

ЗАЯВА

Я, Константинов Роман Борисович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи MT2021 ННЦ «Мости і тунелі»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня магістр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Удосконалення конструкції мосту проїзду залізобетонних
автомобільних мостів

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

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

Студент(ка)

Роман

(підпис)

Константинов Р.Б.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

08.12.2021

Керівник ВКР

[Підпис]

(підпис)

Марочка В.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

ДОВІДКА

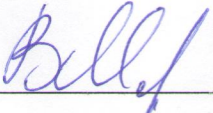
про відсутність плагиату у випускній кваліфікаційній роботі

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

Константинов Іван Борисович
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Удосконалення конструкції плити проїзду
залізобетонних автодорожніх мостів

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР 
(підпис)

Марока В.В.
(прізвище, ім'я, по батькові)

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

До захисту:

Завідувач кафедри ТІ

_____ О. Л. Тютюкін

«_____» _____ 2021 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

на здобуття ОС «магістр»

Галузь знань 19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Спеціалізація (ОПП) «Мости і транспортні тунелі»

Тема: «Удосконалення конструкції плити проїзду залізобетонних
автодорожніх мостів »

Theme: “ Improving the design of the deck slab of reinforced concrete
highway bridges ”

Керівник магістерської роботи	<u>Д.т.н., доц.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Марочка В.В.</u> (ПІБ)
Консультант розділу з БЖД	<u>К.т.н., доц.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Заяць Ю.Л.</u> (ПІБ)
Нормоконтролер	<u>Ст.Викладач</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Овчинников П.А.</u> (ПІБ)
Виконавець, студент групи МТ2021		_____ (підпис)	<u>Константинов Р.Б.</u> (ПІБ)
Student			<u>Konstantynov Roman</u>

2021 р.

РЕФЕРАТ

Дипломний проект (робота) представлений на 97 сторінках та містить 21 рисуноків, 23 таблиць, 53 літературних джерел.

Об'єкт дослідження або розробки: плита проїзду автодорожнього мосту.

Мета роботи: можливості використання сучасних будівельних матеріалів та удосконалення конструкції плити проїзду автодорожнього мосту.

Робота складається з 5 розділів. В першому розділі стисло описуються методи удосконалення плити які будуть досліджувати в цій научній роботі. В другому розділі дається загальна характеристика мосту на основі якого буде запроєктована плита. В третьому розділі проводиться розрахунок 8 варіантів плити проїзду з різною довжиною прольоту(1.6, 1.8, 2.0, 2.1) кожен з яких ми армуємо звичайною арматурою та базальтовою. В четвертому розділі розраховуємо плиту в якій роль арматури нижнього поясу виконує незнімна металева опалубка(профлист). Виконується 3 розрахунки з опалубкою різних параметрів

Ключові слова: базальтова арматура, профлист, удосконалення плити, роозрахунок плити проїзду, характеристики матеріалу.

					011.170008.MP.2021.000						
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата							
Розробив		Константинов			РЕФЕРАТ			Літ.	Арк.	Аркушів	
Керівник		Марочка В.В.								4	
Керів.розділу											
Консульт.											
Н.контроль		Овчинников									

ЗМІСТ

ВСТУП.....	8
1 МЕТОДИ УДОСКОНАЛЕННЯ.....	9
1.1 Базальтова арматура	9
1.1.1 Загальні властивості	9
1.1.2 Характеристики КБА.....	11
1.1.3 Застосування КБА.....	12
1.2 Незнімна опалубка.....	15
1.2.1 Загальні відомості.....	15
1.2.2 Неметалевий профільований настил	20
1.3 Фібра.....	22
1.3.1 Загальні відомості.....	22
1.3.2 Застосування	23
1.3.3 Доцільність використання.....	25
1.3.4 Поліетиленове волокно для армування бетону	27
1.4 Висновки до розділу №1	29
2 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	30
3 ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ З АРМАТУРОЮ.....	34
3.1 Приклад розрахунку плити армованої звичайною арматурою	34
3.1.1 Вихідні дані.....	34
3.1.2 1-й Випадок навантаження.....	35
3.1.3 2-й Випадок навантаження.....	38
3.1.4 3-й Випадок навантаження.....	38
3.1.5 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту	43
3.1.6 Розрахунок армування верхньої зони плити	43

					011.170008.MP.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ЗМІСТ			
Розробив	Констансинов							
Керівник	Марочка В.В.							
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников							
					Літ.	Арк.	Аркушів	
						5		

3.1.7 Розрахунок армування нижньої зони плити	44
3.1.8 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.....	46
3.1.9 Перевіряємо міцність перерізу плити з поперечною силою	51
3.1.10 Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини	52
3.2 Приклад розрахунку плити армованої базальтовою арматурою	55
3.2.1 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту	55
3.2.2 Розрахунок армування верхньої зони плити	55
3.2.3 Розрахунок армування нижньої зони плити.....	56
3.2.4 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.....	57
3.2.5 Перевіряємо міцність перерізу плити з поперечною силою	60
3.2.6 Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини	60
3.3 Висновки до розділу №3	63
4 ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ НЕЗНІМНО З НЕЗНІМНОЮ ОПАЛУБКОЮ.....	66
4.1 Розрахунок плити з металевою незнімною опалубкою	66
4.1.1 1-й Випадок навантаження.....	66
4.1.2 2-й Випадок навантаження.....	69
4.1.3 3-й Випадок навантаження.....	69
4.1.4 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації по згинальному моменту	74
4.1.5 Розрахунок армування верхньої зони плити	74
4.1.6 Розрахунок армування нижньої зони плити.....	75
4.1.7 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.....	76
4.1.8 Перевіряємо міцність перерізу плити з поперечною силою	79
4.2 Висновки до розділу №4	80
5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИВ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ...81	
5.1 Вимоги безпеки праці під час монтажу плити проїзду на автодорожньому мосту.....	81
5.1.1 Спорудження монолітних конструкцій	81

5.1.2 Експлуатація машин і обладнання	85
5.2 Дії працівників та роботодавця в разі настання нещасного випадку	89
ВИСНОВКИ	91
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	92

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВСТУП

Мости є незначною частиною загальної довжини шляхів сполучення але вони значною мірою впливають на експлуатацію доріг. Все через те що мости – це концентрати транспортних потоків. Але забезпечити надійну та довговічну роботу мостів набагато важче, ніж самих доріг, оскільки мости є більш складними інженерними спорудами і сприймають більше різноманітних навантажень: динамічна дія тимчасового навантаження, вітрові навантаження, навантаження від гальмування та прискорення транспортних засобів, тиск льоду, навал суден, а в сейсмічно небезпечних районах – дія землетрусів.

За даними натурних обстежень стану мостів несучі конструкції найчастіше мають такі основні дефекти: руйнування захисних покриттів і корозія металу металевих мостів, сколювання, раковини і тріщини в бетоні, корозія арматури, карбонізація захисного шару бетону. Фактичний термін роботи залізобетонних конструкцій мостів складає 25-30 років, після чого потрібні дорогі ремонтні роботи. Зважаючи на це виникає необхідність не тільки в новітніх методах утримання автодорожніх мостів а і в новітніх методах та технологіях проектування і будівництва нових мостових конструкцій для зменшення затрат на будівництва, утримання і ремонт мостів. Особливу увагу потрібно приділити несучим конструкціям, оскільки вони зазнають найбільшого впливу навантажень і негативних факторів, в зв'язку з цим виходять з експлуатації набагато швидше і частіше ніж опорні конструкції.

					011.170008.ДР.2021.000							
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата								
Розробив		Константинов			ВСТУП				Літ.	Арк.	Аркушів	
Керівник		Марочка В.В.									8	
Керів.розділу												
Консульт.												
Н.контроль		Овчинников										

РОЗДІЛ 1 МЕТОДИ УДОСКОНАЛЕННЯ

1.1 Базальтова арматура

1.1.1 Загальні властивості

Вдосконалені будівельні технології і матеріали дозволяють створювати більш міцні і довговічні споруди. Так, композитна базальтова арматура(КБА) з'явилася в результаті впровадження нанотехнологій в сферу будівництва. Її відносять до розряду полімерних, так як вона виконана з базальтового скловолокна. Але, незважаючи на це, вона абсолютно за всіма вимогами, що пред'являє до арматури, проходить. КБА за своїм зовнішнім виглядом схожий на стрижень з неперервним рельєфним спіральним малюнком. По довжині вона не має обмежень, а її товщина може досягати півтора сантиметра Вона володіє значними перевагами по відношенню до стандартної арматури. У порівнянні зі сталевою стандартної арматурою, міцність на розрив у КБА в три рази більше. Вона має високу стійкість по відношенню до корозійних процесів в лужному середовищі, яка створюється в рідкому бетоні. Вона міцна на вигин і на розтягнення, але при цьому має досить дуже високі показники пружності. КБА має дуже низький показник теплопровідності. Це добре позначається на енергоефективності будівель, які зводять з її використанням. Вона не проводить електрику і не запалюється, спокійна при впливі на неї будь-яких електромагнітних полів, що дозволяє використовувати її при будівництві та ремонті медичних установ, так як там використовують дуже чутливе обладнання. Одночасно з цим вона має таку властивість, як радіопрозорість. КБА володіє високими показниками стійкості при впливі на неї різними хімічними речовинами. У мінеральної і морській воді вона так само зберігає свої властивості. Вона не боїться попадань соляної, фтористоводневої і сірчаної кислоти. Її сміливо можна використовувати в температурному режимі від -70 до

					011.170008.MP.2021.000					
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата						
Розробив		Константинов			Розділ № 1 МЕТОДИ УДОСКОНАЛЕННЯ			Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.							9	
Керів.розділу										
Консульт.										
Н.контроль		Овчинников								

+100 градусів за Цельсієм. КБА стає все більше і більше затребувана, тому постачальники будівельних матеріалів повинні знати про властивості, яким вона володіє. Вона довговічна, термін її використання становить понад 90 років. Також вона легше стандартної сталевих арматури в п'ять разів. Завдяки своїм властивостям, даний матеріал отримав позитивні рекомендації з боку екологів. Але, незважаючи на все це, вона має досить демократичну ціну.

КБА створюється на основі використання нанотехнологій. Матеріал виробляють з базальтового волокна та скловолокна. Тому дану арматуру будівельну також прийнято називати полімерної, композитної, базальтової, пластикової. Але в будь-якому випадку, як би таку композитну арматуру не називали, на сьогоднішній день вона відповідає найпрогресивнішим стандартам якості.

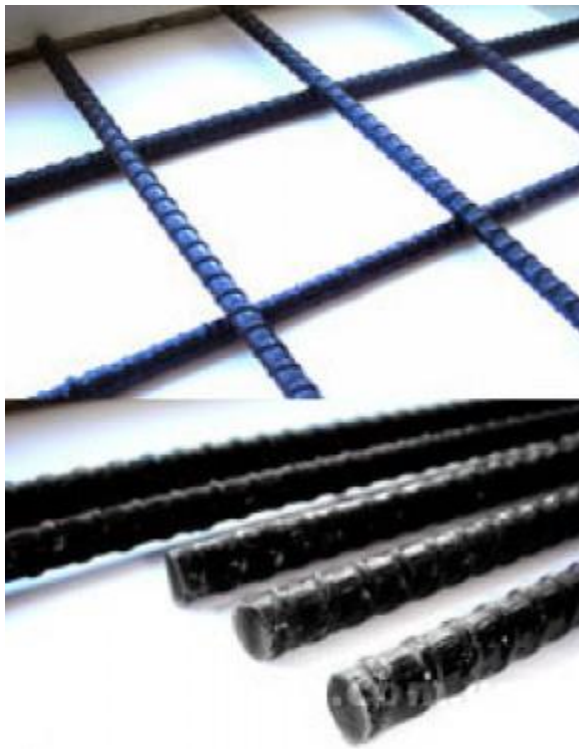


Рисунок 1.1 – Зовнішній вигляд КБА

Неметалева арматура являє собою стрижень, що має безперервну спіральну рельєфність. Його зовнішній діаметр може досягати 14 мм, а його будівельна довжина може проводитися без обмежень.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.1.2 Характеристики КБА

КБА відрізняється унікальними технічними характеристиками:

- Матеріал має підвищену міцність на розрив, яка в 3 рази перевищує поріг міцності сталевих арматур.
- Базальтова арматура характеризується підвищеною міцністю на вигин і розтягування.
- Виріб відрізняється підвищеною пружністю при вигині і розтягуванні.
- Матеріал має лінійно-пружний характер залежності «навантаження-деформація», а при розтягуванні відносно подовження арматури становить всього 56%.
- Композитна арматура характеризується корозійною стійкістю - на рівні нержавіючої якісної сталі - до лужного середовища бетону.
- Базальтова арматура має низьку теплопровідність, що в результаті забезпечує високу енергоефективність будь-якого об'єкта.
- Дана арматура не запалюється.
- Він є діелектриком, тобто не проводить електрику.
- Інертний до впливу електромагнітних полів, що дозволяє використовувати неметалічну базальтову арматуру щоб уникнути електромагнітних завихрень, до яких чутливо багато спеціалізоване медичне та інше обладнання.
- Композитна арматура проявляє унікальну стійкість до впливу агресивних хімічних речовин: матеріал добре витримує дію мінералізованої, морської, аміачної води, сірчаної, соляної, фтористоводневої кислоти.
- Виріб може застосовуватися при широкому діапазоні робочих температур: від -70 до +100 С.
- Базальтова арматура відрізняється малою питомою вагою, який приблизно в 5 разів легше сталевих аналога.
- Композитна базальтова арматура має довгий термін служби - до 100 років.
- Така арматура характеризується простотою та зручністю експлуатації.
- Матеріал має низьку вартість і легко ремонтується.
- Композитна арматура екологічна.

Завдяки таким видатним властивостям, композитна базальтова арматура знайшла своє широке застосування.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Рисунок 1.2 – Арматура сітка з КБА

1.1.3 Застосування КБА

Можливість використання композитної арматури для армування бетонних конструкцій зазначена у роботах [6, 7, 8, 9]. У Львівській політехніці були проведені дослідження КБА арматури [10, 11], а також натурних залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною вуглевоконною арматурою [12, 13, 14,]. Проведені дослідження показали складний напружено-деформований стан таких конструкцій і потребу у більш детальному їх дослідженні.

Михайлов К. В., Вільдановський Ю. М. провели дослідження згинальних балок із склопластиковою арматурою. Було випробувано 8 серій балок із бетону М300...350, армованих склопластиковою арматурою $d = 4...6$ мм із різними відсотками армування без попереднього напруження та з попереднім напруженням. [15] Момент тріщиноутворення складав 20-40% від руйнуючого блоку без попереднього напруження і 60-65% для попередньо напружених балок. Для розробленої авторами методики розрахунку на основі СніП II–В.1–62 відзначено задовільне співпадання дослідних даних з теоретичними.

Brik V. В. провів експериментальні дослідження роботи 11 бетонних балок армованих гладкою БКА та 7 балок з арматурою періодичного профілю [16, 17] Автор встановив, що зразки з гладкою арматурою руйнувались внаслідок

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

порушення зчеплення і анкерування арматури. Зразки з арматурою періодичного профілю руйнувались за згинальним моментом та поперечною силою.

Слід зазначити деякі висновки, взяті з досліджень Ю. А. Клімова, який проводив випробування двох аналогічних балок, одна з яких була армована сталевую арматурою, інша ж композитною [18]. Результати його досліджень 24 показали, що при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні БКА може застосовуватися для армування бетонних конструкцій. Несуча здатність балок з одиночною БКА відповідає несучій здатності балок зі сталевую арматурою. Несуча здатність балок з подвійним армуванням БКА нижча несучої здатності балок із сталевую арматурою, зважаючи на менше значення опору композитної арматури на стиск. Закономірності опору бетонних елементів, армованих композитною базальтовою арматурою, а саме характер тріщиноутворення, деформування і руйнування, відповідають аналогічним закономірностям для елементів, армованих сталевую арматурою [18, 19, 20, 21, 22].

Однак, незважаючи на це, автор досліджень не рекомендує використовувати будівельні норми з проектування бетонних елементів, армованих сталевую арматурою [23], для розрахунку бетонних елементів армованих композитною арматурою, тому що сталева композитна арматура має різні фізико-механічні властивості. Зроблено висновок про необхідність розробки методики розрахунку бетонних конструкцій, армованих НКА.

Грунтовні дослідження механічних властивостей склопластикової та КБА арматури та її зчепленню з бетоном виконав Солдатченко О. С. під керівництвом професора Клімова Ю. А. [24]. В цій роботі було також виконано експериментально-теоретичні дослідження напруженодеформованого стану згинальних бетонних елементів, армованих неметалевою арматурою; характер їх руйнування; їх міцність; жорстокість та тріщиностійкість. На основі цих досліджень розроблено методику розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів таких елементів, яка була використана у нормативному документі "Настанова з проектування та виготовлення бетонних

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

конструкцій з неметалевої композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу" [25].

Використовується НКА для армування мостів вже більше 40 років. В Хабаровському краї СРСР в 1975 році був побудований перший в світі клеєний дерев'яний міст довжиною 9 метрів, балки якого були армовані чотирма попередньо напруженими пучками із чотирьох склопластикових стержнів 25 діаметром 4 мм. В 1981 році був побудований міст через р. Шкотовка в Приморському краї СРСР, в сталобетонній прогоновій будові довжиною 12 м 6 балок із металевих двотаврів №45 мали попередньо напружені затяжки із склопластикових стержнів діаметром 6 мм. В 1989 році в Хабаровському краї СРСР бетонні балки прогонової будови мости були армовані попередньо напруженою арматурою: чотири пучки із 24 склопластикових стержнів діаметром 6 мм і одним типовим пучком із сталевих дротів. В 2006 році ці три мости були обстежені, висновок про стан мостів і НКА позитивний, тобто є досвід експлуатації неметалевої арматури при дії багаторазового повторювальних навантаженнях більше 40 років.

У США Міністерством транспорту у 1983 році була прийнята перша державна програма з дослідження і використання НКА «Застосування технології композитних матеріалів у проектуванні і будівництві мостів» [26, 27, 28]. Згідно цієї програми розроблено і реалізовано ряд проектів реконструкцій і будівництва мостів з НКА. В США і Канаді експлуатується біля 400 мостів, в яких використана НКА [29, 30].

В Європі використання НКА у транспортному будівництві почалось у 1986 році в Німеччині, де був побудований автодорожній міст із застосуванням НКА. Арматура на основі склоровінгу була використана при будівництві двопрогонового автодорожнього мосту та пішохідного мосту у м. Дюсельдорфі [31].

У Канаді арматура з композитних матеріалів використовується для будівництва ряду автодорожніх мостів вже більше 20-ти років. У другій половині 90-х років тут були здані в експлуатацію 4 автодорожніх мости, при зведенні

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

яких була використана композитна арматура (міст у м. Манітобі та інші). На сьогоднішній день Канада займає лідируючі позиції в світі із застосування НКА при будівництві плит проїзної частини мостів.

