

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

(назва факультету/ІНЦ)

«Транспортна інфраструктура»

(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

на тему: *Визначення параметрів роботи струнберових балок при їх підвізанні*
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ2221


(підпис студента)

/ Петро БУТИНСЬКИЙ/

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ ст. викл. Віталій МІРОШНИК /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:



(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

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

Студент


(підпис)

Ministry of Education and Science of Ukraine

Ukrainian State University of Science and Technologies

Building, architecture and infrastructure

(faculty/TRC)

Transport infrastructure

(department)

**Explanatory Note
to Master's Thesis
Master
(higher education degree)**

on the topic:

according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels

in the Specialization: 192 Building and civil engineering

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2221 / Petro BUTYNS'KYY/
(name, surname)

Scientific Supervisor: / senior teacher Vitalii MIROSHNYK/
(position, name, surname)

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

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

Олексій ТЮТЬКІН

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Бутинському Петру Петровичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Визначення параметрів роботи струнобетонних балок при їх підсиленні»

Керівник роботи: Мірошник Віталій Анатолійович, PhD

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

затвержені наказом від «13» лютого 2023 р. № 156ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи: Технічний звіт із обстеження автодорожнього мосту, інженерно-геологічні та інженерно-геодезичні вишукування.

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

Вступ. Розділ 1. Коротка характеристика мосту та його склад. Розділ 2. Варіанти підсилення струнобетонних балок. Розділ 3. Розробка варіанту. Перевірка існуючих плит струнобетонних балок. Розділ 4. Моделювання та дослідження параметрів підсилення струнобетонних балок прогонової будови. Висновки.

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

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

6. Консультанти розділів роботи:

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

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Коротка характеристика мосту та його склад.	20.11.2023 – 04.12.2023	
2	Розділ 2. Варіанти підсилення струнобетонних балок.	05.12.2023 – 19.12.2023	
3	Розділ 3. Розробка варіанту. Перевірка існуючих плит струнобетонних балок.	20.12.2023 – 03.01.2024	
4	Розділ 4. Моделювання та дослідження параметрів підсилення струнобетонних балок прогонової будови. Висновки.	04.01.2024 – 15.01.2024	
5	Висновки. Оформлення ВКР.	16.01.2024 – 18.01.2024	
6	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.		
7	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри		
8	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії		

Студент

_____ (підпис)

Петро БУТИНСЬКИЙ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Віталій МІРОШНИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра: 73 стор., 38 рис., 7 табл., 13 літературних джерел.

Об'єкт розробки – підсилення струнобетонних балок.

Мета роботи – визначення параметрів роботи та напружено-деформованого стану струнобетонних балок при їх підсиленні.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

У магістерській роботі виконано аналіз літературних джерел з теми підсилення залізобетонних балок, зокрема струнобетонних балок. Проведений аналіз дефектів струнобетонних балок на основі існуючого мосту. Виконано розробку та конструювання одного із запропонованих варіантів для ремонту балок.

Виконані розрахунки плит балок прогонової будови під сучасне навантаження. Розроблено скінчено-елементну модель прогонової будови для визначення параметрів підсилюючих компонентів балок. Визначено параметри роботи струнобетонних балок при їх підсиленні на основі отриманих результатів з розрахунків моделей. Обґрунтовано досліджувану технологію підсилення струнобетонних балок.

Ключові слова: СТРУНОБЕТОННІ БАЛКИ, ПІДСИЛЕННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ, РЕМОНТ МОСТУ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

ЗМІСТ

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН	4
ВСТУП	8
РОЗДІЛ 1 КОРОТКА ХАРАКТЕРИСТИКА МОСТУ ТА ЙОГО СКЛАД ..	10
1.1. Опис споруди	10
1.2. Дефекти та стан споруди	16
1.2.1. Прогонові будови.....	16
1.2.2. Опори.....	18
1.2.3. Мостове полотно	19
1.3. Висновки та положення до реконструкції	21
РОЗДІЛ 2 ВАРІАНТИ ПІДСИЛЕННЯ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК.....	22
2.1. Способи підсилення залізобетонних мостів.....	22
2.2. Посилення ребристих прогонових будов прибетонуванням та наклейкою додаткової арматури	23
2.3. Підсилення балочних прогонових будов зовнішньої арматурою, що напружується, і комбінованими металевими каркасами	29
2.4. Підсилені балочних прогонових будов композитними матеріалами Sika	34
2.5. Вибір та обґрунтування варіанту до подальшої розробки	37
РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА ВАРІАНТУ. ПЕРЕВІРКА ІСНУЮЧИХ ПЛИТ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК.....	39
3.1. Опис вибраного варіанту підсилення прогонової будови	39
3.2. Перевірка несучої здатності плити.....	41
3.3 Перевірка плити на міцність за згинальним моментом.....	48
3.4 Перевірка плити на витривалість	49

3.5	Перевірка міцності перерізу плити за поперечною силою	53	
3.6	Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини	54	
РОЗДІЛ 4 МОДЕЛЮВАННЯ ТА ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ			
ПІДСИЛЕННЯ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.			
ВИСНОВКИ.....			58
4.1.	Визначення критичної моделі завантаження.....	58	
4.2.	Розрахунок та дослідження підсиленних прогонових будов	63	
4.3.	Варіант підсилення накладною плитою без використання композитних стрічок Sika	68	
4.4.	Висновки	70	
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....			72

ВСТУП

Транспортна інфраструктура не функціонуватиме без такої важливої складової, як мостові споруди. У нашій країні дорожня мережа має недостатній розвиток, у зв'язку з цим одним із завдань уряду є будівництво доріг та транспортних споруд на них, переважно мостів та водопропускних труб. Основним матеріалом прогонових будов та опор мостових споруд є залізобетон. З часом збільшуються навантаження на транспортні споруди, а матеріал піддається деградації, що призводить до зниження несучої здатності елементів мостів і вантажопідйомності самих мостових споруд. Постає питання посилення елементів мостових споруд.

У період з 50-х до 60-х років минулого століття в Україні було широко поширене будівництво автодорожніх мостів із прогоновими будовами, виготовленими за допомогою напружених струнобетонних балок. Тоді ці конструкції вважалися перевагою через їхню простоту виготовлення, невелику вартість порівняно з каркасним армуванням, легкість балок та технологічні особливості використання. Однак у намаганні зекономити кошти іноді приймалися неправильні рішення. Типовими прикладами цього є балки, виготовлені за стандартними проектами ВТП-15, ВТП-16, ВТП-17. У порівнянні з іншими типовими проектами, струнобетонні балки мали тенденцію до швидкого виникнення корозії арматури та, відповідно, зменшення робочої площі перерізу. Також слід зауважити, що на цих балках часто спостерігалось руйнування захисного шару бетону з відшаруванням, що може призводити до відкриття струн робочої арматури. Однією з ключових проблем є руйнування поперечних з'єднань між балками внаслідок корозії закладних деталей. Результати оглядів мостів, що використовують струнобетонні балки, показали значну кількість дефектів, які класифікуються як 5 (непрацездатний) стан і становлять потенційну небезпеку обвалення прогонової будови. З урахуванням вищевикладеного,

прогонові будови зі струнобетонними балками потребують негайного включення до програм ремонту, а також відповідального підходу до реалізації ремонту.

РОЗДІЛ 1

КОРОТКА ХАРАКТЕРИСТИКА МОСТУ ТА ЙОГО СКЛАД

1.1. Опис споруди

Міст розташований на автомобільній дорозі Т-05-15 Олександрівка-Покровськ-Костянтинівка, на км 2+095, Донецької області перетинаючи річку Самара. Найближчий населений пункт – село Олександрівка. Дорога належить до III категорії. Мостовий перехід обслуговує рух автотранспорту в обидва напрямки, та пішоходів по тротуарам. Конструкція являє собою розрізний збірний залізобетонний чотирьох прогоновий міст збудований у 1970 році під тимчасові вертикальні навантаження Н-30,НК-80 (рис. 1.1). Положення конструкції на плані пряме та розташовано під кутом 90° до річки. Глибина русла становить 0,3 м, а швидкість течії – 0,02 м/с.



Рисунок 1.1 – Загальний вигляд мостового переходу

Мостовий перехід має наступні загальні характеристики:

- схема мосту – 4x11,36 м;

- загальна довжина – 46,09 м;
- габарит - 7,96 м+2х1,0 м;
- підмостові габарити – 1,7 м;
- отвір мосту – 41,4 м.

Опори мосту №1 та №5 (рис. 1.2 та 1.6 відповідно) представлені однорядними залізобетонними палями, що складаються з 7 призматичних палей у поперечному перерізі розміром 0,35х0,35 м та розташованими на відстані в осях від 1,36 до 1,64 м. Ці пали об'єднані монолітними залізобетонними ригелями розміром 10,45х0,4х0,6 м.

Опори №2-№4 (рис. 1.3-1.5 відповідно) є дворядними залізобетонними палями, що містять 14 призматичних палей у поперечному перерізі розміром 0,35х0,35 м та розташованими на відстані в осях від 1,36 до 1,64 м. Ці пали також об'єднані монолітними залізобетонними ригелями розміром 10,45х0,4х1,2 м.



Рисунок 1.2 – Загальний вид опори №1



Рисунок 1.3 – Загальний вид опори №2



Рисунок 1.4 – Загальний вид опори №3



Рисунок 1.5 – Загальний вид опори №4



Рисунок 1.6 – Загальний вид опори №5

Опорні частини прогонів складені з двох шарів руберойду. Усі конструкції прогонів є збірними залізобетонними розрізними діафрагменними балками, які у поперечному перерізі складаються з 11

двотаврових струнобетонних балок, виготовлених за типовим проєктом ВТП-16 (рис. 1.7). Проєкт розроблений для тимчасових вертикальних навантажень Н30 та НК80. Повна довжина балок становить 11,36 м, висота – 0,75 м, а ширина полиць – 0,83 м. Діафрагми на балках розташовані на відстані 2,7 м вздовж моста. Об'єднання балок у поперечному перерізі виконано за допомогою металевих накладок, які приварюються у нижній зоні діафрагм.



Рисунок 1.7 – Вид прогонової будови №2-3 та діафрагм із металевими накладками

Покриття проїзної частини мосту складається з асфальтобетону та бетону середньою товщиною по 100 мм, з додатковим шаром гідроізоляції товщиною 20 мм.

Тротуари обладнані типовими підвищеними збірними залізобетонними блоками. Ширина тротуарів становить 1,0 м. Покриття тротуарів виконано з асфальтобетону товщиною 40 мм із шаром гідроізоляції товщиною 10 мм. Огорожа тротуарів представлена

залізобетонними перилами висотою 1,05 м на рівні прохідної частини тротуару. Одна секція огорожі з нижнього боку мосту замінена на металеву.

Огородження проїзної частини мосту складається з ребер підвищених тротуарних блоків висотою 0,3 м над проїзною частиною. Система водовідведення з проїзної частини забезпечується водовідвідними трубками на кожній прогоновій будові з обох боків мосту, а також за допомогою поздовжніх та поперечних ухилів. Комунікації на мосту включають 1 комунікаційну трубу з верхового боку та 2 комунікаційні труби з нижнього боку. Освітлення на мосту відсутнє. На проїзній частині виконана суцільна осьова розмітка. Деформаційні шви мають закритий тип.



Рисунок 1.8 – Загальний вигляд проїзної частини моста в бік с. Олександрівка

Габарити підходів до мосту – Г-7,9 м. Проїзна частина на підходах покрита асфальтобетоном, при цьому огороження відсутнє, тротуарів немає. Перехідні плити виготовлені зі збірного залізобетону. Висота насипів конусоподібна та досягає 3,5 метрів. Лобну частину укосів укріплено кам'яним накидом, тоді як укоси на підходах зміцнені засівом трави.

На підходах відсутні знаки обмежуючі вантажопідйомність. Дорожню розмітку виконано суцільною осьювою. Освітлення на підходах забезпечено ліхтарями на залізобетонних опорах і розташовані з верхового боку із кроком 50 метрів.

Регуляційні споруди відсутні.

1.2. Дефекти та стан споруди

1.2.1. Прогонові будови

Наявні наступні основні дефекти, які впливають на довговічність та вантажопідйомність прогонових будов:

Таблиця 1.1 – Дефекти прогонових будов

Дефекти	Прогонові будови			
	1-2	2-3	3-4	4-5
Недостатній захисний шар бетону по низу балок, корозія арматури, сліди іржі на бетоні	+	+	+	+
Оголення 2х дротів в середині прогону балки Б2, корозія дротів до 15% перерізу	+			
Балка Б9 – оголення 1го дроту в середині прогону, корозія до 15% перерізу	+			
Балка Б3 – між діафрагмами Д1 та Д2 оголення 1го дроту з його провисанням, корозія дроту більше 25%	+			
Сліди води в стиках полук балок на всю довжину прогону	+	+	+	+
Сліди вилуговування цементного каменю по всім стикам плит балок	+	+	+	+
Руйнування захисного шару діафрагм з оголенням та корозією закладних виробів до % площі перерізу	20%	20%	15%	20%
Сколювання бетону по балкам Б1 ÷ Б11 без оголення арматури, у % від площі балок	15%	15%	10%	10%
Раковини в бетоні глибиною до 1см на % поверхні балок Б1 ÷ Б11	15%	15%	20%	15%
Інтенсивне вилуговування у вигляді висолів по низу ребр балок		+	+	+
Точечна корозія арматури по балкам Б1 ÷ Б11, 2% від площі поверхні балок		+	+	+



Рисунок 1.9 – Прогонова будова 1-2, балка Б9. Недостатній захисний шар бетону по низу балок, корозія арматури. Корозія закладних виробів до 20% площі перерізу



Рисунок 1.10 – Прогонова будова 2-3. Руйнування захисного шару діафрагм з оголенням та корозією закладних виробів до 20% площі перерізу. Раковини в бетоні глибиною до 1см на 15% поверхні балок

1.2.2. Опори

На мосту виявлені наступні основні дефекти, які впливають на довговічність та вантажопідйомність опор:

Таблиця 1.2 – Дефекти проміжних та берегових опор

Дефект	ОП1	ОП2	ОП3	ОП4	ОП5
Конуси, перехідні плити, ригелі					
Укріплення конуса відсутнє, конус повністю зруйнований	+				+
Відбувається вимивання ґрунту з під опори та перехідних плит, оголення паль	+				+
Затікання води на ригель через зруйнований деформаційний шов	+				+
Замокання всієї поверхні ригеля		+	+	+	
Вилуговування у вигляді висолів на % площі всіх поверхонь ригеля	90%	70%	70%	70%	100%
Тріщини на ригелях з розкриттям до:		2 мм		1 мм	2 мм
Раковини та сколювання бетону без оголення арматури на % площі від усієї поверхні ригеля	15%	20%	20%	25%	10%
Забруднення поверхні торців ригеля наносами ґрунту		+	+	+	+
Руйнування бетону торця ригелів з верхового та низового боків моста під крайніми балками			+		
Руйнування захисного шару бетону ригеля з оголенням арматури та площа корозії перерізу арматури відповідно				20%/15%	
Палі					
Вилуговування у вигляді висолів по всім поверхням паль з верхового та низового боків моста	+				+
Вилуговування бетону у вигляді висолів в межах перепаду рівнів води по всім палям опори		+	+	+	
Раковини в бетоні по всім палям опори на % площі від усієї поверхні		40%			
Тріщини по палям з розкриттям до:		2 мм			
Руйнування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури на бічних поверхнях паль, та площа корозії перерізу арматури відповідно		30%/0%	15%/15%	30%/0%	15%/2%



Рисунок 1.11 – Опора 4. Руйнування захисного шару бетону ригеля з оголенням та корозією арматури до 20% площі ригеля, корозія арматури до 15% перерізу

1.2.3. Мостове полотно

Мостове полотно має кілька основних дефектів, які негативно впливають на його тривалість служби та вантажопідйомність. Зокрема це:

1. Гідроізоляція проїзної частини моста зруйнована, що спричиняє потрапляння води на конструкції мосту.
2. Зруйнована герметичність деформаційних швів.
3. Верхній шар асфальтобетонного покриття із тріщинами та вибоїнами через вплив часу.
4. Огородження проїзної частини не відповідає сучасним нормам.
5. Водовідвідні трубки засмічені, іноді відсутні.
6. Захисний шар бетону на перилах руйнується з оголенням арматури.

