

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**Дніпровський національний університет залізничного транспорту**  
**імені академіка В. Лазаряна**

Кафедра «Мости та тунелі»

До захисту:

Завідувач кафедри МТ

\_\_\_\_\_ О. Л. Тютюкін

«\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2020 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 рішень при проєктуванні сталезалізобетонної прогонової споруди»

Theme: « Development of rational solutions in the design of reinforced concrete girder structures »

Керівник магістерської роботи	<u>Д.т.н., доц.</u> _____	(посада)	(підпис)	<u>Петренко В.Д.</u> _____	(ПІБ)
Консультант розділу з БЖД	<u>К.т.н., доц.</u> _____	(посада)	(підпис)	<u>Заєць Ю. Л.</u> _____	(ПІБ)
Нормоконтролер	<u>Асистент</u> _____	(посада)	(підпис)	<u>Овчинников П.А.</u> _____	(ПІБ)
Виконавець, студент групи МТ				<u>Щербина Д.І.</u> _____	(ПІБ)
Student			(підпис)	<u>Shcherbyna Daryna</u> _____	

2020 р.

					<i>011.150028.ДР.2019.000</i>						
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата							
Розробив	<u>Щербина Д.І.</u>				<b>ЗМІСТ</b>			Літ.	Арк.	Аркушів	
Керівник	<u>Петренко В.П.</u>										
Керів.розділу											
Консульт.											
Н.контроль											
ДНУЗТ, група МТ											

## ЗМІСТ

ЗМІСТ.....	1
ВСТУП .....	4
РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ.. <b>Помилка! Закладку не визначено.</b>	
1.1.1.Характеристика району реконструкції мосту. Гідрогеологічні умови .....	5
1.1.2.Опори.....	6
1.1.3.Опорні частини.....	8
1.1.4.Прогонові будови.....	9
1.1.5.Мостове полотно, експлуатаційні облаштування, освітлення та комунікації.....	9
1.1.6.Підходи до мостового переходу, регуляційні споруди, підмостова зона .....	10
1.2.Результати обстежень.....	
1.2.1 По прогонових будовах .....	12
1.2.2 По опорах .....	16
1.2.3 По мостовому полотну .....	22
1.2.4 По підходам до мостового переходу, по регуляційним спорудам та підмостовій зоні.....	24
РОЗДІЛ 2 РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТУ .....	25
2.1.Варіант 1 .....	25
2.2.Варіант 2 .....	29
2.3.Варіант 3.....	34
2.4 Порівняння варіантів .....	37
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ .....	38
3.1. Визначення зусиль в плиті .....	38

					<i>011.150028.ДР.2019.000</i>			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Щербина Д.І.				ЗМІСТ	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Петренко В.П.							
Керів.розділу						ДНУЗТ, група МТ		
Консульт.								
Н.контроль								

3.2. Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту .....	50
3.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини.....	54
3.4. Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.....	57
РОЗДІЛ 4 РОБОТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК МОСТІВ ТА ЇХ РОЗРАХУНОК.....	
4.1 Вступ .....	62
4.2 Аналіз стану проблеми .....	63
4.3 Результати досліджень .....	65
4.4 Висновки .....	74
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	
5.1. Вимоги безпеки праці під час монтажу сталезалізобетонних прогонових будов.....	
5.1.1 Перелік робіт під час монтажу прогонових будов .....	75
5.1.2 Механізми та обладнання .....	75
5.1.3 Небезпечні фактори при роботі:.....	75
5.1.4 Шкідливими виробничими факторами слід вважати:.....	76
5.2 Загальні положення.....	77
Висновки .....	86
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	89

## ВСТУП

За останні роки проблема реконструкції отримала найбільшу значимість, особливо для мостів шляхопроводів розташованих на магістральних дорогах. Більшість споруд побудованих в 50 - 60 роки, не відповідають сучасним нормам проектування і існуючим реальним навантаженням від автомобільного транспорту.

Головне завдання реконструкції – дати штучній споруді новий термін служби з урахуванням комфортних умов руху сучасного транспорту. Ідеальним варіантом реконструкції є доведення всіх без винятку його параметрів до умов сучасних норм.

Реконструкція включає розширення моста з посиленням і без нього. Усе залежить від конкретних завдань реконструкції та економічних чинників.

Під реконструкцією розуміють підвищення якості споруди (зміна геометричних параметрів та несучої здатності). Причиною реконструкції найчастіше є моральний знос конструкції. Фізичний знос – зниження з часом вантажопідйомності, довговічності і надійності внаслідок впливу зовнішніх факторів. Усувається під час ремонту шляхом відновлення дефектних елементів або заміною їх новими.

Конструкція вважається морально зношеною, якщо перестає відповідати вимогам до несучої і пропускної здатності. Моральний знос, як правило, настає раніше фізичного, зазвичай через 15 – 20 років. Це обумовлено зростанням ваги, інтенсивності і габаритних розмірів автомобільних навантажень, а також внесенням відповідних змін до нормативних документів. За даними Міністерства інфраструктури України в Україні всього близько 16 тис. мостів, з яких в аварійному стані перебуває 9

					011.150028.ДР.2019.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ЗМІСТ	Літ.	Арк.	Аркушів
Розробив		Шербина Д.І						
Керівник		Петренко В.П						
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль						ДНУЗТ, група МТ		

тис. На жаль, це величезна проблема для нашої країни, яка потребує негайного вирішення. Для вирішення цієї гострої проблеми необхідні значні кошти, які держава на жаль не може виділити одразу. Якщо говорити про великі мости, наприклад, як у Києві через Дніпро, то капітальний ремонт може коштувати близько 1 млрд грн. Цю цифру не потрібно множити на 9 тис. мостів, тому що є невеликі мости, вони вимагають значно менших інвестицій, щоб привести їх в порядок. Але це має бути постійний потік грошей, щорічний, щоб мости ремонтувалися.

На жаль мости опиняються в аварійному стані не лише через фактори природнього зносу, а й через пошкодження або руйнування внаслідок терористичних актів на сході країни, в зоні бойових дій.

Для відновлення таких мостів залучаються спеціалісти Державної спеціальної служби транспорту Міністерства оборони України.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		5

## РОЗДІЛ 1

### ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

#### 1.1.1. Характеристика району реконструкції мосту. Гідрогеологічні умови

Даний міст через р. Мокра Плотва розташований на автомобільній дорозі державного значення КПП «Танюшівка» – Старобільськ –Артемівськ, км 179+081.

Найближчий населений пункт – с. Бахмутське. Категорія дороги на даній ділянці – IV.

Глибина русла – 0,3 м.;

Схема мосту – 3х11,36 м;

Довжина мосту – 34,68 м;

Підмостовий габарит – 3,6 м;

Габарит мосту – 8,2+2х0,87 м;

Отвір моста – 28,52 м.

Міст запроектований під тимчасові вертикальні навантаження Н-30, НК-80. Відомості про проектні та будівельні організації відсутні.

Даних про пропуск наднормативних навантажень немає. Знаки обмеження вантажопідйомності на підходах відсутні.

					011.150028.ДР.2019.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ЗМІСТ	Літ.	Арк.	Аркушів
Розробив		Шербина Д.І						
Керівник		Петренко В.П						
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль						ДНУЗТ, група МТ		



### 1.1.2.Опори

Опори №1, №4 – залізобетонні однорядні стоякові. Орієнтовно в поперечному перерізі складаються з 6 стійок, розміром 0,35x0,35 м., об'єднаних по верху залізобетонним монолітним ригелем. Довжина ригелів – 9,05 м., висота – 0,5 м., ширина – 0,6 м. Опори №2, №3 – залізобетонні однорядні стоякові. В поперечному перерізі складаються з 6 стійок 0,35x0,35 м, об'єднаних по верху монолітним залізобетонним ригелем, по низу залізобетонним ростверком. Стійки С1, С2, С5 та С6 посилені металевими обоймами. Обойми складаються з вуглика 140x140x10 (4шт. на обойму) та з'єднувальних смуг 145x70x10 ( 16шт. на обойму). Довжина ригелів – 9,05 м., висота – 0,5 м., ширина – 0,6 м.

Фундаменти опор орієнтовно на пальовій основі.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7



Рисунок 1.16 – Вид на опору №1



Рисунок 1.17 – Вид на опору №2

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Рисунок 1.18 – Вид на опору №3



Рисунок 1.19 – Вид на опору №4

### 1.1.3. Опорні частини

Опорні частини – відсутні.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.150028.ДР.2019.000

Арк.

9

#### 1.1.4.Прогонові будови

Прогонові будови мосту – залізобетонні розрізні збірні балочні. В поперечному перерізі складаються з 6 балок. Балки прогонових будов Б1-Б6 прогонів (1-2)-(3-4), довжиною 11,36 м виготовлені за типовим проектом 122-62.

#### 1.1.5.Мостове полотно, експлуатаційні облаштування, освітлення та комунікації

Покриття проїзної частини моста складається з асфальтобетону  $h_{сп} = 9$  см, захисного бетонного шару  $h = 4$  см, гідроізоляції  $h = 1$  см та вирівнюючого бетонного шару  $h_{сп} = 6$  см. Тротуари – залізобетонні збірні. Огородження проїзної частини на мосту – металеве бар'єрне, висотою 0,3м., суміщене з парапетним залізобетонним огородженням. Перильна огорожа мосту – зруйнована. Відвід води на мосту виконується за допомогою водовідвідних трубок. Електроосвітлення відсутнє. Комунікації – відсутні. Крайова та вісьова розмітки відсутні.



					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Рисунок 1.20 – Вид на проїзну частину моста.

**1.1.6. Підходи до мостового переходу, регуляційні споруди, підмостова зона**

Параметри дороги:

ширина проїзної частин – 8,2 м.;

ширина узбіччя – 1,5 м.;

Покриття проїзної частини на підходах – асфальтобетон. Регуляційні споруди – відсутні.

Крайова та вісьова розмітки відсутні.

Огорожа на підходах – залізобетонні стовпчики тросової огорожі.



Рисунок 1.21. Вид на проїзну частину підходу до мосту з боку м. Артемівськ.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Рисунок 1.22. Вид на проїзну частину підходу до мосту з боку КПП  
«Танюшівка».

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## 1.2.Результати обстежень

### 1.2.1 По прогонових будовах

В результаті обстеження прогонових будов мосту виявлені дефекти, що виникли в результаті природного старіння матеріалів та механічних, фізико-механічних, теплотехнічних впливів у процесі експлуатації споруди:

Прогонова будова 1-2:

- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрах балок Б1 та Б6, 10% від площі поверхні, корозія арматури до 5%.
- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на діафрагмах балок Б5 та Б6, 8% від площі поверхні, корозія арматури до 4%.
- Точечна корозія арматури по низу балок Б1-Б6, 8% від площі поверхні.
- Сталактити по низу ребра балки Б2, 4% від площі поверхні
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6, 20% від площі поверхні.
- Сліди води по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6, 13% від площі поверхні.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Фото 2.1 . Вид на балку Б1 та Б2 прогону 1-2 з низу. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрі балки Б1, корозія арматури до 5%. Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на балках Б1 та Б2.

Прогонова будова 2-3:

- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрі балки Б1, 18% від площі поверхні, корозія арматури до 8%.
- Точечна корозія арматури по низу полук балок Б1-Б6, 10% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів по низу полук та боків ребер балок Б1-Б6, 23% від площі поверхні.
- Сліди води по низу полук та боків ребер балок Б1-Б6, 15% від площі

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

поверхні.



Фото 2.2. Вид на балки Б1 та Б2 прогону 2-3 з низу. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрі балки Б1, корозія арматури 8%. Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на балках Б1 та Б2. Сліди води по низу полки балки Б1.

Прогонова будова 3-4:

- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрі балки Б1, 14% від площі поверхні, корозія арматури до 8%.
- Точечна корозія арматури по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6, 9% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів по низу

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

полок та боків ребер балок Б1-Б6, 18% від площі поверхні.

– Сліди води по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6, 20% від площі поверхні.



					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Фото 2.3. Вид на прогін 3-4 з низу. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ребрі балки Б1, корозія арматури до 8%. Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6.

Сліди води по низу полок та боків ребер балок Б1-Б6.

