настилу виконується.

#### 4.4.6 Розрахунок стійкості елементів верхньої ортотропної плити

Зусилля в розрахунковому перерізі для виконання перевірок розрахункового перерізу на стійкість обчислюється для точок, де розрахунковий переріз піддається максимальним стискуючим навантаженням.

#### 4.4.7 Розрахунок стійкості поздовжнього ребра

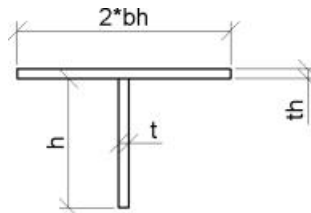


Рисунок 4.10 – Розрахунковий переріз смугового ребра при перевірці на стійкість

При цьому, ширина листа настилу, котра враховується в перевірці смугового ребра на стійкість, визначається як:

$$b_n = \begin{cases} 0,5h_w, & \text{при } \xi_2 * t_n \geq h_w \\ \xi_1 * t_n, & \text{при } \xi_2 * t_n \leq h_w \end{cases} \quad (4.101)$$

Де:

$\xi_1 = 11,5$ ,  $\xi_2 = 36$  – коефіцієнти, котрі визначаються в залежності від розрахункової межі текучості сталі 10ХСНД

$$\begin{aligned} \xi_2 t_n &= 36 * 14 = 504 \text{ мм} \geq h_w = 300 \text{ мм} \\ b_n &= 0,5h_w = 150 \text{ мм} \end{aligned} \quad (4.102)$$

Отже, розрахунковий переріз смугового ребра при перевірці на стійкість не відрізняється від розрахункового перерізу, використаного в перевірках раніше. Стійкість смугового поздовжнього ребра визначається аналізом відношення його висоти до товщини:

$$\frac{h}{t} \leq 0,951\alpha / \sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}} \quad (4.103)$$

Модуль пружності сталі

$$E = 2,06 * 10^5 \text{ МПа}$$

$$\alpha = 1 + \frac{3,10}{3 * \vartheta_5 + 4} \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2} \quad (4.104)$$

											Арк.
											60
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

011.160012.ДР.2021.000

Де:

$\vartheta_5$  – коефіцієнт зацимлення пластинки

$$\vartheta_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2} = 1^3 \frac{1}{1 - 1^2 \cdot 0,833^2} = 3,27 \quad (4.105)$$

$\alpha_3$  і  $\beta_3$  – коефіцієнти, призначаючи виходячи із розрахункових характеристик перевіряючого перерізу

$$\alpha_3 = \frac{b_h}{h} = \frac{150}{180} = 0,833 \quad (4.106)$$

$$\beta_3 = \frac{\tau}{\tau_h} = \frac{14}{14} = 1 \quad (4.107)$$

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_{x, \min}}{\sigma_{x, \max}} \quad (4.108)$$

Визначимо зусилля у верхній і нижній фібрах поздовжнього ребра для перерізу в середині прогонової будови в точці поздовжнього ребра розташованого біля поперечної балки (при цьому стискаючі зусилля приймемо позитивними)

$$\begin{aligned} \sigma_{x, \max} = \sigma_{x, \text{низ}} = \sigma_{xс, \text{низ}} + \sigma_{xр, \text{низ}} &= \frac{M_1 * y_{xс, \text{низ}}}{I_x} + \frac{M_{sl(A)} * y_{xр, \text{низ}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * (1,311 - 0,014 - 0,18)}{1,1985} + \frac{13,33 * 0,1506}{2,169 * 10^{-5}} = 245,258 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (4.109)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{x, \min} = \sigma_{x, \text{верх}} = \sigma_{xс, \text{верх}} + \sigma_{xр, \text{верх}} &= \frac{M_1 * y_{xс, \text{верх}}}{I_x} + \frac{M_{sl(A)} * y_{xр, \text{верх}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * (1,311 - 0,014)}{1,1985} + \frac{13,33 * (0,1506 - 0,180)}{2,169 * 10^{-5}} = 159,243 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (4.110)$$

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_{x, \min}}{\sigma_{x, \max}} = 1 - \frac{159,243}{245,258} = 0,3507 \quad (4.111)$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 + \frac{3,10}{3 * \vartheta_5 + 4} \sqrt{0,405 + 0,085 \xi^2} = \\ &= 1 + \frac{3,10}{3 * 3,27 + 4} \sqrt{0,405 + 0,085 * 0,3507^2} = 0,789 \end{aligned} \quad (4.112)$$

Критичне напруження для розрахунку поздовжнього ребра на стійкість обчислюється:

$$\sigma_{x, cr} = \frac{\sigma_{x, \max}}{m} = 245,258 \text{ МПа} \quad (4.113)$$

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		61

Згідно формулам, приведені критичне напруження приймається рівним:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,cr,ef} &= 2,868 * 10^{-3} - 2,778 * 10^{-3} * \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} E = & (4.114) \\ &= 2,868 * 10^{-3} - 2,778 * 10^{-3} * \sqrt{1 - 600 \frac{245,258}{2,06 * 10^5} * 2,06 * 10^5} = 284,95 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{180}{14} = 12,857 \leq 0,951 \alpha / \sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}} = & (4.115)$$

$$= 0,951 * 0,789 * \sqrt{\frac{2,06 * 10^5}{284,95}} = 20,17$$

Умова виконана

4.4.8 Розрахунок стійкості дільниці верхнього листа настилу між поздовжніми ребрами

Стійкість смугового поздовжнього ребра визначається за формулою 4.117

$$\alpha = 1 + \frac{0,96}{10 * \vartheta_7 + 3} \sqrt{4 + 3,8 \xi^{2,33}} & (4.116)$$

$$\vartheta_7 = 2\beta_2^3 \frac{0,16 + 0,0056 \frac{1}{\alpha_2^2}}{1 - 9,4\beta_2^2 \alpha_2^2} = 2 * 1^3 \frac{0,16 + 0,0056 \frac{1}{0,6^2}}{1 - 9,4 * 1^2 * 0,6^2} = -0,14 & (4.117)$$

$$\alpha_2 = \frac{b_h}{h_w} = \frac{180}{300} = 0,6 & (4.118)$$

$$\beta_2 = \frac{t_w}{t_h} = \frac{14}{14} = 1 & (4.119)$$

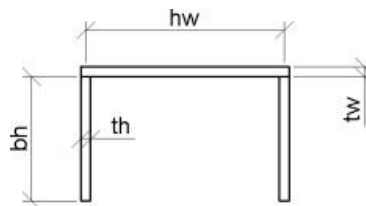


Рисунок 4.11 – Розрахунковий переріз смугового ребра при перевірці на стійкість

Перевірка горизонтального листа на стійкість виконується:

- 1) аналогічній точці при перевірці поздовжнього ребра на стійкість

$$\begin{aligned}\sigma_{x,\min} = \sigma_{x,\text{верх}} = \sigma_{xс,\text{верх}} + \sigma_{xр,\text{верх}} &= \frac{M_1 * y_{xc,\text{верх}}}{I_x} + \frac{M_{sl(A)} * y_{xp,\text{верх}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * 1,311}{1,1985} + \frac{13,33 * (0,1506 - (0,18 + 0,014))}{2,169 * 10^{-5}} = 152,55 \text{ МПа}\end{aligned}\quad (4.120)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{x,\max} = \sigma_{x,\text{низ}} = \sigma_{xс,\text{низ}} + \sigma_{xр,\text{низ}} &= \frac{M_1 * y_{xc,\text{низ}}}{I_x} + \frac{M_{sl(A)} * y_{xp,\text{низ}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * (1,311 - 0,014)}{1,1985} + \frac{13,33 * (0,1506 - 0,180)}{2,169 * 10^{-5}} = 159,243 \text{ МПа}\end{aligned}\quad (4.121)$$