7. Частково зруйновані секції залізобетонного перильного огородження.

8. Висота перильного огородження не відповідає сучасним вимогам.

9. Руйнування захисного шару бетону та корозія арматури тротуарних блоків на торцях моста.

10. Комунікаційна труба з верхнього боку мосту пошкоджена.



Рисунок 1.12 – Руйнування верхнього шару асфальтобетонного покриття

На підходах до переходу наявні пошкодження верхнього шару асфальтобетонного покриття, що виникло внаслідок впливу часу, внаслідок чого утворились тріщини та вибоїни. На поверхні залізобетонної опори освітлення є сколювання бетону з розкриттям та корозією арматури до 10% перерізу. Водночас відсутнє бар'єрне огородження з обох сторін моста на підходах, а також відсутня кришка на люці комунікаційного колодязя.

1.3. Висновки та положення до реконструкції

На підставі вищевказаних дефектів елементів споруди, за звітом було визначено загальну оцінку елементів споруди за найменшим показником: стан 4 – обмежено працездатний. У разі такого стану передбачається проведення обстежень за спеціальним графіком, виконання капітального ремонту споруди та обмеження руху транспорту за вагою, швидкістю та габаритами.

Відсутність капітального ремонту моста може спричинити появу дефектів у балках, що може вести до їх раптового руйнування. Для забезпечення пропуску сучасних тимчасових вертикальних навантажень, що відповідають чинним нормативам, необхідно провести капітальний ремонт моста з усуненням виявлених недоліків та заміною окремих елементів на нові.

За тематикою магістерської роботи та наявними дефектами у прогонових будовах, доцільним також є шлях з підсилення струнобетонних балок за запропонованими трьома варіантами зазначених у розділі 3. За звітом стан прогонових будов належить до 4 (обмежено працездатний), тому таке рішення про підсилення балок прогнозує суттєвіше збільшення строку працездатності мосту, ніж звичайне відновлення захисних шарів бетону.

РОЗДІЛ 2

ВАРІАНТИ ПІДСИЛЕННЯ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК

2.1. Способи підсилення залізобетонних мостів

Посиленням моста (одного або кількох найбільш ослаблених елементів споруди – прогонової будови, опорних частин, опор, фундаментів, основ, сполучень моста з насипом) досягається збільшення його вантажопідйомності. Серед елементів мосту найбільш складними за конструкцією та умовами роботи є прогонові будови. Безпосередньо сприймаючи тимчасове навантаження, вони піддаються впливу природно-кліматичних чинників. В результаті відбувається передчасне старіння прогонових будов, з'являються різноманітні дефекти – тріщини, сколи, корозія арматури та інших.

Способи посилення залізобетонних балкових прогонових будов, на відміну від дерев'яних та металевих, значно більшою мірою залежать від типу конструкції, а не від виду дефекту чи несправності. Способи посилення залізобетонних балкових прогонових будов можна розділити на декілька груп:

- посилення елементів прогонової будови збільшенням їх перерізу (монтаж або прибетонування накладної плити проїжджої частини, встановлення та омонолічування додаткової арматури у розтягнутій зоні балки);

- встановлення та включення в роботу прогонової будови попередньо напружених елементів із високоміцних матеріалів (стрижнів, канатів, струн); спрямоване деформування статично невизначених конструкцій прогонових будов;

- зміна статичної схеми роботи моста під навантаженням (перетворення балочно-розрізної системи на нерозрізну, рамну тощо);

- вдосконалення просторової взаємодії основних балок за рахунок збільшення поперечної жорсткості прогонової будови;
- наклепка додаткової стрижневої та листової арматури в ослабленій зоні;
- посилення балок шпренгельними конструкціями.

Вибір способу посилення визначається, по-перше, конструкцією прогону і мосту в цілому, наявними технічними можливостями і ресурсами, по-друге, тим наскільки вони задовольняють вимогам збереження руху по мосту.

До способів посилення залізобетонних прогонових будов мостів висуваються такі вимоги:

- простота та доступність у конструктивному та технологічному відношеннях; відсутність перешкод руху транспортних засобів мостом, або, принаймні, збереження регульованого руху;
- забезпечення стабільності жорстких та інших експлуатаційних характеристик конструкції на тривалий (не менше 10-15 років) період;
- забезпечення механізації робіт та уніфікації конструктивних елементів посилення; збереження та поліпшення зовнішнього вигляду споруди; збереження чи зниження щорічних експлуатаційних витрат.

2.2. Посилення ребристих прогонових будов прибетонуванням та наклеюванням додаткової арматури

Посилення ребристих прогонових будов автодорожніх мостів включає заходи щодо посилення поздовжніх (головних) балок, поперечних (діафрагм) та плити проїжджої частини.

Особливістю ребристих прогонових будов є доступність їх елементів для виконання всіх видів ремонтних робіт та посилення. Тому широкого

поширення набули способи ремонту з установкою робочої арматури посилення та нанесенням додаткового шару бетону. Для цього видаляють захисний шар бетону (зазвичай, слабоміцний і тріщинуватий) і оголюють нижній ряд арматури ребра до половини її діаметра. Залежно від необхідної величини посилення застосовують одну із трьох схем, зображених на рисунку 2.1а, б, в. Для підвищення вантажопідйомності на 10-15% за нормальними перерізами балок арматуру посилення розміщують поряд з існуючою та об'єднують з нею зварюванням за допомогою коротунів довжиною 10-20 см (рис. 2.1а). Потім захисний шар відновлюють торкретуванням або омонолічують в опалубці.

Підвищення вантажопідйомності на 15-35% за нормальними перерізами балок можна досягти при застосуванні схеми, показаної на рисунку 2.1б. В цьому випадку арматуру посилення поєднують з існуючою арматурою прямими і похилими (на рис. 2.1б не показані) хомутами, а також похилими стрижнями. Кінці стрижнів робочої арматури посилення відгинають та приварюють до існуючої арматури або прикріплюють до неї похилими стрижнями.

Схема, зображена на рисунку 2.1в, застосовується підвищення вантажопідйомності балок на 20-40% одночасно з нормальним і похилим перерізам. У цьому випадку частина арматури посилення у приопорній зоні відгинають і виводять на бічні поверхні балок. Перед бетонуванням очищену поверхню старого бетону продувають стисненим повітрям і змочують водою. Зчеплення старого та нового бетонів покращується, якщо на поверхню старого бетону до бетонування нанести шар епоксидного клею або полімерцементного розчину завтовшки до 1 мм. Бетонна суміш укладається в опалубку, яка закріплюється на балках або спирається на риштування. При посиленні за схемами (рис. 2.1а, б) бічні стінки опалубки встановлюють із зазором до 1 см щодо вертикальних граней балок для

забезпечення видалення повітря при віброуцільненні, щоб уникнути утворення каверн у свіжоукладеному бетоні. У разі застосування схеми, зображеної на рисунку 2.1в мінімальна товщина додаткового шару бетону по бічній поверхні балок приймається рівною 5 см для забезпечення необхідної товщини захисного шару.

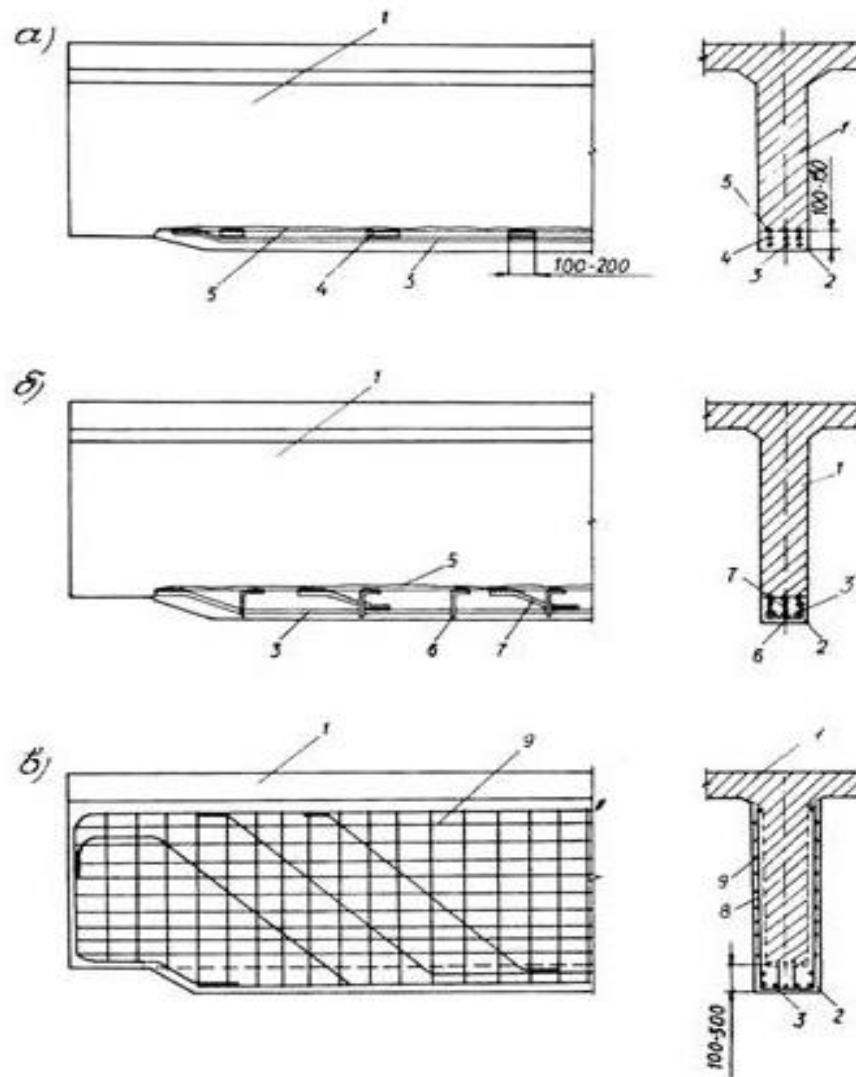


Рисунок 2.1 – Традиційні способи посилення залізобетонних балок з об'єднанням додаткової та основної арматури (а – коротунами; б – похилими стрижнями та прямими хомутами; в – залізобетонною оболонкою): 1 – балка; 2 – додатковий шар бетону; 3 – додаткова арматура; 4 – коротуни; 5 – основна робоча арматура; 6 – короткий прямий хомут; 7 – похилий стрижень; 8 – хомут; 9 – протиусадкова арматура

В опалубку бетонну суміш подають через завантажувальні вирви, що розташовуються по довжині балки через 1-1,5 м. Бетонування рекомендується вести при натиску бетону 0,5-1 м, для чого подовжують завантажувальні вирви. Бетон ущільнюють зовнішніми вібраторами, закріпленими на опалубці.

Клас бетону по міцності повинен бути не нижче В30 та на 10 МПа вище, ніж у бетону конструкції, що підсилюється, консистенція бетону – пластична, по можливості на швидкотвердіючих, безусадкових і цементах, що розширюються.

Область застосування схем (рис. 2.1а, б, в) визначається кожному конкретному випадку індивідуально. Так, схему, зображену на рисунку 1а, можна рекомендувати переважно для косметичного ремонту балок шляхопроводів за невеликих пошкоджень їх ударами транспортних засобів. Схема показана на рисунку 2.1б, доцільна при значних механічних ушкодженнях окремих балок прогонової будови. Обидві схеми мають загальний недолік – наявність різкої межі між старим і новим бетоном. Цього недоліку значною мірою позбавлена схема, зображена на рисунку 2.1в, тому що площа контакту старого та нового бетону набагато більша і має ламане обрис. Найбільш доцільно застосовувати цю схему у тих випадках, коли необхідно повністю зберегти зовнішній вигляд споруди, наприклад, в умовах міської забудови.

Встановлення та омоноличування додаткової арматури є трудомісткими процесами і для їх здійснення потрібна висока кваліфікація робітників.

Ці обставини та необхідність припинення на час виконання робіт руху транспортних засобів мостом є головними причинами щодо рідкісного застосування схем, показаних на рисунку 2.1.

Зазначених недоліків значною мірою вдається уникнути посилення балок способом наклеювання додаткової арматури в ослаблених зонах [6]. Наклейка поверхневої арматури як спосіб посилення залізобетонних конструкцій стала використовуватися в 60-х роках та обумовлена розробкою різноманітних полімерних клейових композицій на основі епоксидних смол. Схеми посилення однопрогонових балок ребристих прогонових будов показані на рисунку 2.2а-е.

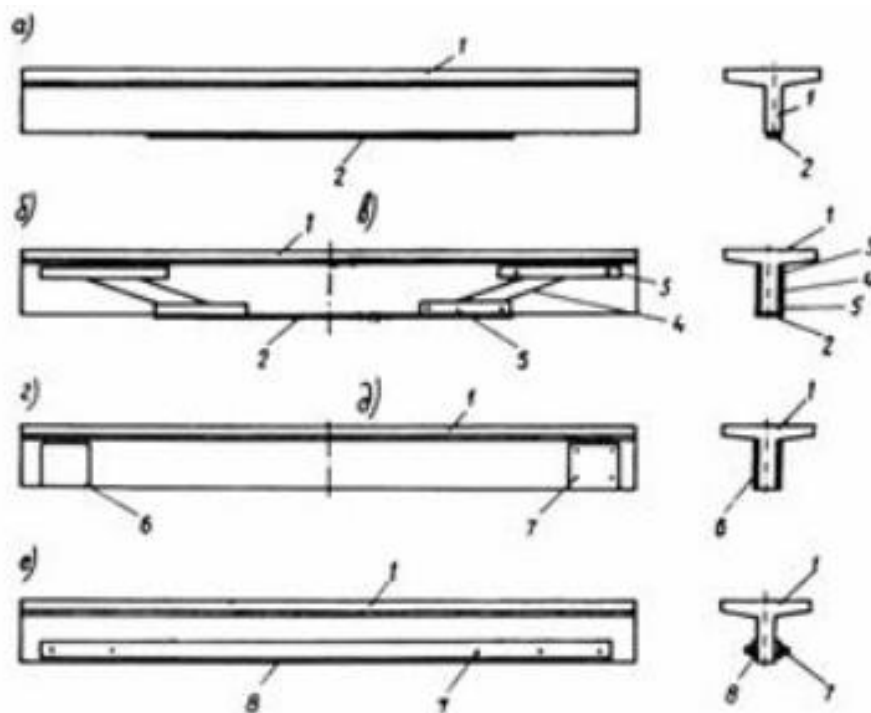


Рисунок 2.2 – Посилення однопрогонових балок способом наклеювання сталевих листів (а – горизонтального до нижньої грані ребра; б – горизонтального і похилого; в – те ж, зі шпильками; г – вертикального; д – те ж, зі шпильками; е – бічною смуговою арматурою; 1 – балка; 2 – горизонтальний сталевий лист; 3 – сталева шпилька; 4 – похилий лист; 5 – фасонка; 6 – вертикальний лист; 7 – високоміцна шпилька; 8 – бічна смугова арматура

Посилення балок на дію згинального моменту може бути виконане наклеюванням горизонтального сталевих листів до нижньої грані ребра (рис.