### 1.2.2 По опорах

В результаті обстеження опор мосту виявлені дефекти, що виникли в результаті природного старіння матеріалів та механічних, фізико-механічних, теплотехнічних впливів у процесі експлуатації споруди:

#### Опора №1:

- Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, 13% від площі поверхні.
- Точечна корозія арматури на ригелі, 15% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі 12% від площі поверхні.
- Частково зруйноване укріплення лобової ділянки конусу, 15% від площі поверхні

#### Опора №2:

- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ригелі, 5% від площі поверхні, корозія арматури до 5%.
- Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, 18% від площі поверхні.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Точечна корозія арматури на ригелі, 7% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі, 9% від площі поверхні.
- Сліди води на ригелі, 12% від площі поверхні.
- Сколи бетону без оголення арматури стійок С1, С2, С5 та С6, 10% від площі поверхні.
- Раковини бетону стійок С1-С6, 11% від площі поверхні.
- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури стаканів стійок С2, С3 та С4, 8% від площі поверхні, корозія арматури до 12%.
- Частково зруйнований стакан стійки С2, 25% від площі поверхні.
- Вертикальна тріщина стакана стійки С1, довжиною 10 см, розкриттям до 3 мм.
- Точечна корозія арматури стаканів стійок С1-С6, 4% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів стійок С2 та С5, 7% від площі поверхні.
- Раковини бетону стаканів стійок С1-С6, 12% від площі поверхні.
- Поверхнева корозія метала обойм стійок С1, С2, С5 та С6, 100% від площі поверхні.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						18
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Фото 2.4. Вид на опору 2. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури стаканів стійок С2, С3 та С4, корозія арматури до 12%. Сколи бетону без оголення арматури на ригелі та стійках С1, С2, С5 та С6. Точечна корозія арматури стакану стійки С1. Сліди вилуговування у вигляді висолів на ригелі та стакани стійки С2. Сліди води на ригелі. Поверхнева корозія метала обойм стійок С1, С2, С5 та С6.



					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						19
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Фото 2.5. Вид на стійки С1 та С2 опори 2. Частково зруйнований стакан стійки С2.

Опора №3:

- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ригелі, 7% від площі поверхні, корозія арматури до 6%.
- Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, 12% від площі поверхні.
- Точечна корозія арматури на ригелі, 5% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі, 11% від площі поверхні.
- Сліди води на ригелі, 17% від площі поверхні.
- Раковини бетону на ригелі, 14% від площі поверхні.
- Сколи бетону без оголення арматури стійок С1, С2, С5 та С6, 12% від площі поверхні.
- Раковини бетону стійок С1-С6 15% від площі поверхні.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів стійок С3-С5, 8% від площі поверхні.
- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури стаканів стійок С1 та С2, 15% від площі поверхні, корозія арматури до 11%.
- Сколи бетону без оголення арматури стаканів стійок С1, С2, та С5, 8% від площі поверхні.
- Вертикальні тріщини стакану стійки С2, довжиною до 40 см, розкриттям до 6 мм.
- Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів стаканів стійок С1-С6, 12% від площі поверхні.
- Раковини бетону стаканів стійок С1-С6, 10% від площі поверхні.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						20
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Частково зруйнований бетонний ростверк, 25% від площі поверхні.
- Поверхнева корозія метала обойм стійок С1, С2, С5 та С6, 80% від площі поверхні.



Фото 2.6. Вид на опору 3. Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, стійках С1, С2, С5 та С6, стакані стійки С1. Частково зруйнований бетонний ростверк. Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі, стійках С3-С5, стаканів стійок С1-С4. Сліди води на ригелі. Поверхнева корозія метала обойм стійок С1, С2, С5 та С6.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						21
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Фото 2.7. Вид на опору 3. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури стаканів стійок С1 та С2, корозія арматури до 11%. Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, стійках С1, С2 та С5. Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі, стійках С3-С4, стаканів стійок С1-С5. Сліди води на ригелі. Поверхнева корозія метала обойм стійок С1, С2, С5 та С6.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						22
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Фото 2.8. Вид на ригель та стійки С5-С6 опори 3. Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на торці ригеля, корозія арматури до 6%.

Опора №4:

– Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на ригелі, 10% від площі поверхні, корозія арматури до 7%.

– Сколи бетону без оголення арматури на ригелі, 12% від площі поверхні.

– Сліди вилуговування цементного каменю у вигляді висолів на ригелі, 9% від площі поверхні.

– Сліди води на ригелі, 17% від площі поверхні.

– Частково зруйноване укріплення лобової ділянки конусу, 35% від площі поверхні

### 1.2.3 По мостовому полотну

В результаті обстеження мостового полотна виявлені наступні основні дефекти, які впливають на довговічність та вантажопідйомність споруди:

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Деформаційні шви не працюють.
- Гідроізоляція частково зруйнована.
- Сколи захисного шару бетону з оголенням арматури на торцях тротуарів з верхового та низового боків по всій довжині моста, 10% від площі поверхні, корозія арматури до 5%.
- Сколи бетону без оголення арматури на торцях тротуарів з верхового та низового боків по всій довжині моста, 35% від площі поверхні.
- Провали тротуарних залізобетонних плит з низового боку прогону 3-4, довжина провалу 3м, ширина провалу 1м.
- Провал тротуарної залізобетонної плити з верхового боку прогону 3-4, довжина провалу 0,5 м., ширина провалу 0,9 м.
- Перильна огорожа зруйнована.
- Бар'єрна огорожа проїзної частини не відповідає нормативним вимогам.
- Вибіони в асфальтобетонному покритті проїзної частини, 12% від площі поверхні.
- Ділянки проїзної частини біля бар'єрного огородження з верхового та низового боків засорені по всій довжині моста.
- Відсутні крайова та вісьова розмітки.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Фото 2.9. Вид на мостове полотно. Перильна огорожа зруйнована.

Бар'єрна огорожа проїзної частини не відповідає нормативним вимогам. Вибоїни в асфальтобетонному покритті проїзної частини. Ділянки проїзної частини біля бар'єрного огородження з верхового та низового боків засорені по всій довжині моста. Відсутні крайова та вісьова розмітки.

#### **1.2.4 По підходам до мостового переходу, по регуляційним спорудам та підмостовій зоні**

В результаті обстеження підходів до мосту та підмостової зони, виявлені наступні основні дефекти:

- Відсутні засоби організації дорожнього руху.
- Засорені узбіччя.
- Відсутні крайова та вісьова розмітки.
- Частково зруйнована тросова огорожа.
- Вибоїни в асфальтобетонному покритті.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРОБКА ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РЕКОНСТРУКЦІЇ МОСТУ

#### 2.1 Варіант 1

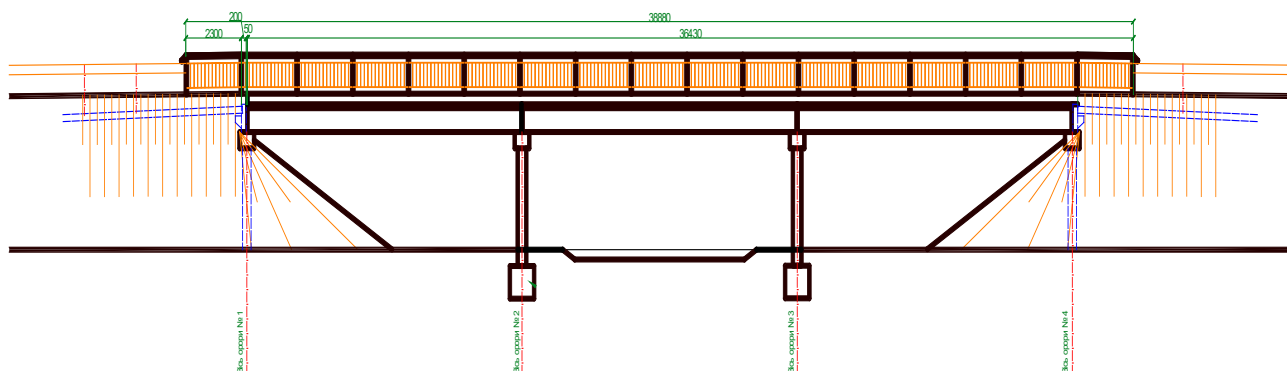


Рисунок 2.1 – Схема варіанта №1

Варіант №1- це ремонт за старою схемою. У цьому варіанті мостового переходу передбачається ремонт балок прогонової будови та підсилення прогонових будов, для пропуску сучасного нормативного тимчасового навантаження за допомогою монолітної залізобетонної накладної плити

Згідно першого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

- Для балок прогонової будови потрібно: видалити слабкий захисний шар бетону, очистити арматуру від продуктів корозії, продути стиснутим повітрям. Відновити захисний шар бетону полімер-цементним розчином. Встановити сльозинки

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Виконати підсилення прогонових будов, для пропуску сучасного нормативного тимчасового навантаження за допомогою монолітної залізобетонної накладної плити.
- Опори посилити залізобетонним «сорочками»
- Влаштувати нову гідроізоляцію, з нанесенням під тиском, по верху монолітної залізобетонною накладної плити.
- Відновити захисний шар бетону пошкоджених залізобетонних елементів споруди за допомогою полімерної мінеральної суміш.
- Відновити залізобетонне укріплення конусу насипу.
- Відновити тротуарні консолі.
- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.
- 

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ЩАМ-20 згідно з ДСТУ Б В.2.7- 127- 2015

БМП 60/ 90- 53 згідно з ДСТУ Б В.2.7- 313 2016 - 50мм

ЕКШМ- 50 згідно з ДСТУ Б В.2.7- 129 2013 - 0.3г/ м

АСГ Др.ЩА.НП1 БНД 60/ 90 згідно з ДСТУ Б В.2.7- 119 2011- 60мм

Гідроізоляція - 5мм

Бітумний праймер ДСТУ Б В.2.7- 129 2013 - 0.5кг/ м

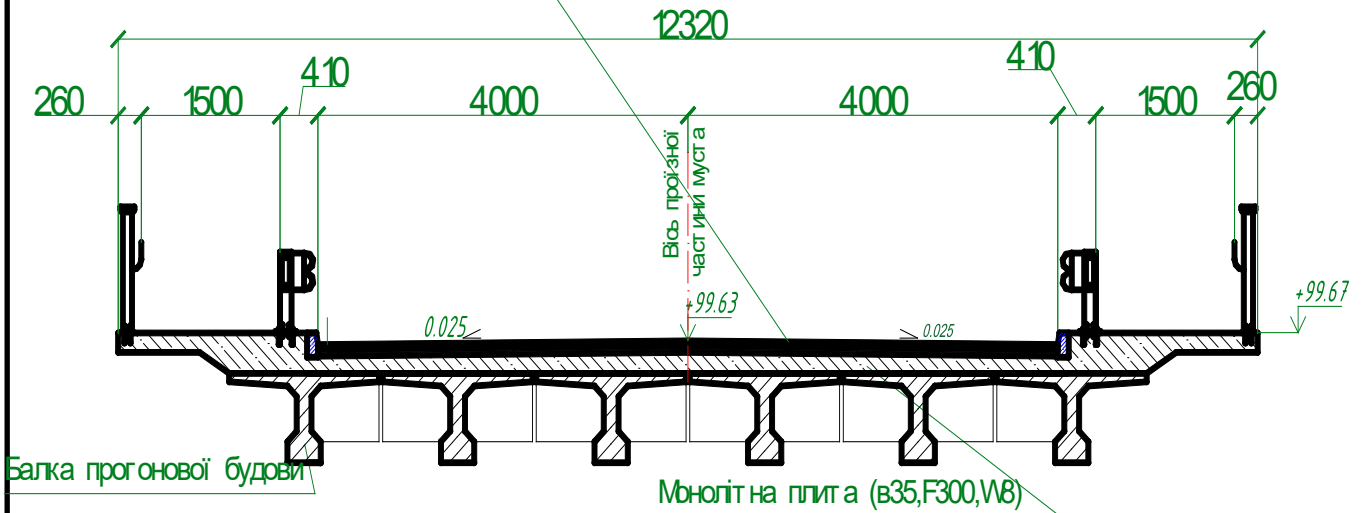


Рисунок 2.2 – Поперечний переріз прогонової споруди.

Визначення вартості робіт варіанту №1 наведено в таблиці 2.1

Таблиця 2.1 – Визначення вартості варіанту №1

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
1. Основні роботи 1 варіант					
1	Демонтаж старого полотна автодороги.	100м <sup>2</sup>	4.16.	4060	16889,6

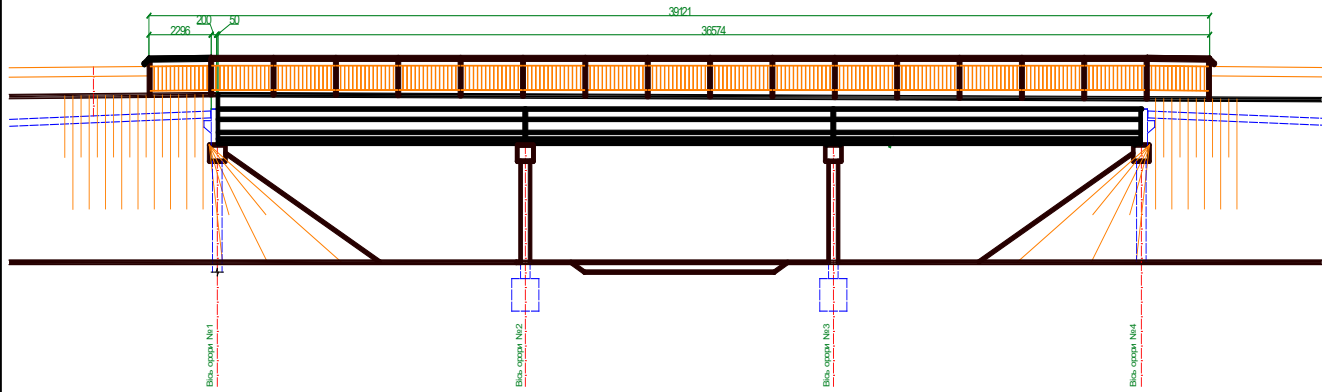
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата
------	------	----------	--------	------

011.150028.ДР.2019.000

Арк.