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_{x,\min}}{\sigma_{x,\max}} = 1 - \frac{152,55}{159,243} = 0,042 \quad (4.122)$$

$$\alpha = 1 + \frac{0,96}{10 * \vartheta_7 + 3} \sqrt{4 + 3,8\xi^{2,33}} = 1 + \frac{0,96}{10 * (-0,14) + 3} \sqrt{4 + 3,8 * 0,042^{2,33}} = 3,2$$

Критична напруга для розрахунку стиснутої пластини поздовжнього ребра на стійкість обчислюється як:

$$\sigma_{x,cr} = \frac{\sigma_{x,\max}}{m} = 159,243 \text{ МПа} \quad (4.123)$$

$$\sigma_{x,cr,ef} = 1,111 * \sigma_{x,cr} = 176,92 \text{ МПа} \quad (4.124)$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{14} = 21,43 \leq 0,951\alpha / \sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}} = 0,951 * 3,2 * \sqrt{\frac{2,06 * 10^5}{176,92}} = 103,84 \quad (4.125)$$

Умова виконана

2) для точки в середині прогонової будови в середині розрахункового прогону ребра

$$\begin{aligned}\sigma_{x,\max} = \sigma_{x,\text{верх}} = \sigma_{xс,\text{верх}} + \sigma_{xр,\text{верх}} &= \frac{M_1 * y_{xc,\text{верх}}}{I_x} + \frac{M_{sl(1)} * y_{xp,\text{верх}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * 1,311}{1,1985} + \frac{15,46 * ((0,18 + 0,014) - 0,1506)}{2,169 * 10^{-5}} = 210,16 \text{ МПа}\end{aligned}\quad (4.126)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{x,\min} = \sigma_{x,\text{низ}} = \sigma_{xс,\text{низ}} + \sigma_{xр,\text{низ}} &= \frac{M_1 * y_{xc,\text{низ}}}{I_x} + \frac{M_{sl(1)} * y_{xp,\text{низ}}}{I_{sl}} = \\ &= \frac{163845,26 * (1,311 - 0,014)}{1,1985} + \frac{15,46 * (0,180 - 0,1506)}{2,169 * 10^{-5}} = 198,27 \text{ МПа}\end{aligned}\quad (4.127)$$

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_{x,\min}}{\sigma_{x,\max}} = 1 - \frac{198,27}{210,16} = 0,0566 \quad (4.128)$$

$$\alpha = 1 + \frac{0,96}{10 * \vartheta_7 + 3} \sqrt{4 + 3,8\xi^{2,33}} = \quad (4.129)$$

									Арк.
									63
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$1 + \frac{0,96}{10 * (-0,14) + 3} \sqrt{4 + 3,8 * 0,0566^{2,33}} = 3,202 \quad (4.130)$$

Критичне напруження для розрахунку стислої пластини поздовжнього ребра

на стійкість обчислюється як:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,cr} &= \frac{\sigma_{x,max}}{m} = 210,16 \text{ МПа} \\ \sigma_{x,cr,ef} &= 2,868 * 10^{-3} - 2,778 * 10^{-3} * \sqrt{1 - 600 \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} E = \\ &= 2,868 * 10^{-3} - 2,778 * 10^{-3} * \sqrt{1 - 600 \frac{210,16}{2,06 * 10^5} * 2,06 * 10^5} = 234,4 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (4.131)$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{14} = 21,43 \leq 0,951 \alpha / \sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}} = 0,951 * 3,202 * \sqrt{\frac{2,06 * 10^5}{234,4}} = 90,27 \quad (4.132)$$

Умова виконана

4.4.9 Визначення моменту інерції поперечного ребра, необхідного для забезпечення загальної стійкості листа настилу

Загальна стійкість листа настилу ортотропної плити повинна бути забезпечена підкріплюючими її поперечними балками.

Теоретичне значення  $I_s$  поперечних балок ортотропної плити за умови стійкості, обчислюється:

$$I_s^{теор} = \alpha * \psi * (k + 1) * \frac{L^3}{l} I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}} \leq I_s^{прин.} \quad (4.133)$$

$$I_s^{теор} = 0,225 * 0,2(22 + 1) \frac{6,8^3}{3} 2,169 * 10^{-5} \frac{179,23}{728,407} = 0,643 * 10^{-4} \text{ м}^4 < 2,408 * 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$I_s^{теор} = \alpha * \psi * (k + 1) * \frac{L^3}{l} I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}} \leq I_s^{прин.} \quad (4.134)$$

$$I_s^{теор} = 0,225 * 0,2(22 + 1) \frac{6,8^3}{3} 2,169 * 10^{-5} \frac{179,23}{728,407} = 0,643 * 10^{-4} \text{ м}^4 < 2,408 * 10^{-3} \text{ м}^4$$

Як показує розрахунок, момент інерції прийнятого розрахункового перерізу поперечної балки є достатнім для забезпечення загальної стійкості листа настилу ортотропної плити

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 * E * I_{sl}}{A_{sl} * l^2} = \frac{3,14^2 * 2,06 * 10^5 * 2,169 * 10^{-5}}{6,72 * 10^{-3} * 3,0^2} = 728,407 \text{ МПа} \quad (4.135)$$

$$\sigma_{xc} = \frac{M_1 * y_{max}}{I_x} = \frac{163845,26 * 1,311}{1,1985} = 179,23 \text{ МПа} \quad (4.136)$$

									Арк.
									64
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					



Рисунок 4.11 – прогин поздовжнього ребра від дій місцевих навантажень визначаємо по лінії впливу

Для обчислення максимального прогину враховуємо діючі місцеві навантаження, а також постійні навантаження на поздовжнє ребро

$$f = (\Omega_1 + \Omega_2) * q_n + \Omega_1^m * q_v + (\omega_1 + \omega_2) * q_p =$$

$$= ((1,6172 - 0,6876) * 1,993 + 1,6172 * 3,18 +$$

$$(0,2737 + 0,2391) * 63,59) * 10^{-4} = 3,87 * 10^{-3} \text{ м} \quad (4.140)$$

Радіус інерції розрахункового перерізу знаходимо як:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl}}{A}} = \sqrt{\frac{2,169 * 10^{-5}}{6,72 * 10^{-3}}} = 0,0568 \text{ м} \quad (4.141)$$

$$\text{Відношення } f/i = \frac{3,87 * 10^{-3}}{0,0568} = 0,0681 \text{ користуючись [1] } \xi = 0,686 \quad (4.142)$$

#### 4.4.10 Визначення загальної стійкості ортотропної плити в цілому

Розрахунок загальної стійкості ортотропної плити в цілому виконується згідно формули:

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 R_y m$$

$$179,23 < 1,0 * 350 * 1,0 \quad (4.143)$$

Умова виконана

Де:

$\sigma_{xc} = 179,23$  МПа – максимальні згинаючі зусилля, котрі діють на плиту під діями навантажень від сумісної роботи плити в складі всієї прогонової будови

$\varphi_0 = 1$  – коефіцієнт поздовжнього згину в залежності від гнучкості  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = \frac{1}{\sqrt{\xi}} * \sqrt{\frac{A}{I_{sl} + a \frac{t_h^3}{11} 2 * \theta \frac{l_{ef}^2}{L} + \frac{l_{ef}^4}{L}}} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{0,684}} * \sqrt{\frac{6,72 * 10^{-3}}{2,169 * 10^{-5} + \frac{0,3 * 0,014^3}{11} 2 * 1,62 * 10^4 \frac{4,732^2}{6,8} + \frac{4,732^4}{6,8}}} = 2,86 \quad (4.144)$$

Де:

$$\theta = 1,62 * 10^4 \text{ м}$$

$\xi = 0,686$  – коефіцієнт, в залежності прогибу поздовжнього ребра під дією місцевих навантажень  $f$

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
							66
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

$l_{bf}$  – розрахункова (вільна) довжина поздовжніх ребер

$$l_{ef} = l * \sqrt{\frac{1}{\omega}} = 3,0 * \sqrt{\frac{1}{0,402}} = 4,732\text{м} \quad (4.145)$$