2.2а). Ця проста в конструктивному відношенні схема застосовується при міцній і рівній поверхні ребра балки, щоб уникнути відшарування горизонтального листа разом із захисним шаром бетону. Недоліком схеми є необхідність пристрою суцільних риштування для встановлення домкратів при обтисканні клейового шва. У цій схемі особливо гостро стоїть питання про стійкість клейового шва до значних коливань температури та вологості. Клей повинен мати коефіцієнт лінійного розширення, близький до аналогічного коефіцієнта бетону та сталі.

Проектом посилення передбачалася наклейка сталевих смуг перерізом 254 6,5 мм. У ослаблених перерізах збільшення загальної площі поперечного перерізу смуги попередньо склеювали між собою. Розміри їх встановлювали відповідно до вимог технології. В якості клею використовували епоксидну смолу з затверджувачем та наповнювачем. Перед склеюванням робили дробоструминне очищення поверхонь сталі та бетону. Для наклейки смуг використовували суцільні риштування. Клейові шви стискали за допомогою дерев'яних клинів. Для запобігання відшарування смуг їх кінці прикріплювали до бетону прогонових будов скобами. Після затвердіння епоксидного клею листи покривали фарбою.

Посилення балок по нормальному та похилому перерізам здійснюється за схемами, зображеними на рисунку 2.2б,в. До горизонтального листа приварюють фасонні листи, а до них похилі (вони можуть бути виконані як одне ціле). Безпосередньо під плитою проїжджої частини наклеюють сталеві смуги (у зоні різкої зміни дотичних напружень). Схеми, зображені на рисунку 2.2б-і і 2.2г-д, відрізняються один від одного поєднанням клейового шва зі звичайними або високоміцними болтами та шпильками (у другому випадку ефективність та надійність посилення вище).

Ці схеми посилення мають такі самі недоліки, як і схема, показана на рисунку 2.2а. Особлива утруднення викликає обтискання похилих листів при наклеїці та об'єднанні їх з горизонтальними.

Прямокутні вертикальні листи додаткової арматури застосовуються для посилення похилих перерізів залізобетонної балки (рис 2.2г, д). У цьому випадку також можна суттєво збільшити міцність та надійність об'єднання сталевих листів з бетоном балки, якщо додатково обтиснути листи звичайними або міцними болтами.

Схема, зображена на рисунку 2.2е, призначена для посилення балок як на дію згинального моменту, так і поперечної сили. Її недолік – необхідність висвердлювання отворів у зоні розташування робочої арматури. Щоб уникнути пошкодження арматури, отвір виконують вище за неї, що знижує ефективність посилення і збільшує витрату металу. Тому ця схема раціональніша для відносно широких ребер балок, армованих окремими арматурними стрижнями або поєднанням каркасної арматури з окремими стрижнями.

2.3. Підсилення балочних прогонових будов зовнішньої арматурою, що напружується, і комбінованими металевими каркасами

Балочно-розрізні ребристі прогонові будови нерідко посилюють додатковою попередньо напруженою арматурою у вигляді окремих стрижнів, пучків, тросів, які називають при цьому шпренгелями за аналогією з дерев'яними та металевими прогоновими будовами.

Принципові схеми розміщення високоміцної зовнішньої арматури у вигляді напружених зтяжок наведені на рисунку 2.3а-д, посилення прямолінійними зтяжками – рисунок 2.3а та полігональними – рисунок 2.3б, в, г. Ці схеми використовують при посиленні як без діафрагмових, так і прогонових будов з діафрагмами. Довжина вільного від закріплення

прямолинійної ділянки затяжки не перевищує 4-6 м. Затягування зазвичай складається з двох гілок, симетрично розташованих по обидва боки ребра балок. Для запобігання руйнуванню бетону під анкерними пристроями після натягу однієї з гілок натяг гілок необхідно вести одночасно.

Більш раціонально посилення полігональними затяжками (рис. 2.3б, в) причому для без діафрагмових балок необхідно закріплювати відтяжку від ковзання до середини прольоту. За наявності діафрагм відтяжку можна оперти на деякі з них. У цій схемі досягається, з одного боку, зменшення вільної довжини затяжки, з іншого, – посилення як по нормальному, так і похилим перерізам.

Необхідною умовою застосування схем, зображених на рисунку 2.3а, б, є збереження міцності бетоном стиснутої зони. Зусилля натягу та переріз затяжки підбираються з таким розрахунком, щоб не допустити переармування балок.

Схема, зображена на рисунку 2.3г, дозволяє суттєво збільшити площу стиснутої зони бетону. Однак із збільшенням висоти стійок стає важче закріплювати їх на балках.

У наведених схемах посилення (рис. 2.3, а-г) основною технологічною складністю є натяг затяжок (шпренгелів). З цією метою використовують домкрати. Для їх встановлення необхідно залишати вільний простір розміром 750, 400, 400 мм.

При анкеруванні стрижневої арматури натяг виконують за допомогою різьбового з'єднання з гайкою. Цей спосіб може бути застосований і для натягу високоміцної дротяної арматури з використанням перехідних анкерів для об'єднання високоміцних кінцевих стрижнів з дротом.

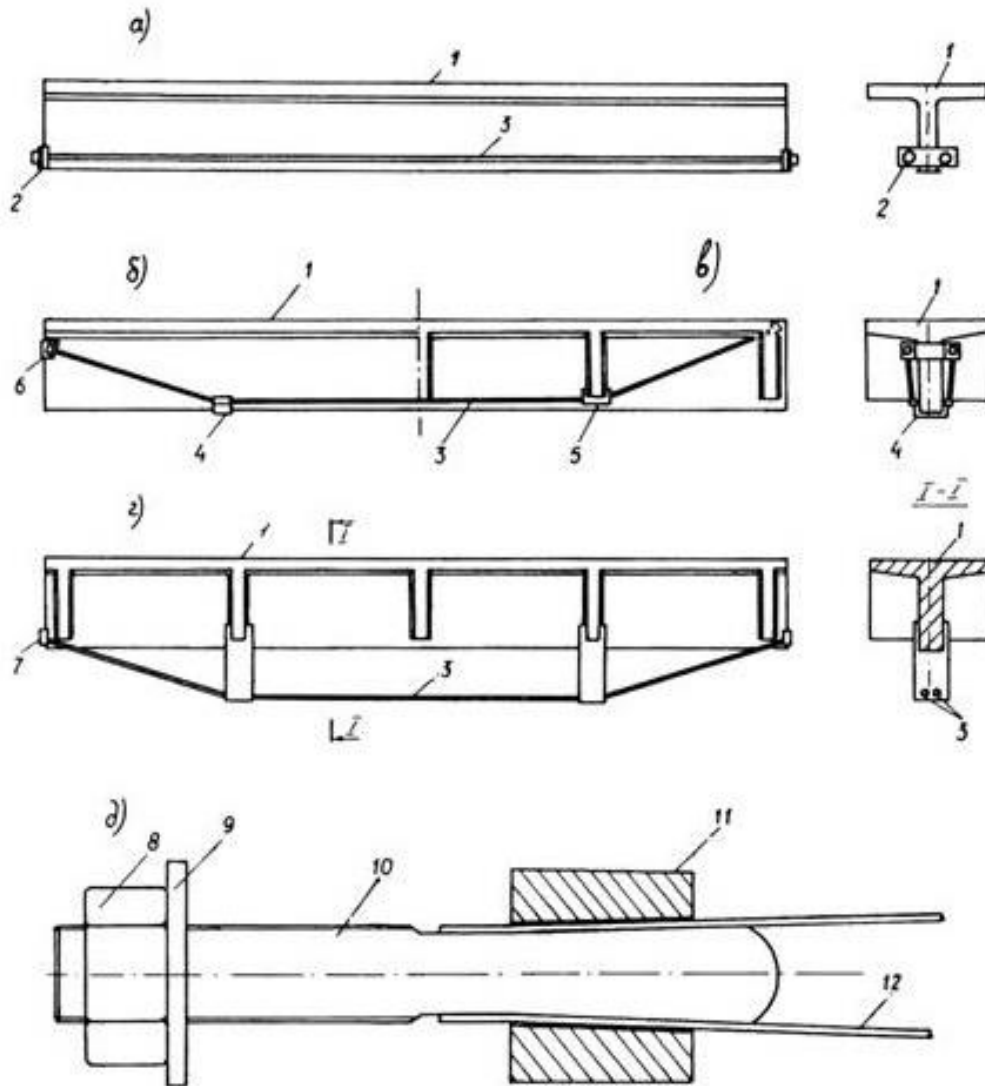


Рисунок 2.3 – Схеми посилення залізобетонних балок високоміцною арматурою, що напружується (а, б – без діафрагм; в, г – з діафрагмами; д – за допомогою перехідного анкера); 1 – балка; 2, 6, 7 – анкерні вузли; 3 – затяжка, що напружується; 4, 5 – відтяжки; 8 – гайка; 9 – шайба; 10 – стрижень із високоміцної сталі діаметром 32 мм; 11 – конусна обойма; 12 – високоміцний дріт

Найбільш відповідальними вузлами при посиленні зовнішньої арматурою, що напружується, і шпренгелями є місця анкерування і відтяжки високоміцної арматури, а також кріплення стійок шпренгелів до балок. У цих вузлах на балки передаються значні зосереджені зусилля, що може

спричинити зминання та відколи бетону, які з'являться причиною подальшого перерозподілу зусиль у конструкції прогонової будови та її пошкодження. Для балочно-розрізних мостів характерне змінне зволоження торців балок водою, що проникає через несправні деформаційні шви і міцність бетону, що знижує згодом. Тому бажано розташовувати у разі місця анкерування арматури посилення з відривом понад 1-1,5 м від торця балки.

Переваги щодо кріплення елементів посилення мають способи посилення прогонових будов комбінованими металевими каркасами.

Посилення балок прогонової будови одночасно на дію згинального моменту та поперечної сили забезпечує схема посилення, наведена на рисунку 2.4а. До нижньої частини ребра балки приклеєний швелер, що охоплює полицями ребро. До швелера приварені упори. На плиті проїжджої частини покладено горизонтальний сталевий лист (смуга), об'єднаний з плитою клейовим швом або міцними болтами окремо або в поєднанні. У горизонтальному сталевому листі є отвори, через які висвердлюють отвори під тяги плити проїжджої частини. Швелер і смуга об'єднані напруженими при монтажі тягами, які верхнім кінцем приварені між двома паралельно розташованими коротунами, у свою чергу привареними до сталевих листів поздовжніми швами.

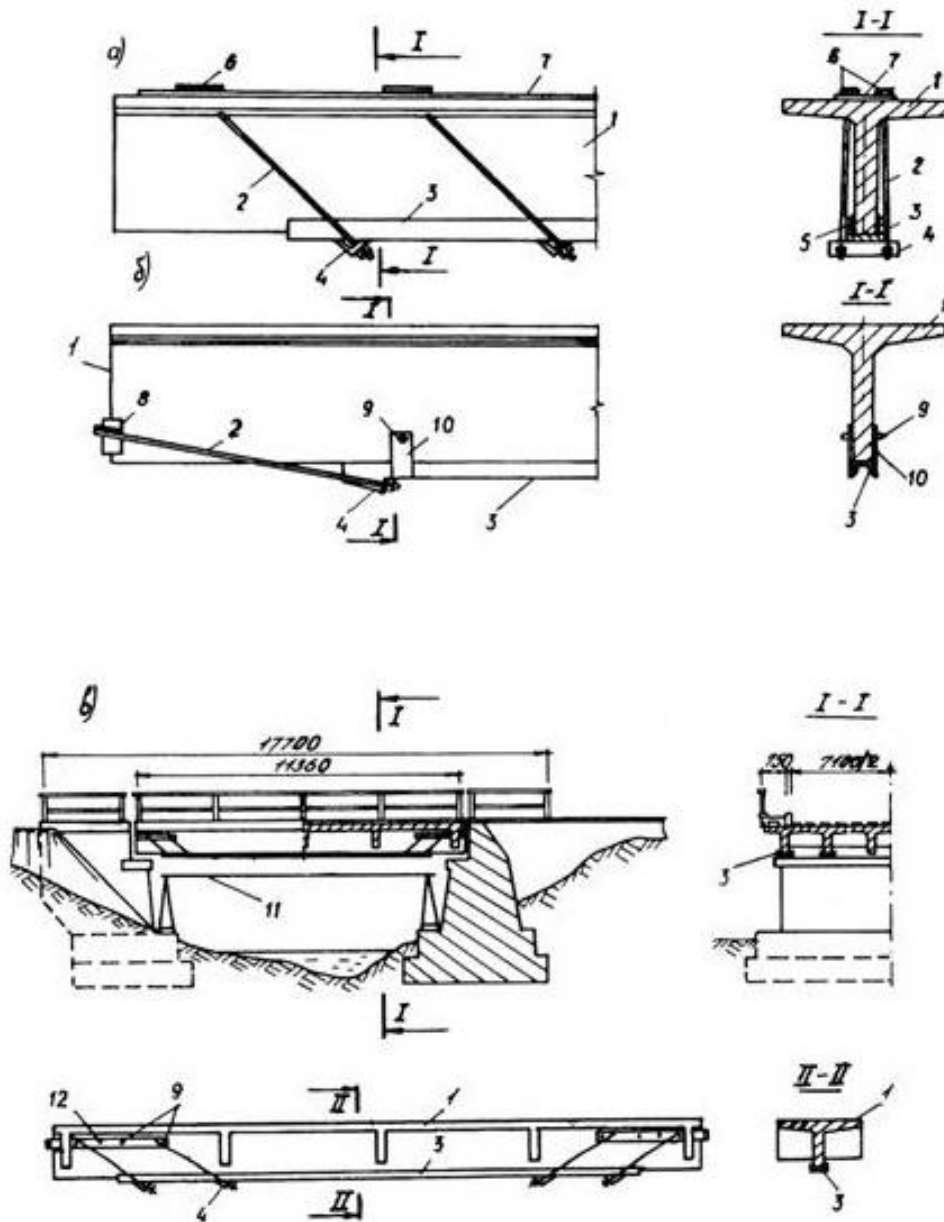


Рисунок 2.4 – Посилення однопрогонових балок комбінованими металевими каркасами різних конструктивних форм: 1 – балка; 2 – похила тяга; 3 – швелер; 4 – упор; 5 – клейовий шов; 6 – коротуни; 7 – горизонтальний сталевий лист; 8 – торцевий упор; 9 – шпилька; 10 – фасонка; 11 – риштовання; 12 – сталева смуга

Це дає можливість при складанні каркаса не приварювати тяги безпосередньо до смуги, тому що в іншому випадку при їх натягу утворюються тріщини в зварному шві від місцевих деформацій листа, товщина якого не перевищує 12 мм. Крім того, коротуни компенсують

ослаблення перерізу смуги отворами під тяги. Натяг тяг зусиллям до 250 кН здійснюють динамометричним ключем у декілька прийомів. Спочатку виконують пробний натяг, усувають люфти та неточності, потім заповнюють швелер полімеррозчином і підтягують тяги від середніх до крайніх. Застосування даного способу посилення комбінованим металевим каркасом дозволяє досягти посилення нормального перерізу в 1,6-1,8 рази, а по похилому в 1,3-1,5 рази. Недоліками способу є необхідність розбирання конструктивних шарів їздового полотна та висвердлювання отворів у плиті проїжджої частини, в результаті потрібно відновлення гідроізоляції прогонової будови, крім того, під час проведення ремонтних робіт створюються перешкоди для руху транспортних засобів.