1.2 Незнімна опалубка

1.2.1 Загальні відомості

Досвід українського мостобудування та вивчення стану існуючих прогонових будов показав, що збірні та збірно-монолітні залізобетонні плити проїзної частини не виконують своїх задач внаслідок великої кількості стиків, які виходять з ладу в процесі інтенсивної експлуатації. Це зумовило нову вимогу норм з проектування мостів [32] – влаштування плити проїзної частини тільки монолітною. При цьому виникає необхідність проведення значних робіт з влаштування опалубок та риштувань, які значно підвищують загальну вартість робіт та збільшують час зведення прогонових будов. Особливої гостроти проблема опалубки плити набула внаслідок відмови від недосконалих типових проектів та переходу до індивідуального проектування із застосуванням різних типів головних балок, що вимагає створення індивідуальних опалубок.

При виготовленні та зведенні залізобетонних конструкцій проблемам застосування опалубки завжди приділялась значна увага. Історично склалось так, що в нашій країні здавна використовувалась практично одноразова дерев'яна опалубка. Щоб отримати належну поверхню залізобетонної конструкції, яка б не потребувала додаткового опорядження, для влаштування опалубки доводиться застосовувати дорогі за вартістю стругані дошки або проводити додаткові заходи для отримання гладкої поверхні бетону – дошки обшиваються фанерою або листовим металом [33].

Останніми роками при влаштуванні монолітних залізобетонних конструкцій, зокрема у висотних будівлях та мостах, застосовуються інвентарні опалубки, що використовуються багато разів. Це, звичайно, значно прогресивніше, ніж використання дерев'яної опалубки, проте інвентарна

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

опалубка має високу вартість, а швидке її обертання стримується часом, необхідним для набуття бетоном необхідної міцності.

Крім власне опалубки, при зведенні монолітних залізобетонних споруд необхідні відповідні підтримуючі конструкції (риштування). Сюди, крім дерев'яних, у першу чергу належать інвентарні сталеві стійки різної конструкції, в тому числі й телескопічні, висота яких може змінюватись залежно від потреби [33]. Підтримуючі конструкції мають високу вартість, а багаторазове їх обертання з різних причин не завжди можливе. Для мостів у ряді випадків застосування риштувань дуже ускладнене, наприклад, при значній висоті опор на мостах через великі річки, шляхопроводах, при пересіченні залізниць або діючих автомобільних доріг та вулиць.

Перспективним напрямком в монолітному мостобудуванні є використання незнімних опалубок, які після бетонування елемента залишаються в тілі бетону. Незнімні опалубки мають такі переваги: вони не потребують підтримуючих конструкцій (риштувань) та виконання доволі складних робіт із демонтажу опалубки готових залізобетонних конструкцій; скорочують час будівництва моста; дають більш ранній доступ до конструкцій для виконання наступних операцій; зменшують потребу в робітниках високої кваліфікації для робіт з опалубкою [34]. Тому незнімні опалубки досить широко використовуються при будівництві мостів Європі.

Класифікація опалубки наведена на рис.1.8.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

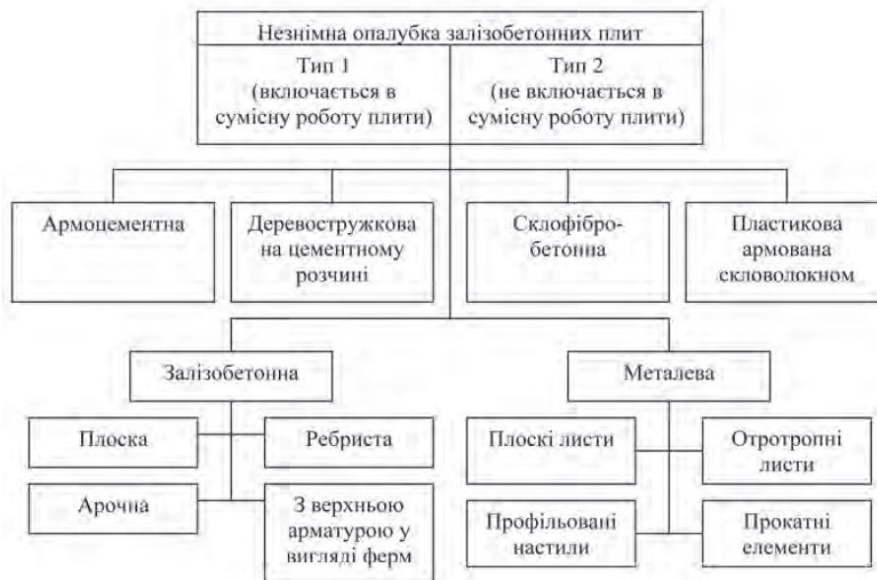


Рисунок 1.3 - Класифікація незнімних опалубок залізобетонних плит проїзної частини мостів

Найбільш розповсюдженими у теперішній час є залізобетонні опалубки. При невеликих відстанях між балками їх роблять плоскими, при більших ребристими або арочними. Досить значні прогони дозволяє перекривати плита з верхньою оголеною арматурою у вигляді легких ферм трикутного перерізу. Металева незнімна опалубка виготовляється при невеликих відстанях між балками із сталевих плоских листів, при більших – із ортотропних листів, а використання профільованих настилів(рис.1.9) та прокатних елементів (кутників, швелерів, двотаврів) дозволяє перекривати досить великі прогони.



Рисунок 1.4 – Прогонова будова моста із незнімною опалубкою із сталевого профільованого настилу

Армоцементні опалубки(рис.1.10) виготовляються переважно у вигляді плоских плит для перекриття невеликих прогонів.

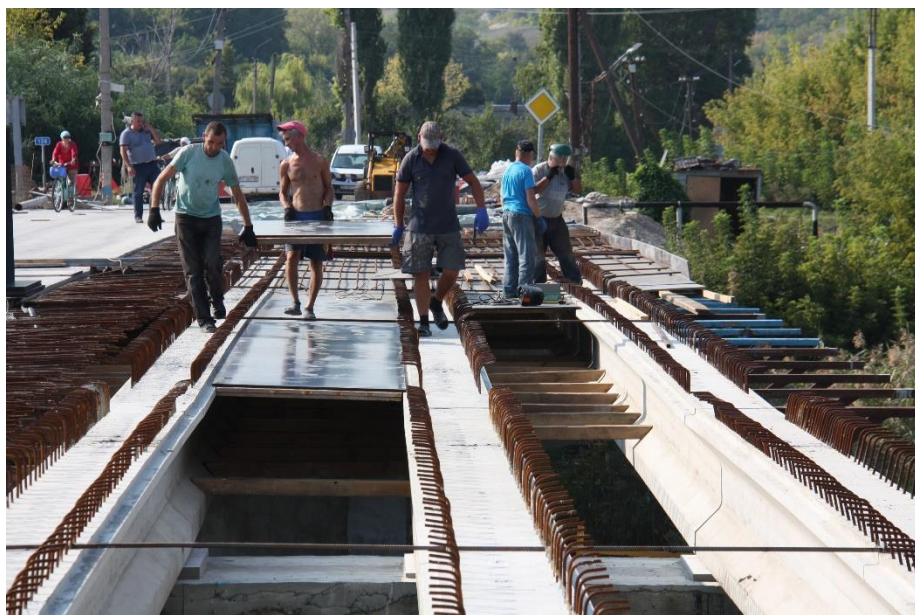


Рисунок 1.5 – Монтаж армоцементної опалубки

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.170008.MP.2021.000

Арк.

18

Панелі із пластику, армованого скловолокном при необхідності виготовляють із елементами жорсткості у вигляді металевих стержнів, тоді ними можна перекривати прогони до 4 м.



Рисунок 1.6 - Склофібробетон

Панелі із склофібробетону(рис.1.11) дозволяють перекривати значно менші прогони – до 1,2 м.

Деревостружкові плити на цементному розчині(Рис.1.12) виготовляють із спеціальними добавками різних видів для покращення характеристик матеріалу опалубки. Ширина окремих елементів опалубки повинна обмежуватись в залежності від їх ваги, щоб двоє робітників могли встановити їх в потрібне місце. Дуже важлива герметизація стиків між окремими елементами опалубки, яку виконують будівельним розчином, клейкою стрічкою чи спеціальним герметиком.



Рисунок 1.7 – Деревостружкові плити на цементному розчині

1.2.2 Неметалевий профільований настил

Профлист являє собою металевий лист, що виготовляється з листової оцинкованої сталі методом холодного прокату на профілів станах. При виготовленні піддається профілізації (доданню хвилеподібної, трапецієподібної, квадратної та інших форм) для підвищення жорсткості.

Класифікація профілів настилу в залежності від форми поперечного перерізу гофра:

- хвилясті профілі;
- профілі з трапецієподібними гофрами;
- касетні профілі;
- профілі для настилу з фальцевим з'єднанням і з сполуками в подвійний фальц.

Профілі настилу кріпляться до сталевих опорних конструкцій з використанням наступних типів з'єднань:

- з'єднання на самонарізних гвинтах, встановлених в попередньо просвердлені отвори меншого діаметра, ніж гвинт;
- з'єднання на самонарізних самосвердлювальний гвинтах;

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.170008.MP.2021.000

Арк.
20

- з'єднання на дюбелях, встановлених пристрілкою спеціальним пороховим пістолетом;
- з'єднання односторонньої точковим зварюванням (звареними електрозаклепками) для кріплення нефарбованих профілів.

Нерозрізний настил покриття може виконувати роль звичайного покриття, тоді профілі кріпляться на крайніх опорах в кожній хвилі, а на проміжних опорах - через хвилю; або настил може виконувати роль горизонтальної діафрагми жорсткості, замінюючи собою горизонтальні зв'язки, тоді профілі кріпляться в кожній хвилі на всіх опорах.

Між собою профілі настилу вздовж крайніх полиць кріпляться наступними способами:

- самонарізними гвинтами, встановленими в попередньо просвердлених отворах або без них;
- витяжними (комбінованими) заклепками, встановленими в просвердлених отворах;
- точкового контактного зварюванням при виготовленні укрупнених карт настилу з профілів без лакофарбового покриття.

Зварні з'єднання профлістів з прогонами виконуються будь-яким із способів точкового дугового зварювання:

- під флюсом;
- в вуглекислому газі;
- самозахисного порошковим дротом;
- покритим електродом.
- Проплавлення ділянки поверхні і прилегла до них зона зварювальних листів і прогонів в радіусі 20 мм і більше перед зварюванням очищаються від бруду, іржі і мастила.

У разі ручного зварювання профлістів покритими електродами виконуються наступні операції:

- установка на місці зварювання пристрій;
- щільно притискається лист до прогону натисканням за допомогою пристрою (зазор між зварюються поверхнями допускається не більше 0,5 мм);
- установка електрода в отвір формуючого пристрою;

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						21
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- виконання точкового з'єднання при зварювальному струмі 120-200 А в залежності від діаметра електрода протягом 2-3 с;
- видалення пристрою і переміщення його до наступного місця зварювання;
- Поверхні з'єднань після закінчення зварювальних робіт очищаються від шлаків і залишків флюсу.

1.3 Фібра

1.3.1 Загальні відомості

Фібра - сучасний матеріал, здатний в ряді випадків замінити металеву стержневу арматуру в залізобетоні, являє собою матеріал у вигляді невеликих відрізків дроту або вузьких смуг. Фібра може бути сталева, скляна, базальтова і полімерна. Введення фібри в бетон і її дисперсне розташування в обсязі матеріалу дозволяє отримати композиційний матеріал на основі бетонної (цементної) матриці. При змішуванні фібри з бетоном виходить фібробетон, який на відміну від звичайного залізобетону має меншу усадку, більш стійкий до утворення тріщин і досить добре витримує вібраційні і ударні навантаження. Сталефібробетон доцільно застосовувати в умовах дії поєднань несприятливих факторів, при цьому виявляється велика ефективність сталефібробетона в порівнянні з традиційним бетоном і залізобетоном. Саме ці характеристики дозволяють широко застосовувати фібробетон в будівництві доріг, мостів, промислових підлог, залізничних тунелів, аеродромів, вибухозахисних і сейсмостійких конструкціях.

Сталева фібра виробляється як з відходів високовуглецевого дроту, а також із спеціально виготовленого для цих цілей низьковуглецевого дроту і має таку класифікацію:

- по марці сталі - низьковуглецева сталь (Н) і високовуглецева сталь (В);
- за профілем - анкерна (А), хвильова (В) і пряма (мікрофібра) (М).

Умовне позначення складається з позначення виду сталевих дроту, виду використовуваного профілю, а також її діаметра і довжини. приклад умовного позначення: фібра із сталевих низьковуглецевих дроту (ФСП) анкерного профілю (А) діаметром від 0,96 до 1,05 мм, довжиною 60 мм: ФСП-А-1,0 / 60.

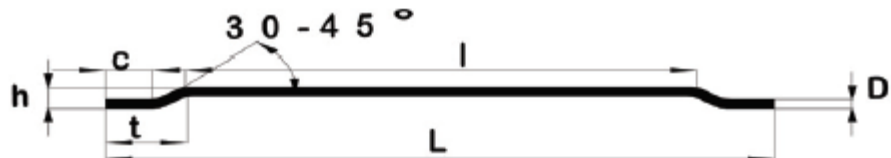
					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						22
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Основні характеристики фібри виробництва ВАТ «БМЗ» наведені в табл.

1.1-1.3:

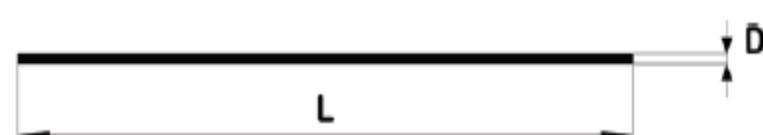
Таблиця 1.1 – Анкерна фібра

Параметри	Показники і їх відхилення	
Довжина L , мм	30	50;60
Номінальний діаметр D ,мм	0,30-0,70	0,80-1,10



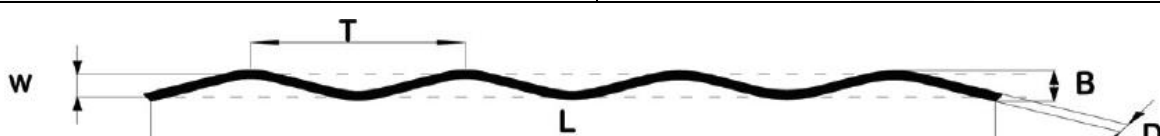
Таблиця 1.2 – Мікрофібра

Параметри	Показники і їх відхилення
Довжина L , мм	12; 13
Номінальний діаметр D ,мм	0,20-0,35



Таблиця 1.3 – Хвильова фібра

Параметри	Показники і їх відхилення
Довжина L , мм	15-22
Номінальний діаметр D ,мм	0,20-0,70



Фібра поставляється в міцних коробках, виготовлених з багатошарового картону, з номінальним вагою не більше 25 кг. Коробки встановлюються на дерев'яні піддони і обтягаються стрейч-плівкою, що забезпечують надійне транспортування готової продукції.

1.3.2 Застосування

Слід зазначити, що в даний час на застосування дрітної і інших видів фібр немає загальновизнаних міжнародних норм і стандартів, хоча роботи в даному напрямку, безумовно, ведуться. Прикладом може служити Російський звід правил СП52-104-2006 або Європейський prEN14889-1. Кожен споживач при будівництві об'єктів, як правило, отримує дозвіл від місцевої спеціалізованої організації, відповідальної за допуск по використанню армуючих матеріалів, як

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

наприклад, лабораторія по випробуванню матеріалів для будівельної галузі (МРА) в Німеччині, НДІЗБ - в Росії і БЕЛНІІС - в Білорусі.

В результаті досліджень на ВАТ «БМЗ» були сформульовані нормативні документи для виготовлення та використання фібри:

- ТУ 14-1-5564-2008 «Фібра із сталевго дроту для дисперсного армування бетону».
- ТУ ВУ 400074854.628-2011 «Фібра із сталевго дроту для армування бетону».
- Рекомендації з проектування і виготовлення будівельних сталевфібробетонних конструкцій і технології виробництва сталевфібробетона із застосуванням сталевго фібри БМЗ № Р5.03.054.09 (РБ, БЕЛНІІС).
- Рекомендації з проектування і застосування сталевфібробетонних конструкцій на фібру зі сталевго дроту виробництва ВАТ «БМЗ» (РФ, НДІЗБ).

Рекомендації по проектуванню включають в себе вимоги до матеріалів сталевфібробетона, розрахункові формули з проектування конструкцій різного призначення (промислових підлог під обладнання, а також несучих елементів балок, забивних паль, аеродромних плит, банківських сховищ, захисних споруд і т. д.) і регламентують сфери застосування сталевфібробетону в будівельних конструкціях.

Основними світовими ринками споживання фібри є розвинені країни Європи, Америки, а також Японія і Російська Федерація. В Європі щорічно виробляється близько 300 тис. Т фібри. В європейських країнах фібра використовується в цивільному, дорожньому будівництві, при будівництві гідроспоруд, тунелів, аеропортів

Причиною такого відносно невеликого використання даного виду армування в Україні є відсутність повноцінної нормативної бази, відповідних рекомендацій, розрахунків щодо застосування тих чи інших видів фібри і, як наслідок, неможливість застосування даного матеріалу в більш широких областях армування бетонних конструкцій. Одним з бар'єрів впровадження використання фібри також є відсутність національного стандарту, ТКП і

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

серйозного досвіду роботи з проектування конструкцій і виробів з даним матеріалом.

1.3.3 Доцільність використання

використання сталевібробетону забезпечує зниження витрат на арматурні роботи, підвищення ступеня механізації виробництва, застосування високопродуктивних прийомів формування армованих конструкцій; використання більш ефективних конструктивних рішень; підвищення довговічності конструкцій, збільшення міжремонтного ресурсу.

Було встановлено, що при використанні фібри в якості армуючого матеріалу значно збільшується опір розтягуючих навантажень, що дозволяє застосовувати фібру в конструкціях, що піддаються розтягуючим навантажень, наприклад, в кільцях колодязів і тонкостінних конструкціях з високою тріщиностійкістю.