$\omega = 0,402$  – коефіцієнт, приймається за [1] в залежності від значення

коефіцієнта  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{1}{\psi(k+1)I_{sl}} \frac{l^3}{L} I_s = \frac{1}{0,2(22+1)2,169 * 10^{-5}} \frac{3,0^3}{6,8} 2,408 * 10^{-4} = 0,2072 \quad (4.146)$$

#### 4.4.11 Розрахунок верхньої ортотропної плити на витривалість

- Визначення навантажень

Постійні навантаження при розрахунку на  
витривалість:

$$q_{\pi} = q_{\pi}^{\text{мет}} + q_{\pi}^{\text{асф}} = 0,5196 + 0,712 = 1,232\text{кН/м} \quad (4.147)$$

$$q_{\pi}^{\text{мет}} = A * 1 * \rho_{\pi} * g * \gamma_{f\pi} = 6,72 * 10^{-3} * 1 * 7,85 * 9,81 * 1,0 = 0,5196\text{кН/м} \quad (4.148)$$

$$q_{\pi}^{\text{асф}} = \alpha_{\text{сеч}} * h_{\text{асф}} * \rho_{\text{асф}} * g * \gamma_{f\pi} = 0,3 * 0,11 * 2,2 * 9,81 * 1,0 = 0,712\text{кН/м} \quad (4.149)$$

Де:

$\gamma_{f\pi} = 1$  – коефіцієнт надійності за постійним навантаженням

Рухоме навантаження А11

Довжина ділянки вздовж поперечного ребра, вздовж котрого

розповсюджується тиск від колес тандему складає:

$$d_1 = d + 2 * h_{\text{асф}} = 0,6 + 2 * 0,11 = 0,82\text{м} \quad (4.150)$$

Загальна інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як:

$$v = \frac{0,981 * K * \gamma_{fv} * (1 + \frac{2}{3}\mu)}{2} = \frac{0,981 * 11 * 1 * 1,247}{2} = 6,728\text{кН/м} \quad (4.151)$$

$$(1 + \frac{2}{3}\mu) = 1 + \frac{2}{3} \frac{15}{37,5 + \lambda} = 1 + \frac{2}{3} \frac{15}{37,5 + 3} = 1,247$$

Інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як частина від

загального навантаження, розподіленої поперек мосту:

$$q_v = \frac{v * \alpha_{\text{сеч}}}{d_1} = \frac{6,728 * 0,3}{0,82} = 2,462\text{кН/м} \quad (4.152)$$

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						67

Зусилля на полувісь тандему отримаємо у вигляді:

$$P = \frac{9,81 * K * \gamma_{fp} * (1 + \frac{2}{3}\mu)}{2} * \omega_p \quad (4.153)$$

$$= \frac{9,81 * 11 * 1 * 1,247}{2} * 0,3 = 20,185 \text{кН}$$

Де:

$\omega_p = 0,3 \text{м}^2$  – площа лінії впливу опорної реакції нерозрізної балки з прогонами,

рівними відстанню між поздовжніми ребрами

Довжина ділянки вздовж поздовжнього ребра, вздовж котрого поширюється тиск від коліс тандему складає:

$$c_1 = c + 2 * h_{acф} = 0,2 + 2 * 0,11 = 0,42 \text{м} \quad (4.154)$$

Інтенсивність розподіленого навантаження від коліс тандемів складає:

$$q_p = \frac{P}{c_1} = \frac{20,185}{0,42} = 48,058 \text{кН/м} \quad (4.155)$$

#### 4.4.12 Визначення згинаючих моментів і зусиль

Згідно отриманим навантаженням, користуючись лініями впливу згинаючих моментів на рис.4.5, визначаємо максимальний і мінімальний згинаючі моменти в розрахункових точках поздовжнього ребра

т.1 – середина розрахункового прогону поздовжнього ребра

т.А – точка перетину поздовжнього ребра з поперечною балкою

Отримані результати зведені до таблиці 4.3

Значення максимальних і мінімальних напруг у верхньому і нижньому

волокнах розрахункового перерізу, також враховані по ним коефіцієнти зведені до таблиці 4.4

Таблиця 4.3 – Результати в розрахункових точках поздовжнього ребра

Тип завантаження	Навантаження, кН/м			$\Omega$		$\omega_1 + \omega_2$		M, кН*м	
	пост.	$q_p$	$q_v$	max	min	max	min	max	min
т.А				0	-0.942	-0.122	-0.193	-9.333	-12.775
т.1	1,232	48,060	2,462	0.6645	-0.1727	0.2042	-0.038	12.056	-1.650

Таблиця 4.4 – Значення максимальних і мінімальних напруг

Тип завантаження	M, кН*м		I <sub>x</sub> , м <sup>3</sup>	y, м		σ, МПа		ρ
	max	min			max	max	min	
т.А	-12,78	-9,33	2,17E-005	0,0434	-0.942	-25,526	-18,675	0,731
т.1	-12,06	-1,65		0,0434	-0.1727	24,123	-3,302	-0,137

ϑ – коефіцієнт, який залежить від довжини λ лінії впливу при визначенні σ<sub>max,bf</sub>.

При λ < 22 м визначається як:

$$\vartheta = \nu - \xi * \lambda \quad (4.156)$$

Значення ν і ξ обчислюються шляхом інтерполяції, в залежності від ефективного коефіцієнта концентрації напружень β. Обчислені значення коефіцієнтів ν, ξ, ϑ зведені до табл.4.5

Таблиця 4.5 – Значення коефіцієнтів

Таблиця 8.

№ п/п	β	λ, м	ν	ξ	ϑ
1.а	7,1	6	3,15	0,0977	2,5638
1.б	4,2	6	3,061	0,0937	2,4988
2.а	2,7	6	2,4	0,0636	2,0184
3.а	1,8	6	2	0,0455	1,727
3.б	2	6	2,09	0,0495	1,793
3.в	1,65	6	1,935	0,04255	1,6797
3.г	1,9	6	2,04	0,0475	1,755
4.а	2,5	3	2,31	0,0596	2,1312
4.б	2,4	3	2,27	0,0576	2,0972
4.в	2,3	3	2,23	0,0556	2,0632
5.а	3,1	3	2,57	0,0716	2,3552
5.б	2,3	3	2,23	0,0556	2,0632
5.в	2,1	3	2,135	0,05155	1,98035
6.а	2,4	3	2,27	0,0576	2,0972

#### 4.5 Розрахунок нижньої ортотропної плити

Нижня ортотропна плита прогонової будови складається з поздовжніх поперечних плоских ребер. Склади розрахункових перерізів ребер, а також їх геометричні характеристики вказані в таблиці 4.3 і 4.4

Таблиця 4.6 – Геометричні характеристики поздовжніх ребер нижньої ортотропної плити

Типи і найменування перерізів	Склад перерізу	A, м <sup>2</sup>	у <sub>max</sub> , м	у <sub>min</sub> , м	I <sub>x</sub> , м <sup>4</sup>
Тип № 1. Переріз на Оп.18 (Оп.22)	ВЛ 180х14 ГЛ 400х14	0,00812	0,1569	0,0371	2,325*10 <sup>-5</sup>
Тип № 3. Переріз на Оп.19 (Оп.21)	ВЛ 300х20 ГЛ 400х36	0,0204	0,2686	0,06741	1,661*10 <sup>-4</sup>
Тип № 4. Переріз поздовжній на Оп.19 (Оп.21)	ВЛ 180х14 ГЛ 400х30	0,01452	0,1768	0,03322	3,067*10 <sup>-5</sup>
Тип № 5. Переріз на Оп.20	ВЛ 180х14 ГЛ 400х30	0,01452	0,1768	0,03322	3,067*10 <sup>-5</sup>

Таблиця 4.7 – Геометричні характеристики поперечних ребер нижньої ортотропної плити