2.4. Підсилені балочних прогонових будов композитними матеріалами Sika

Залізобетонні конструкції, підсилені композитними матеріалами Sika, повинні задовольняти вимогам:

- безпеки (за несучою здатністю);
- експлуатаційній придатності;
- довговічності;
- додатковим вимогам, які вказані в завданні на проектування

підсилення.

Підсилення залізобетонних конструкцій слід забезпечувати на всі види граничних станів розрахунком, вибором показників якості матеріалів. Для зовнішнього підсилення матеріали Sika використовуються для поздовжнього і поперечного армування стержневих елементів, для створення армуючих підсилюючих оболонок на колонах і опорах мостів, естакад, консолях колон, для посилення плит, оболонок, елементів ферм та інших конструкцій.

Раціональним ступенем підсилення за допомогою системи Sika є діапазон 10-50% від початкової несучої здатності конструкції. Система підсилення матеріалами Sika може застосовуватися, якщо фактична міцність на стиск бетону конструкції становить не менше 15 МПа. Це обмеження не поширюється на посилення позацентрово стиснутих елементів горизонтальними обіймами, коли важливий тільки механічний зв'язок обійми з конструкцією з метою відновлення довговічності та експлуатаційної придатності конструкцій.

Розрахунок конструкцій, підсиленних матеріалами Sika, за першою групою граничних станів проводиться у всіх випадках. Розрахунок за другою групою граничних станів проводиться тільки в тих випадках, коли підсилення виконується з умови збільшення розрахункового навантаження. Розрахунок системи підсилення на основі матеріалів Sika вимагає розгляду декількох видів руйнування і граничних станів підсиленого елемента. Тому спочатку рекомендується орієнтовно призначити площу перерізу елементів підсилення обраного типу і потім змінювати її відповідно з результатами перевірок відповідних граничних станів. Розрахунки проводяться ітераційно, тому доцільно застосування комп'ютерних програм для автоматизації обчислень. Визначення зусиль в елементах конструкцій проводиться з урахуванням даних, отриманих при обстеженні, перед підсиленням.

Підсилення композитними матеріалами не зупиняє процеси корозії арматурної сталі в бетоні. Тому, перед підсиленням конструкції, необхідно обробити бетонну поверхню мігруючим інгібітором корозії арматурної сталі, а при руйнуванні захисного шару – оголити арматуру, очистити до ступеню Sa 2,5 за ISO 12944-IV, негайно захистити її від корозії матеріалом Sika Monotop 910N і потім відновити захисний шар спеціальними

полімерцементними ремонтними сумішами, що забезпечують високу адгезію до «старого» бетону і запобігають розвитку корозії арматури.

При проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій із використанням зовнішнього армування систем Sika важливою умовою надійної експлуатації є дотримання технологічних і конструктивних вимог, передбачених в відповідних рекомендаціях або технологічних картах виробника. Підсилення на основі систем Sika повинно сприймати зусилля розтягу за умови забезпечення спільності деформацій зовнішнього армування і бетону конструкції. У розрахунках підсилення вважається, що відсутні взаємні зміщення між сталевією арматурою і бетоном, а також між наклеєною зовнішньою арматурою систем Sika і бетонною основою. У тих випадках, коли схема навантаження залізобетонних елементів призводить до зміни знака згинального моменту, несуча здатність зовнішньої арматури з систем Sika у стиснутій зоні не враховується. При проектуванні підсилення конструкцій слід враховувати, що несуча здатність не зміцненої конструкції повинна бути достатня для сприйняття постійного і квазіпостійного тимчасового навантпруження у разі пошкодження системи посилення внаслідок пожежі, вандалізму або інших причин.



Рисунок 2.5 – Підсилення прогонової будови за допомогою смуг з вуглепластику Sika CarboDur та системи попереднього напружування Sika StressHead



Рисунок 2.6 – Підсилення за похилим перерізом кутиками Sika CarboShear L

2.5. Вибір та обґрунтування варіанту до подальшої розробки

Проаналізувавши всі наведені варіювати підсилення прогонової будови, приходимо до такого висновку, що для підсилення нашої прогонової будови найкращім варіантом буде використання сучасних композитних матеріалів Sika.

Преваги Sika над іншими варіантами:

- не кородує;
- простота наклеювання, не потрібно нічого бурити і приварювати;
- у порівнянні з іншими варіантами, Sika забезпечує значно більшу міцність конструкції;
- відмінна довговічність і опір втоми ніж у матеріалів які приведені в інших варіантах;
- невелика товщина системи, можливість наклеювання навхрест;
- простота транспортування (рулони).

Зважаючи на все вище написане, до подальшої розробки приймаємо варіант підсилення прогонової будови з використанням сучасних композитних матеріалів Sika.

РОЗДІЛ 3

РОЗРОБКА ВАРІАНТУ. ПЕРЕВІРКА ІСНУЮЧИХ ПЛИТ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК

3.1. Опис вибраного варіанту підсилення прогонової будови

Sika CarboDur – це вуглецеві композитні стрічки (CFRP), що виготовлені в процесі пултрузії для підсилення бетонних, залізобетонних, дерев'яних, цегляних, а також металевих і полімерних фіброармованих конструкцій. Стрічки Sika CarboDur наклеюють на конструкцію в якості зовнішнього армування з використанням епоксидного клею Sikadur-30 для нормальних умов, або епоксидного клею Sikadur-30 LP для умов з підвищеними температурами монтажу / чи експлуатації. Для більш детальної інформації див. чинну Технічну карту матеріалу кожного з цих клеїв.

Sika CarboDur M може використовуватися лише фахівцями, що мають досвід праці з даною технологією. Система Sika CarboDur використовується для покращення, збільшення міцності конструкцій у випадку необхідності збільшення несучої здатності:

- підвищення несучої здатності плит перекриття, балок і елементів мостів;
- установки більш важкого устаткування;
- стабілізації конструкцій, що вібрують;
- зміни функціонального призначення споруди.

Відновлення пошкоджених конструктивних елементів внаслідок:

- руйнування оригінальних конструктивних матеріалів;
- корозії арматури;
- катастроф (ударів транспорту, землетрусів, пожежі).

Підвищення експлуатаційної надійності і довговічності:

- зменшення прогинів і ширини розкриття тріщин;
- зменшення напружень в сталевій арматурі;
- покращення опору втоми;
- зміни конструктивної схеми.
- підвищення стійкості до сейсмічних впливів, ударів або вибухів.

Зберігати в оригінальній, закритій, запечатаній і непошкодженій упаковці в сухих умовах при температурі макс. +50 ° С. Захищати від прямих сонячних променів. Транспортування: тільки в оригінальній упаковці, або з іншим адекватним захистом від механічних пошкоджень.

Інструкція з нанесення Sika

Стрічки Sika CarboDur, що наклеюються на бетонну поверхню
Рекомендоване мін. значення проби pull-off бетону після підготовки поверхні:

Середнє: 2,0 Н/мм²

Мінімальне: 1,5 Н/мм²

Слід перевірити значення проби pull-off після підготовки основи.
Якщо значення проби pull-off бетону виявиться нижчим від необхідних мінімальних значень, можна використовувати альтернативні вирішення Sika CarboDur, який укладається в пази в якості приповерхневого (NSM) армування та SikaWrap. Бетон повинен мати більше 28 днів (в залежності від умов тужавіння, типу бетону та ін.) Стрічки Sika CarboDur, що наклеюються на інші основи .

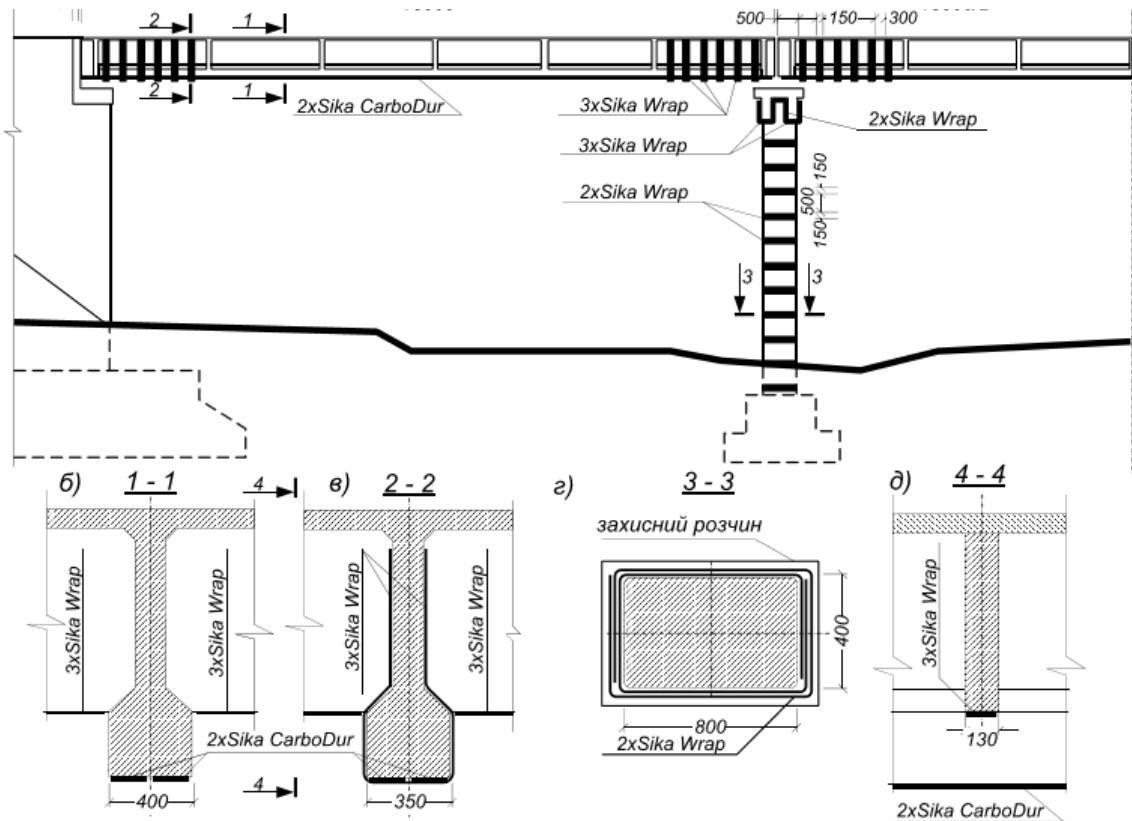


Рисунок 3.1 – Схема приклеювання стрічок Sika

3.2. Перевірка несучої здатності плити

Перевіряємо плиту проїзду струнобетонних балок за вимогами сучасного автодорожнього навантаження – А11.

Прогонова будова компонується із семи головних балок довжиною 24 м з найбільшою відстанню між осями 0.88 м (рис. 3.2).

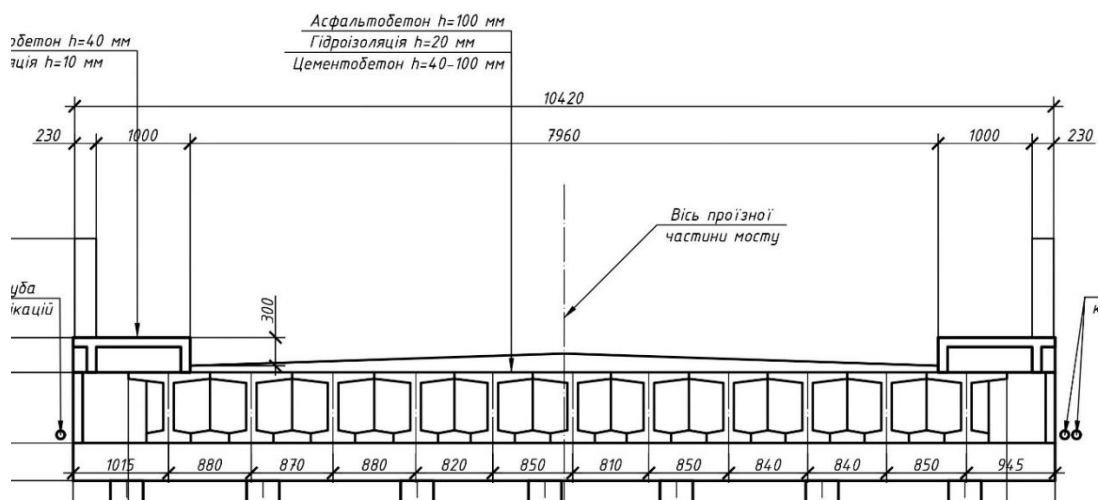


Рисунок 3.2 – Поперечний переріз прогонової будови

Постійне навантаження на 1 м^2 плити складається із ваги шарів дорожнього одягу та її власної ваги. Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту по осям між балками прогонової будови і складає 0.88 м .

$g_n=5.84$ –нормативне навантаження від плити та асфальтобетону,

$g=10.57$ –розрахункове навантаження від плити та асфальтобетон.

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

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{5.84 \cdot 0.88^2}{8} = 2.682 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{110.57 \cdot 0.88^2}{8} = 1.024 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження

I випадок завантаження: в прогоні плити розміщена одна колія навантаження А11 (див. рис 3.3).

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А11 за наступною формулою:

$$v_{AK} = 0.98 \cdot K = 0.98 \cdot 11 = 10,78 \text{ кН/м} \quad (3.2)$$

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

Визначимо інтенсивність навантаження від рівномірно розподіленого навантаження А11 за наступною формулою:

$$P_{AK} = 9,81 \cdot K = 9,81 \cdot 11 = 107.91 \text{ кН/м} \quad (3.3)$$

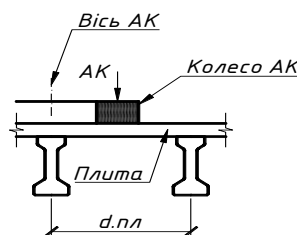


Рисунок 3.3 – Схема навантаження плити однією смугою А-11

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

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,19 = 0,98 \text{ м} \quad (3.4)$$

Поперек прогону плити за формулою:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,19 + \frac{0,88}{3} = 0,873 \text{ м} \quad (3.5)$$

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

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 0,88 = 0,586 \quad (3.6)$$

Приймаємо $a_1 = 0,873$ м;

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

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{5,39}{0,98} \cdot 1 = 5,5 \text{ кН/м} \quad (3.7)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь $P_{AT} = 107,91$ кН:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{107,91}{2 \cdot 1,067 \cdot 0,98} = 63,04 \text{ кН/м} \quad (3.8)$$

Нормативний згинаючий момент в середині прогону:

$$\begin{aligned} M_0^H &= \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0,5 \cdot b_1}{4} = \\ &= \frac{5,84 \cdot 0,88^2}{8} + (5,5 + 63,04) \cdot 0,98 \cdot \frac{0,88 - 0,5 \cdot 0,98}{4} = 7,11 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned} \quad (3.9)$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} =$$

$$= \frac{10.58 \cdot 1.6^2}{8} + (1.5 \cdot 5.5 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 63.04) \cdot 0.98 \cdot \frac{0.88 - 0.5 \cdot 0.98}{4} = 13.55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(3.10)

де $(1 + \mu) = 1,3$ – динамічний коефіцієнт для тандему, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M^0_0 = \left((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p \right) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} = (1.3 \cdot 1.5 \cdot 63.04) \cdot 0.98 \cdot \frac{0.88 - 0.5 \cdot 0.98}{4} = 11.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(4.11)

де $(1 + \mu) = 1,0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість, що приймається згідно з ДБН В.1.2-15:2009.