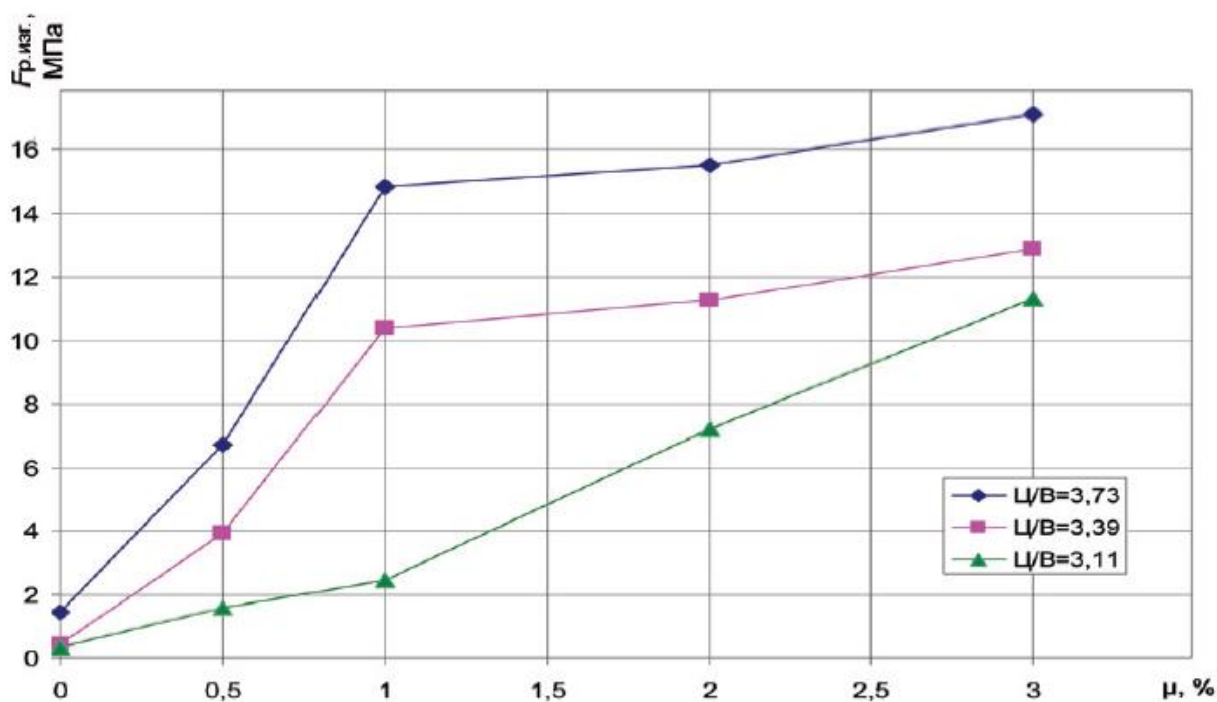


Рисунок 1.8 – Вплив об'ємного складу сталевої фібри на розтяг при згині цементного каменю

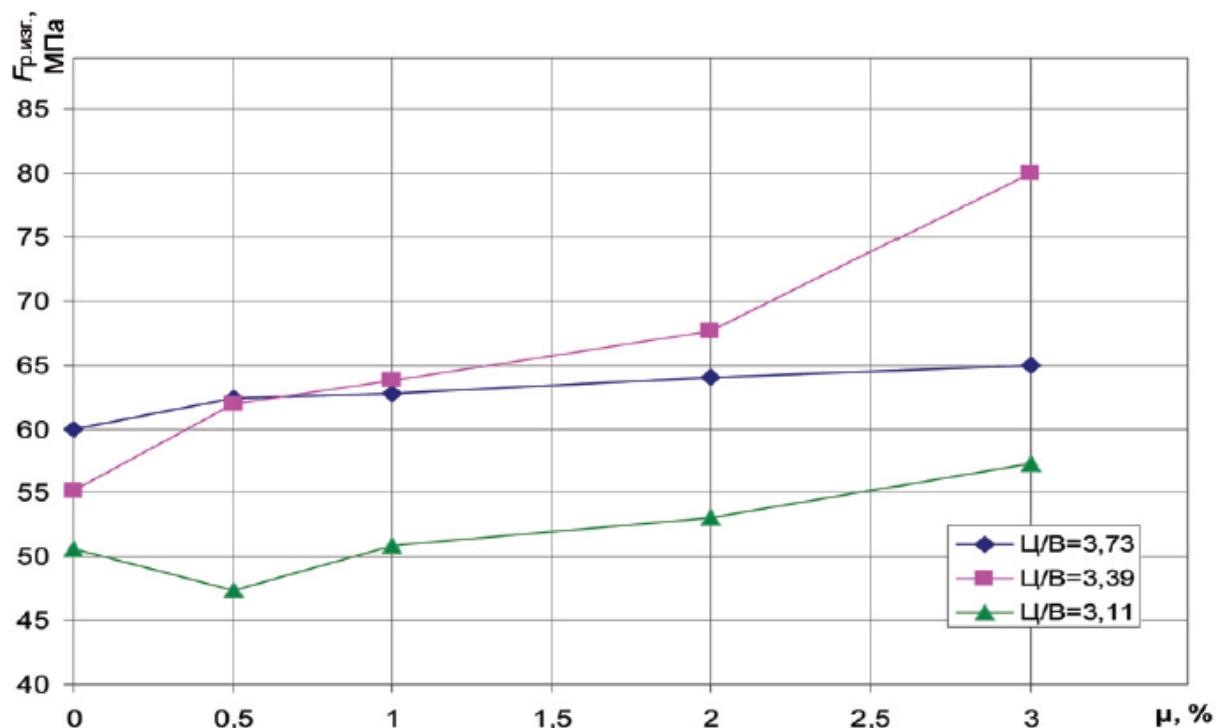


Рисунок 1.9 – Вплив об'ємного складу сталеві фібри на опір стиску цементного каменю

Ефективність дисперсного армування зростає зі зменшенням діаметра фібри, ніж менше діаметр фібри, тим більше приріст міцності сталеві фібробетону.

Великий інтерес представляє метод застосування фібри тонких діаметрів - метод роздільної укладання (шар фібри - шар розчину).

На відміну від дрітної сітки або арматури, які встановлюються в одній площині, сталеві фібри однаково поширюється (розподіляється) по всьому об'єму бетонної матриці. Сталеві фібри реалізує зміна деяких основних фізико-механічних характеристик бетону в залежності від об'ємного вмісту її вводиться кількості, які можуть варіюватися в межах 15-120 кг / м³. Одна з первинних функцій - зменшення мікро макротріщин. Сталеві фібри перешкоджає поширенню тріщин на початковій стадії їх появи, а традиційна класична арматура, або дрітня сітка, призначена для того, щоб оберегти бетон від освіти усадочних тріщин, і не може запобігти їх поширення. Вплив різних форм дрітної фібри на опір тріщин показано на рис. 4.

Доцільність застосування сталевих фібри також полягає в можливості посилення кутів (при звичайному армуванні в кутах знаходиться звичайний неармований бетон).

Наочно принцип дії волокна фібри і арматури на розвиток тріщин в бетоні наведено на рис. 1.10:

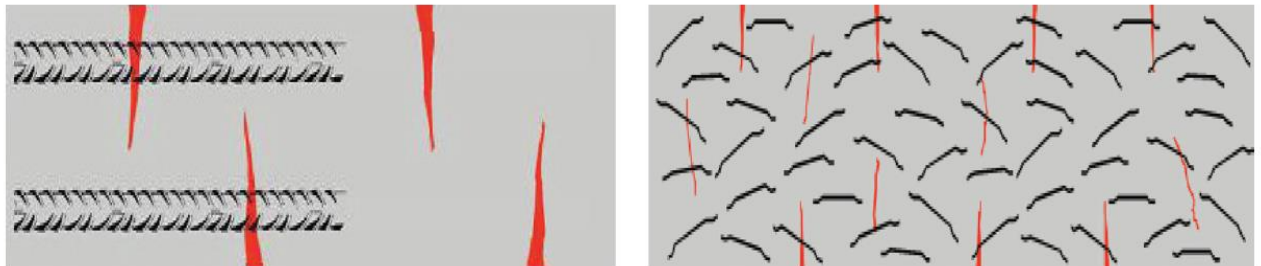


Рисунок 1.10 – Вплив фібри і арматури на тріщиностійкість бетону

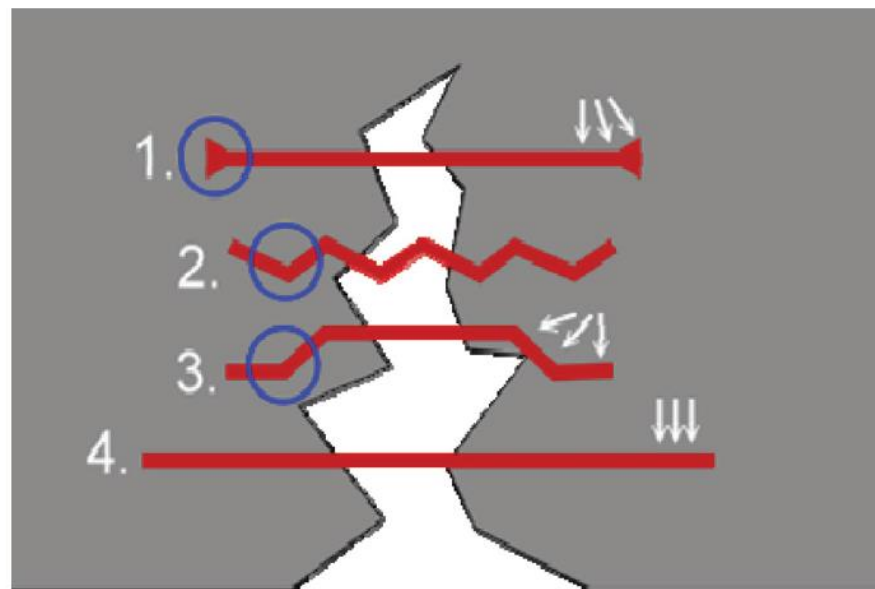


Рисунок 1.11 – Вплив різних форм дротової фібри на тріщиностійкість: 1 – фібра з конусовидними кінцями; 2 – хвильова фібра; 3 – фібра з загнутими кінцями; 4 – пряма фібра. Сині кола – механізми анкерування фібри, білі стрілки – поверхні зчеплення

1.3.4 Поліпропіленове волокно для армування бетону

Фібра поліпропіленова значно знижує (приблизно на 90%) ризик утворення тріщин при пластичній усадці й осіданні бетону і є найбільш ефективним волокном, що використовується в будівництві для даних цілей на сьогоднішній день.

Найбільш наочним прикладом служить використання фібри поліпропіленової як економічної альтернативи сталевій сітці, що контролює утворення тріщин. Волокна, рівномірно розподілені в бетоні (розчині), армують його по всьому об'єму. Крім економії коштів і часу, використання поліпропіленової фібри дозволяє виготовляти покриття, що володіють більш високими якісними характеристиками, ніж у тих, які виготовлялися традиційним методом (з використанням сталевих сітки).

Практичний досвід застосування поліпропіленового волокна показав, що при додаванні 0,9 кг фібри на м³ пінобетонної суміші, відсоток браку (раніше становив близько 5-7%) мінімальний (при додаванні 0.6кг, відсоток браку звівся до 1%). Поліпшується зовнішній вигляд виробів, міцність пінобетону на вигин і стиск зростає в 2-4 рази, підвищуються тепло- і звукоізоляційні властивості, при дозуванні 2кг / м³ - сейсмостійкість (на виході отримуємо так званий фібропенобетона, який використовується при будівництві об'єктів в регіонах з підвищеною сейсмічною активністю). Друге практичне спрямування - при тих же тех. характеристиках готових виробів додавання фіброволокна дозволяє до 8-10% зменшити витрату цементу.

Бетон, що містить фібру поліпропіленову, має більш високі характеристики морозостійкості (бетон з додаванням 1кг фібри на 1м³ виробу має морозостійкість в кілька разів вище), і можна вважати, що по довговічності він дорівнює бетону з повітроутягувальними добавками.

Додавання фібри поліпропіленової в суміш при виробництві підлог з металевою фіброю дозволяє знизити витрату металевої фібри за рахунок більш рівномірного розподілу (замість 22-25кг металевої фібри закладається 15кг металевої фібри і 0,6-1,8кг поліпропіленової фібри). Додаткові ефекти: скорочення трудовитрат, зниження шлюбу (вихід арматури з готового виробу, прояв на поверхні слідів корозії металу), запобігання первинного тріщиноутворення, підвищення довговічності виробу, підвищення стійкості до стирання, зниження пилоутворення, поліпшення зовнішнього вигляду.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						28
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

При використанні фібри поліпропіленової при виробництві сухих будівельних сумішей, створюється структура матеріалу аналогічна повсті. Таким чином, досягається повна відсутність усадочних тріщин, фіброволокно додає розчину еластичність і міцність на вигин, підвищується зносостійкість, морозостійкість, водонепроникність

1.4 Висновки до розділу №1

Зважаючи на всю знайдену інформацію робимо висновок що два з трьох вибраних нами методів удосконалення є перспективними, оскільки дозволять нам удосконалити конструкцію плити новітніми матеріалами(у випадку з базальтовою арматурою) та зробити дешевшим ремонт(профлист має оцинковану поверхню яка є досить довговічною), у випадку з фіброю потрібні експериментальні дослідження, а теоретичні не мають ніякого сенсу, оскільки в Україні немає достатньої теоретично-нормативної бази. Виходячи з цього робимо вибір на користь КБА і профлиста. Ці напрямки є досить актуальними для України, адже дослідження у даній сфері хоч і були зроблені але широкого застосування не набули.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 2 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

Автодорожній міст через р. Кільтичія, по схемі 3х11,36м, повною довжиною 34,68м розташований на КМ 124+637 автомобільної дороги державного значення Н-30 Василівка - Бердянск у межах населеного пункту Дмитрівка.

Виконавча технічна документація на будівництво мосту відсутня.

Згідно технічного паспорту (знаходиться у скороченому вигляді в архіві експлуатуючої організації) міст початково був віднесений до автомобільної дороги районного значення Р-37 Енергодар- Василівка – Бердянск і розташовувався на КМ 198+421.

По даним місцевих жителів с. Дмитрівка, міст споруджувався протягом 1964-1966 років і був введений у експлуатацію у 1967 році. За типом прогонових будов, які установлені на мосту і використовувались при будівництві мостів і шляхопроводів у другій половині 60-х років минулого століття, ці дані підтверджуються.

У 2006 році (по даним паспорту мосту) виконано капітальний ремонт споруди, під час якого здійснено ремонт опор і прогонових будов з відновленням захисного шару бетону по усім відкритим поверхням, а також заміна шарів дорожнього покриття та установка двостороннього металевого бар'єрного огороження проїзної частини.

Зважаючи на рік побудови мосту та його характеристики, нормативні тимчасові навантаження, по яким найбільш вірогідно проектувалась споруда, були прийняті згідно СН 200-62 (вступив у дію з 01.04.1962 року) «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб».

					011.170008.МР.2021.000				
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата					
Розробив	Константино				Розділ № 2 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ		Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.							30	
Керів.розділу									
Консульт.									
Н.контроль	Овчинников								

У відповідності до СН 200-62 нормативне тимчасове навантаження прийняте по схемі Н-30 (автомобільне навантаження) та НК-80 (одиначне колісне навантаження). Рівномірно розподілене тимчасове навантаження від пішоходів на технологічних тротуарах – 400 кг/м².

Рівні високих горизонтів води у р. Кільтичія останніх двох років зафіксовані по слідам на фундаментах проміжних опор.

По даним місцевих жителів у 1985 році, при прориві земляної дамби вище за течією ріки, рівень води у підмостовому отворі піднімався до низу конструкцій прогонових будов.

Технічним обстеженням визначились наступні загальні характеристики мосту:

- Ширина споруди (по зовнішнім граням тротуарів) - 8,29м.
- Повна довжина мосту (по заднім граням шафових стін) - 34,68м.
- Отвір мосту у просвіті - 21,45м.
- Довжина бокових крил стоянів – 1,6м.
- Габарит проїзної частини - 6,25м.
- Кількість смуг руху - 2 (по одній у кожному напрямку).
- Ширина смуги руху кожного напрямку - 3,0м.
- Ширина двосторонніх технологічних тротуарів - 0,67м (у просвіті).
- Висота металевого бар'єрного огороження ~ 0,75м.
- Висота підмостового габариту (на рівнем води у р. Кільтичія) ~ 5,0м.
- Поперечний ухил їздового полотна - двоскатний.

Міст розташований у плані на прямій ділянці автодороги та у профілі на опуклій кривій великого радіусу.

Прогонові будови мосту збірні ребристі залізобетонні, які у поперечному перетині складаються із 9-ти залізобетонних балок таврового перерізу з попередньо напруженим армуванням (струнобетон), повною довжиною L=11,36м, по типовому проекту ВТП-16, розробленому Укргіпродортрансом у 1963 році.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Висота балок 750мм, Ширина верхньої полиці – 830мм, нижньої – 420мм.

У кожному прогоні балки об'єднані між собою по опорним та проміжним напівдіафрагмам сталевими накладками. Геометричні характеристики прогонів приведені на відповідних перерізах прикладеного креслення.

Двосторонні технологічні тротуари, шириною у просвіті 0,67м, сформовані з тротуарних блоків рамної конструкції та накладних плит (виготовлених згідно з типовим проектом).

Проектна марка бетону прогонових будов по міцності М-400, тротуарних блоків – М-300.

Дані про тип фундаментів проміжних опор та стоянів, а також глибину їх закладення відсутні. Ділянки тіла опор, доступних для огляду, охарактеризовані по зовнішнім ознакам і вимірам з уточненням параметрів, які приведені на кресленні що прикладається.

У рівні обрізу (верху) фундаментів характеристики надземної частини бетонного масиву на проміжних опорах складають: розміри у плані 6,0х2,0м, висота над рівнем дна ріки ~ 1,74м.

Тіло проміжних опор №2 та №3 над рівнем верху фундаментів являє собою суцільні монолітні стінки товщиною 800мм зі скругленими торцевими ділянками. Ширина тіла опор складає 4,0м. По верху масивної частини опор облаштовані монолітні залізобетонні ригелі. Загальна ширина ригелів складає 7,66м. Величина консольних ділянок – 1,83м.

Стояни №1 та №4 – монолітної конструкції, обсіпні, масивні з формуванням залізобетонних підферменників на ділянках безпосереднього опираючя на них балок прогонових будов та шафових стін у сполученні з насипами підходів.

Бокові стінки стоянів виконані у виді залізобетонних відкритків з горизонтальними верхівками та похилими задніми гранями, які утримують верхню частину укосів конусів.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						32
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Опорні частини у вузлах обпирання прогонових будов на проміжні опори складені із двох сталевих листів товщиною 10-12мм кожний.

На стоянах опорні частини відсутні. Балки прогонових будов обпираються безпосередньо на підферменники з укладанням прокладок із толю.

Згідно паспорту мосту на ділянках сполучення мосту з підходами укладені перехідні плити.

Деформаційні шви у сполученні прогонів між собою та зі стоянами - закритого типу.

Бар'єрне огороження проїзної частини загальною висотою ~ 75см, складового перерізу із металевих стійок та утримуючих балок.