28

2	Ремонт тріщин, раковин, відколів бетону та місць вилугування	м <sup>3</sup>	35.37	1000	35370
3	Демонтаж старих деформаційних швів	м <sup>3</sup>	1,84	2500	4600
4	Ремонт ригелів опор	м <sup>3</sup>	10,86	5000	54300
5	Підсилення стійок опори	м <sup>3</sup>	10,8	5000	54000
6	Влаштування залізобетонного ростверку	м <sup>3</sup>	18.8	5000	94000
7	Ремонт укріплення відкосу насипу	м <sup>2</sup>	128,64	560	72016
9	Монтаж монолітної залізобетонної накладної плити.	м <sup>3</sup>	88,4	25000	2210000
10	Укладка нового полотна автодороги	м <sup>2</sup>	416,1	1000	416100
11	Установка бар'єрного огороження	м.п.	77,8	9000	700200
12	Установка перильного огороження	м.п.	77,8	4500	350100
всього					3958975,6



## 2.2. Варіант 2.

Рисунок 2.3 – Схема варіанта №2

Варіант №2- це ремонт за старою схемою. У цьому варіанті мостового переходу передбачається замінити старі прогонові будови на попередньо напружені залізобетонні балки довжиною до 11.36 м з висотою перерізу 1.1 м збірно-монолітних прогонових мостів та шляхопроводів виробництва «Обербетон» розроблені під тимчасові вертикальні навантаження Н-30, НК-80.

Також встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.

Основні конструктивні особливості даних балок:

- невелика висота перерізу;
- легкість і швидкість установки в проектне положення;
- використання при виробництві балок попередньо напруженої арматури;

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

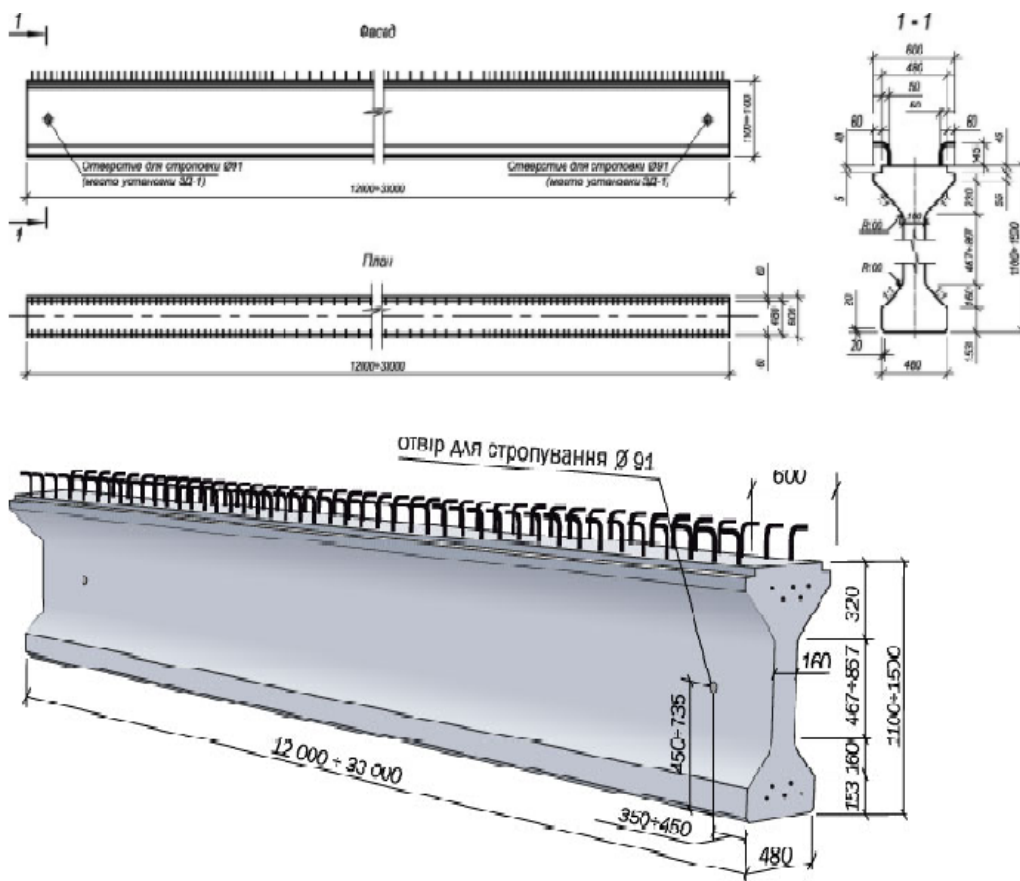


Рисунок 2.4 – Попередньо напружена залізобетонна балка

Згідно першого варіанту реконструкції мосту передбачається виконати такі роботи:

- Заміна балок прогонові будови на нові залізобетонні
- Встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.
- Опори посилити залізобетонним «сорочками»
- Влаштувати нову гідроізоляцію, з нанесенням під тиском, по верху монолітної залізобетонною накладної плити.
- Відновити захисний шар бетону пошкоджених залізобетонних елементів споруди за допомогою полімерної мінеральної суміш.
- Відновити залізобетонне укріплення конусу насипу.
- Відновити тротуарні консолі.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.150028.ДР.2019.000

Арк.

31

- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.

Визначення вартості робіт варіанту №2 наведено в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 – Визначення вартості варіанту №2

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
1. Основні роботи 1 варіант					
1	Демонтаж старого мостового полотна	100м <sup>2</sup>	3.66	3045	11144,7
2	Демонтаж старих деформаційних швів	м <sup>3</sup>	1,84	2500	4600
3	Демонтаж прогонових споруд	м <sup>3</sup>	69,48	1000	69480
4	Ремонт ригелів опор	м <sup>3</sup>	10,86	5000	54300
5	Підсилення стійок	м <sup>3</sup>	10,8	5000	54000
6	Влаштування залізобетонного ростверку	м <sup>3</sup>	18.8	5000	56400

7	Монтаж збірних балок	шт	18	30000	540000
8	Ремонт укріплення відкосу насипу	м <sup>2</sup>	128,64	560	10146,54
9	Монтаж монолітна залізобетонної накладної плити.	м <sup>3</sup>	98,6	25000	2465000
10	Укладка нового полотна автодороги	м <sup>2</sup>	416,1	1000	416100
11	Установка бар'єрного огородження	м.п.	77,8	9000	700200
12	Установка перильного огородження	м.п.	77,8	4500	350100
	Всього				4416381,24

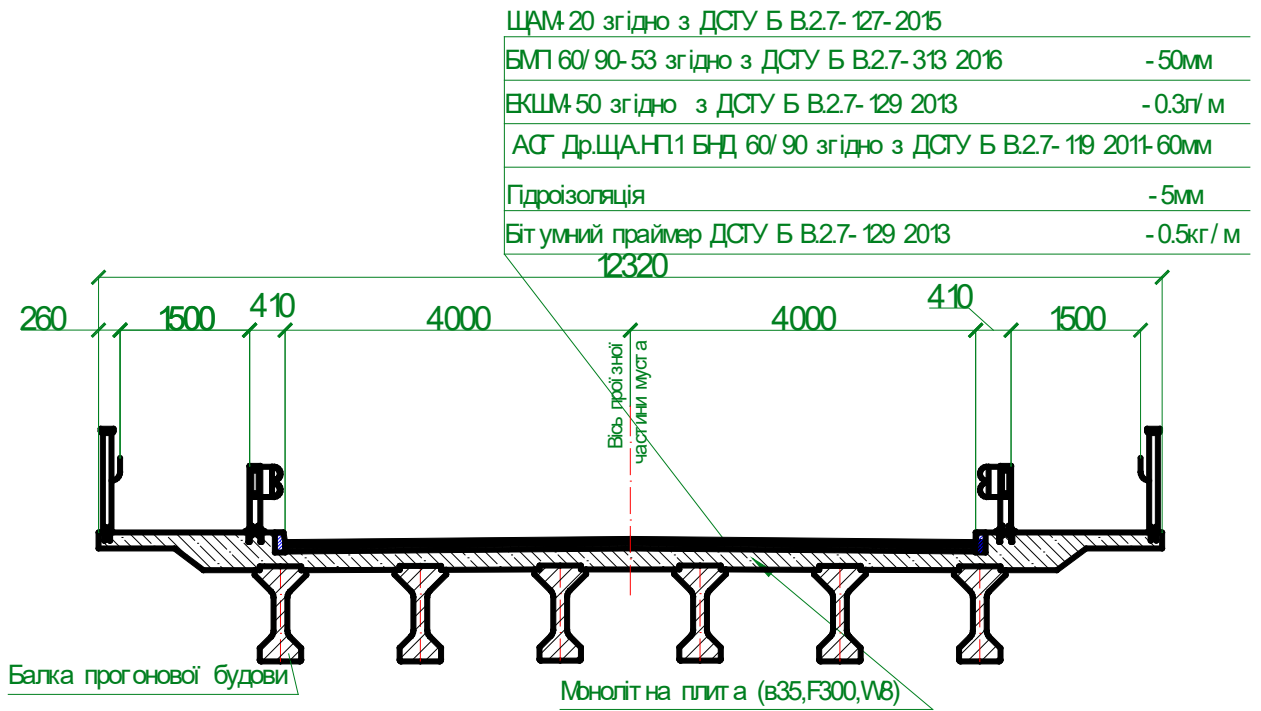


Рисунок 2.5 – Поперечний переріз прогонової споруди

					011.150028.ДР.2019.000	Арк. 34
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



- Встановлення монолітної залізобетонної накладної плити.
- Опори посилити залізобетонним «сорочками»
- Влаштувати нову гідроізоляцію, з нанесенням під тиском, по верху монолітної залізобетонною накладної плити.
- Відновити захисний шар бетону пошкоджених залізобетонних елементів споруди за допомогою полімерної мінеральної суміш.
- Відновити залізобетонне укріплення конусу насипу.
- Відновити тротуарні консолі.
- Влаштувати нове мостове металеве бар'єрне огороження проїзної частини та перильну огорожу.
- Влаштувати нове асфальтобетонне покриття проїзної частини.
- Нанести крайову та вісьову розмітки.
- Гумова опорна частина

Визначення вартості робіт варіанту №3 наведено в таблиці 2.3

Таблиця 2.3 – Визначення вартості варіанту №3

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6
		1. Основні роботи 1 варіант			
1	Демонтаж старого мостового полотна	100м <sup>2</sup>	3.66	3045	11144,7
2	Демонтаж старих деформаційних швів	м <sup>3</sup>	1,84	2500	4600

3	Демонтаж прогонових споруд	м <sup>3</sup>	69,48	1000	69480
4	Ремонт ригелів опор	м <sup>3</sup>	10,86	5000	54300
5	Підсилення стійок	м <sup>3</sup>	10,8	5000	54300
6	Влаштування залізобетонного ростверку	м <sup>3</sup>	18,8	5000	54300
7	Монтаж двотаврових металевих балок	т	21,74	35000	54300
8	Ремонт укріплення відкосу насипу	м <sup>2</sup>	128,64	560	54300
9	Монтаж монолітної залізобетонної накладної плити.	м <sup>3</sup>	98,6	25000	2465000
10	Укладка нового полотна автодороги	м <sup>2</sup>	416,1	1000	416100
11	Установка бар'єрного огородження	м.п.	77,8	9000	700200
12	Установка перильного огородження	м.п.	77,8	4500	350100
	Всього				4288124,7

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		37

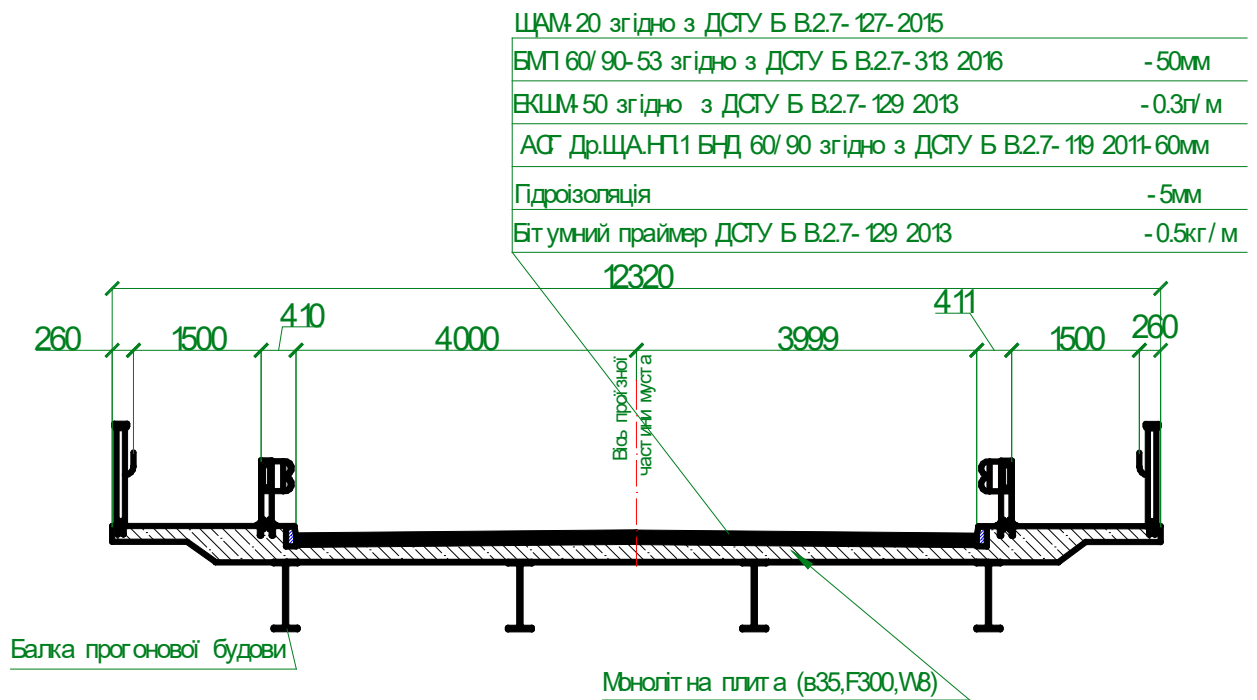


Рисунок 2.8 – Поперечний переріз прогонової споруди

## 2.4 Порівняння варіантів

Порівняння варіантів наведено у таблиці 5.4

Таблиця 2.4 – Порівняння варіантів

№п/п	Вартість
1	3958975,6 грн
2	4416381,24 грн
3	4288124,7 грн

## РОЗДІЛ 3

### РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

#### 3.1. Визначення зусиль в плиті

Вихідні дані. Габарит мосту Г-8,0 м, тротуари по 1,5 м.