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

Ординати лінії впливу під віссю колеса:

$$y_1 = \frac{1(l_p - 1,02/2)}{l_p} = \frac{1(0.88 - (\frac{0.98}{2}))}{0.88} = 0,433$$

(3.12)

$$Q_0 = \frac{10.57 \cdot 0.88}{2} + 1.5 \cdot \frac{10.78}{2} \cdot 0.433 + (1 + 0.3) \cdot 1.5 \cdot \frac{107.91}{0.873} \cdot \frac{0.433}{0.873} = 61.62 \text{ кН}$$

(4.13)

II випадок завантаження: в прогоні плити розміщені дві колії навантаження А-11 – від двох смуг максимально наближених одна до одної (див. рис 3.4):

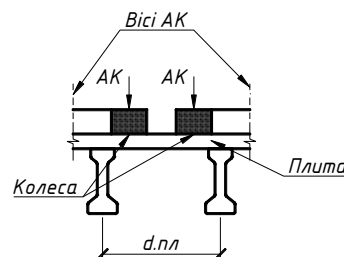


Рисунок 3.4 – Схема завантаження плити двома смугами А-11

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

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1,1 + 0,98 = 2,08 \text{ м} \quad (3.14)$$

де $b_1=0.98$ – з розрахунку за першим випадком завантаження, м;

Умова $b_2 < l_p$ не виконується, приймаємо $b_2=2,08$ м

Інтенсивність рівномірного смугового навантаження:

ІІІ випадок завантаження: в прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-80 (рис. 3.5).

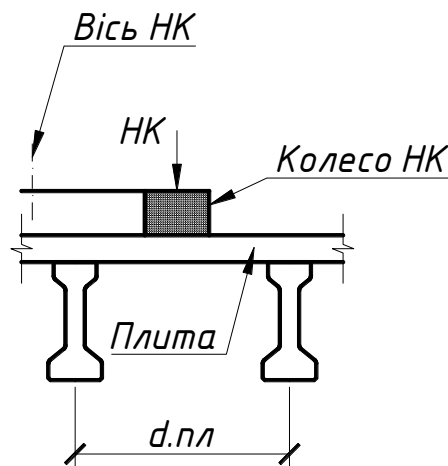


Рисунок 3.5 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-80

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

$$b_1 = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,19 = 1,18 \text{ м} \quad (3.15)$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему $A-11a_1=0.873$ м, а тому може дорівнювати $\frac{2}{3} \cdot l_p=0.88$ м, але не більше ніж відстань між колесами 1,2 м.

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 2.7 + 0.2 + 2 \cdot 0.19 + \frac{0.88}{3} = 8.973 \quad (3.16)$$

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 2.7 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + \frac{0.88}{3} = 3.893\text{м} \quad (3.17)$$

Інтенсивність навантаження на 1 м^2 :

$$q_p = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 196 / 2}{8.973 \cdot 1.18} = 37.059 \quad (3.18)$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5b_1}{4}, \quad (3.19)$$

$$M_0 = \frac{10.57 \cdot 0.88^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 37.059 \cdot 1.18 \cdot \frac{0.88 - 0.5 \cdot 1.18}{4} = 4.194 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де $(1 + \mu) = 1,0$ – динамічний коефіцієнт для розрахунку НК-80, що приймається згідно з [3].

Ординати лінії впливу під віссю колеса:

$$y_3 = \frac{1(l_p - 1,02/2)}{l_p} = \frac{1(0.88 - 1,18/2)}{0.88} = 0,33 \quad (3.20)$$

Поперечна сила біля опори:

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3; \quad (3.21)$$

$$Q_0 = \frac{10.57 \cdot 0.88}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot (\frac{196}{2})}{8.973} \cdot 0.33 = 19.065 \text{кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю 3.1:

Таблиця 3.1 – Постійне навантаження на 1 м^2 плити

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-11 (1 колесо)	II випадок А-11 (2 колеса)	III випадок НК-80
1	2	3	4

ν – коефіцієнт Пуассона для бетону.

При $n_I = 19.49 < 30$:

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

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

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

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

$$M_n = -0.8(7.114) = -5.692 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = 0.25(7.114) = 1.779 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(7.114) = -10.847 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = -0.25(13.558) = 3.39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.8(11.746) = -9.397 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(11.746) = 2.937 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

$$M_n = 0.5(7.114) = 3.557 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(7.114) = -1.779 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(13.558) = 6.779 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 0.25(13.558) = -3.39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.5(11.746) = 5.87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.25(11.746) = -2.937 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності. Біля опори $Q = Q_0 = 61.62 \text{ кН}$.

3.3 Перевірка плити на міцність за згинальним моментом

Перевірка перерізу плити

$$\xi = \mu_{\text{пл}} \cdot \frac{R_s}{R_b} = 0.009 \cdot \frac{350000}{17500} = 0.18 \quad (3.25)$$

$$\zeta = 1 - 0.5 \cdot \xi = 1 - 0.5 \cdot 0.18 = 0.91$$

Приймаємо $hf = h_{\text{пл}} = 0.06$.

Товщина захисного шару бетону $ab = 0.028$

$$a'_s = h_f - \left(ab + \frac{d_{s,\text{пл}}}{2} \right) = 0.06 - \left(0.028 + \frac{0.014}{2} \right) = 0.025$$

$$h_0 = h_f - a'_s = 0.06 - 0.025 = 0.035$$

Арматура класу 9A400C $\emptyset 12$ мм $A_s = 0.001231$.

$$x' = \frac{R_s \cdot a'_s}{R_b \cdot b_{\text{пл}}} = \frac{35000 \cdot 0.001}{17500} = 0.025 \quad (3.26)$$

$$R_b \cdot b \cdot x' (h_0 - 0.5 \cdot x') + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'_s) = 17500 \cdot 0.025 \cdot (0.035 - 0.5 \cdot 0.025) + 350000 \cdot 0.001 \cdot (0.035 - 0.025) = 14.08 \quad (3.27)$$

$10.85 < 14.08$ – умова виконана

3.4 Перевірка плити на витривалість

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

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

Перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{\text{ред}}} \cdot x' \leq \gamma_{b1} \cdot R_b \quad (3.28)$$

Де M – максимальний момент на витривалість, кН·м;

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

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

на витривалість приймаємо для бетону класу В 35 згідно ДБН В.2.3-14:2006.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = \frac{n' \cdot A'_s}{b} = \frac{10 \cdot 0.001231}{1} = 0.01231 \text{ м} \quad (3.29)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot h_0)}{b} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{(0.001231 \cdot 0.035)}{1} = 0.00086 \text{ м}^2 \quad (3.30)$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -0.0123 + \sqrt{0.0123^2 + 0.00086} = 0.02 \text{ м} \quad (3.31)$$

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

$$I_{red,пл} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2, \quad (3.32)$$

$$I_{red,пл} = \frac{0.019521^3}{3} + 10 \cdot 0.001231 \cdot (0.01952 - 0.02499)^2 = 0.0000028 \text{ м}^4$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -9.397 \cdot \frac{0.02}{0.0000028} = 64381.44 \quad (3.33)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = 2.937 \cdot \frac{0.02}{0.0000028} = 20119.202 \quad (3.34)$$

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

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}} = \frac{20119.202}{64381.44} = -0.312 \text{ тому, що напруження різних знаків.}$$

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

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 1,0 \cdot 17500 = 13440 \quad (3.35)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 64381.44 < 13440$$

Умова не виконана.

Виконавши розрахунки, робимо висновок, що стара плита струнобетонних балок не відповідає сучасним вимогам за навантаженням – А11. Підсилюємо переріз плити додатковою накладною монолітною плитою необхідною товщиною 9 см.

$A_s = 0.001231$ – тепер верхня арматура старої плити стає нижньою для нової плити.

$A'_s = 0.000792$ – армування в верхній частині накладної плити 7А400С Ø12 мм

$$r = \frac{n' \cdot (A_s + A'_s)}{b} = \frac{10 \cdot (0.001231 + 0.000702)}{1} = 0.02023 \text{ м} \quad (3.36)$$

Нова товщина плити та робочі перерізи:

$$h_f = 0.06 + 0.09 = 0.15$$

$$h_0 = h_f - a'_s = 0.25 - 0.15 = 0.125$$

Відстань від верхньої грані плити до верхньої арматури

$$a'_s = 0.03 + \frac{0.012}{2} = 0.036$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{b} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{(0.001231 \cdot 0.125 + 0.000792 \cdot 0.036)}{1} = 0.00365 \text{ м}^2 \quad (4.56)$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -0.02023 + \sqrt{0.02023^2 + 0.00365} = 0.043 \text{ м} \quad (3.37)$$

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

$$I_{red,пл} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2, \quad (3.38)$$

$$I_{red,пл} = \frac{0.04346^3}{3} + 10 \cdot 0.001231 \cdot (0.125 - 0.04346)^2 + 10 \cdot 0.000792 \cdot (0.04346 - 0.036)^2 = 0.0001096 \text{ м}^4$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -9.397 \cdot \frac{0.043}{0.0001096} = -3724.86 \quad (3.39)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = 2.937 \cdot \frac{0.043}{0.0001096} = 1164.02 \quad (3.40)$$

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}} = \frac{1164.02}{-3724.86} = -0.312 \text{ тому, що напруження різних знаків.}$$

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

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 1,0 \cdot 17500 = 13440 \quad (3.41)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 3724.86 < 13440$$

Умову виконана.

Умова міцності арматури плити на витривалість

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a'_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (3.42)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі

$$\sigma_{s,max} = 10 \cdot (-9.397) \cdot \frac{0,25-0,043-0,033}{0.0001096} = -63019.14$$

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

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot a'_s + A_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{(0.001231 \cdot 0.033 + 0.000792 \cdot 0.1169)}{1} = 0.03522 \text{ м}^2 \quad (4.63)$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -0.02023 + \sqrt{0.02023^2 + 0.00266} = 0.03522 \text{ м} \quad (4.55)$$

$$\sigma_{s,min} = n' \cdot M_{min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 10 \cdot 2.937 \cdot \frac{0.035 - 0.036}{0.0001096} = -208.19 \quad (3.43)$$

Визначення $\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{-208.19}{-63019.14} = -0.003$, $\beta_{\rho w} = 1$ за відсутності зварних з'єднань $\varepsilon_{\rho s} = 0.45$ з [1].

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.54 \cdot 1 \cdot 350000 = 118123 \quad (3.44)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,max} = 63019.14 < m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 118123$$

Умову виконано.

3.5 Перевірка міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b \quad (3.45)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 \quad (3.46)$$

де $c = h_0 = 0.125$ м

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

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1160 \cdot 1 \cdot 0,125^2}{0,125} = 287.5 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b_{пл} = 1,3 \cdot 1150 \cdot 1 \cdot 0,125 = 186.87 \text{ кН}$$

Приймаємо $Q_b = 186.87 \text{ кН}$.

$Q_b = 186.87 \text{ кН} > Q = 61.629 \text{ кН}$ – міцність забезпечується

3.6 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 на опорі і в середині прольоту.

Висота стиснутої зони для верхньої арматури:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350000 \cdot 0.001231}{17500} = 0.02462 \text{ м} \quad (3.47)$$

Висота стиснутої зони для нижньої арматури:

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{350000 \cdot 0.000792}{17500} = 0.01584 \text{ м} \quad (3.48)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{-5.69}{0.001 \cdot (0.125 - 0.5 \cdot 0.02462)} = -41028.64 \quad (3.49)$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{3.57}{0.001 \cdot (0.117 - 0.5 \cdot 0.01584)} = 41175.64 \quad (3.50)$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right) = 1 \cdot \left(0.028 + \frac{0.012}{2} + 0.012 \right) = 0.046 \text{ м}^2 \quad (3.51)$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 1 \cdot \left(\frac{0}{0.3} + \frac{1.2}{2} + 1.2 \right) = 0.048 \text{ м}^2 \quad (3.52)$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma \beta \cdot n \cdot d} = \frac{0.046}{1.9 \cdot 0.012} = 0.425 \text{ м} \quad (3.53)$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\Sigma \beta \cdot n \cdot d} = \frac{0.048}{1.5 \cdot 0.012} = 0.8 \text{ м} \quad (3.54)$$

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):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} = 1.5 \cdot \sqrt{0.425} = 0.979 \quad (3.55)$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{0.8} = 1.342 \quad (3.56)$$

Ширина розкриття тріщин при $E_s=196000000$ МПа для арматури класу А400С:

- в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Psi = \frac{41028.64}{196000000} \cdot 0.978 = 0.000205 \text{ м} = 0.025 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.57)$$

- в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot \Psi' = \frac{41175.64}{196000000} \cdot 1.34 = 0.0002819 \text{ м} = 0.02819 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см} \quad (3.58)$$

Тріщиностійкість перерізу не забезпечено.

Для забезпечення тріщиностійкості потрібно збільшити товщину плити на 1 см та додати ще 2 стрижні арматури до верхньої сітки накладної плити 9А400С Ø12 мм

Нова висота плити

$$h_f = 0.06 + 0.1 = 0.16 \text{ м}$$

Нова площа верхньої арматури

$$A'_s = 0.00010178 \text{ м}^2$$

Нові висоти перерізів

$$h_0 = h_f - a_s = 0.16 - 0.033 = 0.127$$

$$h'_0 = h_f - a'_s = 0.16 - 0.0249 = 0.135$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350000 \cdot 0.001231}{17500} = 0.02462 \text{ м}$$

Висота стиснутої зони для нижньої арматури:

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{350000 \cdot 0.00010178}{17500} = 0.020364 \text{ м}$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)} = \frac{-5.69}{0.001 \cdot (0.135 - 0.5 \cdot 0.02462)} = -37684.55$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{3.57}{0.001 \cdot (0.127 - 0.5 \cdot 0.020364)} = 29915.34$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right) = 1 \cdot \left(0.028 + \frac{0.012}{2} + 0.012 \right) = 0.046 \text{ м}^2$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 1 \cdot \left(\frac{0}{0.03} + \frac{1.2}{2} + 1.2 \right) = 0.048 \text{ м}^2$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma \beta \cdot n \cdot d} = \frac{0.046}{1.9 \cdot 0.012} = 0.425 \text{ м}$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\Sigma \beta \cdot n \cdot d} = \frac{0.048}{1.9 \cdot 0.012} = 0.444 \text{ м}$$

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):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} = 1.5 \cdot \sqrt{0.425} = 0.979$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{0.444} = 1$$

Ширина розкриття тріщин при $E_s = 196000000$ МПа для арматури класу А400С:

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Psi = \frac{37684.55}{196000000} \cdot 0.978 = 0.000188 \text{ м} = 0.0188 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s} \cdot \Psi' = \frac{29915.34}{196000000} \cdot 1.34 = 0.000153 \text{ м} = 0.0153 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

РОЗДІЛ 4

МОДЕЛЮВАННЯ ТА ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ПІДСИЛЕННЯ СТРУНОБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ. ВИСНОВКИ

4.1. Визначення критичної моделі завантаження

Моделювання та розрахунок виконується у програмному забезпеченні Ліра САПР. Розрахункова модель прогонової будови створена з чотирикутних пластинчастих кінцевих елементів у тривимірній постановці (рис. 4.1). Розміри граней кінцевих елементів сітки коливаються від 5 до 10 см.