Перильне огороження тротуарів із металевих стійок прямокутного складового перерізу (із двох кутиків, або швелерів) та панелей заповнення з архітектурним оздобленням у верхній частині та суцільною сіткою «Рабіца» у нижній і перильного поруччя із швелера №8.

Укріплення укосів конусів – одиночне кам'яне мощення.

Укріплення підмостового русла відсутнє.

Дорожнє покриття на мосту та підходах – асфальтобетоне.

Відведення зливових вод з проїзної частини мосту передбачене від осі споруди у напрямку підходів за рахунок поздовжнього ухилу. Водовідвідні трубки на прогонових будовах не установлювались.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
						33
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ З НЕМЕТАЛЕВОЮ АРМАТУРОЮ

3.1 Приклад розрахунку плити армованої звичайною арматурою

3.1.1 Вихідні дані

Габарит мосту Г-9, тротуари по 1.5м.

Прогонова будова komponується із шести головних балок довжиною 18.6м.

Тротуари влаштовують на плиті, відмежовуючи їх від проїзної частини бар'єрним огороженням, а ззовні перильним огороженням.

Поперечний похил $i=25\text{ ‰}$ проїзної частини досягається зміною висоти підферменників.

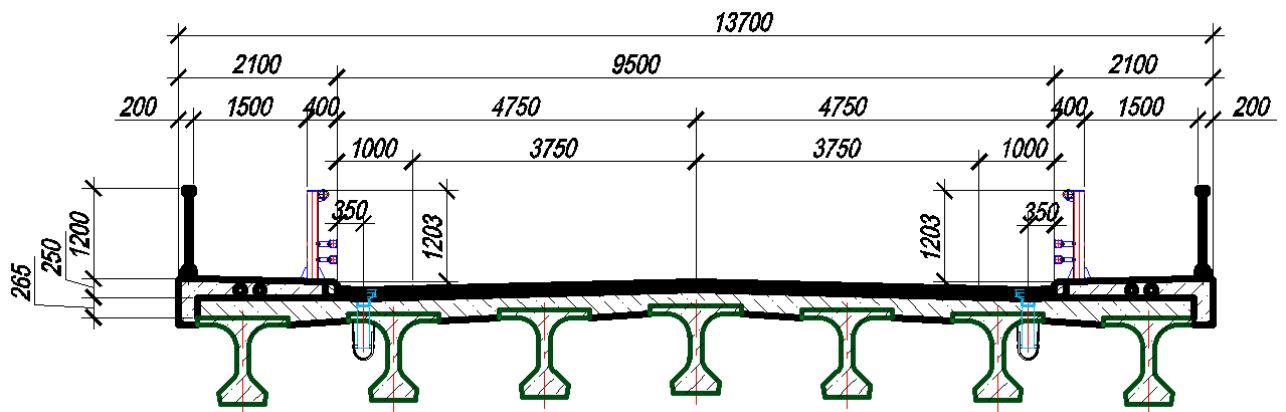


Рисунок 3.1 – Поперечний переріз прогонової будови

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

					011.170008.MP.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Константинов				Розділ №3 ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ З НЕМЕТАЛЕВОЮ АРМАТУРОЮ		Літ.	Арк.
Керівник	Марочка В.В.							
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников							

Таблиця 3.1 – Навантаження від власної ваги дорожнього одягу і плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахунок ве навантаження, кН/м
1	2	3	4
А/Б дрібнозернистий $\delta=8\text{см}$; $\rho=23\text{кН/м}^3$	$1 \cdot 0.08 \cdot 23 = 1.84$	2.00	3.68
А/Б піщаний $\delta=4\text{см}$; $\rho=20\text{кН/м}^3$	$1 \cdot 0.04 \cdot 20 = 0.8$	2.00	1.6
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 плита $\delta=20\text{см}$; $\rho=25\text{кН/м}^3$	$1 \cdot 0.20 \cdot 25 = 5$	1.25	6.25
Всього	7.72		11.62

Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту в просвіті між балками $l_p = 1.6\text{м}$

Визначаємо нормативний момент всередині прогону плити від постійного навантаження:

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{7.72 \cdot 1.6^2}{8} = 2.47 \text{кН} \cdot \text{м} \quad (3.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} = 3.718 \text{кН} \cdot \text{м} \quad (3.2)$$

Збір тимчасових навантажень.

3.1.2 1-й Випадок завантаження (В прогоні плити розміщена одна колія навантаження АК-15)

Розрахунковий прогін плити

$$l_p = 1.6\text{м}$$

$$\frac{\nu}{2} = \frac{0.98 \cdot K}{2} = \frac{0.98 \cdot 15}{2} = 7.35 \text{кН/м} \quad (3.3)$$

$$\frac{P}{2} = \frac{9.81 \cdot K}{2} = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{кН/м} \quad (3.4)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

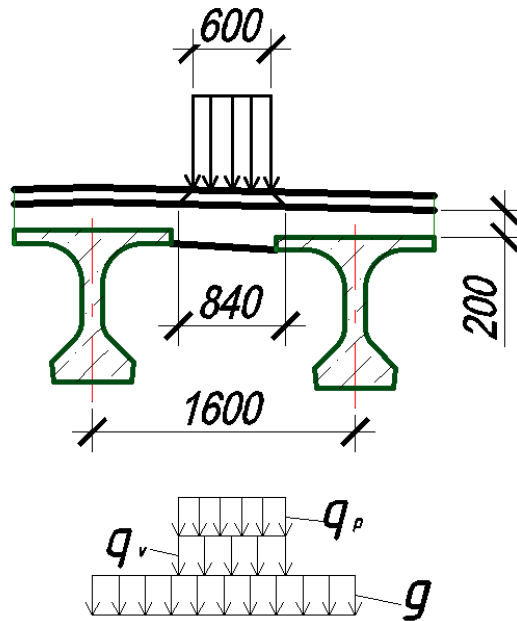


Рисунок 3.2 – Схема навантаження плити однією смугою АК-15
ширина площадки розподілу навантаження вздовж прогону плити:

$$b_1 = b + 2H = 0.6 + 2 \cdot 0.12 = 0.84 \text{ м} \quad (3.5)$$

Поперек прогону плити:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0.2 + 2 \cdot 0.12 + \frac{1.6}{3} = 0.973 \text{ м} \quad (3.6)$$

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 1.6 = 1.07 \quad (3.7)$$

Приймаємо $a_1 = 1.067 \text{ м}$;

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

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{7.35}{0.84} \cdot 1 = 8.75 \text{ кН/м} \quad (3.8)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь $P_{AT} = 147.15 \text{ кН}$:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{147.15}{2 \cdot 1.067 \cdot 0.84} = 82.09 \text{ кН/м} \quad (3.9)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Нормативний згинаючий момент в середині прогону

$$M_0^H = \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (3.10)$$

$$M_0^H = \frac{7.72 \cdot 1.6^2}{8} + (8.75 + 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 24.987 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (3.11)$$

$$M_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} + (1.5 \cdot 8.75 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 46.65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M_0' = ((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (3.12)$$

$$M_0' = (1.3 \cdot 1.5 \cdot 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 39.679 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Динамічний коефіцієнт для тандему $(1 + \mu) = 1.3$ табл. 17.2 ДБН В.1.2-15:2009

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження $(1 + \mu) = 1.0$ табл. 17.2 ДБН В.1.2-15:2009

Динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість $(1 + \mu) = 1.0$ п.18.1 ДБН В.1.2-15:2009

Відповідно до п 18.1 ДБН В.1.2-15:2009 оцінка витривалості конструкцій моста виконується від навантаження тільки одного тандему АК незалежно від кількості смуг навантаження на мості. ТанDEM з тиском на вісь 15 т має відбитки (в плані) коліс 20x60 см.

Розрахункове навантаження на вісь P_f слід виконувати за формулою:

$$P_f = P_n \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot (1 + \mu) \quad (3.13)$$

де, $P_n = 15$ т – характеристичне навантаження на вісь;

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\gamma_s = 1.0;$$

$$\gamma_f = 1.0;$$

3.1.3 2-й Випадок завантаження: (В прогоні плити розміщені дві колії навантаження АК-15)

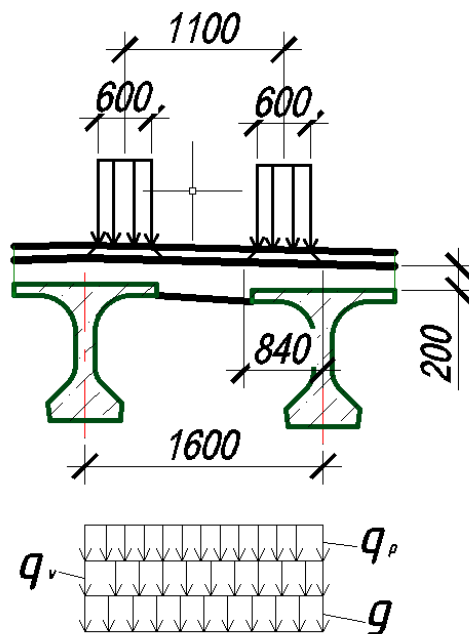


Рисунок 3.3 – Схема завантаження плити двома смугами АК-15.

Визначаємо загальну площадку розподілення тиску від двох колій (коліс) шириною

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1.1 + 0.84 = 1.94 \text{ м} \quad (3.14)$$

де, $b_1 = 0.84 \text{ м}$ - з розрахунку за першим випадком завантаження;

умова $b_2 \leq l_p$ не виконується $1.94 \leq 1.6$

3.1.4 3-й Випадок завантаження: (В прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-80)

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

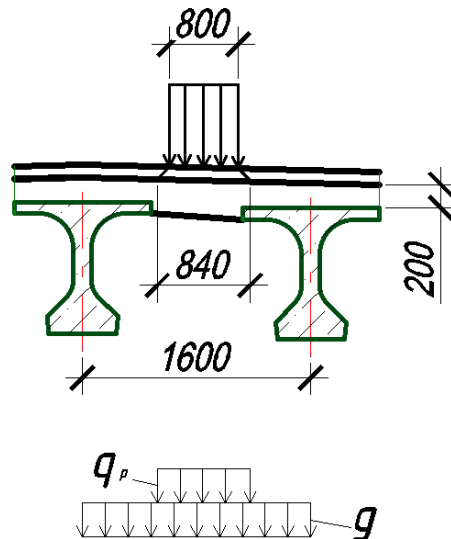


Рисунок 3.4 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-80

При ширині колеса $b = 0.8\text{ м}$ та тиск, що розподіляється від нього в товщі дорожнього одягу $H = 0.12\text{ м}$ під кутом 45° ;

$$b_1 = b + 2H = 0.8 + 2 \cdot 0.12 = 1.04\text{ м} \quad (3.15)$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему АК-15 $a_1 = 1.07\text{ м}$, а тому може дорівнювати $\frac{2}{3} \cdot l_p = 1.07\text{ м}$, але не більше ніж відстань між колесами 1.2 м .

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} \quad (3.16)$$

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + 0.2 + 2 \cdot 0.12 + \frac{1.6}{3} = 4.57 \leq 3 \cdot 1.2 + \frac{2 \cdot l_p}{3} = 4.67$$

Приймаємо: $a_1 = 4.67\text{ м}$

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + \frac{1.6}{3} = 4.13\text{ м} \quad (3.17)$$

Інтенсивність навантаження на 1 м^2 :

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$q_p = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.67 \cdot 1.04} = 82.42 \text{ кПа} \quad (3.18)$$

Динамічний коефіцієнт для НК-80 $(1 + \mu) = 1$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

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

$$M_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 82.42 \cdot 1.04 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 1.04}{4} = 26.86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила біля опори:

$$y_3 = \frac{1(l_p - 1.04/2)}{l_p} = \frac{1(1.6 - 1.04/2)}{1.6} = 0.675 \quad (3.20)$$

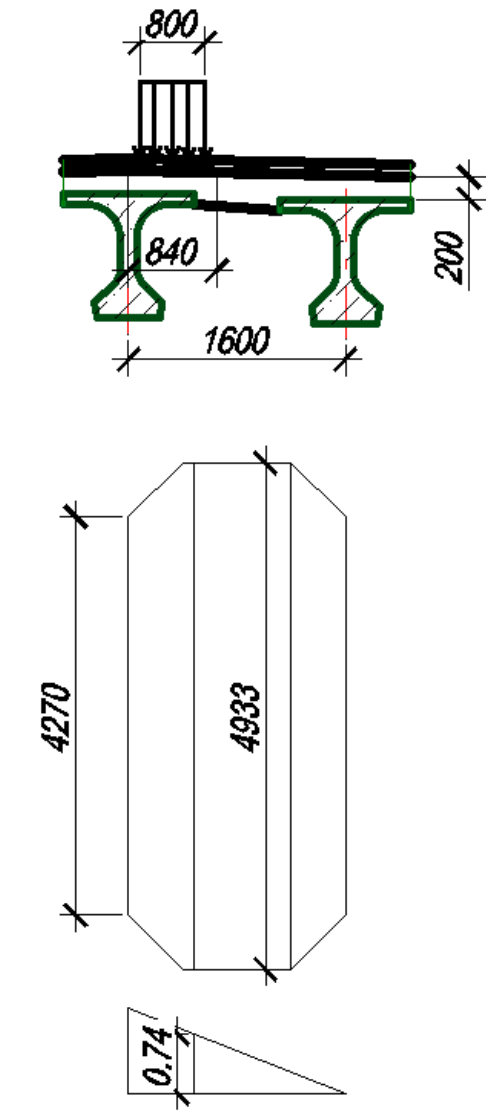


Рисунок 3.5 – Схема для визначення поперечної сили від навантаження НК-80

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3 \quad (3.20)$$

$$Q_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.67} \cdot 0.675 = 67.15 \text{ кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю:

Таблиця 3.2 – Моменти і поперечні сили від навантажень(АК-15, НК-80)

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-11 (1 колесо)	II випадок А-11 (2 колеса)	III випадок НК-80
1	2	3	4
$M_0^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	24.98	-	-
$M_0, \text{кН} \cdot \text{м}$	46.65	-	26.86
$M_q^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	2.47	-	2.47
$M_q, \text{кН} \cdot \text{м}$	3.72	-	3.72
$Q, \text{кН}$	-	-	67.15

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

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

Момент інерції на кручення :

$$I_k = \frac{1}{3} \times \left(\frac{b}{\delta} - 0.63 \right) \times \delta^4 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{160}{20} - 0.63 \right) \times 20^4 = 393067 \text{ см}^4 \quad (3.21)$$

Циліндрична жорсткість плити:

$$D = \frac{E_b \times h_f^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{E_b \times 20^3}{12(1 - 0.2^2)} = 694 E_b \quad (3.22)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$n_1 = 0.001 \times \frac{Dl_p^3}{G_b I_k} = 0.001 \times \frac{694 E_b \times 160^3}{0.42 E_b \times 393067} = 17.22 \quad (3.23)$$

де E_b - початковий модуль пружності бетону;

$G_b = 0.4 E_b$ - модуль зсуву бетону;

$\nu = 0.2$ - коефіцієнт Пуассона для бетону.

При $n_1 = 17.22 < 30$:

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

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

При $n_1 = 17.22 < 30$ згинальний момент з врахуванням поправочного коефіцієнта α (згідно таблиці 1) та максимальних моментів в розрізній схемі:

- Біля опори при $\alpha = -0.8$ та $\alpha = +0.25$

$$M_n = -0.8(24.98) = -19.98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_n = 0.25(24.98) = 6.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(46.65) = -37.32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(46.65) = 11.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.8(39.68) = -31.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.25(39.68) = 9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- В середині прольоту при $\alpha = +0.5$ та $\alpha = -0.25$

$$M_n = 0.5(24.98) = 12.49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(24.98) = -6.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(46.65) = 23.32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M = -0.25(46.65) = -11.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.5(39.68) = 19.84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.25(39.68) = -9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності. Біля опори $Q = Q_0 = 67.11 \text{ кН}$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.1.5 Розрахунок плити проїзної частини на міцність на стадії експлуатації

по згинальному моменту

Приймаємо для плити:

Бетон класу В35 з:

$R_B = 17.5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt} = 1.15 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Арматура класу А400С діаметром $d=14\text{мм}$:

$R_s = 400 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

3.1.6 Розрахунок армування верхньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20\text{см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 5.7 = 14.3\text{см} \quad (3.24)$$

$$\text{де } a_s = a_b + \frac{d}{2} = 5 + \frac{1.4}{2} = 5.7\text{см}$$

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1.4}{2} = 2.7\text{см}$$

Захисний шар для верхньої та нижньої арматури відповідно дорівнюють:

$$a_b = 5\text{см}, \quad a'_b = 2\text{см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b=1\text{м}$

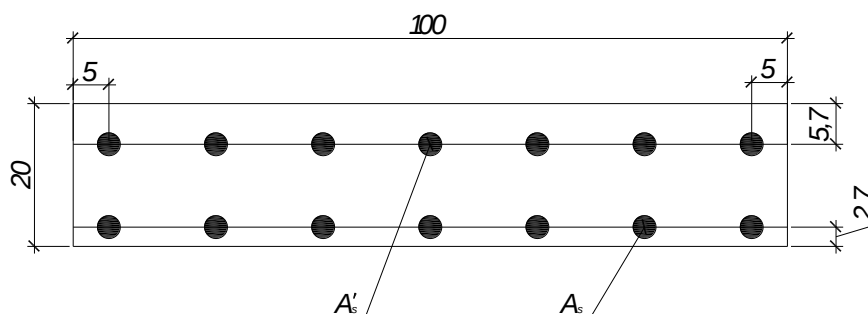


Рисунок 3.6 – Поперечний переріз плити проїзної частини.

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{37.32 \cdot 10^3}{17.5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.143^2} = 0.104 \quad (3.25)$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.11$; $\eta_1 = 0.945$

Визначаємо ξ_y :

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1}\right)} = 0.553 \quad (3.26)$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71$;

$R_s = 400 \text{ МПа}$

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

$\xi = 0.11 < \xi_y = 0.553$ - умова виконується.

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{37.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 14.3 \cdot 0.945} = 6.904 \text{ см}^2 \quad (3.27)$$

За сортаментом для армування верхньої частини плити приймаємо арматуру класу А400С $\varnothing 14_{\text{мм}}$ $A_s = 9.23 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо $\varnothing 12_{\text{мм}}$ з кроком 200 мм арматури класу А400С. Тоді $A_{sp} = 5.65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2}\right) \quad (3.27)$$

$$\begin{aligned} M_u &= 17.5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{400 \cdot 9.23}{17.5 \cdot 100}\right) \times \left(\left(20 - 5 - \frac{1.4}{2}\right) - \left(\frac{400 \cdot 9.23}{17.5 \cdot 100}\right) \div 2\right) = \\ &= 4890716 \text{ Н} \cdot \text{см} = 48.9 \text{ кН} \cdot \text{м} > 37.23 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

3.1.7 Розрахунок армування нижньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20 \text{ см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 2.8 = 17.4 \text{ см}$$

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1.2}{2} = 2.8 \text{ см}$$

Захисний шар для верхньої та нижньої арматури відповідно дорівнюють:

$$a_b = 5 \text{ см}, a'_b = 2 \text{ см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b=1 \text{ м}$.