Типи і найменування перерізів	Склад перерізу	A, м <sup>2</sup>	у <sub>max</sub> , м	у <sub>min</sub> , м	I <sub>x</sub> , м <sup>4</sup>
Тип № 1 Переріз на Оп.18 (Оп.22)	ВЛ 1450х14 ГЛ 700х14	0,0301	0,9633	0,5007	7,098*10 <sup>-3</sup>
Тип № 3. Переріз на Оп.19 (Оп.21)	ВЛ 1450х18 ГЛ 700х36	0,0513	1,09	0,396	1,165*10 <sup>-2</sup>
Тип № 4. Переріз поздовжній на Оп.19 (Оп.21)	ВЛ 500х12 ГЛ 1040х30	0,0372	0,4723	0,05774	4,807*10 <sup>-4</sup>
Тип № 5. Переріз на Оп.20	ВЛ 1450х18 ГЛ 700х25	0,0436	1,021	0,454	1,027*10 <sup>-2</sup>

#### 4.4.12 Розрахунок поздовжнього ребра

Перевірка міцності виконується в зоні максимальних розтягнутих моментів від дії навантажень від роботи плити зумісно з поздовжніми балками прогонової будови

$$\Psi * \sigma_{xc} + m_1 * \chi_1 * \sigma_{xp} \leq R_y * m \quad (4.157)$$

$$\sigma_{xc} = \frac{M_{AC} * y_1^{\text{впролете}}}{I_x^{\text{прол.}}} = \frac{163845,26 * (2,317 - 0,02)}{1,1985} = 314,02 \text{ МПа} \quad (4.158)$$

Де:

$\sigma_{xc}$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від згину плити при сумісній роботі з головними балками

						011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			70

$\sigma_{xp} = 0$  – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень

$$\Psi * \sigma_{xc} + m_1 * \chi_1 * \sigma_{xp} \leq R_y * m \quad (4.159)$$

$$1,00 * 314,02 + 0 = 314,02 \text{ МПа} < 350 * 1,00 = 350 \text{ МПа} \quad (4.160)$$

Умова виконана

#### 4.4.13 Перевірка міцності нижнього листа

Виконується в загальній складності для шести точок ортотропної плити згідно формулам:

$$\sigma_x = \sigma'_{xc} + \sigma'_{xp} * m_4 \quad (4.161)$$

$$\sigma_y = \sigma'_{yc} + \sigma'_{yp} * m_4 \quad (4.162)$$

$$\tau_{xy} = \tau'_{xyc} + \tau'_{xyp} \quad (4.163)$$

$$m_3 = \begin{cases} 1,15 - \text{при } \sigma_y = 0 \\ 1,10 - \text{при } \sigma_y \neq 0 \end{cases}$$

$$m_4 = \begin{cases} 1,05 - \text{для силій вт. А} \\ 1,00 - \text{в остальных случаях} \end{cases}$$

Напруження від роботи плити зумісно з головними балками прогонової будови обчислюються для перерізів прогону і на опорі прогонової будови.

Переріз в середині прогону:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_1 * y_1}{I_x} = \frac{163845,26 * 2,317}{1,1985} = 316,75 \text{ МПа} \quad (4.164)$$

$$\sigma_{yc} = 0 \quad \tau_{xyc} = 0 \quad (4.165)$$

Переріз на опорі:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_A * y_A}{I_x} = \frac{202240,04 * 1,9054}{1,2496} = 308,37 \text{ МПа} \quad \sigma_{yc} = 0 \quad (4.166)$$

$$\tau_{xyc} = \frac{Q_A * S_x}{I_x * b(y)} = \frac{7577,75 * (5,2 * 0,036 * (1,9054 - \frac{0,036}{2}))}{1,2496 * 5,2} = 0,393 \text{ МПа} \quad (4.167)$$

Напруження від місцевих навантажень для нижньої ортотропної плити нульові розрахункового перерізу на стійкість обчислюють для точок, де розрахунковий переріз піддається максимальним стискуючим навантаженням.

#### 4.5.1 Розрахунок стійкості поздовжнього ребра

Розрахунковий переріз смугового ребра при перевірці на стійкість показано на рисунку 4.11. При цьому ширина листа настилу, котра

									Арк.
									71
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

враховується в перевірці смугового ребра на стійкість визначається за формулою 4.168

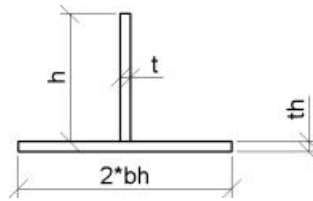


Рисунок 4.11 Розрахунковий переріз смугового ребра при перевірці на стійкість

$$b_h = \begin{cases} 0,5h_w, & \text{при } \xi_2 * t_h \geq h_w \\ \xi_1 * t_h, & \text{при } \xi_2 * t_h \leq h_w \end{cases} \quad (4.168)$$

Де:

$\xi_1 = 11,5$ ;  $\xi_2 = 36$  – коефіцієнти, котрі визначаються в залежності від розрахункової межі текучості для сталі 10ХСНД

Стійкість смугового поздовжнього ребра визначаємо аналізом відношення його висоти до товщини:

$$\frac{h}{t} \leq 0,951\alpha / \sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}} \quad (4.169)$$

$$E = 2,06 * 10^5 \text{ МПа}$$

$$\alpha = 1 + \frac{3,10}{3 * \vartheta_5 + 4} \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2} \quad (4.170)$$

$$\vartheta_5 = \beta_3^3 \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2} \quad (4.171)$$

$$\alpha_3 = \frac{b_h}{h} \quad \beta_3 = \frac{t}{t_h} \quad (4.172)$$

$$\xi = 1 - \frac{\sigma_{x, \min}}{\sigma_{x, \max}} \quad (4.173)$$

Зусилля у верхній і нижній фібрах поздовжніх ребер визначаються згідно формул:

$$\sigma_{x, \min} = \sigma_{x, \text{верх}} = \frac{M_A * y_{xc \text{ верх}}}{I_x} \quad (4.174)$$

$$\sigma_{x, \max} = \sigma_{x, \text{низ}} = \frac{M_A * y_{xc \text{ низ}}}{I_x} \quad (4.175)$$

Критичне напруження для розрахунку стиснутої пластини поздовжнього ребра на стійкість обчислюється:

$$\sigma_{x, cr} = \frac{\sigma_{x, \max}}{m} \quad (4.176)$$

$$\text{при } m = 1 \quad (4.177)$$

									Арк.
									72
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.160012.ДР.2021.000				





## 5. РОЗРАХУНОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

### 5.1 Визначення геометричних характеристик перерізів

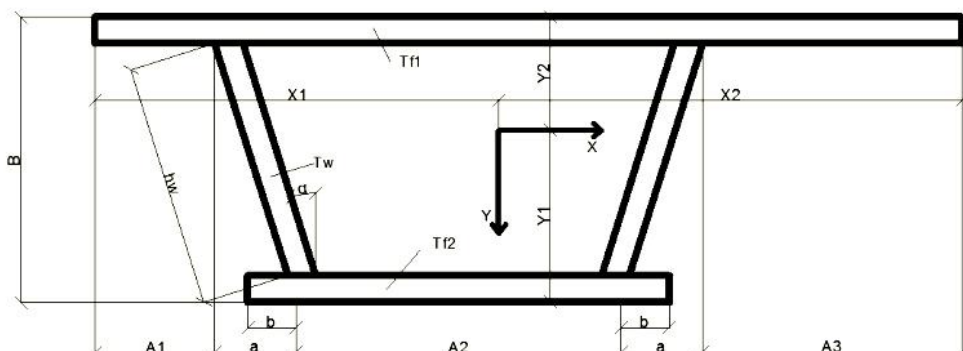


Рисунок 5.1– Геометричні характеристики переріз

Розрахунок ведеться у табличній формі, геометричні характеристики, використані в розрахунках, занесені до таблиці (Додаток А)