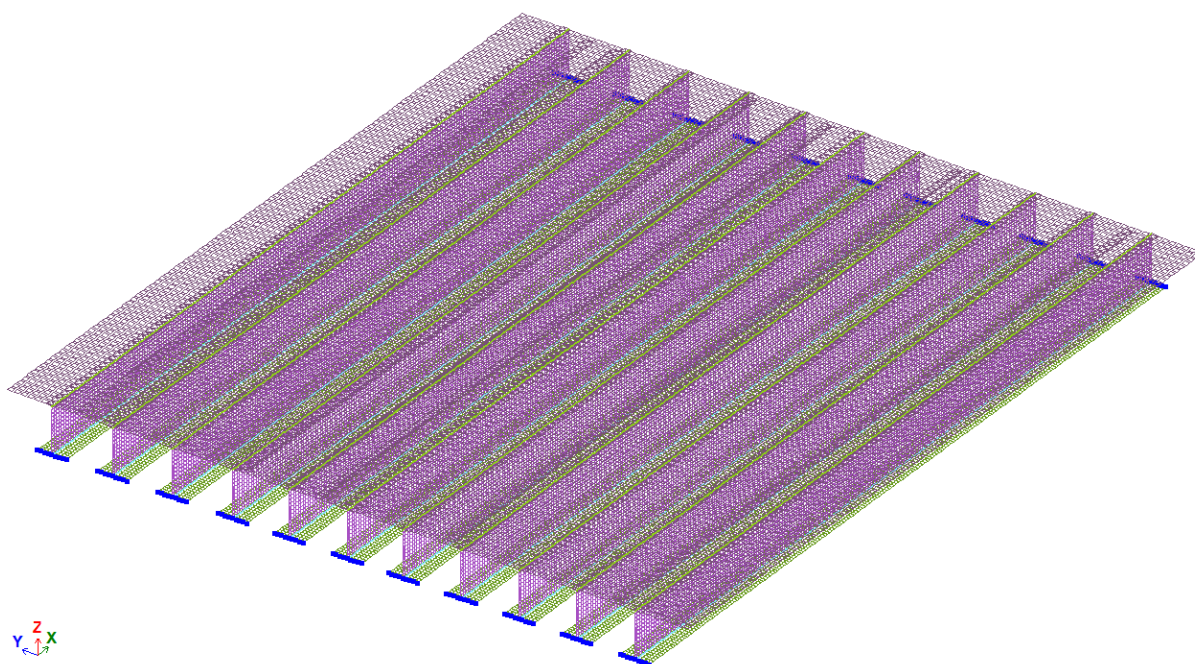


Рисунок 4.1 – Розрахункова кінцевоелементна модель прогонової будови

Армування попередньо напружуваними струнами спрощено призначено у вигляді одного стрижня на балку у нижньому поясі, як показано червоним кольором на рисунку 4.2. За наявними результатами обстеження розрахункову площу струн зменшено на 25% через їх

кородування та руйнування. Заданий приведений діаметр з урахуванням дефектів становить:

$$D_{red} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{751,04}{3,142}} = 31 \text{ мм},$$

де A – площа перерізу струн у нижньому поясі балки:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n \cdot (1 - \delta) = \frac{3,142 \cdot 5^2}{4} \cdot 51 \cdot (1 - 0,25) = 751,04 \text{ мм}^2,$$

де d – діаметр струни;

n – кількість струн у нижньому поясі балки;

δ – частка пошкоджених та зруйнованих струн.

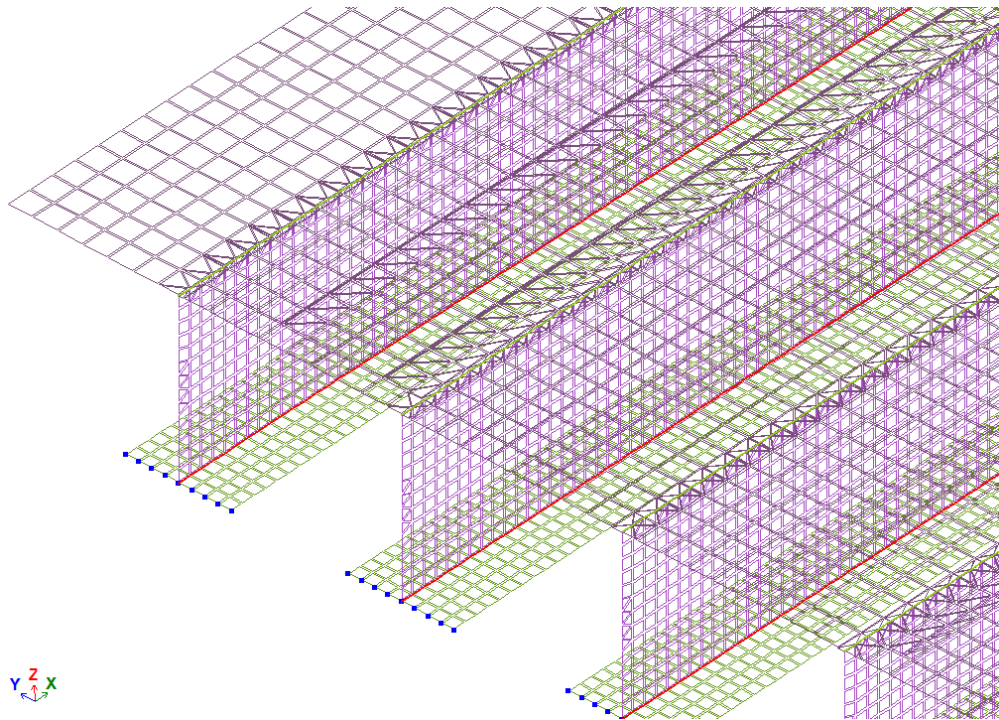


Рисунок 4.2 – Розміщення попередньо напружуваних струн у балках
(червоним кольором)

Стискаючі сили від попереднього напруження струн задано як стискаючі сили у нижньому поясі на рівні центру тяжіння струн розподілені на повну ширину поясу (рис. 4.3).

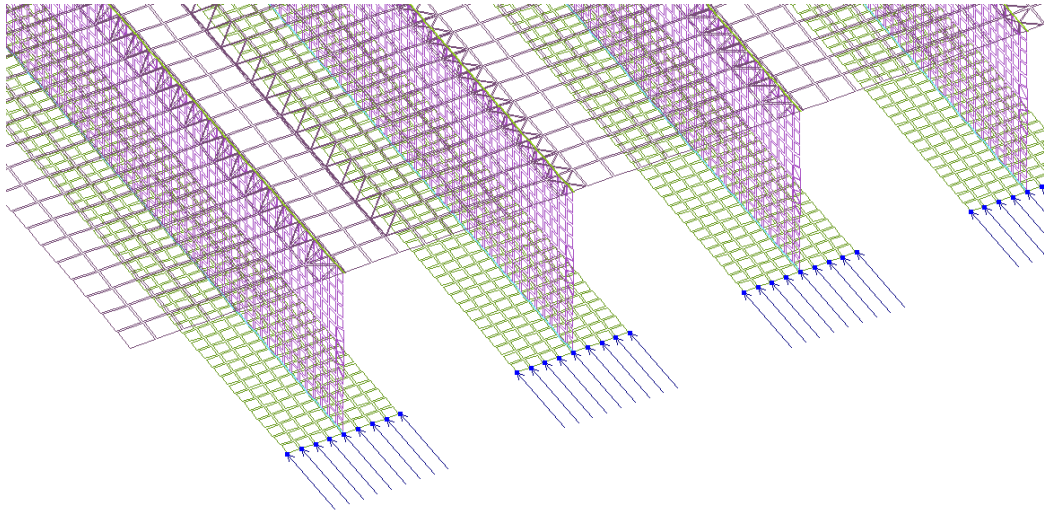


Рисунок 4.3 – Прикладені сили які імітують ефект стискання нижнього поясу від попереднього напруження струн

Матеріал ребер та нижнього поясу балок за результатами звіту обстеження становить – В40, плити балок – В35. Задані характеристики матеріалів зведено у таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 – Задані характеристики матеріалів при розрахунках моделей

Елемент	Клас матеріалу	Модуль пружності, МПа	Густина матеріалу, кН/м ³
Плити балок	В35	34500	24,5
Ребро та нижній пояс балок	В40	36000	
Напружувані струни	ВІІ	200000	78,5

Розглянемо та порівняємо поведінку прогонової будови без підсилення за двома моделями завантаження конструкції: від прийнятого автомобільного навантаження А-11 (рис. 4.4,а) та одиночного великовагового НК-80 (рис. 4.4,б). Виконано зміщення тимчасових рухомих навантажень в один бік прогону, так як ця схема завантаження є найневигіднішою. Значення тимчасових розрахункових навантажень зведено у таблицю 4.2.

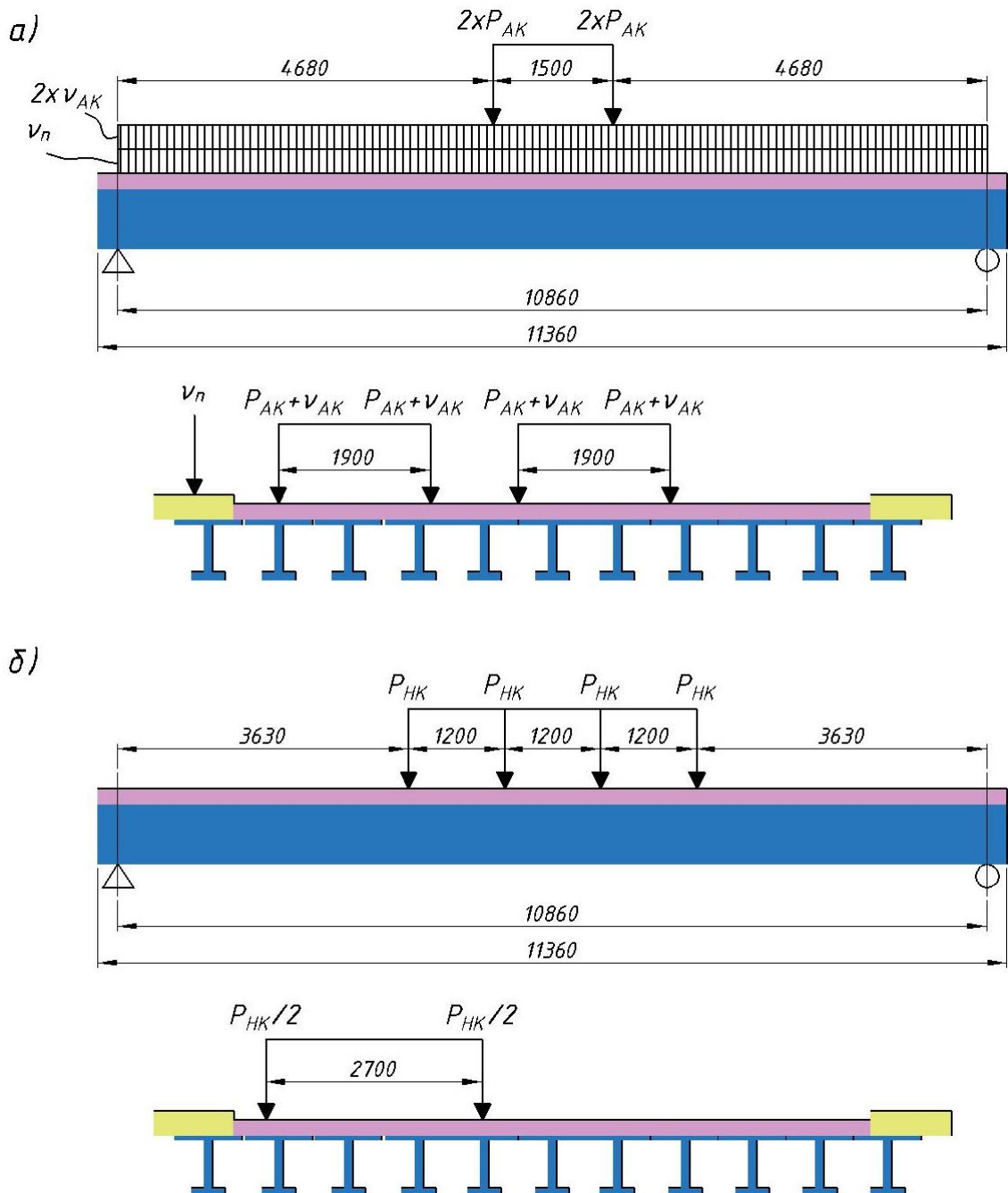


Рисунок 4.4 – Розташування навантажень на прогоновій будові: а) за моделлю АК; б) за моделлю НК

Таблиця 4.2 – Розрахункові значення тимчасових завантажень

P_{AK}	v_{AK}	v_n	P_{HK}
107,91 кН	14,01 кН/м	2,45 кН/м	196,2 кН

За результатами розрахунку визначимо від якої моделі завантаження виникають найбільші розтягуючі напруження у нижньому поясі. На

рисунках 4.5 та 4.6 показано результати мозаїки розтягуючих напружень за моделлю завантаження АК та НК відповідно.

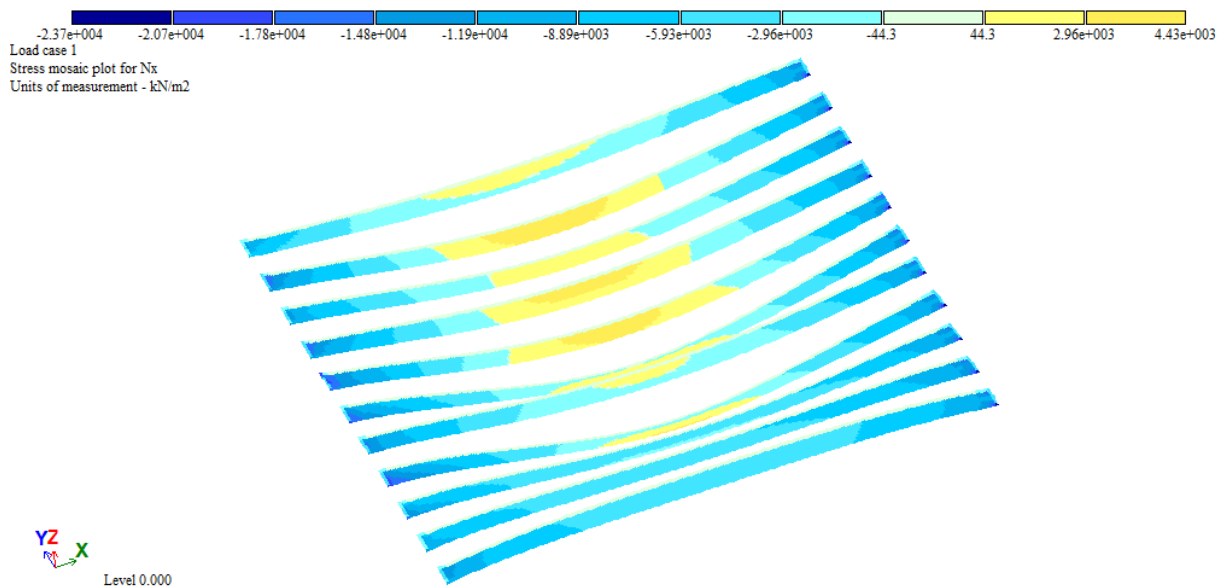


Рисунок 4.5 – Мозаїка напружень у нижньому поясі балок за моделлю завантаження АК. Максимальне значення розтягуючих напружень – 4,43 МПа

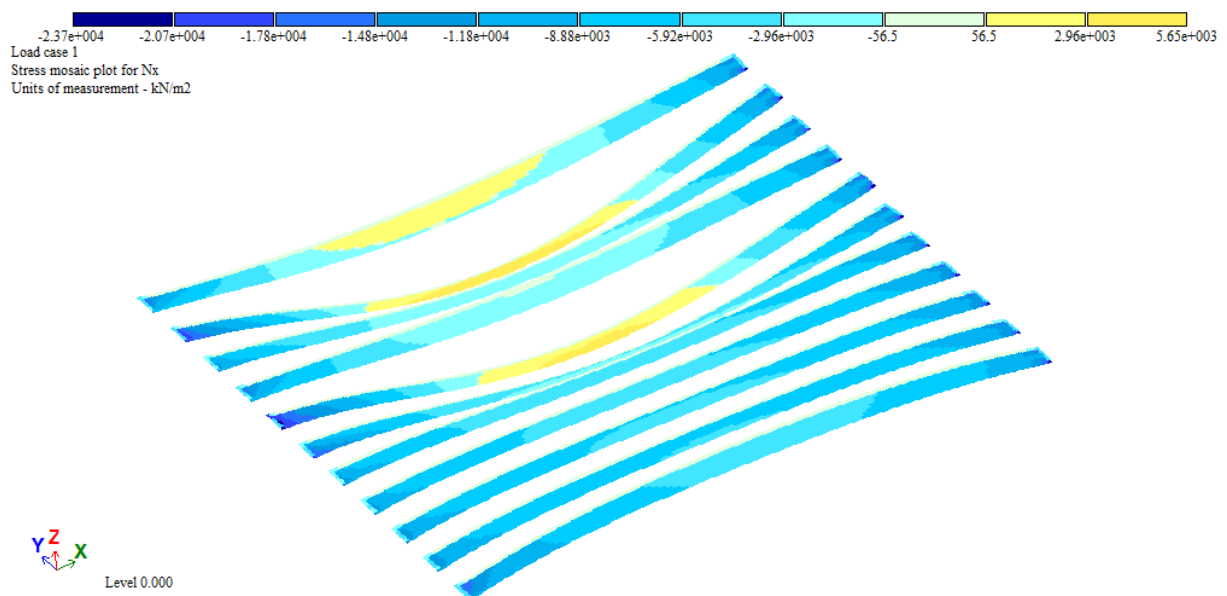


Рисунок 4.6 – Мозаїка напружень у нижньому поясі балок за моделлю завантаження АК. Максимальне значення розтягуючих напружень – 5,65 МПа

Із наведених результатів розрахунків на рисунках 4.5 та 4.6 видно, що найбільші напруження виникають за моделлю завантаження НК – 5,65 МПа. Граничне значення для матеріалу бетону В40 на розтяг становить 1,25 МПа, тому умова надійності конструкції не виконується. Наступні розрахунки виконуються за моделлю завантаження НК.