Прогонова будова komponується із семи головних балок довжиною 11,36 м з відстанню між осями рівною 1,66 м.(див. рис. 3.1)

Мінімальна товщина плити проїзної частини складає 20 см.

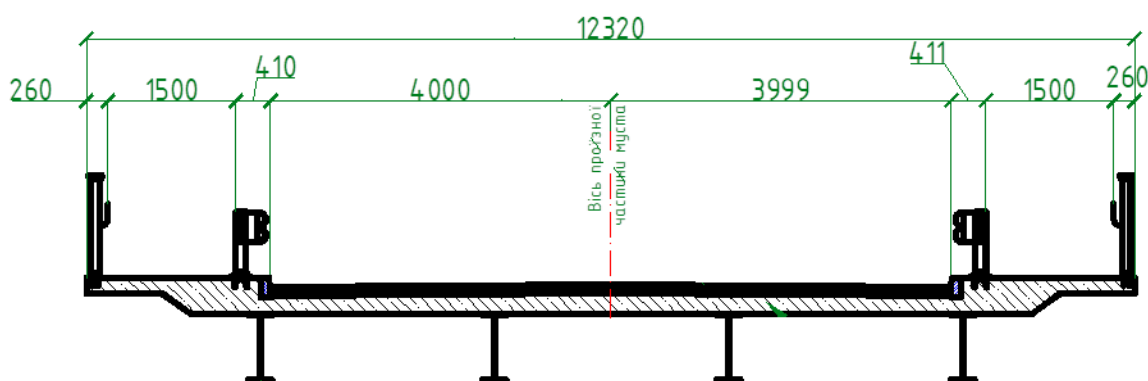


Рисунок 3.1 – Поперечний переріз прогонової будови

Постійне навантаження на 1м<sup>2</sup> плити складається із ваги шарів дорожнього одягу та її власної ваги. Результати зведені в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1. – Постійне навантаження на 1м<sup>2</sup> плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м
1	2	3	4

Щебенево-мастиковий $\delta = 5\text{см}; \rho = 24\text{кн/м}^3$	А/Б	$1 \cdot 0.05 \cdot 24 = 1.2$	2.00	2.4
Дрібнозернистий $\delta = 6\text{см}; \rho = 24\text{кн/м}^3$	А/Б	$1 \cdot 0.06 \cdot 24 = 1.44$	2.00	2.88
Гідроізоляція $\delta = 0.5\text{см}; \rho = 15\text{кн/м}^3$		$1 \cdot 0.005 \cdot 15 = 0.075$	1.25	0.094
Монолітна $\delta = 20\text{см}; \rho = 25\text{кн/м}^3$	плита	$1 \cdot 0.2 \cdot 25 = 5,0$	1.25	6.25
Всього		7.72		11.61

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		40

Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту по осям між балками прогонової будови і складає 1,66 м.

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

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{7,72 \cdot 1,66^2}{8} = 2,47 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{11,61 \cdot 1,66^2}{8} = 3,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження

I випадок завантаження: в прогоні плити розміщена одна колія навантаження А15 (див. рис 3.2).

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А15 за наступною формулою:

$$\frac{v}{2} = \frac{0,98 \cdot K}{2} = \frac{0,98 \cdot 15}{2} = 7,35 \text{ кН/м} \quad (3.2)$$

де  $K=15$  – клас навантаження, що приймається згідно з [3].

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А15 за наступною формулою:

$$\frac{P}{2} = \frac{9,81 \cdot K}{2} = \frac{9,81 \cdot 15}{2} = 73,58 \text{ кН/м} \quad (3.3)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

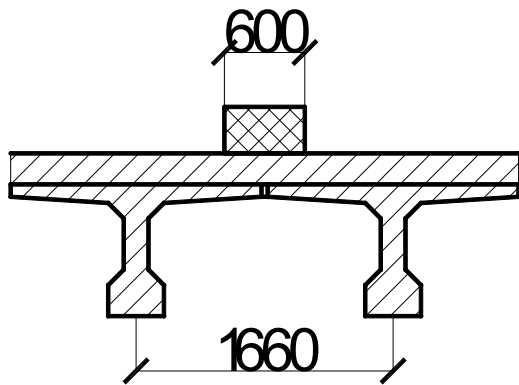


Рисунок 3.2 – Схема навантаження плити однією смугою А-15

При ширині колії  $b=0,6$  м та розподіленні навантаження в товщі дорожнього одягу  $H=0,12$  м під кутом  $45^{\circ}$  ширина площадки розподілу навантаження вздовж прогону плити визначається за формулою:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,12 = 0,84 \text{ м} \quad (3.4)$$

Поперек прогону плити за формулою:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,66}{3} = 0,97 \text{ м} \quad (3.5)$$

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

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 1,66 = 1,07 \quad (3.6)$$

Приймаємо  $a_1 = 1,07$  м;

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

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		42

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{7,35}{0,84} \cdot 1 = 8,75 \text{ кН/м} \quad (3.7)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь  $P_{AT} = 147,15$  кН:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{147,15}{2 \cdot 1,07 \cdot 0,84} = 81,86 \text{ кН/м} \quad (3.8)$$

Нормативний згинаючий момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{7,72 \cdot 1,6^2}{8} + (8,75 + 81,86) \cdot 0,84 \cdot \frac{1,6 - 0,5 \cdot 0,84}{4} = 24,92 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.9)$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{11,61 \cdot 1,6^2}{8} + (1,5 \cdot 7,72 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot 81,86) \cdot 0,84 \cdot \frac{1,66 - 0,5 \cdot 0,84}{4} = 46,14 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.10)$$

де  $(1 + \mu) = 1,3$  – динамічний коефіцієнт для тандему, що приймається згідно з [3].

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M_0^{\text{в}} = ((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_1}{4} = (81,86) \cdot 0,84 \cdot \frac{1,66 - 0,5 \cdot 0,84}{4} = 20,28 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.11)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						43
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де  $(1 + \mu) = 1,0$  – динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість, що приймається згідно з [3].

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження  $(1 + \mu) = 1,0$  згідно з [3].

II випадок завантаження: в прогоні плити розміщені дві колії навантаження А-15 – від двох смуг максимально наближених одна до одної (див. рис 6.3):

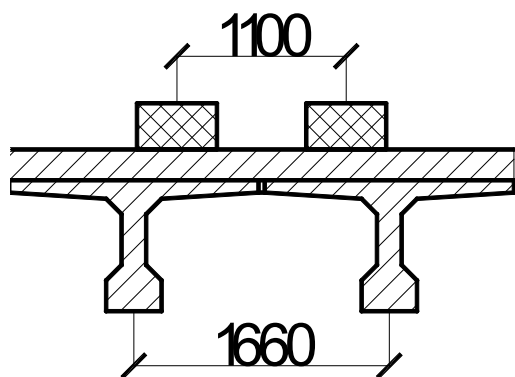


Рисунок 6.3 – Схема завантаження плити двома смугами А-15.

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

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1,1 + 0,84 = 1,94 \text{ м} \quad (3.12)$$

де  $b_1 = 0.84$  – з розрахунку за першим випадком завантаження, м;

Умова  $b_2 < l_p$  не виконується, приймаємо  $b_2 = 1,66 \text{ м}$

Інтенсивність рівномірного смугового навантаження:

$$q_v = \frac{2 \cdot \nu / 2}{b_1} \cdot 1 = \frac{2 \cdot 7,35}{1,6} \cdot 1 = 9,19 \text{ кН/м} \quad (3.13)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		44

Інтенсивність навантаження від тандему:

$$q_P = \frac{P_{AT}}{a_1 \cdot b_1} = \frac{147,15}{1,07 \cdot 1,6} = 85,95 \text{ кН/м} \quad (3.14)$$

Згинальний момент в середині прогону смуги плити шириною 1 м:

Нормативний:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_1) \cdot b_2 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_2}{4} = \\ &= \frac{7,72 \cdot 1,66^2}{8} + (9,19 + 85,95) \cdot 1,6 \cdot \frac{1,6 - 0,5 \cdot 1,66}{4} = 32,92 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Розрахунковий:

$$M_0 = \frac{11,61 \cdot 1,66^2}{8} + (1,5 \cdot 9,19 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot 85,95) \cdot 1,66 \cdot \frac{1,66 - 0,5 \cdot 1,66}{4} = 61,76 \quad (3.16)$$

При визначенні поперечної сили враховуємо, що у опори ширина площадки розподілення поперек прогону плити  $a_K = a + 2H$ , але не менше  $l_p / 3$

:

$$a_{on} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 = 0,44 \text{ м} < \frac{l_p}{3} = \frac{1,66}{3} = 0,53 \text{ м} \quad (3.17)$$

Ординати лінії впливу під осями коліс:

$$y_1 = \frac{1(l_p - 0,25)}{l_p} = \frac{1(1,66 - 0,25)}{1,66} = 0,84 \quad (3.18)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$y_2 = \frac{1(l_p - 0.84 / 2 - 1.1)}{l_p} = \frac{1(1,66 - 0,25 - 1.1)}{1,66} = 0.16 \quad (3.19)$$

Тоді розрахункова величина поперечної сили біля опори буде:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + \left[ \gamma_{f.A} \cdot \frac{v}{2} \cdot (y_1 + y_2) + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.AT} \cdot \frac{P_{AT}}{2} \cdot \frac{(y_1 + y_2)}{a_1} \right], \quad (3.20)$$

$$Q_0 = \frac{11.61 \cdot 1,66}{2} + \left[ 1.5 \cdot 7,35 \cdot (0.84 + 0.16) + 1.5 \cdot 1.3 \cdot \frac{147,15}{2} \cdot \frac{(0.84 + 0.16)}{1.07} \right] = 154,4 \text{ кН}$$

III випадок завантаження: в прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-100 (див. рис. 6.4).

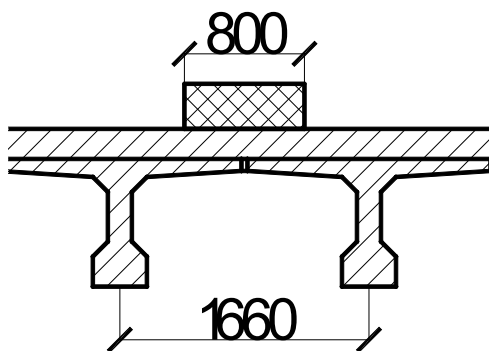


Рисунок 6.4 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-100.

При ширині колеса  $b=0.8$  м та  $H=0,12$  м тиск, що розподіляється від нього в товщі дорожнього одягу під кутом  $45^\circ$  рівний:

$$b_1 = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,12 = 1,04 \text{ м} \quad (3.20)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		46

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему А-15  $a_1=0,97$  м, а тому може дорівнювати  $\frac{2}{3} \cdot l_p=1,07$  м, але не більше ніж відстань між колесами 1,2 м.

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$\begin{aligned} a_1 &= 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + 0.2 + 2 \cdot 0.12 + \frac{1,66}{3} = \\ &= 4.57 \leq 3 \cdot 1.2 + \frac{2 \cdot l_p}{3} = 4.67 \end{aligned} \quad (3.21)$$

Приймаємо  $a_1=4.67$  м.