Розрахунки виконуємо за формулами 3.25-3.27

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{23.32 \cdot 10^3}{17.5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.174^2} = 0.044$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.046$; $\eta_1 = 0.977$

Визначаємо ξ_y :

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

де $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71$;

$$R_s = 400 \text{ МПа}$$

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

$\xi = 0.046 < \xi_y = 0.553$ - умова виконується.

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{23.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 17.4 \cdot 0.977} = 3.43 \text{ см}^2$$

За сортаментом для армування верхньої 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:

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

$$= 2716000 \times \left(17.4 - \frac{1.55}{2} \right) = 45150784 H \cdot cm = 45.15 kH \cdot m > 23.27 kH \cdot m$$

3.1.8 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до ДБН В.2.3-14:2009 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.

При згині перевірка за бетоном:

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

Розрахунок виконуємо для опорного перерізу, де діють максимальний момент $M'_{max} = -31.66 kH \cdot m$ та мінімальний $M'_{min} = 9.9 kH \cdot m$.

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

$$h_0 = h - a_s - \frac{d}{2} = 20 - 5 - \frac{1.4}{2} = 14.3 cm$$

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 15$ у розрахунках на витривалість приймаємо для бетону класу В35.

Площа арматури $A_s = 9.23 cm^2$ в верхній зоні та $A'_s = 6.79 cm^2$ – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 15 \frac{9.23 + 6.79}{100} = 2.4 cm \quad (3.29)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 15 \frac{(9.23 \cdot 14.3 + 6.79 \cdot 2.6)}{100} = 44.89 cm^2 \quad (3.30)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -2.4 + \sqrt{2.4^2 + 44.89} = 4.72 \text{ см} \quad (3.31)$$

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

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

$$I_{red,пл} = \frac{100 \cdot 4.72^3}{3} + 15 \cdot 9.23 \cdot (14.3 - 4.72)^2 + 15 \cdot 6.79 \cdot (4.72 - 2.6)^2 = 16669 \text{ см}^4$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону при $M_{max} = -31.66 \text{ кНм}$ та $M_{min} = +9.9 \text{ кНм}$

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -31.74 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0472}{166.69 \cdot 10^{-6}} = -8.979 \text{ МПа} \quad (3.33)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = +9.9 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0472}{166.69 \cdot 10^{-6}} = +2.8 \text{ МПа} \quad (3.34)$$

По табл. 3.8 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\beta_b = 1.28$ для бетону класу В35;

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

За табл. 3.9 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\varepsilon_b = 1.0$

За п. 3.26 ДБН В.2.3-14:2006

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 17.5 = 13.44 \text{ МПа} \quad (3.35)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 8.96 \text{ МПа} < 13.44 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою табл. 3.21 ДБН В.2.3-14:2006:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a'_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (3.36)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{max} = -31.66$ кНм та $M_{min} = +9.9$ кНм

$$\sigma_{s,max} = 15 \cdot (-31.74 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.20 - 0.0472 - 0.057}{166.69 \cdot 10^{-6}} = -273.79 \text{ МПа} \quad (3.37)$$

Для $M_{min} = +9.9$ кНм розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$h_{0,1} = h - a_s - \frac{d}{2} = 20 - 2 - 0.6 = 17.4 \text{ см}$$

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A'_s \cdot a'_s + A_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(9.23 \cdot 5.7 + 6.79 \cdot 17.4)}{100} = 51.23 \text{ см}^2 \quad (3.38)$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -2.4 + \sqrt{2.4^2 + 51.23} = 5.15 \text{ см} \quad (3.39)$$

$$\sigma_{s,min} = n' \cdot M_{min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 15 \cdot (9.9 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.0515 - 0.026}{166.69 \cdot 10^{-6}} = 22.74 \text{ МПа} \quad (3.40)$$

Визначення $\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{-22.74}{273.79} = -0.083$, $\beta_{\rho w} = 1$ за відсутності зварних з'єднань $\varepsilon_{\rho s} = 0.515$ табл. 3.15 ДБН В.2.3-14:2006.

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.515 \cdot 1 \cdot 400 = 206 \text{ МПа} \quad (3.41)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,max} = 273.79 \text{ МПа} < 206 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s \quad (3.42)$$

Умова міцності не виконана, необхідно збільшити армування.

Приймається наступне армування:

верхня арматура 7Ø16A400C $A_s = 14.07 \text{ см}^2$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

нижня арматура 7Ø12A400C $A'_s = 7.92 \text{ см}^2$

При згині перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{b1} \cdot R_b \quad (3.43)$$

Розрахунок виконуємо для опорного перерізу, де діють максимальний момент $M'_{\max} = -31.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$ та мінімальний $M'_{\min} = 9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Товщина плити 20 см арматура прийнята А400 Ø 16 мм, захисний шар для верхньої арматури 5 см, а для нижньої робочої арматури – 2 см. Тоді:

$$h_0 = h - 5 - \frac{d}{2} = 14.2 \text{ см}$$

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 15$ у розрахунках на витривалість приймаємо для бетону класу В35.

Площа арматури $A_s = 14.07 \text{ см}^2$ в верхній зоні та $A'_s = 7.92 \text{ см}^2$ – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 15 \frac{14.07 + 7.92}{100} = 3.3 \text{ см} \quad (3.44)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 15 \frac{(14.07 \cdot 14.2 + 7.92 \cdot 2.6)}{100} = 66.11 \text{ см}^2 \quad (3.45)$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -3.3 + \sqrt{3.3^2 + 66.11} = 5.47 \text{ см} \quad (3.46)$$

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

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$I_{red,пл} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2 = \frac{100 \cdot 5.47^3}{3} + 15 \cdot 14.07 \cdot (14.2 - 5.47)^2 + 15 \cdot 7.92 \cdot (5.47 - 2.6)^2 = 22518 \text{ см}^4$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону при $M_{max} = -31.66$ кНм та $M_{min} = +9.9$ кНм

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -31.74 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0547}{225.18 \cdot 10^{-6}} = -7.72 \text{ МПа} \quad (3.47)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = +9.9 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.0547}{225.18 \cdot 10^{-6}} = +2.4 \text{ МПа} \quad (3.48)$$

По табл. 3.38 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\beta_b = 1.28$ для бетону класу В35;

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

За табл. 3.9 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\varepsilon_b = 1.0$

За п. 3.26 ДБН В.2.3-14:2006

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 17.5 = 13.44 \text{ МПа} \quad (3.49)$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 7.72 \text{ МПа} < 13.44 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою табл. 3.21 ДБН В.2.3-14:2006:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (3.50)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{max} = -31.74$ кНм та $M_{min} = +9.9$ кНм

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\sigma_{s,\max} = 15 \cdot 31.74 \cdot 10^3 \frac{0.2 - 0.0547 - 0.058}{225.18 \cdot 10^{-6}} = 184.46 \text{ МПа}$$

Для $M_{\min}=+6.9$ кНм розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$h_{0,1} = h - a_s - \frac{d}{2} = 20 - 2 - 0.7 = 17.4 \text{ см}$$

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot a_s + A'_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(14.07 \cdot 5.8 + 7.92 \cdot 17.4)}{100} = 65.58 \text{ см}^2 \quad (3.51)$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -3.3 + \sqrt{3.3^2 + 65.58} = 5.44 \text{ см} \quad (3.52)$$

$$\sigma_{s,\min} = n' \cdot M_{\min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red}} = 15 \cdot (-9.9 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.0544 - 0.026}{225.18 \cdot 10^{-6}} = -18.89 \text{ МПа} \quad (3.53)$$

$$\rho_s = \frac{\sigma_{s,\min}}{\sigma_{s,\max}} = \frac{-18.89}{184.46} = -0.102, \quad (3.54)$$

$\varepsilon_{\rho s} = 0.509$ табл. 3.15 ДБН В.2.3-14:2006.

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.509 \cdot 400 = 203.6 \text{ МПа} \quad (3.55)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,\max} = 184.46 \text{ МПа} < 203.6 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

Умова міцності виконана.

3.1.9 Перевіряємо міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b + Q_w^r \quad (3.56)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 \quad (3.57)$$

Для ненапруженої арматури з нахилом під кутом 45° .

$$c = h_0 = 14.3 \text{ см}$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$m = 1.3 + 0.4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right) \quad (3.58)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.142^2}{0.142} = 326.6 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 1.3 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.142 = 212.29 \text{ кН} \quad (3.59)$$

Приймаємо $Q_b = 212.29 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r \quad (3.60)$$

де, $A_w^r = 14.07 \times 2 = 28.14 \text{ см}^2$ площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз

$$Q_w^r = 1000 \cdot 28.14 = 281.4 \text{ кН}$$

$$Q_b + Q_w^r = 212.29 + 281.4 = 493.69 \text{ кН} > Q = 67.15 \text{ кН}$$

міцність забезпечується.

3.1.10 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 $M_n = -19.989 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на опорі і $M_n = 6.247 \text{ кН} \cdot \text{м}$ 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 16 мм з $A_s = 14.07 \text{ см}^2$ та $R_s = 400 \text{ МПа}$ буде:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} \quad (3.61)$$

$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 14.07 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.032 \text{ м} = 3.2 \text{ см}$ – висота стиснутої зони для верхньої арматури.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 7.92 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.018 м = 1.8 см$ – висота стиснутої зони для нижньої арматури.

Робоча висота перерізу(в опорному перерізі):

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

Робоча висота перерізу (в середині прольоту):

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

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)} \quad (3.62)$$

$$\sigma_s = \frac{19.989 \cdot 10^3}{14.07 \cdot (14.3 - 0.5 \cdot 3.2)} = 112.826 МПа$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{12.493 \cdot 10^2}{6.92 \cdot (17.4 - 0.5 \cdot 1.8)} = 95.633 МПа$$

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right) \quad (3.63)$$

$$A_r = 100 \cdot \left(5 + \frac{1.6}{2} + 1.6 \right) = 1700 см^2$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(2 + \frac{1.2}{2} + 1.2 \right) = 1100 см^2$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} \quad (3.64)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$R_r = \frac{1700}{1 \cdot 7 \cdot 1.6} = 151.786 \text{ см}$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{1100}{1 \cdot 7 \cdot 1.2} = 130.952 \text{ см}$$

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

$n = 7$ – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром d ;

Коефіцієнт розкриття тріщин(в опорному перерізі):

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{R_r} \quad (3.65)$$

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{151.786} = 18.48$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{130.952} = 17.165$$

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

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s \cdot 10^{-1}} \cdot \Psi \quad (3.65)$$

$$a_{cr} = \frac{112.826}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 18.48 = 0.01 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s \cdot 10^{-1}} \cdot \Psi' = \frac{95.633}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 17.5 = 0.008 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.2 Приклад розрахунку плити армованої базальтовою арматурою

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

Приймаємо для плити:

Бетон класу В35 з:

$R_b = 17.5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt} = 1.15 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Базальтова арматура діаметром $d = 22 \text{ мм}$:

$R_s = 1100 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

Підставляємо відповідні значення в формули 3.24-3.65.

3.2.2 Розрахунок армування верхньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20 \text{ см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 6.1 = 13.9 \text{ см}$$

$$\text{де } a_s = a_b + \frac{d}{2} = 5 + \frac{2.2}{2} = 6.1 \text{ см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b = 1 \text{ м}$

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{37.32 \cdot 10^3}{17.5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.139^2} = 0.11$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.113$; $\eta_1 = 0.943$

Визначаємо ξ_y :

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{1100}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1}\right)} = 0.399$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71$;

$R_s = 1100 \text{ МПа}$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

$$\xi = 0.11 < \xi_y = 0.399 - \text{умова виконується.}$$

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{37.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{1100 \cdot 10^6 \cdot 13.9 \cdot 0.943} = 2.588 \text{ см}^2$$

Приймаємо: $A_s = 15.708$ (20 стержнів діаметром 10мм)

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2} \right)$$

$$M_u = 17.5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{1100 \cdot 15.708}{17.5 \cdot 100} \right) \cdot \left(\left(20 - 5 - \frac{2.2}{2} \right) - \left(\frac{1100 \cdot 15.708}{17.5 \cdot 100} \right) \div 2 \right) =$$

$$= 154.873 \text{ кН} \cdot \text{м} > 37.23 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{умова виконується.}$$

3.2.3 Розрахунок армування нижньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20 \text{ см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 2.8 = 17.2 \text{ см}$$

$$a'_s = a'_b + \frac{d}{2} = 2 + \frac{1.6}{2} = 2.8 \text{ см}$$

Захисний шар для верхньої та нижньої арматури відповідно дорівнюють:

$$a_b = 5 \text{ см}, a'_b = 2 \text{ см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b=1 \text{ м}$

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{23.32 \cdot 10^3}{17.5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.172^2} = 0.045$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.047$; $\eta_1 = 0.977$

Визначаємо ξ_y :

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{1100}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1}\right)} = 0.399$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71$;

$R_s = 1100 \text{ МПа}$

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

$\xi = 0.046 < \xi_y = 0.399$ - умова виконується.

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{23.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{1100 \cdot 10^6 \cdot 17.2 \cdot 0.977} = 1.262 \text{ см}^2$$

Приймаємо: $A_s = 10.048$ (20 стержнів діаметром 8мм)

Несуча здатність перерізу:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2}\right) \\ &= 17.5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{1100 \cdot 10.048}{17.5 \cdot 100}\right) \\ &\quad \cdot \left(\left(20 - 2 - \frac{1.2}{2}\right) - \left(\frac{1100 \cdot 10.048}{17.5 \cdot 100}\right) \div 2\right) = \\ &= 155.204 \text{ кН} \cdot \text{м} > 23.27 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

3.2.4 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до ДБН В.2.3-14:2009 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.

При згині перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{b1} \cdot R_b$$

Розрахунок виконуємо для опорного перерізу, де діють максимальний момент $M'_{max} = -31.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$ та мінімальний $M'_{min} = 9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 15$ у розрахунках на витривалість приймаємо для бетону класу В35.

Площа арматури $A_s = 15.708 \text{ см}^2$ в верхній зоні та $A'_s = 10.048 \text{ см}^2$ – у нижній зоні.

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 15 \cdot \frac{15.708 + 10.048}{100} = 3.863 \text{ см}$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(15.708 \cdot 13.9 + 10.048 \cdot 2.8)}{100} = 73.943 \text{ см}^2$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -3.863 + \sqrt{3.863^2 + 73.943} = 5.564 \text{ см}$$

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

$$\begin{aligned} I_{red,пл} &= \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2 \\ &= \frac{100 \cdot 5.564^3}{3} + 15 \cdot 15.708 \cdot (13.9 - 5.564)^2 + \\ &+ 15 \cdot 10.048 \cdot (5.564 - 2.8)^2 = 23266.123 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону при $M_{max} = -31.66 \text{ кНм}$ та $M_{min} = +9.9 \text{ кНм}$

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -31.74 \cdot \frac{0.05564}{23266.123 \cdot 10^{-6}} = -7.591 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = 9.9 \cdot \frac{0.05564}{23266.123 \cdot 10^{-6}} = 2.372 \text{ МПа}$$

По табл. 3.38 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\beta_b = 1.28$ для бетону класу В35;

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

За табл. 3.9 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\varepsilon_b = 1.0$

За п. 3.26 ДБН В.2.3-14:2006

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 17.5 = 13.44 \text{ МПа}$$

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 7.591 \text{ МПа} < 13.44 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою табл. 3.21 ДБН В.2.3-14:2006:

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

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{\max} = -31.74 \text{ кНм}$ та $M_{\min} = +9.9 \text{ кНм}$

$$\sigma_{s,\max} = n' \cdot M_{\max} \cdot \frac{(h - x' - a'_s)}{I_{red,пл}} = 15 \cdot (-31.74 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.2 - 0.05564 - 0.058}{23266.123 \cdot 10^{-6}} = -170.606 \text{ МПа}$$

Для $M_{\min} = +6.9 \text{ кНм}$ розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$h_{0,1} = h - a_s - \frac{d}{2} = 20 - 2 - 0.8 = 17.2 \text{ см}$$

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot a_s + A'_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(15.708 \cdot 6.1 + 10.048 \cdot 17.2)}{100} = 80.593 \text{ см}^2$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -3.863 + \sqrt{3.863^2 + 80.593} = 5.91 \text{ см}$$

$$\sigma_{s,\min} = n' \cdot M_{\min} \cdot \frac{(x'_1 - a'_s)}{I_{red,пл}} = 15 \cdot 9.9 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.05564 - 0.028}{23266.123 \cdot 10^{-6}} = 19.89 \text{ МПа}$$

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{19.89}{-170.606} = -0.117,$$

$$\varepsilon_{\rho s} = 0.515 \text{ табл. 3.15 ДБН В.2.3-14:2006.}$$

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.515 \cdot 1100 = 566.5 \text{ МПа}$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,max} = 170.606 \text{ МПа} < 566.5 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

Умова міцності виконана.