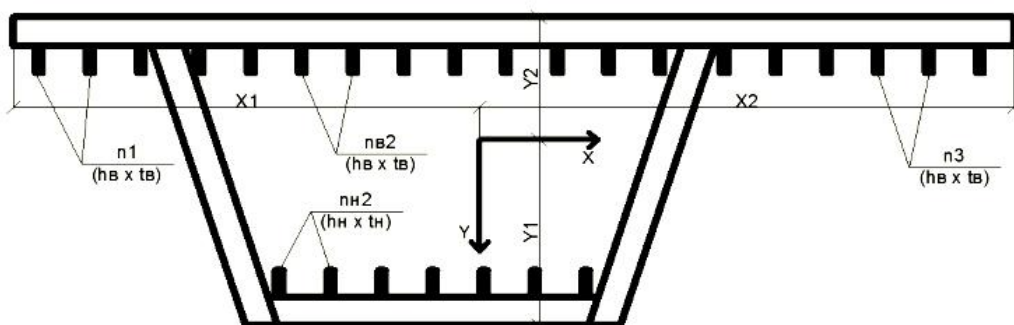


Рисунок 5.2 – Характеристики ортотропних плит

### 5.2 Розрахунок коефіцієнтів редукції

При згині верхні і нижні широк пояси (плити) вмикаються в роботу В результаті розрахунків визначається « ефективна ширина полиць». Відношення ефективної ширини до номінальної складає коефіцієнт редукції ширини  $\beta$ , котра залежить від розрахункових прогонів з положення перерізу прогонів (рисунок 5.1)

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Жужгина А.О.				Розділ 5 Розрахунок прогонової будови	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.						75	
Керів.розділу	Марочка В.В.							
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников П.А.							

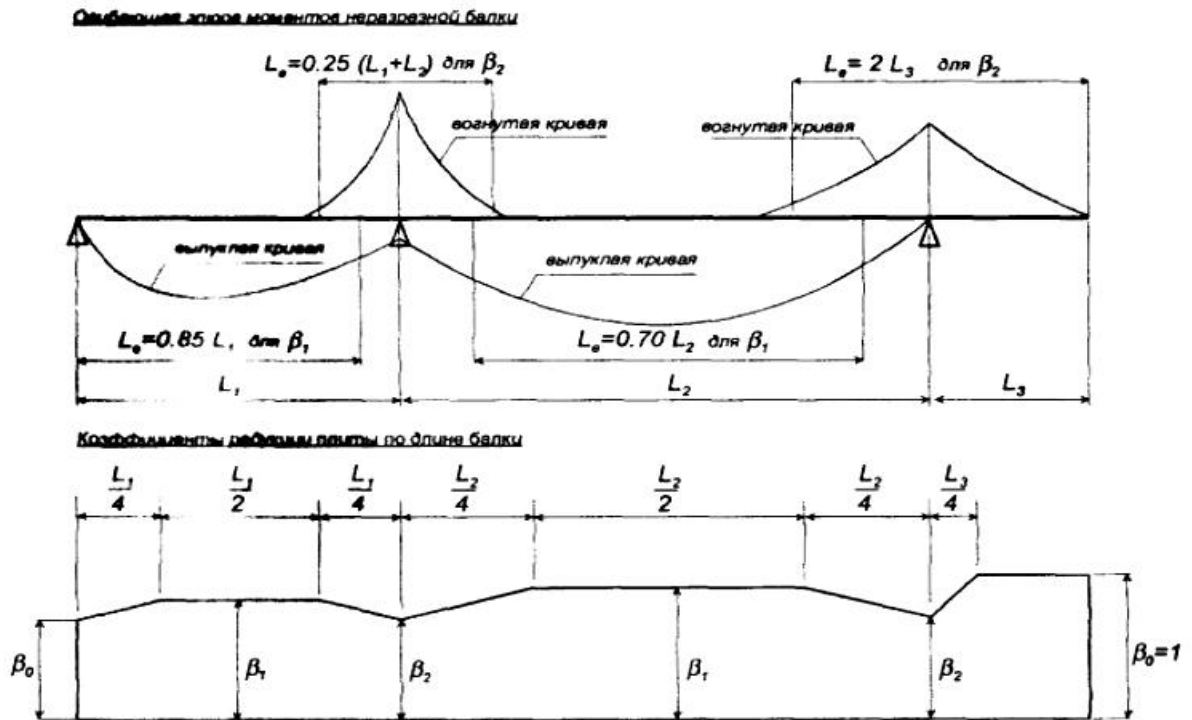


Рисунок 5.3 – Значения коэффициентов редукции від положення перерізу

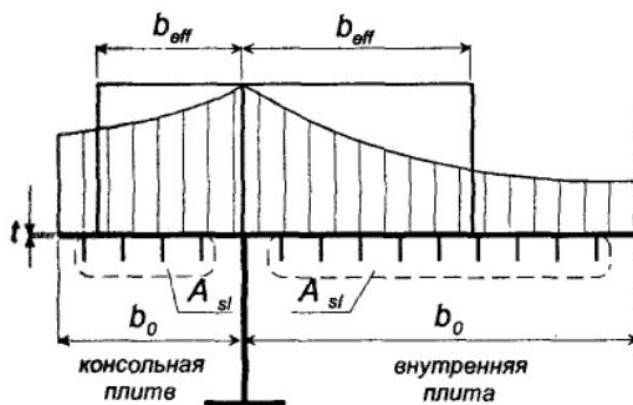


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема для розрахунку коефіцієнтів редукції  $\beta$   
 Коефіцієнт редукції ширини  $\beta$  може бути визначений за таблицею 5.1

$$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}, \quad (5.1)$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 \cdot t}}, \quad (5.2)$$

Де:

$A_{st}$  – поздовжніх ребер плити;

$t$  – товщина плити настилу;

$L_e$  – ефективна довжина прогону;

Таблиця 5.1 – Визначення коефіцієнтів редуції

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Рассматриваемый участок	Значение коэффициента $\beta$
$\leq 0.02$		$\beta = 1.0$
0.02 – 0.70	Вогнутая эпюра	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \cdot \kappa^2}$
	Выпуклая эпюра	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left( \kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right) + 1.6\kappa^2}$
>0.70	Вогнутая эпюра	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5.9 \cdot \kappa}$
	Выпуклая эпюра	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8.6 \cdot \kappa}$
Все значения $\kappa$	Конечное опирание	$\beta_0 = \left( 0.55 + \frac{0.025}{\kappa} \right) \cdot \beta_1$ , но $\beta_0 < \beta_1$

Значення коефіцієнтів редуції приведені в додатку Б

З рисунку 5.1 розмір А2 даний з врахуванням випуску плити b.

Розрахункова кількість поздовжніх ребер ортотропних плит зменшено, виходячи з отриманих розрахункових лінійних розмірів і кроків поздовжніх ребер

Розрахункові геометричні характеристики з врахуванням редуції перерізу визначаються за формулами:

$$A = (A_1 + A_3 + 2 \cdot A_4) \cdot t_{f1} + (n_1 + n_{B2} + n_3) \cdot h_B \cdot t_B + 2 \cdot A_2 \cdot t_{f2} + 2 \cdot h_w \cdot t_w + n_{H2} \cdot h_H \cdot t_H; \quad (5.3)$$

$$y_1 = (2 \cdot (t_{f2} \cdot A_2 \cdot t_{f2}/2) + n_{H2} \cdot h_H \cdot t_H \cdot (t_{f2} + h_H/2) + 2 \cdot h_w \cdot t_w \cdot (t_{f2} + 0,5 \cdot (B - t_{f2} - t_{f1})) + (A_1 + 2 \cdot A_4 + A_3) \cdot t_{f1} \cdot (B - 0,5 \cdot t_{f1}) + (n_1 + n_{B2} + n_3) \cdot h_B \cdot t_B \cdot (B - t_{f1} - 0,5 \cdot h_B)) / A;$$

$$y_2 = B - y_1; \quad (5.4)$$

$$I_x = 2 \cdot A_2 \cdot t_{f1} \cdot (t_{f1} \cdot t_{f1}/12 + (y_1 - 0,5 \cdot t_{f1}) \cdot (y_1 - 0,5 \cdot t_{f1})) + n_{H2} \cdot h_H \cdot t_H \cdot$$

$$\begin{aligned} & \cdot (h_H \cdot h_H/12 + (y_1 - 0,5 \cdot h_H - t_{f1}) \cdot (y_1 - 0,5 \cdot h_H - \\ & t_{f1})) + 2 \cdot t_w \cdot h_w \cdot (h_w \cdot h_w \cdot \cos^2 \alpha / 12 + t_w \cdot t_w \cdot \sin^2 \alpha / 12 + (y_1 - 0,5 \cdot \\ & \cdot (B - t_{f1} - t_{f2})) \cdot (y_1 - 0,5 \cdot (B - t_{f1} - t_{f2}))) + (A_1 + 2 \cdot A_4 + A_3) \cdot t_{f1} \\ & \cdot (t_{f1} \cdot t_{f1}/12 + (B - 0,5 \cdot t_{f1}) \cdot (B - 0,5 \cdot t_{f1})) + (n_1 + n_{B2} + n_3) \cdot h_B \cdot t_B \\ & \cdot (h_B \cdot h_B/12 + (B - t_{f1} - 0,5 \cdot h_B) \cdot (B - t_{f1} - 0,5 \cdot h_B)). \end{aligned}$$