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + \frac{1,66}{3} = 4.13 \text{ м} \quad (3.22)$$

Інтенсивність навантаження на  $1\text{ м}^2$ :

$$q_p = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 250 / 2}{4.67 \cdot 1.04} = 102.95 \text{ кПа} \quad (3.23)$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot q_p \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5b_1}{4}, \\ M_0 &= \frac{11.61 \cdot 1,66^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 102,95 \cdot 1.04 \cdot \frac{2 - 0.5 \cdot 1.04}{4} = 43,33 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.24)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		47

де  $(1 + \mu) = 1,0$  – динамічний коефіцієнт для розрахунку НК-100, що приймається згідно з [3].

Ординати лінії впливу під віссю колеса:

$$y_3 = \frac{1(l_p - 1,04 / 2)}{l_p} = \frac{1(1,6 - 1,04 / 2)}{1,66} = 0,675 \quad (3.25)$$

Поперечна сила біля опори:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3; \quad (3.26)$$

$$Q_0 = \frac{11,61 \cdot 1,66}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot 250 / 2}{4,67} \cdot 0,675 = 81,56 \text{ кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю 6.2:

Таблиця 3.2 – Постійне навантаження на 1 м<sup>2</sup> плити

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-15 (1 колесо)	II випадок А-15 (2 колеса)	III випадок НК-100
1	2	3	4
$M_0^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	24,92	<b>32,92</b>	-
$M_0, \text{кН} \cdot \text{м}$	46,14	<b>61,76</b>	43,33
$M_q^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	2,47	2,47	2,47
$M_q, \text{кН} \cdot \text{м}$	3,72	3,72	3,72
$Q, \text{кН}$	-	<b>154,4</b>	81,56

Для подальших розрахунків плити вибираємо з таблиці максимальні величини згинальних моментів та поперечних сил (розрахункових для розрахунків на міцність та витривалість, нормативних – для розрахунку тріщиностійкості) для різних випадків навантаження. Навантаження НК-100 не враховується при розрахунках плити проїзної частини на тріщиностійкість і витривалість.

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

Момент інерції на кручення :

$$I_k = \frac{1}{3} \times \left( \frac{b}{\delta} - 0.63 \right) \times \delta^4 = \frac{1}{3} \times \left( \frac{166}{20} - 0.63 \right) \times 20^4 = 393067 \text{ см}^4; \quad (3.27)$$

де  $b=160$  – розрахунковий прогін плити, см;

$\delta=20$  – висота плити, см;

Циліндрична жорсткість плити:

$$D = \frac{E_b \times h_f^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{E_b \times 20^3}{12(1 - 0.2^2)} = 640E_b \quad (3.28)$$

$$n_1 = 0.001 \times \frac{Dl_p^3}{G_b I_k} = 0.001 \times \frac{640E_b \times 166^3}{0.42E_b \times 393067} = 15,88 \quad (3.29)$$

де  $E_b$  – початковий модуль пружності бетону;

$G_b=0,4E_b$  – модуль зсуву бетону;

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

При  $n_1=15,88 < 30$ :

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						49
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

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

Згинальний момент з врахуванням поправочного коефіцієнта  $\alpha$  та максимальних моментів в розрізній схемі:

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

$$M_n = -0.8(32,92) = -26,34 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = 0.25(32,92) = 8,23 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(61,76) = -49,41 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = -0.8(20,28) = -16,22 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(61,76) = 15,44 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.25(20,28) = 5,07 \text{кН} \cdot \text{м}$$

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

$$M_n = 0.5(32,92) = 16,46 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(32,92) = -8,23 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(61,76) = 30,88 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 0.5(20,28) = 10,14 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.25(61,76) = -15,44 \text{кН} \cdot \text{м}$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		50

$$M' = -0.25(20,28) = -5,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності. Біля опори  $Q=Q_0=154,4$  кН.

### 3.2. Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту

Приймаємо для плити бетон класу В35 з:

$R_B=17,5$  МПа – розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt}=1,15$  МПа – розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Арматура класу А400С діаметром  $d=14$  мм:

$R_s=400$  МПа – розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

Розрахунок армування верхньої зони плити:

1. За товщини плити  $h_f=20$  см робоча висота плити:

$$h_0 = h - a_s = 20 - 5,7 = 14,3 \text{ см} \quad (3.30)$$

$$a_s = a_b + \frac{d}{2} = 5 + \frac{14}{2} = 5,7 \text{ см} \quad (3.31)$$

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

Розрахунок проводимо для перерізу шириною  $b=1$  м (див. рис. 3.5).

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						51
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

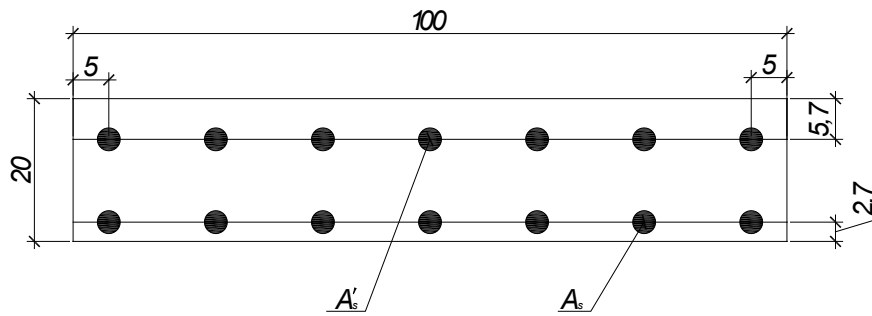


Рисунок 3.5 – Поперечний переріз плити проїзної частини

2. Обчислимо коефіцієнт  $\alpha_0$  :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{49,41 \cdot 10^3}{17,5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0,143^2} = 0,138 \quad (3.32)$$

3. За знайденим  $\alpha_0$  визначаємо;  $\xi=0,149$ ,  $\eta_1=0,926$ .

4. Визначаємо  $\xi_y$  :

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71 \quad (3.33)$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,553 \quad (3.34)$$

$\xi = 0,149 < \xi_y = 0,553$  – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{49,41 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 14,3 \cdot 0,926} = 9,33 \text{ см}^2 \quad (3.35)$$

						011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			52

За сортаментом для армування верхньої частини плити приймаємо арматуру класу 8A400С Ø14 мм  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо Ø12 мм з кроком 200 мм арматури класу А400С. Тоді  $A_{sp} = 5,65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left( h'_0 - \frac{x'}{2} \right) = 17.5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left( \frac{400 \cdot 12,32}{17.5 \cdot 100} \right) \times$$

$$\times \left( \left( 20 - 5 - \frac{1.4}{2} \right) - \left( \frac{400 \cdot 10,78}{17.5 \cdot 100} \right) \div 2 \right) = 64,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 49,41 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.36)$$

Міцність забезпечена.

6. Перевіряємо міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b + Q_w \quad (3.37)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 \quad (3.38)$$

де  $c = h_0 = 14.3 \text{ см}$

$$m = 1.3 + 0.4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,143^2}{0,143} = 328,9 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 1,3 \cdot 1,15 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,143 = 213,78 \text{ кН}$$

Приймаємо  $Q_b = 213,78 \text{ кН}$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		53

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r, \quad (3.39)$$

де  $A_w^r = 12,32 \cdot 2 = 24,64$  – площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз,  $\text{см}^2$ ;

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r = 1000 \cdot 24,64 = 24640 \text{ кг} = 246,4 \text{ кН} \quad (3.40)$$

$Q_b + Q_w^r = 213,78 + 246,4 = 460,18 \text{ кН} > Q = 154,4 \text{ кН}$  – міцність забезпечується.

Розрахунок армування нижньої зони плити:

1. За товщини плити  $h_f = 20 \text{ см}$ , робоча висота плити  $h_0$ :

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1,2}{2} = 2,6 \text{ см} \quad (3.41)$$

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

$$h_0 = h - a'_s = 20 - 2,6 = 17,4 \text{ см} \quad (3.42)$$

2. Обчислимо коефіцієнт  $\alpha_0$ :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{30,88 \cdot 10^3}{17,5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0,174^2} = 0,058$$

3. За знайденим  $\alpha_0$  визначаємо  $\xi = 0,06$ ;  $\eta_1 = 0,97$

4. Визначаємо  $\xi_y$ :

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		54

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1}\right)} = 0.553$$

$\xi = 0.06 < \xi_y = 0.553$  – умова виконується.

5. Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{30,88 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 17.4 \cdot 0.96} = 4,62 \text{ см}^2$$

За сортаментом для армування нижньої частини плити приймаємо арматуру класу 6A400C  $\varnothing 12_{\text{мм}}$   $A'_s = 6.79 \text{ см}^2$

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

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left( h'_0 - \frac{x'}{2} \right) = 17.5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot \left( \frac{400 \cdot 6.79}{17.5 \cdot 100} \right) \times \\ \times \left( \left( 20 - 2 - \frac{1.2}{2} \right) - \left( \frac{400 \cdot 6.79}{17.5 \cdot 100} \right) \div 2 \right) = 43.05 \text{ кН} \cdot \text{м} > 30.88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Міцність забезпечена.

### 3.3. Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини

Плиту проїзної частини з ненапруженою арматурою відносять до елементів, в яких допускається утворення тріщин. Гранична ширина розкриття тріщин  $\Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$ . Перевіряємо тріщиностійкість плити проїзної частини в опорному перерізі і в середині прольоту з максимальними нормативними згинальними моментами  $M_n = -26,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$  на опорі і

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		55

$M_n = 16,46 \text{ кН} \cdot \text{м}$  в середині прольоту. Висота стиснутої зони перерізу плити з бетоном класу В35 з  $R_b = 17.5 \text{ МПа}$  при армуванні арматурою класу А400С діаметром 14 мм з  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$  та  $R_s = 400 \text{ МПа}$  буде:

Висота стиснутої зони для верхньої арматури:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.028 \text{ м} = 2.8 \text{ см} \quad (3.43)$$

Висота стиснутої зони для нижньої арматури:

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 6.79 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.016 \text{ м} = 1.6 \text{ см} \quad (3.44)$$

Робоча висота перерізу (в опорному перерізі):

$$h_0 = h - a_b - \frac{d}{2} = 0.20 - 0.05 - \frac{0.014}{2} = 14.3 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу (в середині прольоту):

$$h'_0 = h - a'_b - \frac{d}{2} = 0.20 - 0.02 - \frac{0.012}{2} = 17.4 \text{ см}$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{26,34 \cdot 10^3}{12,32 \cdot (14.3 - 0.5 \cdot 2.8)} = 165,7 \text{ МПа} \quad (3.45)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						56
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{16,46 \cdot 10^3}{6.79 \cdot (17.4 - 0.5 \cdot 1.6)} = 146 \text{ МПа} \quad (3.46)$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left( a_b + \frac{d}{2} + 8 \cdot d \right) = 100 \cdot \left( 5 + \frac{1.4}{2} + 8 \cdot 1.4 \right) = 1690 \text{ см}^2 \quad (3.47)$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left( a'_b + \frac{d}{2} + 6 \cdot d \right) = 100 \cdot \left( 2 + \frac{1.2}{2} + 6 \cdot 1.2 \right) = 980 \text{ см}^2 \quad (3.47)$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{1690}{1 \cdot 8 \cdot 1.4} = 150,9 \text{ см} \quad (3.48)$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{980}{1 \cdot 6 \cdot 1.2} = 136,11 \text{ см} \quad (3.49)$$

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

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

Коефіцієнт розкриття тріщин(в опорному перерізі):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} = 1.5 \cdot \sqrt{150,9} = 18.43 \quad (3.50)$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		57

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{136.11} = 17.5 \quad (3.51)$$

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

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Psi = \frac{165,7}{2 \cdot 10^5} \cdot 18.43 = 0.015 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.52)$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot \Psi' = \frac{146}{2 \cdot 10^5} \cdot 17.5 = 0.013 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.53)$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

### 3.4. Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до [2] плита проїзної частини автодорожніх та міських мостів підлягає розрахунку на витривалість.

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

Перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{bl} \cdot R_b \quad (3.54)$$

де  $M' = -16,22$  – максимальний момент на витривалість, кН·м;

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						58
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

Розрахунок виконуємо для опорного перерізу, де діють максимальній момент  $M'_{max} = -16,22 кН \cdot м$  та мінімальний  $M'_{min} = 5,07 кН \cdot м$ .

Товщина плити 20 см, арматура прийнята А400 Ø 14 мм, захисний шар для верхньої арматури 5 см, а для нижньої робочої арматури – 2 см.

Коефіцієнт відношення модулів пружності  $n' = \frac{E_s}{E_b} = 15$  у розрахунках

на витривалість приймаємо для бетону класу В35 згідно [1].