3.2.5 Перевіряємо міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b + Q_w^r$$

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

Для ненапруженої арматури з нахилом під кутом 45° .

$$c = h_0 = 13.9 \text{ см}$$

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

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.139^2}{0.139} = 319.7 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 1.3 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.139 = 207.805 \text{ кН}$$

Приймаємо $Q_b = 207.805 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r$$

де, $A_w^r = 15.708 \cdot 2 = 31.416 \text{ см}^2$ площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз

$$Q_w^r = 1000 \cdot 31.416 = 314.16 \text{ кН}$$

$$Q_b + Q_w^r = 207.805 + 314.16 = 521.965 \text{ кН} > Q = 67.15 \text{ кН}$$

міцність забезпечується.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.2.6 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 $M_n = -19.989 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на опорі і $M_n = 6.247 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в середині прольоту. Висота стиснутої зони перерізу плити з бетоном класу В35 з $R_b = 17.5 \text{ МПа}$ при армуванні базальтовою арматурою класу з $A_s = 15.708 \text{ см}^2$ та $R_s = 1100 \text{ МПа}$ буде:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{1100 \cdot 10^6 \cdot 15.708 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.099 \text{ м} = 9.9 \text{ см} - \text{висота стиснутої зони для верхньої арматури.}$$

$$x' = \frac{R_s \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{1100 \cdot 10^6 \cdot 10.048 \cdot 10^{-4}}{17.5 \cdot 10^6} = 0.063 \text{ м} = 6.3 \text{ см} - \text{висота стиснутої зони для нижньої арматури.}$$

Робоча висота перерізу(в опорному перерізі):

$$h_0 = h - a_b - \frac{d}{2} = 0.20 - 0.05 - \frac{0.022}{2} = 13.9 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу (в середині прольоту):

$$h'_0 = h - a'_b - \frac{d}{2} = 0.20 - 0.02 - \frac{0.016}{2} = 17.2 \text{ см}$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в опорному перерізі):

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \cdot (h_0 - 0.5x)}$$

$$\sigma_s = \frac{-19.989 \cdot 10^3}{15.708 \cdot (13.9 - 0.5 \cdot 9.9)} = -142.18 \text{ МПа}$$

Напруження в розтягнутій арматурі (в середині прольоту):

$$\sigma'_s = \frac{M'_n}{A'_s \cdot (h'_0 - 0.5x')} = \frac{12.493 \cdot 10^2}{10.048 \cdot (17.2 - 0.5 \cdot 6.3)} = 88.49 \text{ МПа}$$

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Площа зони взаємодії (в опорному перерізі):

$$A_r = b \cdot \left(a_b + \frac{d}{2} + d \right)$$

$$A_r = 100 \cdot \left(5 + \frac{2.2}{2} + 2.2 \right) = 830 \text{ см}^2$$

Площа зони взаємодії (в середині прольоту):

$$A'_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + d \right) = 100 \cdot \left(2 + \frac{1.6}{2} + 1.6 \right) = 440 \text{ см}^2$$

Радіус армування (в опорному перерізі):

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d}$$

$$R_r = \frac{830}{1 \cdot 20 \cdot 2.2} = 18.86 \text{ см}$$

Радіус армування (в середині прольоту):

$$R'_r = \frac{A'_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{440}{1 \cdot 20 \cdot 1.6} = 13.75 \text{ см}$$

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

$n = 20$ – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром d ;

Коефіцієнт розкриття тріщин(в опорному перерізі):

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

$$\Psi = 1.5 \cdot \sqrt{18.86} = 6.515$$

Коефіцієнт розкриття тріщин(в середині прольоту):

$$\Psi' = 1.5 \cdot \sqrt{R'_r} = 1.5 \cdot \sqrt{13.75} = 5.562$$

Ширина розкриття тріщин при $E_s = 6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$:

в опорному перерізі:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s \cdot 10^{-1}} \cdot \Psi$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$a_{cr} = \frac{142.18}{6 \cdot 14 \cdot 10^{-1}} \cdot 6.515 = 0.015 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

в середині прольоту:

$$a'_{cr} = \frac{\sigma'_s}{E_s \cdot 10^{-1}} \cdot \Psi' = \frac{88.49}{6 \cdot 10^4 \cdot 10^{-1}} \cdot 5.562 = 0.008 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см}$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

3.3 Висновки до розділу №3

Результати виведемо в таблиці:

Таблиця 3.3 – Результати розрахунку на міцність верхньої і нижньої зони плити

Плита	Несуча здатність верхньої зони плити, кН*м	Максимальний момент в верхній зоні плити, кН*м	Несуча здатність нижньої зони плити, кН*м	Максимальний момент в нижній зоні плити, кН*м
ПС-1.6	71.386	37.32	52.193	23.325
ПБ-1.6	154.873	37.32	155.204	23.325
ПС-1.8	70.868	39.806	52.256	24.879
ПБ-1.8	158.329	39.806	156.309	24.879
ПС-2.0	70.868	53.523	52.256	33.452
ПБ-2.0	181.409	53.523	215.349	33.452
ПС-2.1	70.868	56.428	52.256	35.268
ПБ-2.1	171.461	56.428	206.648	35.268

Таблиця 3.4 – Результати розрахунку арматури і бетону на витривалість

Плита	Несуча здатність бетону, мПа	Напруження в бетоні, мПа	Несуча здатність арматури, мПа	Напруження в арматурі, мПа
ПС-1.6	13.44	7.631	206	183.182
ПБ-1.6	13.44	7.591	566.5	170.606
ПС-1.8	13.44	8.025	206	191.753
ПБ-1.8	13.44	7.65	566.5	174.302
ПС-2.0	13.44	8.269	206.8	197.589
ПБ-2.0	13.44	6.246	568.7	123.603
ПС-2.1	13.44	8.374	206.8	200.09
ПБ-2.1	13.44	6.916	568.7	130.731

Таблиця 3.5 – Розрахунок плити на міцність за поперечною силою

Плита	Несуча здатність, кН	Поперечна сила, кН
ПС-1.6	494.985	67.153
ПБ-1.6	521.965	67.153
ПС-1.8	493.69	69.717
ПБ-1.8	524.955	69.717
ПС-2.0	493.69	133.807
ПБ-2.0	667.44	133.807
ПС-2.1	493.69	134.353
ПБ-2.1	661.46	134.353

Таблиця 3.6 – Розрахунок плити на тріщиностійкість

Плита	Допустиме розкриття тріщин, см	Розкриття тріщин в верхній зоні плити, см	Розкриття тріщин в нижній зоні плити, см
ПС-1.6	0.02	0.007	0.005
ПБ-1.6	0.02	0.015	0.008
ПС-1.8	0.02	0.007	0.004
ПБ-1.8	0.02	0.017	0.009
ПС-2.0	0.02	0.01	0.007
ПБ-2.0	0.02	0.023	0.009
ПС-2.1	0.02	0.01	0.007
ПБ-2.1	0.02	0.022	0.009

Таблиця 3.7 – Відомість витрати матеріалу на плиту з довжиною 21 м, кг

Плита	Ø8A400C	Ø10A400C	Ø12A400C	Ø16A400C	Всього
ПС-1.6			3451	2517	5968
ПБ-1.6	557	616			1173
ПС-1.8			3916	2787	6703
ПБ-1.8	626	683			1309
ПС-2.0			4287	3056	7343
ПБ-2.0	234	750	1072		2056
ПС-2.1			4481	3190	7671
ПБ-2.1	245	784	1120		2149

Таблиця 3.8 – Вартість арматури ПС – 1.6

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/кг	Вартість, грн	Всього, грн
Ø12A400C	3451	3885	15	58275	82170
Ø16A400C	2517	1593	15	23895	

Таблиця 3.9 – Вартість арматури ПБ – 1.6

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/п.м.	Вартість, грн	Всього, грн
АНПБ-08-6000	557	6702	14.81	99257	201698
АНПБ-10-6000	626	4493	22.80	102441	

Таблиця 3.10 – Вартість арматури ПС – 1.8

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/кг	Вартість, грн	Всього, грн
Ø12A400C	3916	4409	15	66135	92595
Ø16A400C	2787	1764	15	26460	

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 3.11– Вартість арматури ПБ – 1.8

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/п.м.	Вартість, грн	Всього, грн
АНПБ-08-6000	626	7335	14.81	108632	222222
АНПБ-10-6000	683	4982	22.80	113590	

Таблиця 3.12 – Вартість арматури ПС – 2.0

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/кг	Вартість, грн	Всього, грн
Ø12A400C	4287	4827	15	72405	101415
Ø16A400C	3056	1934	15	29010	

Таблиця 3.13– Вартість арматури ПБ – 2.0

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/п.м.	Вартість, грн	Всього, грн
АНПБ-08-6000	234	2816	14.81	41705	341327
АНПБ-10-6000	750	5470	22.80	124716	
АНПБ-12-6000	1072	5495	31.83	174906	

Таблиця 3.14 – Вартість арматури ПС – 2.1

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/кг	Вартість, грн	Всього, грн
Ø12A400C	4481	5046	15	75690	105975
Ø16A400C	3190	2019	15	30285	

Таблиця 3.15– Вартість арматури ПБ – 2.1

Арматура	Вага, кг	Довжина, м	Вартість, грн/п.м.	Вартість, грн	Всього, грн
АНПБ-08-6000	245	2946	14.81	43631	356747
АНПБ-10-6000	784	5717	22.80	130348	
АНПБ-12-6000	1120	5742	31.83	182768	

Отримавши результати можемо сказати, що КБА значно підвищує міцність перерізу плити, але чим більший розрахунковий прогін ти складніше забезпечити витривалість конструкції. Найгірша ситуація з тріщиностійкістю. Через те що КБА має в декілька разів менший модуль пружності забезпечити тріщиностійкість можна лише армуючи плиту великою кількістю стержнів малого діаметру. Розрахункові прогони 2.0 м. і 2.1 м. взагалі забезпечити тріщиностійкістю не вдалося.

Зважаючи на все вищесказане робимо висновок, що використовувати КБА в будівництві плити проїзду є доцільним але лише при невеликих відстанях між головними балками.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 4

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ НЕЗНІМНОЮ ОПАЛУБКОЮ

4.1 Розрахунок плити з металевою незнімною опалубкою

В даній конструкції плити ми використовуємо профільований настил у якості арматури нижньої зони плити.

Розрахунковий прогін плити дорівнює прольоту в просвіті між балками
 $l_p = 1.6\text{м}$

Визначаємо нормативний момент всередині прогону плити від постійного навантаження:

$$M_{g,n} = \frac{g_n \cdot l_p^2}{8} = \frac{7.72 \cdot 1.6^2}{8} = 2.47 \text{кН} \cdot \text{м} \quad (4.1)$$

Розрахунковий момент від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{g \cdot l_p^2}{8} = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} = 3.718 \text{кН} \cdot \text{м} \quad (4.2)$$

Збір тимчасових навантажень.

4.1.1 1-й Випадок завантаження (В прогоні плити розміщена одна колія навантаження АК-15)

Розрахунковий прогін плити

$$l_p = 1.6\text{м}$$

$$\frac{\nu}{2} = \frac{0.98 \cdot K}{2} = \frac{0.98 \cdot 15}{2} = 7.35 \text{кН/м} \quad (4.3)$$

$$\frac{P}{2} = \frac{9.81 \cdot K}{2} = \frac{9.81 \cdot 15}{2} = 73.575 \text{кН/м} \quad (4.4)$$

					011.170008.MP.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	Розділ № 4 ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛИТИ НЕЗНІМНОЮ ОПАЛУБКОЮ			
Розробив	Константино							
Керівник	Марочка В.В.							
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников							

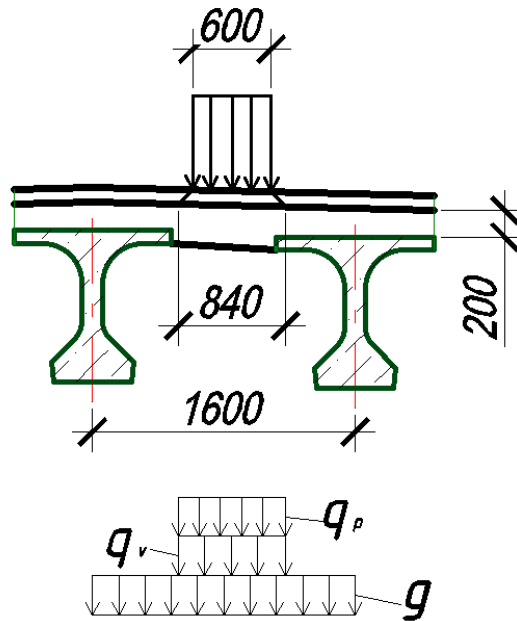


Рисунок 4.2 – Схема навантаження плити однією смугою АК-15
ширина площадки розподілу навантаження вздовж прогону плити:

$$b_1 = b + 2H = 0.6 + 2 \cdot 0.12 = 0.84 \text{ м} \quad (4.5)$$

Поперек прогону плити:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_p}{3} = 0.2 + 2 \cdot 0.12 + \frac{1.6}{3} = 0.973 \text{ м} \quad (4.6)$$

$$a_1 \geq \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 1.6 = 1.07 \quad (4.7)$$

Приймаємо $a_1 = 1.067 \text{ м}$;

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

$$q_v = \frac{v/2}{b_1} \cdot 1 = \frac{7.35}{0.84} \cdot 1 = 8.75 \text{ кН/м} \quad (4.8)$$

Інтенсивність навантаження від одного колеса тандему з тиском на вісь
 $P_{AT} = 147.15 \text{ кН}$:

$$q_p = \frac{P_{AT}}{2 \cdot a_1 \cdot b_1} = \frac{147.15}{2 \cdot 1.067 \cdot 0.84} = 82.09 \text{ кН/м} \quad (4.9)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Нормативний згинаючий момент в середині прогону

$$M_0^H = \frac{q^H \cdot l_p^2}{8} + (q_v + q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (4.10)$$

$$M_0^H = \frac{7.72 \cdot 1.6^2}{8} + (8.75 + 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 24.987 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (\gamma_{f,v} \cdot q_v + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (4.11)$$

$$M_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} + (1.5 \cdot 8.75 + 1.3 \cdot 1.5 \cdot 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 46.65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прогону для розрахунку на витривалість:

$$M_0' = ((1 + \mu) \cdot \gamma_{f,p} \cdot q_p) \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5 \cdot b_1}{4} \quad (4.12)$$

$$M_0' = (1.3 \cdot 1.5 \cdot 82.09) \cdot 0.84 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 0.84}{4} = 39.679 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Динамічний коефіцієнт для тандему $(1 + \mu) = 1.3$ табл. 17.2 ДБН В.1.2-15:2009

Динамічний коефіцієнт для смугового навантаження $(1 + \mu) = 1.0$ табл. 17.2 ДБН В.1.2-15:2009

Динамічний коефіцієнт для розрахунку на витривалість $(1 + \mu) = 1.0$ п.18.1 ДБН В.1.2-15:2009

Відповідно до п 18.1 ДБН В.1.2-15:2009 оцінка витривалості конструкцій моста виконується від навантаження тільки одного тандему АК незалежно від кількості смуг навантаження на мості. ТанDEM з тиском на вісь 15 т має відбитки (в плані) коліс 20x60 см.

Розрахункове навантаження на вісь P_f слід виконувати за формулою:

$$P_f = P_n \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot (1 + \mu) \quad (4.13)$$

де, $P_n = 15$ т – характеристичне навантаження на вісь;

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\gamma_s = 1.0;$$

$$\gamma_f = 1.0;$$

4.1.2 2-й Випадок завантаження: (В прогоні плити розміщені дві колії навантаження АК-15)

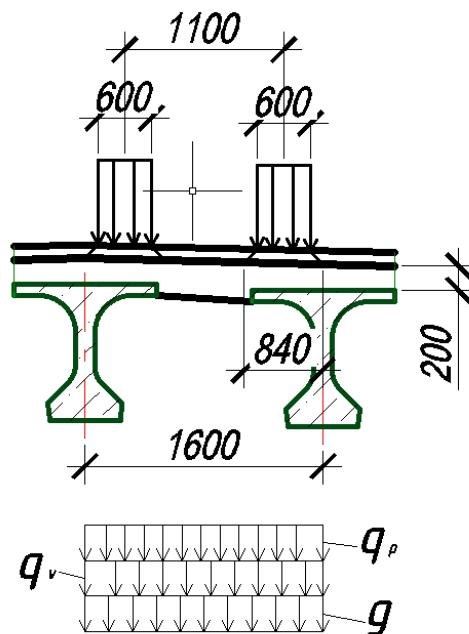


Рисунок 4.3 – Схема завантаження плити двома смугами АК-15.

Визначаємо загальну площадку розподілення тиску від двох колій (коліс) шириною

$$b_2 = 1.1 + b_1 = 1.1 + 0.84 = 1.94 \text{ м} \quad (4.14)$$

де, $b_1 = 0.84 \text{ м}$ - з розрахунку за першим випадком завантаження;

умова $b_2 \leq l_p$ не виконується $1.94 \leq 1.6$

4.1.3 3-й Випадок завантаження: (В прогоні плити розміщене одне колесо навантаження НК-80)

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

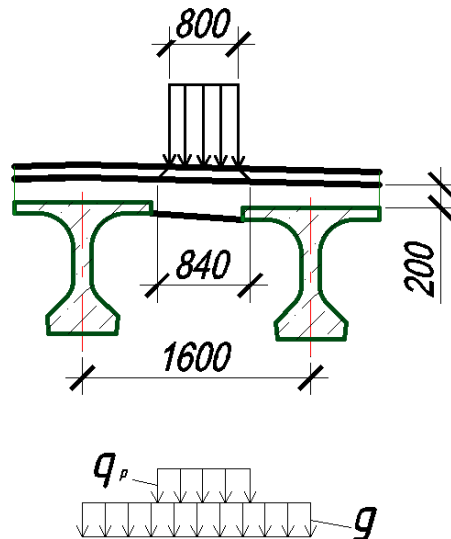


Рисунок 4.4 – Схема для визначення згинального моменту від навантаження НК-80

При ширині колеса $b = 0.8\text{ м}$ та тиск, що розподіляється від нього в товщі дорожнього одягу $H = 0.12\text{ м}$ під кутом 45° ;

$$b_1 = b + 2H = 0.8 + 2 \cdot 0.12 = 1.04\text{ м} \quad (4.15)$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення співпадає з шириною площадки для колеса тандему АК-15 $a_1 = 1.07\text{ м}$, а тому може дорівнювати $\frac{2}{3} \cdot l_p = 1.07\text{ м}$, але не більше ніж відстань між колесами 1.2 м .