### 5.2.1 Розрахунок за номінальними напруженнями

Розрахунок за міцністю елементів, згинаючих в одній з головних площин, слід виконувати за формулою:

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						77

$$\frac{M}{\chi_1 \cdot I_x} \cdot y_i \leq R_y \text{ м,} \quad (5.6)$$

Де:

$\chi_1$  - коефіцієнт, приймаючий у двотаврових, коробчастих і таврових перерізів

Дані заносяться до таблиці 3 додатку В

### 5.2.2 Розрахунок стінки підкріпленої ребрами жорсткості

Приймається схема завантаження:

1. На верхній край стінки діє навантаження НК 80, з довжиною контакту 0,2м

На нижній стінці діє опорна реакція на ділянці рівною довжині верхнього балансиру опорної частини – 0,7м

Стінка підкріплюється ребрами жорсткості на 1/5 висоти ( $h_{ef}=724$ (мм),  $l_{ef}=737$  (мм)) і діафрагми кожні 1,5 м., на опорних перерізах використовуються діафрагми товщиною не менше ніж до другого поздовжнього ребра.

Для розрахунку, необхідно визначити напруження нормальні від згину прогонової будови, нормальні напруження від місцевих дій і навантажень згідно схемі завантаження, дотичні напруження від підкручування прогонової будови і дій поперечної сили згідно рисунку 5.6

Де:

1 – відсік між точками 2,3

2 – відсік між точками 3,4

3 – відсік між точками 4,5

4 – відсік між точками 5,6

5 – відсік між точками 6,7

Розрахунок за нормальними напругами в горизонтальній площині приведений в додатку Г

									011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						78

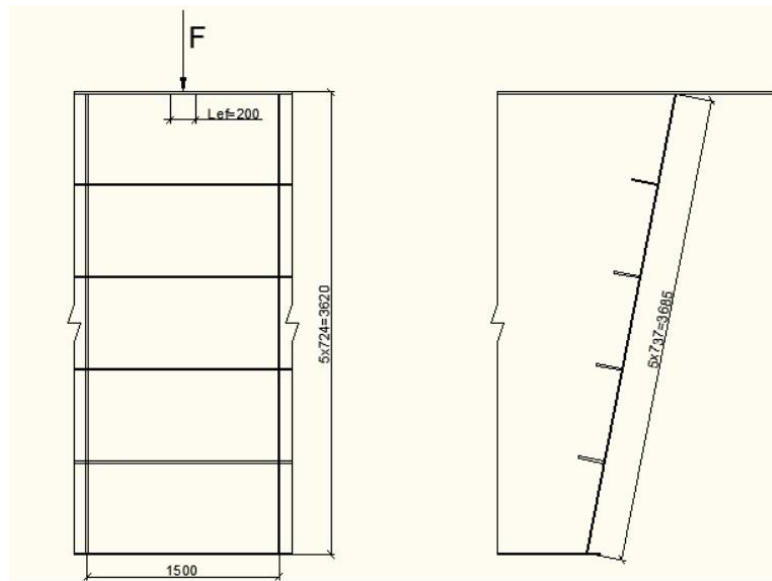


Рисунок 5.5 – Схема завантаження стінки балки в прогоні

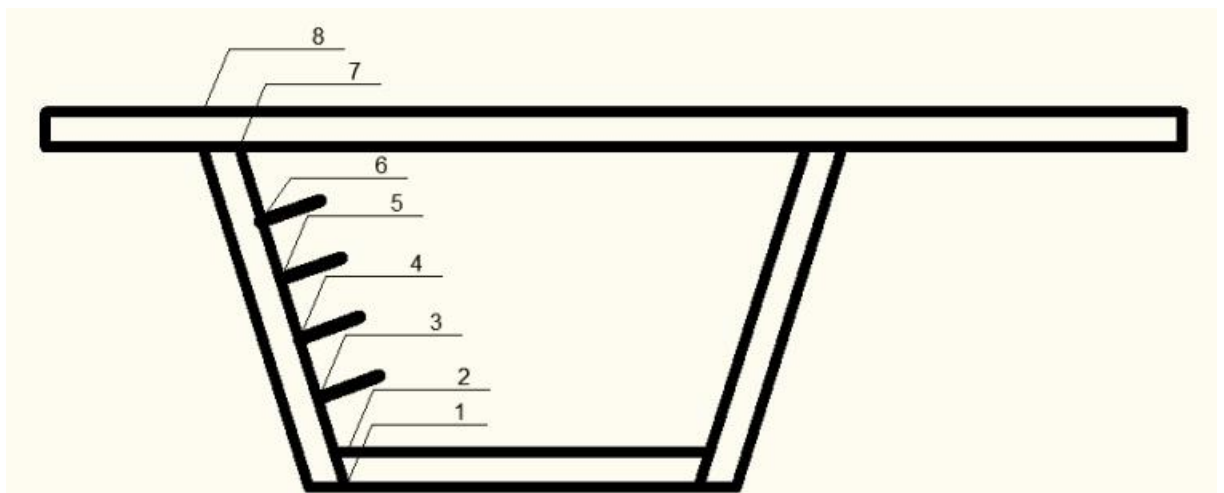


Рисунок 5.6 – Схема визначення напружень по відсікам стінки прогонової будови

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.160012.ДР.2021.000

Арк.

79

## РОЗДІЛ 6

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

6.1 Вимоги безпеки праці під час монтажу металевої прогонової будови.

#### 6.1.1 Організація робіт

Під час монтажу будівельних конструкцій, виробів, трубопроводів і обладнання (далі – виконання монтажних робіт) необхідно передбачити заходи із запобігання негативному впливу на працівників таких небезпечних і

шкідливих виробничих факторів:[10]

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- машини, що рухаються, їх робочі органи; переміщення конструкцій,
- матеріалів;
- обвалення елементів, інструменту;
- виконання робіт у зоні поблизу повітряних ліній електропередачі;
- піднімання вантажів, вага яких перевищує вантажопідйомність механізмів;
- недостатня жорсткість конструкції, яка може призвести до її руйнування під час монтажу;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- недостатня освітленість робочого місця;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

6.1.2 За наявності небезпечних і шкідливих виробничих факторів, зазначених у пункті 6.1.1, безпека монтажних робіт повинна бути забезпечена відповідно до цих Норм, рішень проектно – технічної документації (ПОБ, ПВР, тощо), зазначених заходів безпеки праці:

- точного визначення місця встановлення крана із зазначенням його марки,

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив		Жужгина А.О.			Розділ 6 Охорона праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.					80	
Керів.розділу		Марочка В.В.						
Консульт.								
Н.контроль		Овчинников П.А.						



Під час розконсервування обладнання не допускається застосування інструментів і матеріалів із вибухопожежонебезпечними властивостями.