Площа арматури  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$  в верхній зоні та  $A'_s = 6,79 \text{ см}^2$  – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 15 \frac{12,32 + 6,79}{100} = 2,87 \text{ см} \quad (3.55)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 15 \frac{(12,32 \cdot 14,3 + 6,79 \cdot 2,6)}{100} = 58,15 \text{ см}^2 \quad (3.56)$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -2,87 + \sqrt{2,87^2 + 58,15} = 5,2 \text{ см} \quad (3.57)$$

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

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						59
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$I_{red,пл} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2, \quad (3.58)$$

$$I_{red,пл} = \frac{100 \cdot 5,28^3}{3} + 15 \cdot 12,32 \cdot (14,3 - 5,28)^2 + 15 \cdot 6,79 \cdot (5,28 - 2,6)^2 = 20674 \text{ см}^4$$

Визначення  $\sigma_{b,max}$  та  $\sigma_{b,min}$  для бетону при  $M_{max} = -16,22$  кНм та  $M_{min} = +5,07$  кНм

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -16,22 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,0528}{206,74 \cdot 10^{-6}} = -4,14 \text{ МПа} \quad (3.59)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = +5,07 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,0528}{206,74 \cdot 10^{-6}} = +1,29 \text{ МПа} \quad (3.60)$$

В [1] знаходимо  $\beta_b = 1,28$  для бетону класу В35;

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}} = 0 \text{ тому, що напруження різних знаків.}$$

В [1] знаходимо  $\varepsilon_b = 1,0$ ,

$$m_{b1} \cdot R_b = 0,6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 1,0 \cdot 17,5 = 13,44 \text{ МПа} \quad (3.61)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 4,14 \text{ МПа} < 13,44 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						60
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a'_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (3.62)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при  $M_{max} = -16,22$  кНм та  $M_{min} = +5,07$  кНм

$$\sigma_{s,max} = 15 \cdot 16,22 \cdot 10^3 \frac{0,20 - 0,0528 - 0,057}{206,74 \cdot 10^{-6}} = 106,2 \text{ МПа}$$

Для  $M_{min} = -5,07$  кНм розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot a'_s + A_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(12,32 \cdot 5,7 + 6,79 \cdot 17,4)}{100} = 56,51 \text{ см}^2 \quad (3.63)$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -2,87 + \sqrt{2,87^2 + 56,51} = 5,18 \text{ см} \quad (3.64)$$

$$\sigma_{s,min} = n' \cdot M_{min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 15 \cdot (-5,07 \cdot 10^3) \cdot \frac{0,0518 - 0,026}{206,74 \cdot 10^{-6}} = -7,53 \text{ МПа} \quad (3.65)$$

Визначення  $\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{-7,53}{106,2} = -0,07$ ,  $\beta_{\rho w} = 1$  за відсутності зварних

з'єднань  $\varepsilon_{\rho s} = 0,9$  з [1].

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		61

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.9 \cdot 1 \cdot 400 = 360 \text{ МПа} \quad (3.66)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,\max} = 106,2 \text{ МПа} < 360 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

Умову виконано.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		62

## РОЗДІЛ 4

### РОБОТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК МОСТІВ ТА ЇХ РОЗРАХУНОК

Розглянуто розрахунок сталезалізобетонних балок мостів з врахуванням особливостей їх роботи. Пропонується при розрахунку перерізів сталеві частини

сталезалізобетонних балок використовувати залежності між напруженнями та деформаціями, які випливають із теорії пластичності.

#### 4.1 Вступ

Сталезалізобетонні балки – ефективні конструкції, в яких раціонально використовується робота основних матеріалів: сталі в розтягнутій зоні, залізобетону – у стиснутій. Витрати сталі на сталезалізобетонні прогонові будови у 1,5...2 рази вищі за залізобетонні, але витрати бетону на одиницю довжини тут майже не залежать від величини прогону. У той же час як у залізобетонних прогонових будовах витрати бетону збільшується зі збільшенням прогону. Відповідно конкурентноздатність сталезалізобетонних прогонових будов зі збільшенням прогону також збільшується.

Діючими у СРСР технічними умовами [1] було заборонено застосування сталезалізобетонних прогонових будов прогоном менше 42 м. Однак, ця заборона не розповсюджувалася на будівництво мостів у важкодоступних районах.

Переважає більшість мостів в Україні (близько 90%) побудовані із залізобетону [2]. Але впровадження нових конструкцій і технологій для

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		63

влаштування сталезалізобетонних прогонів, зростання довжини прогонів у мостах сприяє збільшенню обсягів будівництва сталезалізобетонних мостів. Тому актуальним є завдання теоретичної забезпеченості проектування мостів.

#### 4.2 Аналіз стану проблеми

За всю досить успішну історію будівництва мостів в Україні тільки останнім часом почалося інтенсивне будівництво сталезалізобетонних автодорожніх мостів.

У 1949 р. для Печерського шляхопроводу у Києві була використана рамно-консольна конструкція сталезалізобетонного моста [3]. Ця конструкція складається з двоконсольного сталезалізобетонного ригеля з противагами на консолях і двох просторових опорних ніг, які утворені стояками та косяками (один стояк і один косяк) біля кожного кінця балки. Консолі, противаги та опорні ноги закриті декоративними стінками стояків.

У плані розвитку конструктивних систем треба відзначити розробку Київською філією (КФ) “Союздорпроекту” у 1957-1961 рр. проектів балково-нерозрізних сталезалізобетонних прогонових будов за схемою  $n \times 40$  і  $n \times 60 + m \times 80 + n \times 60$  з головними балками постійної висоти. Ці проекти відзначаються тим, що у них передбачено регулювання зусиль за допомогою тимчасових опор для більш повного використання залізобетонної плити у стиснутій зоні [4].

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						64
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



плит складає:  $8,0+16,3+(35,0+45,0+60,0+75,2+ +60,0+45,0+35,0)+16,3+8,0=403,6$   
м.

Проектування таких складних прогонових будов вимагає відповідального підходу до їх розрахунків, особливо з врахуванням введених відносно недавно нових норм з проектування мостів [5].

Мета дослідження- уточнення розрахунків сталезалізобетонних балок мостів з врахуванням особливостей їх роботи.

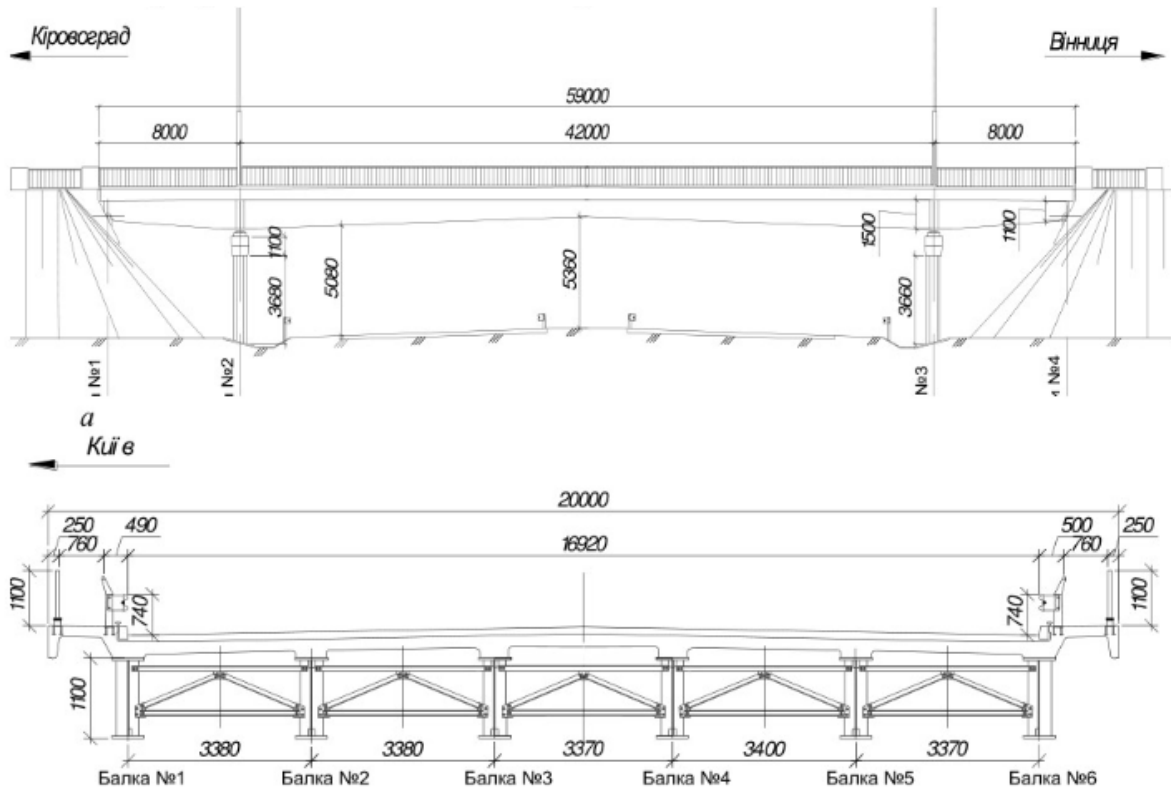


Рис. 2. Фасад шляхопроводу на автодорозі Київ-Одеса км 209 (а) та його поперечний переріз (б)

### 4.3 Результати досліджень

Розрахунки сталезалізобетонних прогонових будов відрізняються підвищеною складністю, яка пов'язана із стадійністю роботи, специфікою об'єднання сталевих і залізобетонних конструкцій,

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		66



площі сталі за формулою

$$A_{b, red} = A_b / n_b. \quad (2)$$

Сталезалізобетонні прогонові будови є конструкціями з яскраво вираженою просторовою роботою плитно-балкового характеру.

Горизонтальна залізобетонна плита працює сумісно з декількома головними балками або фермами, розташованими у різних вертикальних площинах.

Напруження розподіляються за шириною плити плитно-балкової конструкції нерівномірно та можуть визначатися тільки методами просторового розрахунку, які використовують теорію пружності, методи скінчених елементів або скінчених різниць, що реалізується на ЕОМ.

У переважній більшості практичних розрахунків плитно-балкову конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови розділяють для розрахунків за граничними станами на окремі сталезалізобетонні елементи - сталеві балки з віднесеними до них ділянками залізобетонної плити, об'єднаної з балками.

За першою групою граничних станів попередньо законструйований переріз перевіряють на дію згинальних моментів, які спричинять стиск або розтяг у сталезалізобетонному перерізі. У залежності від етапу роботи визначають напруження у залізобетонній та сталевій частинах сталезалізобетонного перерізу та співставляють їх з розрахунковими опорами бетону  $R_b$ , арматури  $R_r$  і сталі металевої балки  $R_y$  з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи.

Розташування розрахункового перерізу за довжиною моста визначає спосіб перевіряння напружень у бетоні, арматурі залізобетонної плити та сталевих нижнього або верхнього поясів. При цьому розрізняють можливість виникнення таких напружених станів:

1. При наявності впливу додатного згинального моменту, який

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		68



випадками А, Б, В, Г і Д, при цьому плиту у випадках Б, В і Д розраховують за граничною рівновагою як позакентрово розтягнутий залізобетонний стержень, а у розрахунку усього перерізу враховують розвантаження його сталеві частини рівнодійною стискуючих або розтягуючих поздовжніх сил, які сприймає залізобетонна плита.

Особливості двостадійної роботи сталезалізобетонних балок повинні бути враховані при перевірці дотичних напружень  $\tau$  у стінці сталеві частини поперечного перерізу балки, де  $M = M_x + M_y = 0$ .

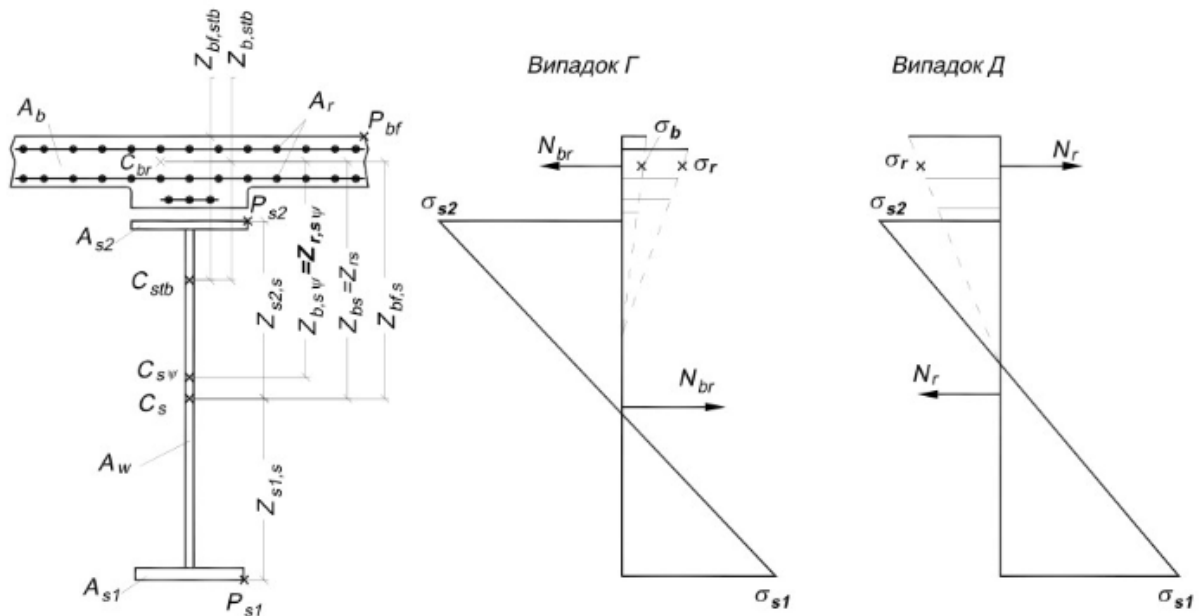


Рис. 5. Розрахункові випадки розподілу напружень у нормальному сталезалізобетонному перерізі при наявності від'ємного згинального моменту.