В нашому випадку приймаємо спільну площадку з розмірів вздовж руху:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + a + 2H + \frac{l_p}{3} \quad (4.16)$$

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + 0.2 + 2 \cdot 0.12 + \frac{1.6}{3} = 4.57 \leq 3 \cdot 1.2 + \frac{2 \cdot l_p}{3} = 4.67$$

Приймаємо: $a_1 = 4.67\text{ м}$

При розташуванні колеса біля опори:

$$a_1 = 3 \cdot 1.2 + \frac{l_p}{3} = 3 \cdot 1.2 + \frac{1.6}{3} = 4.13\text{ м} \quad (4.17)$$

Інтенсивність навантаження на 1 м^2 :

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$q_p = \frac{n_p \cdot P_{HK} / 2}{a_1 \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.67 \cdot 1.04} = 82.42 \text{ кПа} \quad (4.18)$$

Динамічний коефіцієнт для НК-80 $(1 + \mu) = 1$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прогону плити:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot q_p \cdot b_1 \cdot \frac{l_p - 0.5b_1}{4} \quad (4.19)$$

$$M_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6^2}{8} + 1 \cdot 1 \cdot 82.42 \cdot 1.04 \cdot \frac{1.6 - 0.5 \cdot 1.04}{4} = 26.86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила біля опори:

$$y_3 = \frac{1(l_p - 1.04/2)}{l_p} = \frac{1(1.6 - 1.04/2)}{1.6} = 0.675 \quad (4.20)$$

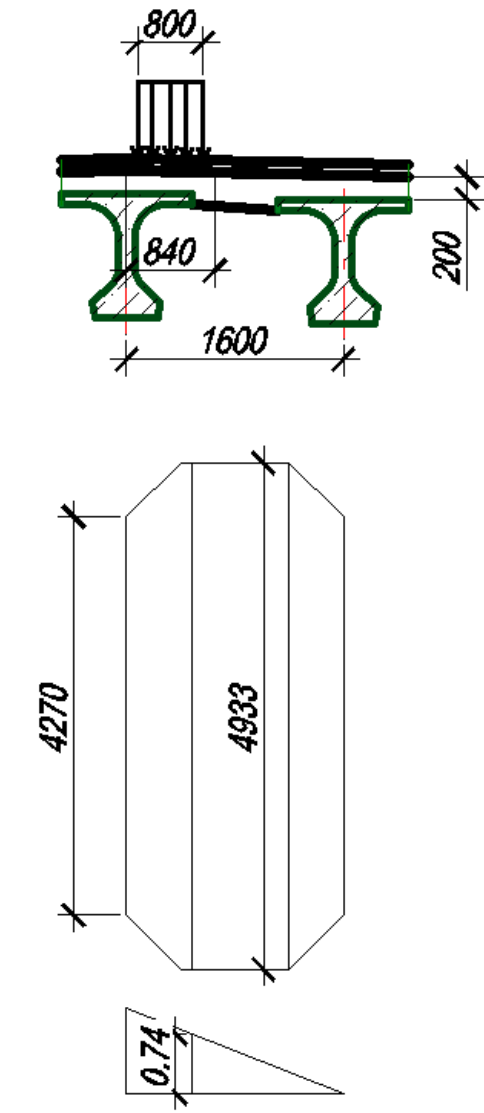


Рисунок 4.5 – Схема для визначення поперечної сили від навантаження НК-80

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$Q_0 = \frac{q \cdot l_p}{2} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f.p} \cdot \frac{4 \cdot P_{HK} / 2}{a_1} \cdot y_3 \quad (4.20)$$

$$Q_0 = \frac{11.62 \cdot 1.6}{2} + 1 \cdot \frac{4 \cdot 200 / 2}{4.67} \cdot 0.675 = 67.15 \text{ кН}$$

Отримані значення моментів і поперечних сил зводимо в таблицю:

Таблиця 4.1 – Моменти і поперечні сили від навантажень (АК-15, НК-80)

Нормативні або розрахункові зусилля	I випадок А-11 (1 колесо)	II випадок А-11 (2 колеса)	III випадок НК-80
1	2	3	4
$M_0^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	24.98	-	-
$M_0, \text{кН} \cdot \text{м}$	46.65	-	26.86
$M_q^H, \text{кН} \cdot \text{м}$	2.47	-	2.47
$M_q, \text{кН} \cdot \text{м}$	3.72	-	3.72
$Q, \text{кН}$	-	-	67.15

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

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

Момент інерції на кручення :

$$I_k = \frac{1}{3} \times \left(\frac{b}{\delta} - 0.63 \right) \times \delta^4 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{160}{20} - 0.63 \right) \times 20^4 = 393067 \text{ см}^4 \quad (4.21)$$

Циліндрична жорсткість плити:

$$D = \frac{E_b \times h_f^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{E_b \times 20^3}{12(1 - 0.2^2)} = 694 E_b \quad (4.22)$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$n_1 = 0.001 \times \frac{Dl_p^3}{G_b I_k} = 0.001 \times \frac{694 E_b \times 160^3}{0.42 E_b \times 393067} = 17.22 \quad (4.23)$$

де E_b - початковий модуль пружності бетону;

$G_b = 0.4 E_b$ - модуль зсуву бетону;

$\nu = 0.2$ - коефіцієнт Пуассона для бетону.

При $n_1 = 17.22 < 30$:

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

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

При $n_1 = 17.22 < 30$ згинальний момент з врахуванням поправочного коефіцієнта α (згідно таблиці 1) та максимальних моментів в розрізній схемі:

- Біля опори при $\alpha = -0.8$ та $\alpha = +0.25$

$$M_n = -0.8(24.98) = -19.98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_n = 0.25(24.98) = 6.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = -0.8(46.65) = -37.32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.25(46.65) = 11.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.8(39.68) = -31.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.25(39.68) = 9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- В середині прольоту при $\alpha = +0.5$ та $\alpha = -0.25$

$$M_n = 0.5(24.98) = 12.49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_n = -0.25(24.98) = -6.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 0.5(46.65) = 23.32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M = -0.25(46.65) = -11.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = 0.5(39.68) = 19.84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M' = -0.25(39.68) = -9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила визначається як в однопрогоновій балці без урахування нероз різності. Біля опори $Q = Q_0 = 67.11 \text{ кН}$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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

Приймаємо для плити:

Бетон класу В35 з:

$R_b = 17.5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону стисненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

$R_{bt} = 1.15 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону розтягненню в розрахунках за першою групою граничних станів;

Арматура класу А400С діаметром $d=14\text{мм}$:

$R_s = 400 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір арматури розтягненню при розрахунках за першою групою граничних станів;

4.1.5 Розрахунок армування верхньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20\text{см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 5.7 = 14.3\text{см} \quad (4.24)$$

$$\text{де } a_s = a_b + \frac{d}{2} = 5 + \frac{1.4}{2} = 5.7\text{см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b=1\text{м}$

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{37.32 \cdot 10^3}{17.5 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.143^2} = 0.104 \quad (4.25)$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.11$; $\eta_1 = 0.945$

Визначаємо ξ_y :

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1}\right)} = 0.553 \quad (4.26)$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71$;

$R_s = 400 \text{ МПа}$

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\xi = 0.11 < \xi_y = 0.553 \text{ - умова виконується.}$$

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{37.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 14.3 \cdot 0.945} = 6.904 \text{ см}^2 \quad (4.27)$$

За сортаментом для армування верхньої частини плити приймаємо арматуру класу 6A400C Ø14мм $A_s = 9.23 \text{ см}^2$

В якості розподільчої арматури приймаємо Ø12мм з кроком 200 мм арматури класу A400C. Тоді $A_{sp} = 5.65 \text{ см}^2$

Несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h'_0 - \frac{x'}{2} \right) \quad (4.28)$$

$$M_u = 17.5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{400 \cdot 9.23}{17.5 \cdot 100} \right) \times \left(\left(20 - 5 - \frac{1.4}{2} \right) - \left(\frac{400 \cdot 9.23}{17.5 \cdot 100} \right) \div 2 \right) =$$

$$= 4890716 \text{ Н} \cdot \text{см} = 48.9 \text{ кН} \cdot \text{м} > 37.23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

4.1.6 Розрахунок армування нижньої зони плити

За товщини плити $h_f = 20 \text{ см}$; робоча висота плити

$$h_0 = h - a_s = 20 - 1.1 = 18.9 \text{ см}$$

$$a'_s = 1.1 \text{ см}$$

Розрахунок проводимо для перерізу шириною: $b=1 \text{ м}$

Обчислимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{23.32 \cdot 10^3}{17.5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.189^2} = 0.037 \quad (4.29)$$

За знайденим α_0 визначаємо $\xi = 0.038$; $\eta_1 = 0.981$

Визначаємо ξ_y :

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{4000}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.71}{1.1} \right)} = 0.553 \quad (4.30)$$

$$\text{де } \omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71;$$

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$R_s = 400 \text{ МПа}$$

$\sigma_2 = 500 \text{ МПа}$ - граничне напруження в арматурі стислої зони.

$\xi = 0.037 < \xi_y = 0.553$ - умова виконується.

Знаходимо необхідну з умов міцності площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{23.32 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^6 \cdot 18.9 \cdot 0.981} = 3.145 \text{ см}^2 \quad (4.31)$$

Приймаємо: $A_s = 4.5$ (профлист товщиною 0.4 мм)

Несуча здатність перерізу:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b \cdot b \cdot x' \cdot \left(h_0 - \frac{x'}{2} \right) \\ &= 17.5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{400 \cdot 4.5}{17.5 \cdot 100} \right) \cdot \left((20 - 1.1) - \left(\frac{400 \cdot 4.5}{17.5 \cdot 100} \right) \div 2 \right) = \\ &= 33.094 \text{ кН} \cdot \text{м} > 23.27 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

4.1.7 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

У відповідності до ДБН В.2.3-14:2009 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.

При згині перевірка за бетоном:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq \gamma_{b1} \cdot R_b \quad (4.32)$$

Розрахунок виконуємо для опорного перерізу, де діють максимальний момент $M'_{\max} = -31.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$ та мінімальний $M'_{\min} = 9.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Коефіцієнт відношення модулів пружності $n' = \frac{E_s}{E_b} = 15$ у розрахунках на витривалість приймаємо для бетону класу В35.

Площа арматури $A_s = 14.06 \text{ см}^2$ в верхній зоні та $A'_s = 4.5 \text{ см}^2$ – у нижній зоні.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра тяжіння перерізу:

$$r = n' \cdot \frac{A_s + A'_s}{b} = 15 \cdot \frac{14.06 + 4.5}{100} = 2.784 \text{ см} \quad (4.33)$$

Знаходимо статичний момент площі перерізу арматури:

$$S_a = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'_s)}{100} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(14.06 \cdot 18.9 + 4.5 \cdot 1.1)}{100} = 61.802 \text{ см}^2 \quad (4.34)$$

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

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a} = -2.784 + \sqrt{2.784^2 + 61.802} = 5.556 \text{ см}$$

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

$$\begin{aligned} I_{red,пл} &= \frac{b \cdot x'^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (x' - a'_s)^2 \\ &= \frac{100 \cdot 5.556^3}{3} + 15 \cdot 14.06 \cdot (18.9 - 5.556)^2 + \\ &+ 15 \cdot 4.5 \cdot (5.556 - 1.1)^2 = 23182.134 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Визначення $\sigma_{b,max}$ та $\sigma_{b,min}$ для бетону при $M_{max} = -31.66$ кНм та $M_{min} = +9.9$ кНм

$$\sigma_{b,max} = M_{max} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = -31.74 \cdot \frac{0.05556}{23182.134 \cdot 10^{-6}} = -7.608 \text{ МПа} \quad (4.35)$$

$$\sigma_{b,min} = M_{min} \cdot \frac{x'}{I_{red,пл}} = 9.9 \cdot \frac{0.05556}{23182.134 \cdot 10^{-6}} = 2.377 \text{ МПа} \quad (4.36)$$

По табл. 3.38 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\beta_b = 1.28$ для бетону класу В35;

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

За табл. 3.9 ДБН В.2.3-14:2006 знаходжу $\varepsilon_b = 1.0$

За п. 3.26 ДБН В.2.3-14:2006

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 17.5 = 13.44 \text{ МПа} \quad (4.37)$$

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перевірка умови міцності бетону плити на витривалість:

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' = 7.608 \text{ МПа} < 13.44 \text{ МПа}$$

Умову виконано.

Перевіряємо умову міцності арматури плити на витривалість:

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість за формулою табл. 3.21 ДБН В.2.3-14:2006:

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_s) \leq m_{as1} \cdot R_s \quad (4.38)$$

Визначення максимальних та мінімальних напружень в арматурі при $M_{max} = -31.74 \text{ кНм}$ та $M_{min} = +9.9 \text{ кНм}$

$$\sigma_{s,max} = n' \cdot M_{max} \cdot \frac{(h - x' - a'_s)}{I_{red,пл}} = 15 \cdot (-31.74 \cdot 10^3) \cdot \frac{0.2 - 0.05556 - 0.011}{23182.134 \cdot 10^{-6}} = -179.599 \text{ МПа}$$

Для $M_{min} = +6.9 \text{ кНм}$ розтягнутою буде нижня арматура, тоді:

$$S_{a,1} = 2 \cdot n' \cdot \frac{(A_s \cdot a_s + A'_s \cdot h_{0,1})}{b} = 2 \cdot 15 \cdot \frac{(14.06 \cdot 5.7 + 4.5 \cdot 18.9)}{100} = 49.558 \text{ см}^2 \quad (4.39)$$

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

$$x'_1 = -r + \sqrt{r^2 + S_{a,1}} = -2.784 + \sqrt{2.784^2 + 49.558} = 4.786 \text{ см} \quad (4.40)$$

$$\sigma_{s,min} = n' \cdot M_{min} \cdot \frac{(x' - a'_s)}{I_{red,пл}} = 15 \cdot 9.9 \cdot 10^3 \cdot \frac{0.05556 - 0.011}{23182.134 \cdot 10^{-6}} = 23.66 \text{ МПа} \quad (4.41)$$

$$\rho_s = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{23.66}{-179.599} = -0.132, \quad (4.42)$$

$\varepsilon_{\rho s} = 0.515$ табл. 3.15 ДБН В.2.3-14:2006.

$$m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s = 0.515 \cdot 400 = 206 \text{ МПа} \quad (4.43)$$

Перевірка умови міцності арматури плити на витривалість:

$$\sigma_{s,max} = 179.599 \text{ МПа} < 206 \text{ МПа} = m_{as,1} \cdot R_s = \varepsilon_{\rho s} \cdot \beta_{\rho w} \cdot R_s$$

					011.170008.МР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Умова міцності виконана.

4.1.8 Перевіряємо міцності перерізу плити за поперечною силою

$$Q \leq Q_b + Q_w^r \quad (4.44)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 \quad (4.45)$$

Для ненапруженої арматури з нахилом під кутом 45° .

$$c = h_0 = 14.3 \text{ см}$$

$$m = 1.3 + 0.4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right) \quad (4.46)$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.143^2}{0.143} = 328.9 \text{ кН}$$

$$m \cdot R_{bt} \cdot b h_0 = 1.3 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.143 = 213.785 \text{ кН}$$

Приймаємо $Q_b = 213.785 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r \quad (4.47)$$

де, $A_w^r = 14.06 \cdot 2 = 28.12 \text{ см}^2$ площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз

$$Q_w^r = 1000 \cdot 28.12 = 281.2 \text{ кН}$$

$$Q_b + Q_w^r = 213.785 + 281.2 = 494.985 \text{ кН} > Q = 67.15 \text{ кН}$$

міцність забезпечується.

Розрахунок виконуємо 3 рази, кожен раз використовуючи опалубку з іншими геометричними характеристиками (Н45, Н60, Н75).

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4.2 Висновки до розділу № 4

Результати розрахунку наведені в таблицях 4.2, 4.3, 4.4:

Таблиця 4.2 – Результати розрахунку на міцність верхньої і нижньої зони плити

Плита	Несуча здатність верхньої зони плити, кН*м	Максимальний момент в верхній зоні плити, кН*м	Несуча здатність нижньої зони плити, кН*м	Максимальний момент в нижній зоні плити, кН*м
ПС-1.6-Н45	71.386	37.32	33.094	23.325
ПС-1.6-Н60	71.386	37.32	37.311	23.325
ПС-1.6-Н75	71.386	37.32	50.819	23.325

Таблиця 4.3 – Результати розрахунку арматури і бетону на витривалість

Плита	Несуча здатність бетону, МПа	Напруження в бетоні, МПа	Несуча здатність арматури, МПа	Напруження в арматурі, МПа
ПС-1.6-Н45	13.44	7.608	206	179.599
ПС-1.6-Н60	13.44	7.627	206	180.706
ПС-1.6-Н75	13.44	7.655	206	183.178

Таблиця 4.4 – Розрахунок плити на міцність за поперечною силою

Плита	Несуча здатність, кН	Поперечна сила, кН
ПС-1.6-Н45	494.985	67.153
ПС-1.6-Н60	494.985	67.153
ПС-1.6-Н75	494.985	67.153

Таблиця 4.5 – Порівняння вартості об'єму профлиста і арматури нижньої зони плити необхідних для її армування

Назва плити	Об'єм матеріалу, м ²	Вартість, грн/м ²	Загальна вартість
Ø12A400C	-	-	58275
Н45	227	126	28602
Н60		157	35639
Н75		369	83763

Розрахунок на тріщиностійкість не виконується оскільки захисного шару немає, а роль антикорозійного захисту виконує оцинковка сталевих профільованого настилу.

Отримані результати з використанням профлиста показують, що він цілком заміняє арматуру нижньої зони плити, а це означає що використання профільованого металевих настилу в конструкції плити проїзду автодорожнього мосту є доцільним і досить перспективним.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Вимоги безпеки праці під час монтажу плити проїзду на автодорожньому мосту

Роботи:

бетонні, арматурні, опалубні.

Машини і механізми:

Автокран, автобетоновоз, бетононасос, глибинний і поверхневий вібратори.

Небезпечні та шкідливі фактори:

Висота, падіння будматеріалів на працівників, небезпека наїзду механізмів на працівників, небезпека розриву стропи під час підйому вантажу, небезпека перекидання автокрану.

5.1.1 Спорудження монолітних конструкцій(погоновабудова)

Під час виконання бетонних і залізобетонних робіт передбачаються заходи, які забезпечують безпеку виробничого процесу і запобігають можливому впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працівників згідно з ГОСТ 12.0.003-74 – «Небезпечні і шкідливі виробничі фактори. Класифікація».

Указані роботи виконуються згідно з вимогами НПАОП 45.2-7.02-12 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», ДБН В.2.6-98:2009 – «Бетонні та залізобетонні конструкції», ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 – «Керівництво по виконанню робіт при будівництві мостів і труб», НПАОП 45.21-1.03-98 – «Правила безпеки при будівництві мостів».

Приготування бетонної суміші проводиться у механізованих установках.

Повітря в закритих приміщеннях, в яких проводяться дроблення, розмелювання та роботи з цементом і пилоподібними домішками, повинно

					011.170008.MP.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Константинов				Розділ №5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник	Марочка В.В.							
Керів.розділу	Заяц Ю.Л.							
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников							

відповідати вимогам ГОСТ 12.1.005-88 – «Загальні санітарно-гігієнічні вимоги до повітря робочої зони».

Чищення барабанів і ємностей змішувальних машин під час роботи дозволяється після зупинення машин. Для машин з електроприводом передбачаються заходи, які перешкоджають подаванню напруги на електроприводи під час чищення.

На пультах управління вивішуються плакати “Не включати – працюють люди”.

Двосторонні верстати для заготовлення арматури розділяються металевою захисною сіткою з чарунками не більше 50x50 мм і висотою 1 м.

Верстати для правлення, різання та гнуття арматури закріплюються на фундаменті. На верстатах або біля них вивішуються таблички з зазначенням максимально допустимих діаметрів і марки сталі арматури за сертифікатом заводу-виготовлювача.

Бухтотримачі для розмотування мотків арматури встановлюються на відстані 1,5 м від верстата для правки арматури на висоті не більше 50 см від підлоги і огорожуються.

Між бухтотримачем і правильним барабаном верстата встановлюються направляючі пристрої (труба, кільце) для обмеження довільного руху арматури, що розмотують.

Верстати для правлення, різання та гнуття арматури обладнуються пневмовідсмоктувачами для видалення металевого пилу та окалини. Під час видалення пилу та окалини працівники користуються спеціальними щітками, захисними окулярами та респіраторами.