6.1.9 Монтаж сходових маршів і площадок споруд, а також вантажопасажирських підйомників необхідно здійснювати одночасно з монтажем конструкцій будинку. На змонтованих сходових маршах повинні бути негайно встановлені огорожі.

#### 6.2. Дії працівників у разі настання нещасного випадку

Порядок розслідування та обліку нещасних випадків, професійних захворювань та аварій на виробництві, який затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 17 квітня 2019 р. № 337, визначає процедуру проведення розслідування та обліку нещасних випадків, професійних захворювань та аварій на виробництві, що сталися з працівниками на підприємствах, в установах та організаціях незалежно від форми власності.

Потерпілий або працівник, який виявив нещасний випадок, гостре професійне захворювання (отруєння), чи інша особа — свідок нещасного випадку повинні вжити всіх можливих заходів, необхідних для надання допомоги потерпілому та негайно повідомити про нещасний випадок безпосередньому керівникові робіт, службі охорони праці підприємства або іншій уповноваженій особі підприємства. Безпосередній керівник робіт чи інша уповноважена особа підприємства зобов'язані:

- терміново організувати надання першої домедичної допомоги потерпілому та забезпечити у разі потреби його направлення до закладу охорони здоров'я;
- негайно повідомити роботодавцеві про те, що сталося;
- зберегти до прибуття комісії з розслідування (спеціального розслідування) нещасного випадку, гострого професійного захворювання (отруєння) обстановку на робочому місці, машини, механізми, обладнання, устаткування у такому стані, в якому вони були на момент нещасного випадку, якщо це не загрожує життю та здоров'ю інших працівників і не призведе до більш тяжких наслідків або порушення виробничих процесів.

					011.160012.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		82

У разі отримання інформації про нещасний випадок роботодавець зобов'язаний протягом двох годин повідомити Управління Держпраці, Фонд соціального страхування з використанням засобів зв'язку та не пізніше наступного робочого дня надати на паперовому носії повідомлення.

У разі настання нещасного випадку з особами, які працюють на умовах цивільно-правового договору, на інших підставах, передбачених законом, фізичними особами-підприємцями, особами, які провадять незалежну професійну діяльність, членами фермерського господарства, особами, які фактично допущені до роботи без оформлення трудового договору, повідомлення про нещасний випадок надає керівник підприємства, в інтересах якого виконувалися роботи, або представник орендодавця, балансоутримувача тощо, на території якого стався нещасний випадок

Повідомлення про нещасний випадок надається за місцем настання нещасного випадку, а у разі настання нещасного випадку внаслідок події (аварії, катастрофи тощо) під час руху транспортних засобів усіх видів — за місцем реєстрації підприємства (установи, організації):

- територіальному органу Держпраці;
  - робочому органу Фонду;
  - керівникові підприємства, на території якого стався нещасний випадок, якщо потерпілий є працівником іншого підприємства;
  - керівникові первинної організації профспілки незалежно від членства потерпілого в профспілці, а у разі відсутності профспілки — уповноваженій найманими працівниками особі з питань охорони праці;
  - уповноваженому органу чи наглядовій раді підприємства (у разі її утворення);
  - органу ДСНС у разі, коли нещасний випадок стався внаслідок пожежі.
- озслідування (спеціальне розслідування) проводиться у разі настання нещасного, у тому числі про які своєчасно не повідомлено роботодавцю чи внаслідок яких втрата працездатності потерпілого настала не одразу. Строк

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
											83
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							



## ВИСНОВКИ

В ході магістерської роботи розроблено проект « Розробка раціональних конструкцій і прогонових будов автомобільної естакади по вул. Кайдацький шлях у м. Дніпро.

Об'єктом дослідження є будівництво автодорожнього мосту на ділянці від вул. Кайдацький шлях до автомобільної дороги Київ-Луганськ-Ізварине, м Дніпро. Автодорожня естакада перетинає в різних рівнях пр. Свободи, промислову територію заводу ДТЗ і вул. Маяковського. Дана споруда представляє собою криволінійну, сталеву балку коробчатого перерізу.

При перетині естакадою території промислової зони на металевій нерозрізній прогоновій будові з метою зменшення звукового тиску передбачається пристрій шумозахисні екрани зі шумопоглинаючими і шумоізоляційними панелями. Також було розглянуто два варіанти прогонових будов. Варіант 1 – металева нерозрізна прогонова будова  $L_p = 88 + 132 + 132 + 88$  м. Варіант 2 - сталезалізобетонна прогонова будова  $L_p = 88 + 132 + 132 + 88$  м. Прогонова будова запроектована під дві смуги руху автопроїзду та піднятими тротуарами по бокам. Шляхом техніко-економічного порівняння варіантів, найбільш економічним і раціональним став варіант №1.

У розділі 3 проведена детальна розробка металевої прогонової будови, де були розраховані навантаження.

У розділі 4 приведений розрахунок верхньої і нижньої ортотропних плит. Такий розрахунок необхідно виконувати за умови, що всі навантаження діючі на конструкцію, обчислюються за методикою нормативних документів.

Остатоним п'ятим розділом є розрахунок прогонової будови. В результаті розрахунків визнається «фективна ширина полиць». Відношення ефективною шириною полиць до номінальної складає коефіцієнт редукції  $\beta$

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Жужгина А.О.				Висновки	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.						85	
Керів.розділу	Марочка В.В.					ДНУЗТ, група МТ 2021		
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников П.А.							

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: ДБН В.2.3-14:2009 / затв.: наказ Міністерства будівництва, архітектури та житлово-коменального господарства (Мінбуд України) від "06" травня 2006 р. № 160 / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. – К., 2006.

2. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]: ДБН В.1.2-15:2009 / затв.: наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 11.11.2009 р. № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.

3. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]: ДБН В.2.3-22:2009 / затв.: наказ Мінрегіонбуду України від 11.11.2009 № 484 / Мінрегіонбуд України. – К., 2009.

4. Мосты и ооружения на автомобильных дорогах/М.Е. Гибшман И.Е. Дедух . – Москва.: «Транспорт», 1981.

5. ДСТУ – Н Б В. 1.1 – 27:2010 «Будівельна кліматологія»

6.ДСТУ В.2.3-14:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування»

7. ДСТУ – Н Б В.2.3-34:2016 «Настанова з виконання робіт при будівництві мостів та труб»

8. ДБН В.1.2 - 2 : 2006 « Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування (укр.)»

9. ДБН В.2.1 – 10:2009 «Основи та фундаменти споруд»

10. ДБН А.3-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення»

11. ГБН В.2.3-37641918-560:2019 « Автодорожні мости. Спеціальні

					011.160012.ДР.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив		Жужгина А.О.			Перелік посилань	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.					86	
Керів.розділу		Марочка В.В.						
Консульт.								
Н.контроль		Овчинников П.А.						

допоміжні споруди. Проектування»

12. ДСТУ Б.В.2.6 - 8 - 95 «Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні і прямокутні для будівельних конструкцій. Технічні умови».

13. ГОСТ 10704-91 «Сортамент»

14. О. Загора «Проектування і розрахунок мостів», 2007.

15. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти, класифікація.

16. ДБН В.2.1-10-2009 Основання зданий и сооружений.

17. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації

18. Смирнов В.Н. Строительство мостов и труб / Владимир Николаевич Смирнов – СПб.: Из-во ДНК, 2007. – 288 с.

19. Закон України про охорону праці: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 19.12.2017 р. № 2249–VIII – К.: 2017 р. 83 668 с.

20. Закон України про пожежну безпеку: / із змінами і доповненнями внесено Законами України 05.07.2012 р. № 5081–VI – К.: 2013 р. – 458 с.

Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12) / наказ Міністерства від 30.12.2011 № 417 – К.:, 2012.

21. НПАОП 0.00-7.11-12. Загальні вимоги стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників / наказ від 25.01.2012 № 67 "Про затвердження Загальних вимог стосовно забезпечення роботодавцями охорони праці працівників" / Міністерство надзвичайних ситуацій України (МНС) – К.:, 2012.