Від першої частини постійного навантаження дотичні напруження у металевій балці змінюється за законом

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_{i,s}}{J_s t}, \quad (3)$$

де  $Q_1$  – поперечна сила у розглядуваному перерізі, що розглядається від

першої частини постійного навантаження (навантаження сприймає сталева частина конструкції);  $S_{i,s}$  – статичний момент відсіченої частини перерізу відносно центра ваги, через який проходить нейтральна вісь 0-0 перерізу, при першій стадії роботи;  $J_s$  - момент інерції сталевого перерізу відносно осі 0-0;  $t$  – товщина стінки.

Вигляд епюри дотичних напружень  $\tau_1$  наведений на рис. 6. Найбільше значення  $\tau_1$  має на нейтральній осі 0-0 металевої балки.

При другій стадії роботи на об'єднаній переріз діє поперечна сила від другої частини постійного навантаження та поперечна сила від тимчасового навантаження. Дотичні напруження у об'єднаному перерізі становитимуть

$$\tau_2 = \frac{Q_2 S_{i, stb}}{J_{stb} t}, \quad (4)$$

де  $Q_2$  – поперечна сила другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція), що визначається для статично невизначених систем з урахуванням повзучості бетону і обтиснення поперечних швів, утворення поперечних тріщин у розтягнутих зонах залізобетонної плити, а також усадки бетону та зміни температури;  $S_{i, stb}$  – статичний момент відсіченої частини перерізу відносно осі x-x, яка проходить через центр ваги перерізу, зведеного до сталі;  $J_{stb}$  – момент інерції об'єданого перерізу відносно осі x-x. Найбільші напруження  $\tau_2$  досягають на осі x-x. Повні дотичні напруження у металевій балці отримують складанням епюр  $\tau_1$  і  $\tau_2$  (рис. 6). Місця і величина найбільшого дотичного визначають згідно цієї сумарної епюри.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		71



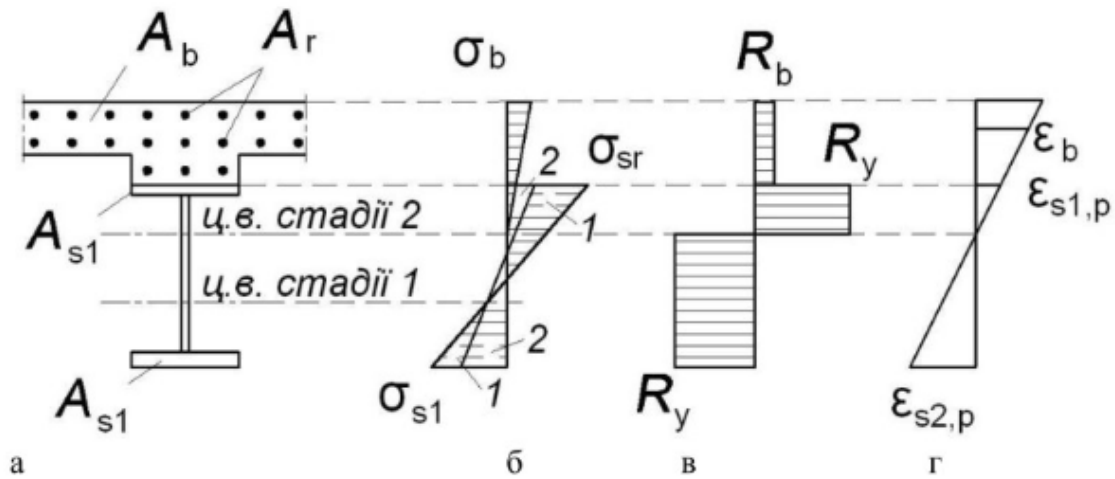


Рис. 7. Епюри напружень у перерізі сталезалізобетонної балки:  
 а – поперечний переріз; б – епюра напружень у пружній стадії роботи;  
 в – епюра напружень у пластичній стадії роботи; г – епюра деформацій

Для перерізів, які мають потужну (“товсту”) плиту та гнучку сталеву конструкцію, роздроблення стиснутого бетону і втрата несучої здатності відбувається, навпаки, раніше розвитку текучості сталі. Така форма руйнування нагадує втрату несучої здатності переармованих перерізів залізобетонних елементів.

У розрахунках перерізів сталеві частини балок сталезалізобетонних мостів доцільно використовувати залежності між напруженнями і деформаціями, які впливають із загальних рівнянь теорії пластичності. Практичний інтерес представляє випадок одночасної дії у перерізі нормальних  $\sigma_x$  і дотичних  $\tau_{xz}$  напружень. Приймаючи решту складових напружень такими, що дорівнюють нулю, а також коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,5$  отримаємо

$$\sigma_x = E_{\varepsilon_x} \alpha; \quad (6)$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{3} E \gamma_{zx} \alpha; \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + E_{\varepsilon_{sp}} / \tau_i}; \quad (8)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{zx}^2}; \quad (9)$$

$$\varepsilon_i = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \frac{1}{3} \gamma_{zx}^2}. \quad (10)$$

Для діаграми Прантля зазначені залежності між напруженнями і деформаціями приймають вигляд

$$\sigma_x = \varepsilon_x \frac{\sigma_T}{\varepsilon_T + \varepsilon_P}; \quad (11)$$

$$\tau_{zx} = \gamma_{zx} \frac{\sigma_T}{3(\varepsilon_T + \varepsilon_P)}. \quad (12)$$

У формулах (6)...(12):

$\varepsilon_x$  і  $\gamma_{zx}$  – деформації розтягу (стиску) і зсуву в точці і, що розглядається

$\sigma_T$  і  $\varepsilon_T$  – напруження і деформації текучості;

$\varepsilon_P$  – значення пластичної відносної деформації у точці і;

$E$  – модуль пружності металу.

Розрахунок перерізів при одночасній дії нормальних і дотичних напружень є достатньо складною задачею [6]. Тому, у чинних нормах [5] для інженерних розрахунків прийнято суттєві спрощення і поділ їх на розрахунки за нормальними та дотичними напруженнями.

Критеріями граничного стану у чинних нормах [5] за міцністю для бетону плити, яка працює у складі об'єданого сталезалізобетонного елемента, є досягнення не граничного напруження (межі міцності бетону), а граничної (пружно-пластичної) деформації на рівні центру ваги перерізу бетону. Відповідно межева нерівність має вигляд

$$\varepsilon_B \leq \varepsilon_{B, \text{lim}} = 0,016. \quad (13)$$

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		74

Для сталевих поясів записують аналогічні нерівності, які обмежують відносні пластичні деформації сталі (рис. 7, г)

$$\varepsilon_{1,p} \leq \varepsilon_{sp,lim}; \quad (14)$$

$$\varepsilon_{2,p} \leq \varepsilon_{sp,lim}. \quad (15)$$

Граничні нерівності (14) і (15) безпосередньо у розрахунках не використовують. Розрахунок за міцністю сталевих поясів виконують для спрощення та збереження існуючих традицій у формі перевіряння напружень, але з введенням до моментів опору або до розрахункових опорів поправочних коефіцієнтів, які зводять розрахунок до деформаційного критерію граничного стану.

#### 4.4 Висновки

Робота сталеві головної балки сталезалізобетонного моста суттєво залежить від товщини плити. При невеликій товщині плити міцність перерізу вичерпується з виникненням значних пластичних деформацій у сталі та роздроблення бетону. Для перерізів, які мають потужну плиту, втрата несучої здатності плити у вигляді роздроблення бетону, навпаки, відбувається раніше розвитку текучості сталі.

Згідно з чинними нормами проектування мостових конструкцій за критеріями граничного стану за міцністю прийнята повна межа деформація бетону на рівні центру ваги перерізу залізобетонної плити.

При розрахунку конструкцій у процесі експлуатації необхідно врахувати наявні залишкові деформації бетону і арматури.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		75

## РОЗДІЛ 5

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 5.1. Вимоги безпеки праці під час монтажу сталезалізобетонних прогонових будов

##### 5.1.1 Перелік робіт під час монтажу прогонових будов:

- Монтаж неінвентарних конструкцій.
- Облаштування деревом.
- Монтаж перших 4 панелей.
- Монтаж крану УМК – 2.
- Урівноважений монтаж прогонових будов.
- Встановлення з'єднувальних елементів.
- Монтаж в навіс.
- Демонтаж інвентарних конструкцій.
- Демонтаж крану УМК – 2.

##### 5.1.2 Механізми та обладнання:

- Кран КС-5363.
- Кран ПРК – 100.
- Гайковерт.
- Перфоратори.
- Піскоструйні машини.

##### 5.1.3 Небезпечні фактори при роботі:

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						76
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- над водою;
- на висоті;
- з монтажними кранами;
- з напругою;
- з робочими органами інструментів.

#### **5.1.4 Шкідливими виробничими факторами слід вважати:**

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;
- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						77
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.

## 5.2 Загальні положення

Під час монтажу будівельних конструкцій, крім погодженого і затвердженого у встановленому порядку ПВР, необхідно виконувати вимоги дійсного документа, СНіП III-4-80 "Техніка безпеки в будівництві", ДНАОП 0.00-1.03-93 "Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів", СНіП 3.03.01-87 "Несучі і огорожувальні конструкції ", а також інших державних і відомчих нормативних актів і документів з урахуванням змін, які публікуються у журналі "Охорона праці".

Попередження чи зниження впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів, наведених у п. 1.2 даного документа, повинно забезпечуватися при:

- пересуванні і роботі машин, механізмів і літальних апаратів - шляхом позначення знаками безпеки небезпечних зон, інженерної підготовки шляхів їх переміщення, а також дотримання правил безпечної їх експлуатації;

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						78
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- переміщенні конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також при втраті стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних конструкцій - шляхом дотримання технології виконання робіт, а також прийняття в необхідних випадках інженерно-технічних рішень, що забезпечують несучу здатність цих конструктивних елементів;
- розташуванні робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень, використання прогресивних засобів підмашування: автомобільних гідравлічних підйомників (АГП), телескопічних підйомників, колисок, навішених на гак вантажопідіймальних кранів, і т.д., а також застосуванням страхувальних пристроїв і пристосувань;
- недостатній освітленості робочої зони - забезпеченням освітленості площадок складування, будмайданчиків, монтажних площадок і робочих місць за спеціально розробленим проектом відповідно до ГОСТ 12.1.046-85 "Норми освітлення будівельних майданчиків";
- дії вітру на вантажопідіймальні механізми, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції (ферми, колони і ін.), частини будинків і споруд - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень на підставі перевірочних розрахунків на вітрові навантаження: для вантажів, що піднімаються кранами, відповідно до вимог ГОСТ "Крани вантажопідіймальні. Навантаження "вітрове" і для окремо змонтованих конструкцій, частин будинків і споруд відповідно до розділу 6 СНіП 2.01.07-85 "Навантаження і впливи", з урахуванням вітрової пульсаційної складової;
- фізичних перевантаженнях - шляхом максимальної механізації ручної праці і дотримання допустимих норм навантажень при підйомі і переміщенні

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						79
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

одиначних вантажів вручну, які не повинні перевищувати для жінок 10 кг при сумісництві з іншою роботою і 7 кг постійно на протязі робочої зміни; для чоловіків - максимум 50 кг;

- підвищеній чи зниженій температурі повітря робочої зони - використанням спецодягу, а також дотриманням тривалості робочого дня і перерв у роботі відповідно до діючих нормативних документів;
- дії електричного струму (у всіх його проявах) на організм людини - дотриманням вимог ГОСТ 12.1.013-78 "Електробезпека. Загальні вимоги", ПУЕ, ПТЕ і ПТБ;
- впливі підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань, а також газів і аерозолів, що утворюються при виконанні зварювальних роботах і роботах, що їх супроводжують, - дотриманням вимог ГОСТ 12.3.003-86 "Роботи електрозварювальні. Вимоги безпеки", а також нормативних актів і документів, що діють в країні;
- токсичному і дратівному впливі лакофарбових матеріалів і пари від них - з урахуванням ГОСТ 12.3.016-87 "Роботи антикорозійні. Вимоги безпеки" і ГОСТ 12.1.005-76 "Повітря робочої зони. Загальні санітарно-гігієнічні вимоги";
- використанні порохового інструмента - дотриманням вимог НАОП 6.1.00-5.02-80 "Інструкція з використання порохових інструментів при виконанні монтажних і спеціальних будівельних робіт".

Організаційні заходи щодо забезпечення безпеки виконання робіт повинні включати:

Визначення робіт, що виконуються за нарядами-допусками.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						80
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Спільні заходи підрядчиків і замовника по виконанню робіт на території діючого підприємства чи поблизу діючих споруд, комунікацій і установок, а також на території житлової забудови.