4.2. Розрахунок та дослідження підсиленних прогонових будов

У даному пункті розглядається підсилення струнобетонних прогонової будови накладною монолітною плитою та композитними стрічками Sika Carbodur M.

Проведено ряд розрахунків моделей підсилення із поступовим збільшенням накладної плити починаючи з мінімальної товщини 15 см, яку було розраховано у розділі 3. Наступним кроком було виконано ряд розрахунків моделей із комбінування накладної плити та композитних стрічок Sika CarboDur M.

Вибір типу стрічки та розмір ґрунтується на можливості розподілити її на повну ширину нижньої грані нижнього поясу балки. Найбільше даним умовам відповідають три стрічки Sika CarboDur M1014 шириною 100 мм та одна стрічка M1214 шириною 120 мм в одному ряду (рис. 4.6). Товщина стрічок становить 1,4 мм. Характеристики стрічок:

- модуль пружності – 205000 МПа;
- міцність на розтяг – 3200 МПа.

Параметри моделей, кроки та результати їхнього обчислення зведено у таблицю 4.3.

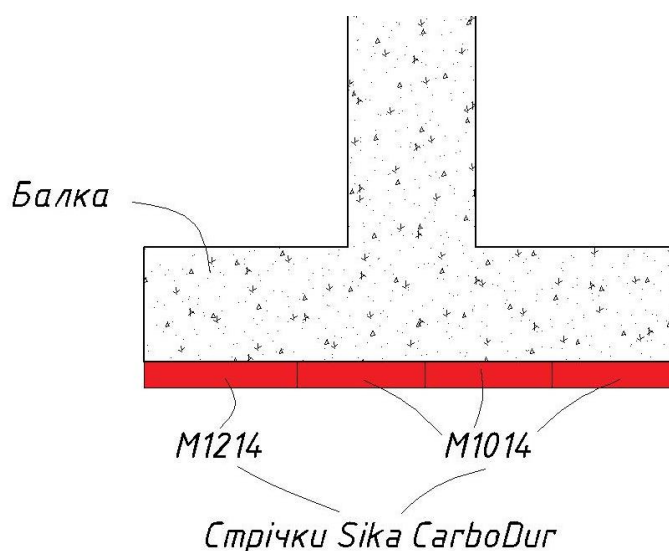


Рисунок 4.6 – Схема розташування одного ряду стрічок Sika CarboDur M.
Товщину стрічок зображено умовно

Таблиця 4.3 – Параметри підсилення та результати обчислень моделей

№ моделі	Товщина накладної плити, см	Кількість шарів стрічок Sika CarboDur M, шт.	Сумарна товщина стрічок Sika CarboDur M, мм	Результати максимальних розтягуючих напружень, МПа	Граничне значення міцності бетону на розтяг, МПа
1	15	-	-	1,31	1,25
2	15	1	1,4	1,27	
3	15	2	2,8	1,23	

Отже, за таблицею 4.3 видно, що для задовільнення умови за несною здатністю прогонової будови достатньо накладної плити товщиною 15 см, що була початковою, та двох шарів композитних стрічок Sika CarboDur M загальною товщиною 2,8 мм (рис. 4.7 та 4.8).

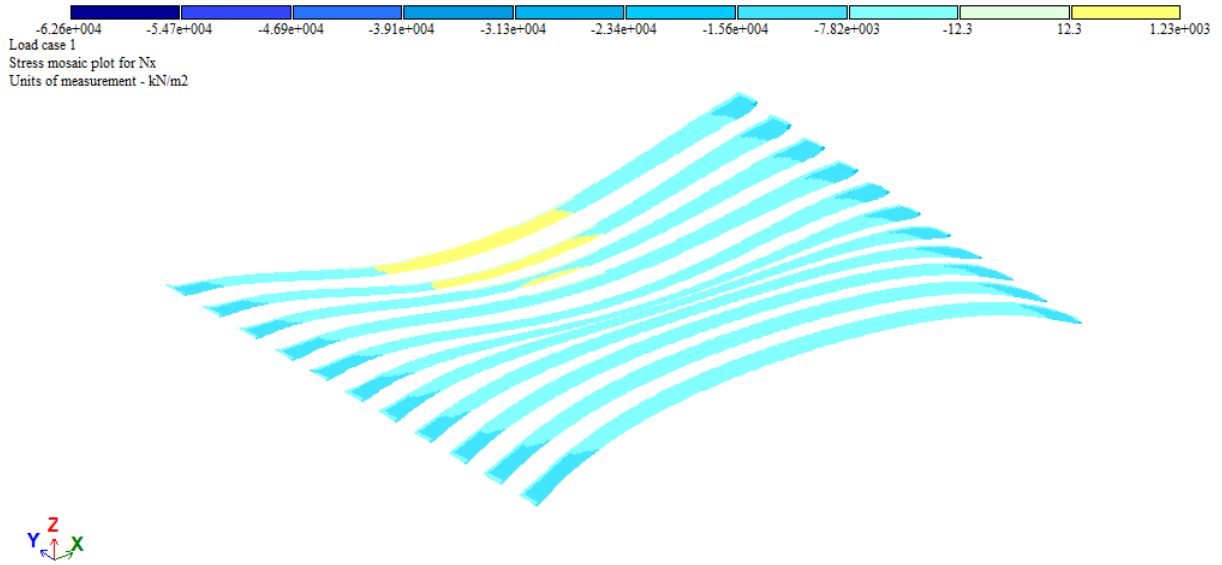


Рисунок 4.7 – Мозаїка розтягуючих напружень у моделі що відповідає умовам міцності. Максимальне значення – 1,23 МПа

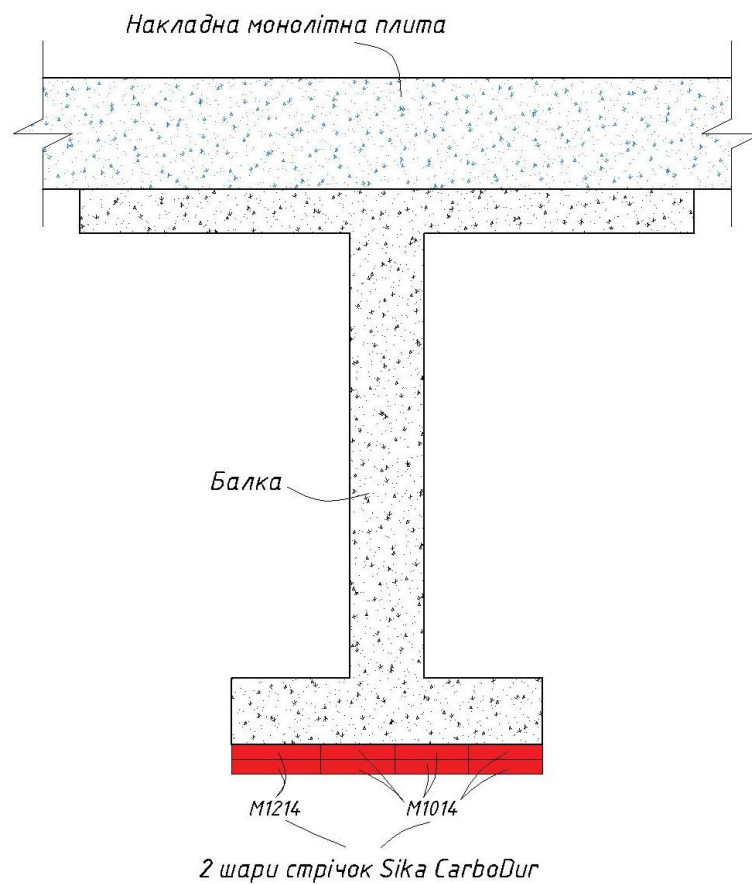


Рисунок 4.8 – Фінальна схема підсилення балок прогонової будови що відповідає умовам міцності

Перевіримо наступні умови:

1. Максимальний прогин балок становить 1,61 мм (рис. 4.9), що не перевищує граничне значення $\frac{l}{400} = \frac{11360}{400} = 28,4$ мм – умова виконана.

2. Максимальне напруження у стрічках Sika CarboDur M (рис. 4.10) становить 6,92 МПа, що не перевищує граничного значення 3200 МПа – умова виконана.

3. Максимальні стискальні та розтягуючі напруження в плиті прогонової будови становлять 3,41 МПа (рис. 4.11) та 0,79 МПа (рис. 4.12) відповідно, які не перевищують межі міцностей бетону В35 на стиск 17,5 МПа та розтяг 1,15 МПа – умови виконані.

Нижче наведено результати прогинів фінальної схеми (рис. 4.9) та напруження в стрічках

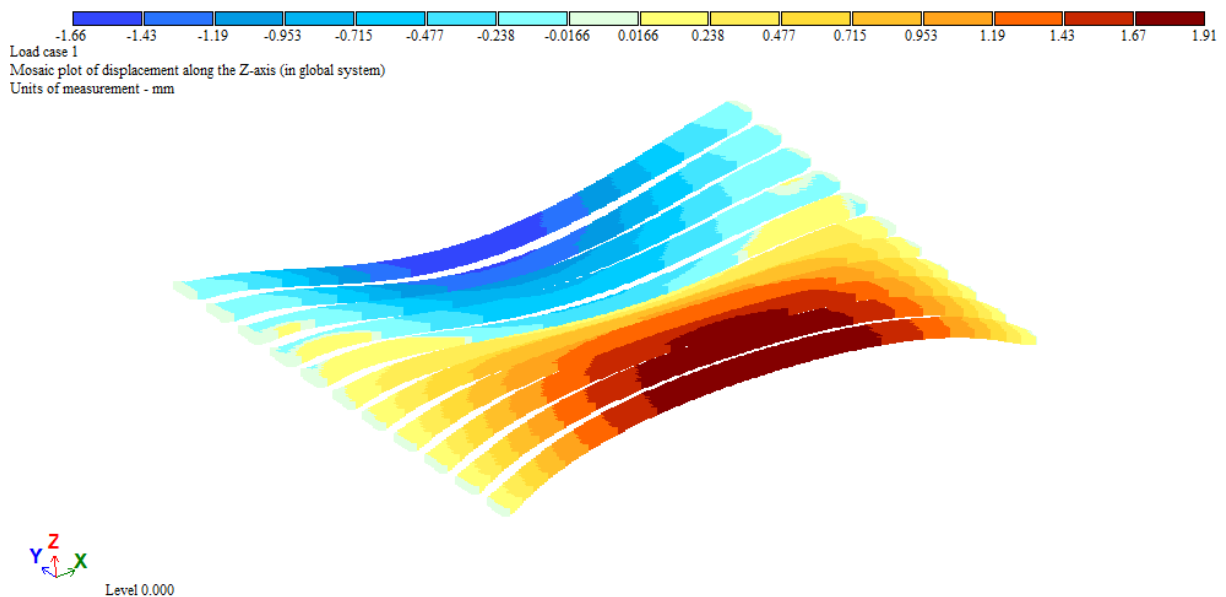


Рисунок 4.9 – Мозаїка прогинів моделі що відповідає умовам міцності.

Максимальне значення прогину – 1,61 мм

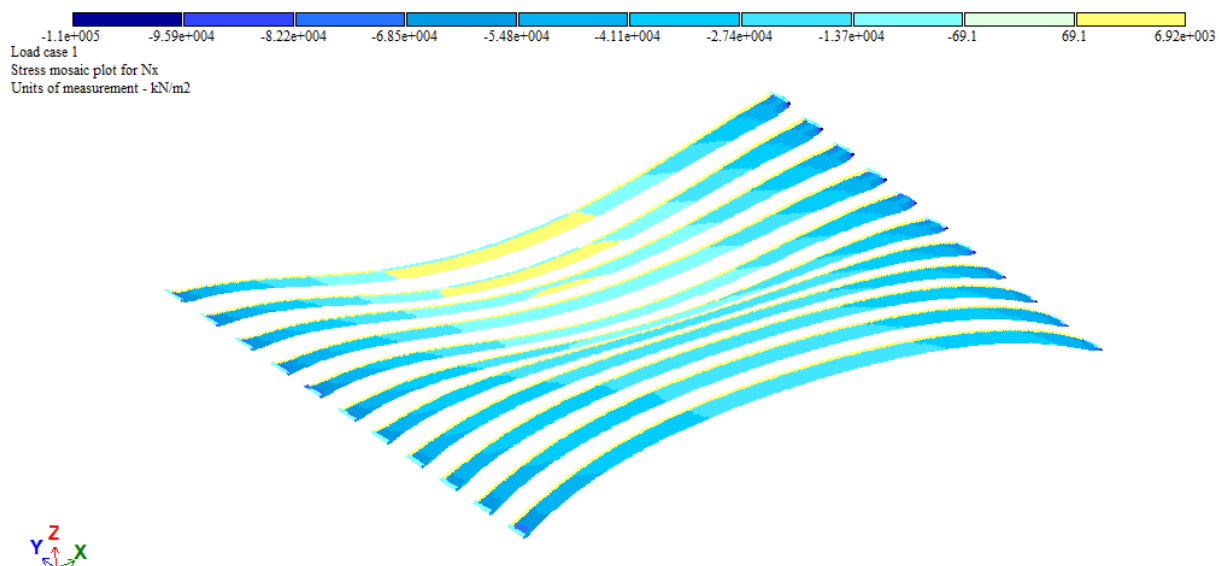


Рисунок 4.10 – Мозаїка максимальних напружень в стрічках Sika CarboDur
М. Максимальне значення напруження – 6,92 МПа