22. НПАОП 45.2-3.01-04. Норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту працівникам, зайнятим у будівельному виробництві / наказ від 17.05.2004 р. № 129 / Держнагляд охорони праці (Державний комітет України з нагляду за охороною праці) – К.:, 2007.

23. НПАОП 0.00-1.80-18 Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного

										011.160012.ДР.2021.000	Арк.
											87
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

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

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

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

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

27.Дорожнє полотно в розрізі [електронний ресурс]

<https://starimpex.ru/raznoe/dorozhnoe-polotno-v-razreze.htm>

28.Прогонова будова [електронний ресурс]

<https://ru.wikipedia.org/wiki/>

											011.160012.ДР.2021.000	Арк.
												88
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата								

## ДОДАТОК А

### Таблиця 1 - Геометричні характеристики перерізів

Елемент/ переріз	Характеристики сечення								Выпуски по нижней плите
	A1 (м)	A2 (м)	A3 (м)	a (м)	B (м)	Tf1 (м)	Tf2 (м)	Tw (м)	b (м)
0	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,4000
1	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,4000
2	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
3	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0200	0,0140	0,2000
4	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0200	0,0140	0,2000
5	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
6	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
7	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,4000
8,1	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0300	0,0140	0,4000
8	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0360	0,0180	0,4000
9,1	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0300	0,0140	0,4000
9	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,4000
10	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
11	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
12	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
13	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
14	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,2000
15	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	0,0140	0,4000
16	3,1000	5,2000	3,8000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0250	0,0180	0,4000

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.160012.ДР.2021.000

Арк.

89

Таблица 2 – Характеристики ортотропных плит

Элемент/ сечения	Характеристики ортотропных плит							
	n1	nв2	nн2	n3	hв (м)	tв (м)	hн (м)	tн (м)
0	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
1	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
2	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
3	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
4	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
5	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
6	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
7	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
8,1	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
8	10	22	13	12	0,3000	0,0140	0,3000	0,0200
9,1	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
9	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
10	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
11	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
12	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
13	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
14	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
15	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140
16	10	22	13	12	0,1800	0,0140	0,1800	0,0140

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.160012.ДР.2021.000

Арк.

90

## ДОДАТОК Б

Таблиця 3 – Вільні значення коефіцієнтів редуkcії

Елемент/ сечення	Le для β1 (м)	Le для β2 (м)	β прийнятоє левая часть	β прийнятоє правая часть
0	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
1	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
2	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
3	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
4	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
5	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
6	93,5000	55,0000	Консоль: 0,9890 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930	Консоль: 0,9837 Верхья плита: 0,9868 Нижня плита: 0,9930
7	93,5000	55,0000	Консоль: 0,8314 Верхья плита: 0,8197 Нижня плита: 0,8579	Консоль: 0,8057 Верхья плита: 0,8197 Нижня плита: 0,8579
8,1	93,5000	55,0000	Консоль: 0,7526 Верхья плита: 0,7361 Нижня плита: 0,7904	Консоль: 0,7167 Верхья плита: 0,7361 Нижня плита: 0,7904
8	93,5000	55,0000	Консоль: 0,6738 Верхья плита: 0,6525 Нижня плита: 0,7228	Консоль: 0,6277 Верхья плита: 0,6525 Нижня плита: 0,7228
9,1	77,0000	55,0000	Консоль: 0,7513 Верхья плита: 0,7346 Нижня плита: 0,7896	Консоль: 0,7148 Верхья плита: 0,7346 Нижня плита: 0,7896
9	77,0000	55,0000	Консоль: 0,8288 Верхья плита: 0,8166 Нижня плита: 0,8563	Консоль: 0,8019 Верхья плита: 0,8166 Нижня плита: 0,8563
10	77,0000	55,0000	Консоль: 0,9839 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898	Консоль: 0,9761 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898
11	77,0000	55,0000	Консоль: 0,9839 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898	Консоль: 0,9761 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898
12	77,0000	55,0000	Консоль: 0,9839 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898	Консоль: 0,9761 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898
13	77,0000	55,0000	Консоль: 0,9839 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898	Консоль: 0,9761 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898
14	77,0000	55,0000	Консоль: 0,9839 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898	Консоль: 0,9761 Верхья плита: 0,9806 Нижня плита: 0,9898
15	77,0000	55,0000	Консоль: 0,8408 Верхья плита: 0,8291 Нижня плита: 0,8706	Консоль: 0,8147 Верхья плита: 0,8291 Нижня плита: 0,8706
16	77,0000	55,0000	Консоль: 0,6978 Верхья плита: 0,6775 Нижня плита: 0,7514	Консоль: 0,6532 Верхья плита: 0,6775 Нижня плита: 0,7514

## ДОДАТОК В

Таблиця 4 – Розрахунок за нормальними напруженнями

Елемент/ сечення	М, кН·м	Afmin / Aw	(Afmin+Aw) / A	X1	σ max, МПа	σ min, МПа
0	0,00	1,1263	0,2112	1,0370	0,0000	0,0000
1	81 132,98	1,1263	0,2112	1,0370	156,2261	-76,1831
2	137 589,49	1,0720	0,2081	1,0370	275,3446	-129,8682
3	160 788,65	1,3977	0,2258	1,0370	299,7513	-169,6032
4	153 996,88	1,3977	0,2258	1,0370	287,0897	-162,4391
5	116 921,15	1,0720	0,2081	1,0370	233,9830	-110,3597
6	48 660,57	1,0720	0,2081	1,0370	97,3797	-45,9298
7	-81 319,36	1,0066	0,2228	1,0370	-172,2268	88,4066
8,1	-158 405,91	1,7031	0,2727	1,0370	-287,6624	232,2160
8	-202 407,28	1,6991	0,2894	1,0370	-297,6143	269,0681
9,1	-162 627,98	1,7019	0,2675	1,0370	-296,0286	231,3506
9	-94 690,27	1,0054	0,2206	1,0370	-200,5941	101,5653
10	-27 709,68	1,0697	0,2084	1,0370	-55,5601	26,2580
11	72 920,38	1,0697	0,2084	1,0370	146,2111	-69,1002
12	92 494,76	1,0697	0,2084	1,0370	185,4592	-87,6491
13	84 259,94	1,0697	0,2084	1,0370	168,9478	-79,8457
14	51 025,77	1,0697	0,2084	1,0370	102,3107	-48,3526
15	-51 294,81	1,0155	0,2201	1,0370	-107,7674	54,5082
16	-146 949,55	1,0799	0,2850	1,0370	-287,2185	221,2901

## ДОДАТОК Г

### Таблиця 5 Розрахунок напружень по відсікам

-	Усилия			
	M, кН*м	Q, кН	R, кН	Mкр, кН*м
0	0,00	7 217,3800	5 635,2573	9 798,1900
1	81 132,98	5 074,0000	0,0000	8 456,6300
2	137 589,49	3 012,0800	0,0000	6 752,9500
3	160 788,65	1 028,7300	0,0000	4 888,2900
4	153 996,88	2 832,9900	0,0000	3 048,1400
5	116 921,15	4 833,2600	0,0000	3 674,9500
6	48 660,57	6 873,1200	0,0000	3 332,8300
7	-81 319,36	8 942,6800	0,0000	4 670,7500
8,1	-158 405,91	8 942,6800	0,0000	4 670,7500
8	-202 407,28	8 942,6800	11 250,8454	6 577,5600
9,1	-162 627,98	8 020,2300	0,0000	4 193,4800
9	-94 690,27	8 020,2300	0,0000	4 193,4800
10	-27 709,68	5 855,9400	0,0000	8 448,7900
11	72 920,38	3 830,8900	0,0000	2 031,2800
12	92 494,76	1 865,6300	0,0000	1 871,4700
13	84 259,94	2 342,7600	0,0000	892,2000
14	51 025,77	4 688,7900	0,0000	1 918,7300
15	-51 294,81	6 445,9600	0,0000	2 544,7100
16	-146 949,55	8 732,0000	9 100,6654	4 383,9400