Спільні заходи генпідрядника і субпідрядника по забезпеченню безпеки при суміщенні робіт, що повинні містити:

- графік сумісних робіт;
- графік використання вантажопідіймальних механізмів, з якими працюють генпідрядні і субпідрядні організації;
- чіткий поділ відповідальності кожної організації за забезпечення заходів техніки безпеки в частині установки огорожень, знаків безпеки, пристрою проходів, освітлення, забезпечення засобами зв'язку і т.п.

У заходах також повинна бути визначена особа, що несе відповідальність за забезпечення охорони праці в цілому при суміщенні робіт.

До заходів, що побічно позитивно впливають на охорону праці, можна віднести проведення внутрішньої експертизи (на додаток до державної) проектно-кошторисної документації (ПКД) на предмет наявності в ній рішень по:

1. технологічності монтажу конструкцій;
2. забезпеченню міцності, стійкості і просторовій незмінюваності окремих елементів (колон, ферм і т.д.) при транспортуванні і монтажі;
3. необхідності проведення при виготовленні загальної чи контрольної зборки металевих конструкцій чи споруд окремих їх частин;
4. включенню до складу робочої документації робочих креслень на спеціальні допоміжні спорудження, пристосування і пристрої, необхідні при

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						81
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

підйомі, насуві, зборці, пересуванні і надбудові будинків; будівництві їх в особливо складних умовах і у випадку реконструкції і ремонту діючих підприємств, будинків і споруд.

У разі потреби підрядчик розробляє і передає заводам-виготовлювачам ПКД із погодженими з проектною організацією додатковими технічними вимогами (ДТВ) на виготовлення конструкцій з урахуванням вищевказаних вимог, включаючи оснащення відправних конструкцій і елементів пристроями для стропувань, навішення засобів підмашування і зборки з'єднань. ДТВ є невід'ємною частиною проектно-кошторисної документації.

#### Вимоги до будівельно-монтажних майданчиків

Організація будівельного майданчика (розташування складських площадок, санітарно-побутових містечок і ділянок, огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежегасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів і т.д.) повинна відповідати будгеплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно-монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, відведеної під забудову (реконструкцію) згідно з актом-допуском, оформленим у встановленому порядку.

Будівельно-монтажні площадки на території діючих підприємств, а також у зонах житлової забудови необхідно обгороджувати. Огородження, що примикають до місць масового проходу людей, необхідно обладнати суцільним захисним козирком.

У період інженерної підготовки (підготовчий період) будівельно-монтажну площадку звільняють від усіх заважаючих зведенню об'єкта будинків, споруд, дерев і ін., виконують першочергові роботи по плануванню території,

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						82
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

забезпечують тимчасовий стік поверхневих вод, переносять існуючі підземні і наземні інженерні мережі, влаштовують тимчасове освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежегасіння, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідіймальних машин і механізмів, зводять необхідні тимчасові будинки і спорудження, використовуючи для цього, в першу чергу, існуючі будинки чи збірно-розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення, виконують геодезичну розбивку та ін.

Готовність будівельно-монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій повинна бути підтверджена актом інженерної підготовки площадки.

При організації будівельно-монтажної площадки, розміщенні ділянок монтажних робіт, робочих місць, дії вантажопідіймальних машин і механізмів, проходів для людей виникають небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів (неізольовані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця, де рівні шуму, вібрації або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми) повинні бути обгороджені захисними огороженнями, що задовольняють вимогам ГОСТ 23407-78 "Огородження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно-монтажних робіт. Технічні умови." і ГОСТ 12.4.059-89 "Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови."

Під захисними огороженнями розуміються пристрої, призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						83
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Зони потенційно діючих виробничих факторів (монтажні зони, ділянки території поблизу споруджуваного будинку, споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж (демонтаж) будівельних конструкцій, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць, над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огорожувати сигнальними огороженнями, що задовольняють вимогам ГОСТ 23407-78 і ГОСТ 12.4.059-89.

Під сигнальними огороженнями розуміються пристрої, призначені для попередження про наявність потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Границі небезпечної зони роботи вантажопідіймальних кранів при переміщенні вантажів визначаються зовнішнім контуром площі (простору) розмірами:

- для баштових і стрілових повноповоротних кранів:

довжиною  $L = l_1 + 2(R + l_2 + S)$ ;

шириною  $B = 2(R + l_2 + S)$ .

У випадках обмеження поворотів стріли крана, викликаних стиснутими умовами монтажної площадки, необхідно враховувати і границі небезпечної зони, утвореній поворотною частиною крана (поворотною платформою або протилежною консоллю), з боку, протилежного стрілі. При цьому границі небезпечної зони від подовжньої осі крана між крайніми стоянками визначаються зовнішнім контуром площі розмірами:

довжиною  $l = l_1 + 2(r + 5)$ ;

шириною  $a = r + 5$ , де:

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						84
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$r$  - максимальний радіус поворотної частини крана,

$S$  - постійна величина;

- для козлових і мостових кранів:

довжиною  $L = l_1 + 2(l_2 + S)$ ;

шириною  $B = b + 2(l_2 + S)$ , де:

$l_1$  - відстань між крайніми стоянками крана (для баштових і стрілових кранів це величина переміщення проекції осі обертання крана; для козлових і бруківок це величина переміщення подовжньої осі крана, що проходить через підвіску гака вантажного візка), м;

$l_2$  - відстань від вертикальної осі гака крана до найбільш вилученої точки габариту переміщуваного вантажу, м;

$b$  - відстань між крайніми положеннями вертикальної підвіски гака вантажного візка крана, що пересувається уздовж моста, м;

$R$  - робочий виліт гака крана (максимальний чи обмежений умовами стиснутої монтажної площадки), розташованої над ц.т. вантажу, м;

$S$  - величина відльоту вантажу при його можливому падінні з передбачуваної висоти, визначається за додатком № 1, м.

2.9. Границі небезпечних зон поблизу споруджуваного будинку чи спорудження (від зовнішнього периметра), у межах яких можливе виникнення небезпеки в зв'язку з падінням предметів, визначаються простором з розмірами, зазначеними в додатку № 1.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						85
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Границі небезпечних зон поблизу частин і робочих органів машин, що рухаються, визначаються відстанню в межах 5 м, якщо інші підвищені вимоги відсутні в паспорті або інструкції заводу-виготовлювача.

Границі небезпечних зон, у межах яких діє небезпека ураження електричним струмом, встановлюється відповідно до додатка № 2.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						86
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## ВИСНОВКИ

У даному дипломному проєкті було виконано порівняльний розрахунок і визначення оптимального варіанту реконструкції автодорожнього мосту через р. Мокра Плотва, що розташований на автомобільній дорозі державного значення КПП «Танюшівка» – Старобільськ –Артемівськ, км 179+081.

Найближчий населений пункт – с. Бахмутське. Категорія дороги на даній ділянці – IV.

Було розроблено три варіанти ремонту капітального мосту. У першому варіанті була проведена підсилення прогонових будов, для пропуску А11 і НК-80 нормативного тимчасового навантаження за допомогою монолітної залізобетонної накладної плити. У другому варіанті була проведена заміна старих прогонових будов на нові попередньо напружені залізобетонні балки довжиною до 11.36 м з висотою перерізу 1.1 м. Також встановлення монолітної температурно нерозрізної плити. У третьому варіанті було проведена заміна старих прогонових будов на металеві прогонові будови двотаврового перерізу. Також встановлення монолітної температурно нерозрізної плити. Вартість будівництва за першим варіантом склала – 3958975.6 грн, за другим – 4416381.24 грн, за третім –4288124.7грн. Найвигіднішим варіантом виявився перший варіант.

До розрахунку було обрано перший варіант на старих прогонових будовах. Для прогонової будови 3-4, яка має в поперечному перерізі шість балок довжиною 11,36 м, виконано перерахунок плити проїзної частини.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						87
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Також, аналітичним методом було розглянуто розрахунок сталезалізобетонних балок мостів з врахуванням особливостей їх роботи. Пропонується при розрахунку перерізів сталеві частини сталезалізобетонних балок використовувати залежності між напруженнями та деформаціями, які випливають із теорії пластичності.

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						88
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

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

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

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

4. Примеры расчета железобетонных мостов [Текст] / Я. Д. Лившиц, М. М. Онищенко, А.А. Шкуратовский – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1986. – 263 с.

5. Проектирования и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов [Текст] / Н. И. Поливанов – М.: изд-во «Транспорт», 1970. – 516 с.

6. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов [Текст] / В. А. Российский, Б. П. Назаренко, Н. А. Словинский – М.: изд-во «Высшая школа», 1970. – 520 с.

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

					011.150028.ДР.2019.000	Арк.
						89
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

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

10. 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.

11. 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.

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

13. 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.

14. 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

					011.130342.ДР.2019.000	Арк.
						90
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

захисту органів дихання" / Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду – К.:, 2007.

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

16. 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.

17. Правила судноплавства на внутрішніх водних шляхах України / Наказ Міністерства транспорту України від 16 лютого 2004 року № 91/ Міністерство юстиції України – К.:, 2004.

18. Проектирование мостов / М.Е Евграфов, Н.Н Богданов – Москва.: «Транспорт», 1988.

19. Мосты и тоннели / С.А. Попов. – Москва.: «Транспорт», 1977.

20. Стоительство мостов и труб / В.С.Кириллов. – Москва.: «Транспорт», 1975.

21. Стоительство мостов / Н.М.Колоколов, Б.М.Вейнблант. – Москва.: «Транспорт», 1984.

22. Конструкции проектирование и строительство мостов [Електронний ресурс] – Режим доступа:[www.arhplan.ru](http://www.arhplan.ru).

23. Определение коэффициентов поперечной установки [Електронний ресурс] – <https://studfiles.net/preview/5615573/page:2/>.

24. Расчет главной балки на временные нагрузки [Електронний ресурс] – <https://helpiks.org/4-43761.html>.

25. Лекция 1. РЕМОНТ МОСТОВ. ОБЩЕЕ ПОЛОЖЕНИЯ [Текст] – <file:///D:/ДИИТ/диплом/Remont.pdf>.

					011.130342.ДР.2019.000	Арк.
						91
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

26. О. Загора Проектування і розрахунок мостів 2007

27.ГОСТ 25100-82. Грунти, класифікація. –М. :Изд-востандартов, 1982.

28.СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. М.:Стройиздат,1983.

29.СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. -М.:Стройиздат,1985.

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

31. Несъемная опалубка для сборно-монолитных настилов мостов (Великобритания). – БИНТИ №6 (36), 2007 – С. 33 – 35

32. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – [чинний від 6 травня 2006 р.] – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359 с. – (Державні будівельні норми України)

33. Клімов Ю. А. Використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних конструкцій / Ю. А. Клімов, Ю. А. Вітковський, О. С. Солдатченко // Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка. – 2011. – Вип. 42. – с. 13-17.

34. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 (EN 1991-1-1:2002, IDT). ЄВРОКОД 1.ДІЇ НА КОНСТРУКЦІЇ Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд / Наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 27.12.2010 р. № 552, чинний з 01.07.2013 р. – К.:, 2013.

					011.130342.ДР.2019.000	Арк.
						92
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

35. ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 (EN 1991-2:2003, IDT) Частина 2. Рухомі навантаження на мости / наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 27.12.2010 р. № 551 – К., 2010

36. Мости: конструкції та надійність / Лучко Й.Й., Коваль П.М., Корнієв М.М. та інш.; за ред. В.В. Панасюка, Й.Й. Лучка.–Львів: Каменяр, – 2005. –989 с.

37. Ониськів Б. М. Ефективні способи зміцнення залізобетонних конструкцій існуючих мостів малих і середніх прогонів / Б. М. Ониськів, Я. В. Сорока // Збірник доповідей другого Українського міжгалузевого науково-практичного семінару «Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення». – К. – 1998. – с. 157-158.

38. Карпюк В. М. Використання деформаційно-силової моделі при розрахунку нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за першою групою граничних станів / В. М. Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д.С. Даниленко / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – Вип. 66. – с. 28-34.

39. Коваль М.П. Випробування плити проїзної частини із зовнішнім армуванням автодорожнього залізобетонного моста / М. П. Коваль // Вісн. Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – Львів: в-во НУ “ЛП”, 2010. – № 662. – С 245 – 253.

40. Оценка предельных состояний сечений железобетонных элементов мостов с использованием диаграмм деформирования материалов. Егорушкин Ю.М., Научные труды Второй Всероссийской (Международной) конференции «Бетон и железобетон –пути развития», 2005 г. Т. 5.

41. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролётных строений: ВСН 92-63. – М.: Оргтрасстрой, 1963 – 194 с.

					011.130342.ДР.2019.000	Арк.
						93
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

42. Мости: конструкції та надійність / [Лучко Й.Й., Коваль П.М., Корнієв , М.М., Лантух-Лященко А.І., Хархаліс М.Р.] / За ред. В.В.Панасюка і

Й.Й.Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.

44. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1965. – 376 с.

45. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролётные строения мостов. 2-е изд., перераб. и доп. / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.

46. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.

47. Потапкин А.А. Проектирование стальных мостов с учётом пластических деформаций / Потапкин А.А. – М.: Транспорт, 1984. – 200 с.

					011.130342.ДР.2019.000	Арк.
						94
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		