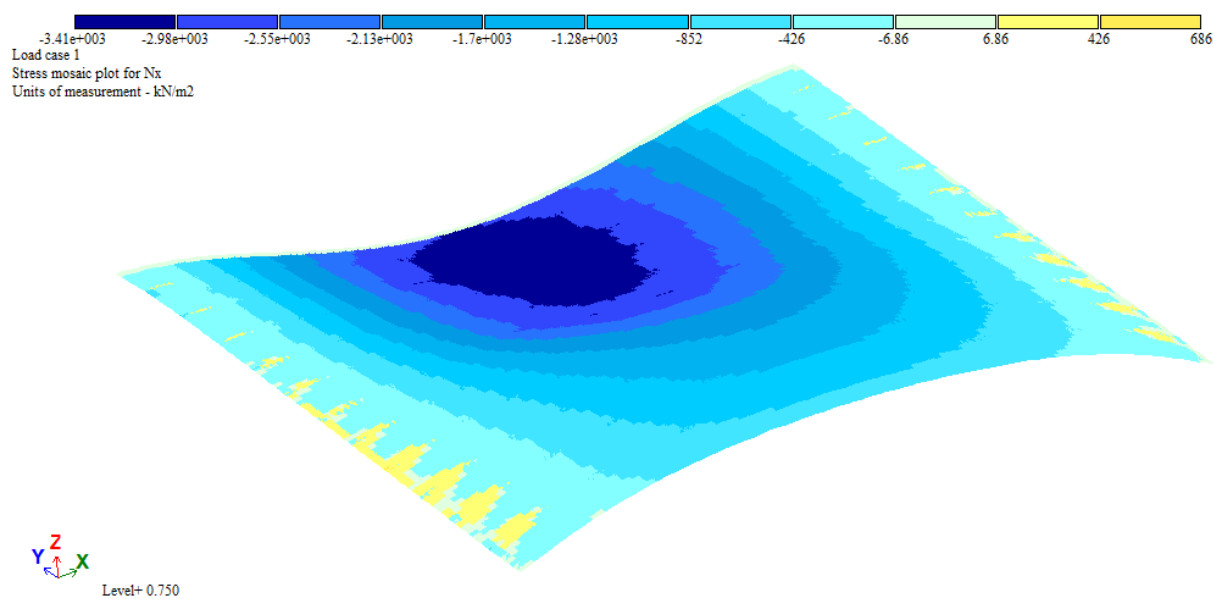


Рисунок 4.11 – Результати максимальних стискаючих напружень у плиті.
Максимальне значення – 3,41 МПа

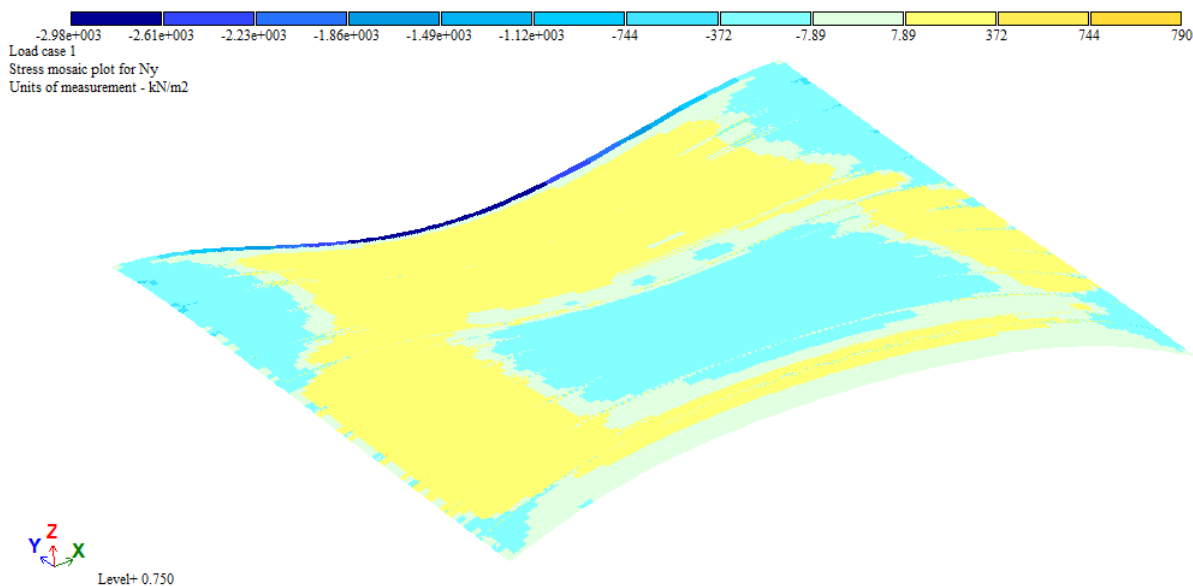


Рисунок 4.12 – Результати максимальних розтягуючих напружень у плиті.
Максимальне значення – 0,79 МПа

4.3. Варіант підсилення накладною плитою без використання композитних стрічок Sika

Варіант без використання композитних стрічок Sika говорить про необхідність подальшого збільшення товщини накладної плити. Також без наявності композитних стрічок втрачається їх перевага – можливість підвищити довговічність захисту напружуваних струн у нижньому поясі балок.

До розгляду було виконано розрахунки наступного ряду моделей зведених у таблицю 4.4. Результати напружень та прогинів моделі що задовольняє несучу здатність прогону показано на рисунку 4.13 та 4.14 відповідно.

Таблиця 4.4 – Параметри підсилення та результати обчислень моделей без використання композитних стрічок Sika

№ моделі	Товщина накладної плити, см	Результати максимальних розтягуючих напружень, МПа	Граничне значення міцності бетону на розтяг, МПа
1	15	1,31	1,25
2	16	1,28	
3	17	1,26	
4	18	1,2	

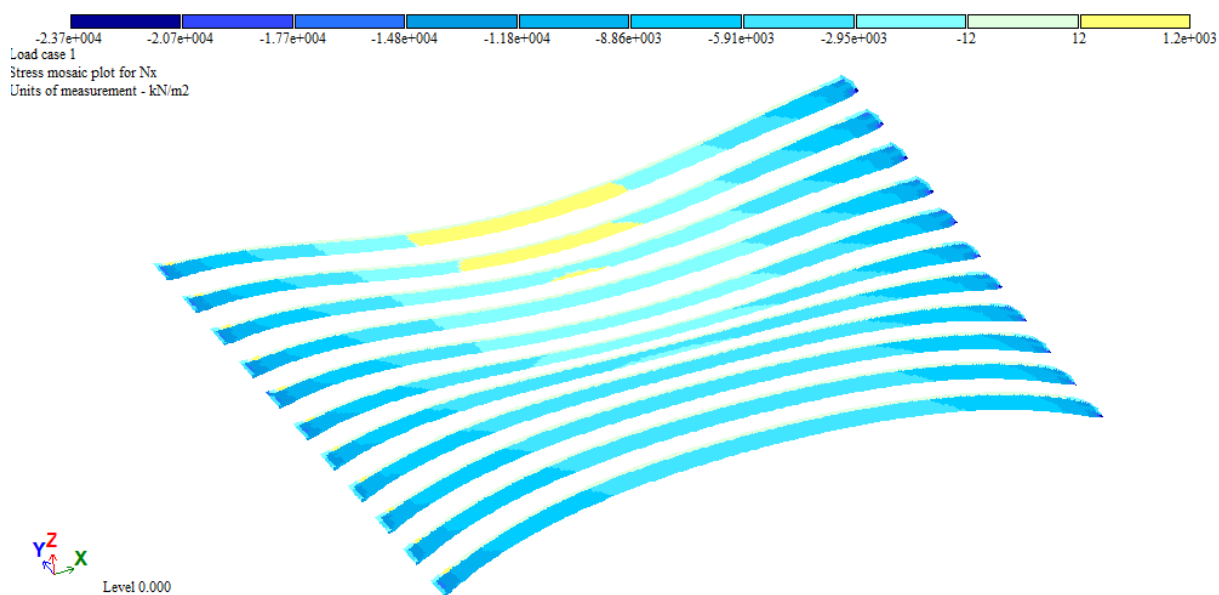


Рисунок 4.13 – Мозаїка розтягуючих напружень у моделі що відповідає умовам міцності. Максимальне значення – 1,2 МПа

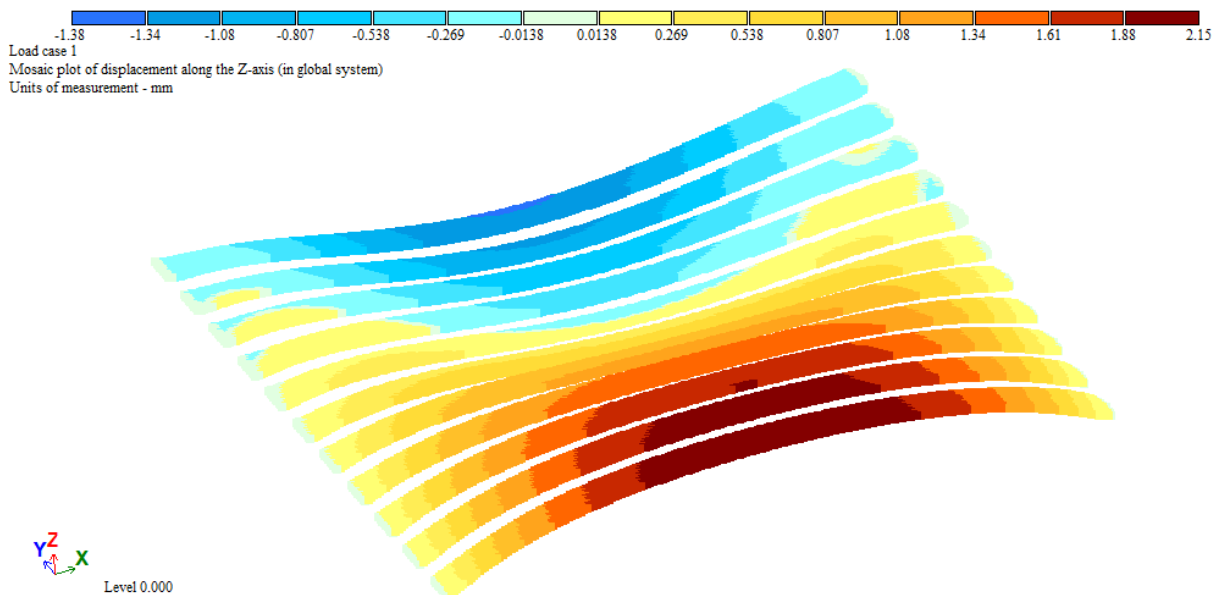


Рисунок 4.14 – Мозаїка прогинів моделі що відповідає умовам міцності.

Максимальне значення прогину – 1,38 мм

Отже, збільшення накладної плити на 3 см підтвердило доцільність використання альтернативного варіанту підсилення без композитних стрічок Sika. Недоліком даного варіанту є підвищення власної ваги на 74 кг/м^2 , проти варіанту із використанням стрічок Sika – $2,6 \text{ кг/м}^2$ проїзної частини.

4.4. Висновки

1. У кваліфікаційній роботі виконано аналіз існуючих варіантів підсилення струнобетонних балок, із яких детально викладно три найбільш доцільних до заданих вихідних умов ремонту реального мосту через річку Самара на автомобільні дорозі Т-05-15 Олександрівка – Покровськ – Костянтинопіль, на км 2+095 донецької області.

2. За обраним варіантом підсилення струнобетонних балок було розраховано та підвищено несучу здатність плит типових балок. Результатом розрахунку стало підвищення товщини плити на мінімальну можливу товщину 10 см за рахунок монолітної накладної плити, яка об'єднує всі балки прогонової будови.

3. Виконане дослідження та моделювання підсилення струнобетонних балок за допомогою монолітної накладної плити в комбінації із композитними стрічками Sika CarboDur M. Підібрано необхідні типи стрічок на основі технічної карти компанії Sika, кількість стрічок та їхню товщину. Розраховано необхідну кількість шарів композитних стрічок та підібрано оптимальну товщину накладної монолітної плити. За результатами цих розрахунків товщина накладної плити збільшилась до 15 см, що у сукупності із плитою типової балки становить 21 см.

4. Додатково розглянуто можливий варіант підсилення струнобетонних балок без використання композитних стрічок Sika за рахунок збільшення товщини накладної плити до 18 см. У порівнянні із варіантом зі стрічками Sika, загальна товщина плит склала 24 см. Також даний варіант показав збільшення власної ваги на $71,4 \text{ кг/м}^2$ проїзної частини проти варіанту зі стрічками Sika.

5. Проаналізувавши існуючі варіанти підсилення струнобетонних балок, видно переваги тих, що комбінують прості рішення та сучасність. Такий підхід раціонально та надійно забезпечує додаткову довговічність конструкціям. На прикладі виконаної роботи видно, що із необхідною заміною асфальтобетонного покриття можливе влаштування додаткової монолітної плити, а подальше обов'язкове відновлення захисного шару нижнього поясу балки дозволяє у наступну чергу наклеїти сучасні силові стрічки, які додатково захистять бетон від майбутнього руйнування.

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-комунального господарства (Мінбуд України) від «06» травня 2006 р. № 160 / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. – К., 2006.

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

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

4. СНіП 2.05.03-84*. Мости і труби – М.. ФГУП ЦПП, 2005. – 239 с.

5. Методичні рекомендації з визначення вантажопідйомності автодорожніх мостів МР В.2.3-37641918-921:2021 [Текст]: Державне агентство автомобільних доріг України. – К., 2021.

6. Бережна, К. В. Дослідження впливу монолітної накладної залізобетонної плити на розподіл зусиль між основними елементами прогонової будови з урахуванням їхньої спільної роботи / К. В. Бережна, С. М. Краснов // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету : зб. наук. пр. / М-во освіти і науки України, Харків. нац. автомоб.-дор. ун-т ; редкол.: А. Г. Батракова (гол. ред.) та ін. – Харків, 2023. – Вип. 100. – С. 98–103.

7. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми SIKA для підсилення залізобетонних конструкцій. Міністерство

регіонального розвитку, будівництва та житловокомунального господарства України. – Київ, 2014.

8. Технічна карта матеріалу Sika CarboDur M. Пультрузійні стрічки з вуглецевих волокон високої жорсткості для посилення конструкцій.

9. Підсилення залізобетонних балкових прогінних будов з використанням шпренгелів і попередньо напружених стрижнів. М. М. Попович, О. С. Миронюк, В. І. Борщов – 2004.

10. Єрмакова І. А., Нечипоренко М. В. Дефекти монолітних транспортних споруд і можливі шляхи їх усунення. Дороги і мости. Київ, 2022. Вип. 26. С. 192–214.

11. Технології СИКА для реконструкції мостів / Ю. М. Собко, О. В. Панченко, А. Г. Сінякін, Д. Й. Тарнопольський, В. М. Вітрук, О. В. Кот, О. В. Войцехівський, Д. М. Байда // Вісник / Львів. політехн. - Львів : Вид-во НУ "Львівська політехніка", 2017. - № 877: Теорія і практика будівництва. - С. 191–198 : рис. - Бібліогр. в кінці ст.

12. Оцінка технічного стану та номенклатура типових дефектів струнобетонних прольотних будов / С. В. Цепков, В. Г. Кваша // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2009. - № 655. - С. 292-298. - Бібліогр.: 9 назв. - укр.

13. Боднар Л. П., Завгородній С. С., Яструбінецький В. Л. Аналіз типових проектів найбільш поширених залізобетонних прогонових будов мостів на автомобільних дорогах України // Дороги і мости. Київ, 2020. Вип. 22. С. 176-186.