Перед пуском верстата арматурники перевіряють справність гальмових і пускових пристроїв, кінцевих вимикачів, наявність захисних кожухів і огорожень, правильну установку ножів. Пускові пристрої верстатів розміщуються безпосередньо на робочому місці.

Місце переходу арматурної сталі з бухтотримача на барабан огорожується.

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Високоміцний дріт дозволяється різати арматурними ножицями і дисковими електропилками, допускається кисневе різання.

Різання електродуговим способом не допускається. Дискова пилка огорожується у верхній частині суцільним кожухом.

Не допускається підтримувати і направляти руками захисні сітки та інші огороження працюючих верстатів.

Не дозволяється різання арматури на верстатах з затупленими або вибитими різальними поверхнями ножів: ножі підтягуються болтами до упору, а зазор між ножами не повинен перевищувати паспортних даних.

Під час роботи на приводному верстаті для гнуття арматури не допускається переставляти пальці або закладати арматуру під час обертання диску. Пальці повинні щільно входити в гнізда і відповідати діаметру стрижнів, що загинаються.

Під час роботи на верстатах для гнуття арматурних сіток не допускається їх провисання і обов'язково застосовуються підставки.

Під час збирання арматурних каркасів поза опалубкою роботи ведуться відповідно до вимог технологічної карти.

Монтажні петлі, які закладаються в елементи каркасів і блоків, що виготовляються, не повинні мати тріщин, раковин, надрізів та інших дефектів.

У разі висоти конструкції більше 5 м монтаж (демонтаж) опалубки проводиться працівниками-верхолазами з застосуванням запобіжних поясів. Згідно НПАОП 0.00-1.15-07 – «Правила охорони праці під час робіт на висоті».

Переміщення і монтаж великогабаритних секцій опалубки проводиться особами, відповідальними за проведення робіт.

Під час улаштування утепленої опалубки із застосуванням скловати й інших аналогічних матеріалів використовуються засоби індивідуального захисту.

Робоче місце (робоча зона) під час монтажу (демонтажу) опалубки повинно задовольняти таким вимогам:

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- під час проведення робіт одночасно у декількох ярусах працівники захищаються від можливого падіння інструментів і матеріалів шляхом улаштування бортових огорожень, захисних козирків і т. ін.;
- інвентар, пристосування та інструменти розміщують у визначених місцях. Ручні інструменти зберігають у спеціальних переносних чи контейнерних ящиках. Рукоятки інструментів фарбуються в яскраві кольори.

Щитова металева опалубка, що шарнірно розкривається, страхується клітьми чи обладнанням (фаркопфні стяжки і т. ін.).

Слід забезпечити безпечний спосіб відривання щитів від бетону.

Перевезення бетонної суміші автосамоскидами допускається в герметизованих кузовах.

Знаходження працівника на піднятому кузові автосамоскида для очищення його від бетону не допускається.

Рух автомобілів по естакадах для подачі бетонної суміші, обладнаних відбійними (з боків) і упорними (з торця) брусами, допускається із швидкістю не більше 3 км/год. Висота та міцність відбійних брусів визначається в робочій документації.

Під час подавання бетонної суміші автосамоскидами з естакад рух людей по них не допускається.

Перед подаванням бетонної суміші бетононасосами необхідно:

випробувати всю систему бетоноводу гідравлічним тиском, який в 1,5 рази перевищує робочий;

залишити прохід навколо бетононасосу завширшки не менше 1 м;

очистити і щільно закрити замкові з'єднання між ланками бетоноводу перед подачею бетонної суміші.

Перед підйманням краном або підйомником бетонної суміші в бункерах (баддях) перевіряється справність останніх.

Між бетонниками на робочих місцях і машиністами кранів та підймальних механізмів установлюється звукова чи знакова сигналізація і радіозв'язок.

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перед укладкою бетонної суміші перевіряється правильність і надійність установлення арматури, опалубки, риштувань, улаштувань для подачі бетонної суміші, надійність їх закріплення під час укладки бетонної суміші.

Бетонування супроводжується спостереженнями за станом опалубки і контурних блоків.

5.1.2 Експлуатація машин і обладнання

Машини та обладнання, що експлуатуються містобудівельними підрозділами, повинні мати паспорти та інструкції з експлуатації. Ті, що підлягають реєстрації в органах Держнаглядохоронпраці, враховуються в журналі інженерно-технічних працівників (далі – ІТП) по нагляду після їх реєстрації, а всі інші вантажопідіймальні машини реєструються в журналі ІТП по нагляду за вантажопідіймальними машинами згідно з НПАОП 0.00-1.80-18 – «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання».

Персонал, що обслуговує машину, керується інструкцією заводу-виготовлювача з монтажу та експлуатації машини та НПАОП 0.00-1.80-18

Машини і обладнання, на які вимоги НПАОП 0.00-1.80-18 не поширюються (палейне устаткування, обладнання для спорудження стовпових фундаментів, спеціальні крани і агрегати для монтажу прогінних будов, спеціалізовані крани загального призначення та ін.), повинні відповідати в частині загальних технічних вимог НПАОП 0.00-1.80-18 за винятком випадків, окремо обумовлених в інструкції з експлуатації.

Їхня експлуатація проводиться відповідно до вимог інструкції з монтажу і експлуатації заводу-виготовлювача.

Сталеві канати, такелажні пристрої, знімні вантажозахоплювальні пристрої (траверси, стропи і т.ін.) і тара мають відповідати вимогам НПАОП 0.00-1.80-18.

Установлення і робота машин та обладнання в зоні повітряної лінії електропередачі або в її охоронній зоні проводиться відповідно до вимог

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ДСТУ Б А.3.2-13:2011 – «Система стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпечність. Загальні вимоги» і НПАОП 0.00-1.80-18.

Металеві частини машин на ізолювальному (гумовому) ході, підключені до зовнішніх джерел електропостачання, та вантажопідіймальні крани заземлюються згідно з вимогами СНиП 3.05.06-85 – «Електротехнічні пристрої».

Переміщення і встановлення будівельних і вантажопідіймальних машин на споруджуваних будовах чи трубах (з незначною висотою засипки) допускається за наявності ПВР.

Підіймання вантажів, що мають масу, близьку до вантажопідіймальності крана для даного вильоту стріли, проводиться у два прийоми: спочатку на висоту 20–30 см (в такому положенні перевіряють правильність стропування і надійність дії гальм), потім – на повну висоту.

Переміщення вантажу в горизонтальному напрямі здійснюється на висоті 0,5 м вище зустрічних на шляху предметів, над конструкціями риштувань – не менше ніж на 1 м.

Підіймання, переміщення і встановлення вантажів (конструкцій) двома кранами проводиться відповідно до ПВР, НПАОП 0.00-1.80-18 під керівництвом особи, що відповідає за проведення робіт.

У разі, якщо зона, що обслуговується двома кранами, з кабіни кранівника повністю не оглядається, для передачі сигналів стропальника призначаються сигнальніки.

Крани встановлюються на площадці з ухилом, що не перевищує вказаного в їх паспорті.

Вантажопідіймальні операції, що виконуються двома кранами, проводяться послідовно мінімальними циклами. Новий цикл підіймання (опускання, переміщення) відбувається після приведення вантажних поліспастів у вертикальне положення.

Навантаження на кожний із кранів не повинно перевищувати зазначеного в паспорті крана для даного вильоту.

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Переміщення крана-дерика на нову стоянку зі спущеними або знятими анкерами допускається у разі забезпечення його стійкості.

Переміщення крана-дерика проводиться під наглядом особи, що відповідає за безпечну експлуатацію крана, у присутності старшого виконавця робіт.

Закріплення крана-дерика перевіряється на початку кожної зміни і перед роботою крана на кожній новій стоянці.

Після закріплення крана-дерика на новій стоянці проводиться пробне підймання вантажу, яке відповідає граничній вантажопідймальності крана, на граничному вильоті стріли і повороті, вказаному в проекті.

Переміщення вантажопідймальних кранів дозволяється після щозмінної перевірки стану підкранової колії.

Монтаж прогінних будов шлюзовими кранами проводиться відповідно до вимог ПВР з урахуванням фактичної несучої здатності прогінних будов та інших конструкцій споруди.

Консольні залізничні крани повинні відповідати вимогам “Правил технічної експлуатації залізниць України”.

Особи, що обслуговують консольний залізничний кран, мають пройти медичний огляд на предмет придатності їх до робіт на висоті та робіт, що пов’язані з рухом потягів.

Виконання робіт консольним краном проводиться під керівництвом особи, відповідальної за безпечне проведення робіт з переміщення вантажів кранами.

Експлуатація консольного крана, в якого прострочений строк технічного огляду, не допускається.

Перед транспортуванням консольного крана після приведення його у транспортне положення проводиться пробна обкатка його локомотивом із перевіркою дії гальм і зчеплення.

Переміщення консольного крана в робочому положенні проводиться з дотриманням умов:

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- на електрифікованих дільницях після зняття напруги в контактній мережі;
- на станційних коліях, що розташовані на кривих, після звільнення суміжних колій від рухомого складу;
- після усунення всіх перешкод на шляху руху крана.

Під час пересування консольного крана в робочому стані присутність на крані сторонніх осіб не дозволяється.

Під час транспортування консольних кранів не допускається опускати їх з гірки і проводити маневри поштовхами.

Перед пропуском консольного крана колії, що знаходяться в тимчасовій експлуатації, обкатуються нормальним рухомим складом.

Проведення робіт консольним краном на раніше зведених насипах допускається після перевірки фактичної щільності верхнього шару насипу.

Після підготовки кранових колій в робочій зоні крана проводиться контрольний пропуск консольного крана в межах робочої зони.

Контрольний пропуск крана з тиском на вісь до 42 т проводиться в два етапи:

- в нижньому робочому положенні з тиском на вісь передньої опорної платформи, рівним 32 т;
- з тиском на вісь передньої опорної платформи, рівним робочому тискові.

Після контрольного пропускання крана перевіряється стан колій та усуваються виявлені дефекти.

Під час пропускання консольного крана з вантажем по кривих його розрахункова вантажопідймальність знижується в залежності від підвищення зовнішньої рейки. Рух консольних кранів з вантажем по кривих з підвищенням зовнішньої рейки понад 80 мм не допускається.

Під час опускання і підймання вантажів не допускається знаходитися на вантажі чи під ним. Допуск працівників на опори моста для точного встановлення вантажу дозволяється після того, як відстань від низу конструкцій до поверхні спирання становитиме не більше 10 см.

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Установка сухопутних кранів на плавучі засоби допускається згідно з вимогами робочої документації щодо експлуатації плавучої установки.

Під час експлуатації плавучих установок, крім документації з експлуатації, слід керуватися:

- “Правилами технической эксплуатации речного транспорта”;
 - “Правилами плавания по внутренним водным путям Украины”;
- інструкціями по експлуатації і паспортами загальнобудівельного та іншого обладнання, яке встановлюється на плавзасоби.

Не дозволяється працювати плавучим краном з опиранням плашкоута на ґрунт дна.

Плавучі крани експлуатуються відповідно до інструкцій з експлуатації та ПВР.

Між зоною повороту кранової установки і палубними надбудовами улаштовується прохід не менше 0,7 м або леєрне огородження цієї зони та встановлюються попереджувальні знаки.

Робота сухопутних кранів, установлених на плавзасобах, в умовах мінусових температур здійснюється у випадках, що передбачені проектом плавучої кранової системи.

Робота кранів на гусеничному і колісному ходу з навісним обладнанням (віброзанурювач, шпунтовисмикувач, копер) проводиться з дотриманням вимог безпеки, які передбачені інструкцією заводу-виготовлювача.

5.2 Дії працівників та роботодавця в разі настання нещасного випадку

Про кожний нещасний випадок потерпілий або працівник, який його виявив, чи інша особа-свідок нещасного випадку повинні негайно повідомити безпосереднього керівника робіт чи іншу уповноважену особу підприємства і вжити заходів до подання необхідної допомоги потерпілому.

У разі настання нещасного випадку безпосередній керівник робіт (уповноважена особа підприємства) зобов’язаний:

- терміново організувати подання першої медичної допомоги потерпілому, забезпечити у разі необхідності його доставку до лікувально-профілактичного закладу;

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

– повідомити про те, що сталося, роботодавця, керівника первинної організації профспілки, членом якої є потерпілий, або уповноважену найманими працівниками особу з питань охорони праці, якщо потерпілий не є членом профспілки;

– зберегти до прибуття комісії з розслідування (комісії із спеціального розслідування) нещасного випадку обстановку на робочому місці та устаткування у такому стані, в якому вони були на момент нещасного випадку (якщо це не загрожує життю чи здоров'ю інших працівників і не призведе до більш тяжких наслідків), а також вжити заходів до недопущення подібних випадків.

Роботодавець, одержавши повідомлення про нещасний випадок згідно «Порядок розслідування та обліку нещасних випадків, професійних захворювань та аварій на виробництві», зобов'язаний негайно:

1) повідомити з використанням засобів зв'язку про нещасний випадок:

– робочий орган виконавчої дирекції Фонду за місцезнаходженням підприємства за встановленою Фондом формою;

– підприємство, де працює потерпілий, якщо потерпілий є працівником іншого підприємства;

– органи державної пожежної охорони за місцезнаходженням підприємства – у разі нещасного випадку, що стався внаслідок пожежі;

– установу державної санітарно-епідеміологічної служби, яка обслуговує підприємство, – у разі виявлення гострого професійного захворювання (отруєння);

2) утворити наказом комісію з розслідування нещасного випадку (далі – комісія) у складі не менше трьох осіб та організувати розслідування.

					011.170008.ДР.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВИСНОВКИ

Зважаючи на всю знайдену інформацію робимо висновок що два з трьох вибраних нами методів удосконалення є перспективними, оскільки дозволять нам удосконалити конструкцію плити новітніми матеріалами(у випадку з базальтовою арматурою) та зробити дешевшим ремонт(профлист має оцинковану поверхню яка є досить довговічною), у випадку з фіброю потрібні експериментальні дослідження, а теоретичні не мають ніякого сенсу, оскільки в Україні немає достатньої теоретично-нормативної бази. Виходячи з цього робимо вибір на користь КБА і профлиста. Ці напрямки є досить актуальними для України, адже дослідження у даній сфері хоч і були зроблені але широкого застосування не набули.

Отримавши результати можемо сказати, що КБА значно підвищує міцність перерізу плити, але чим більший розрахунковий прогін тим складніше забезпечити витривалість конструкції. Найгірша ситуація з тріщиностійкістю. Через те що КБА має в декілька разів менший модуль пружності забезпечити тріщиностійкість можна лише армуючи плиту великою кількістю стержнів малого діаметру. Розрахункові прогони 2.0 м. і 2.1 м. взагалі забезпечити тріщиностійкістю не вдалося.

Враховуючи все вищесказане робимо висновок, що використовувати КБА в будівництві плити проїзду є доцільним але лише при невеликих відстанях між головними балками.

Отримані результати з використанням профлиста показують, що він цілком заміняє арматуру нижньої зони плити, а це означає що використання профільованого металевго настилу в конструкції плити проїзду автодорожнього мосту є доцільним і досить перспективним.

					011.170008.MP.2021.000						
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата							
Розробив		Константино			ВИСНОВКИ				Літ.	Арк.	Аркушів
Керівник		Марочка В.В.									
Керів.розділу											
Консульт.											
Н.контроль		Овчинников									

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б В.2.7-312_2016 – «Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Загальні технічні умови»
2. ISIS Design Manual No.3. “Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers (FRPs)”, ISIS Canada, 2007.-151p.
3. Subramanian, D.N., Sustainability of RRC Structures Using Basalt Composite Rebars. The Masterbuilder, 9/2010: p. 156-164.
4. Tuakta C.: Use of Fiber Reinforced Polymer Composite in Bridge Structures, Massachusetts Institute of Technology, 2005.
5. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete with FRP Bars, American Concrete Institute, Detroit, MI., 2003.-41p.
6. Степанова В. Ф. Арматура базальтопластиковая: характеристики, производство, применение [электронный ресурс] / В. Ф. Степанова, С. Х. Негматулаев // Технологии бетонов. – 2016. - № 5-6. – с. 34-41. – режим доступа: <https://rucont.ru/efd/431004>. (дата звернення: 17.02.2018).
7. Altamas A., Bond degradation of basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars exposed to accelerated aging condition / A. Altamas, A. Refai, F. Abed // Construction and Building Materials, 2015, № 81, pp. 162-171.
8. Elgabbas F. Development and characterization of basalt FRP reinforcing bars for concrete structures / F. Elgabbas, E. Ahmed, B. Benmokrane // The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2014, pp 1-6.
9. Elgabbas F. Experimental Testing of Basalt-Fiber-reinforced Polymer Bars in Concrete Beams / F. Elgabbas, P. Vincent, E. Ahmed, B. Benmokrane // Composites Part B: Engineering, Vol. 91, 15 april – 2016, pp. 205-218.
10. Ониськів Б. М. Ефективні способи зміцнення залізобетонних конструкцій існуючих мостів малих і середніх прогонів / Б. М. Ониськів, Я. В.

					011.170008.MP.2021.000			
Змн.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ			
Розробив	Константино							
Керівник	Марочка В.В.							
Керів.розділу								
Консульт.								
Н.контроль	Овчинников							

Сорока // Збірник доповідей другого Українського міжгалузевого науково-практичного семінару «Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення». – К. – 1998. – с. 157-158.

11. Оныськив Б. Н. Прочность и деформативность базальтопластиковой арматуры / Б. Н. Оныськив, В. И. Канюк // Вестник Львовского политехн. ин-та «Резервы прогресса в архитектуре и строительстве». — № 193. — Львов. — 1985. — с. 71-74.

12. Мурин А. Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2008. - №627. – с. 155-158.

13. 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.

14. Климпуш М. Д. Випробування залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами, статичним і багаторазовим навантаженням. / М. Д. Климпуш, В. Г. Кваша, І. В. Мельник // Зб. Автомобільні дороги та дорожнє будівництво; Вип.64; – К. 2002 р., с. 101-105

15. Михайлов К. В. Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой / К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1970. – 181-208 с.

16. Brik V.B., Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber/BF Composite Rebar Reinforcement, Washinton: Transportation Research Board, 2003. – 30 p.

17. Brik V.B., Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete & Basalt Rod Reinforced Concrete, Washington: Transportation Research Board, 1998. – 97 p.

18. Климов Ю. А. Современная композитная базальтовая арматура для

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

армирования бетонных конструкций [Текст] / Ю. А. Климов // Технологии бетонов. – 2010. – № 11/12. – с. 56-57.

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

20. Климов Ю. А. Заключение по результатам прочности на растяжение при изгибе бетона, армированного базальтовой фиброй производства ТОВ "Технобазальтінвест" / Ю. А. Климов, Р. А. Пискун // Научно-производственное предприятие "Будконструкция", Киев, 2007. – 13 с.

21. Климов Ю. А. Механические свойства неметаллической композитной арматуры на основе базальтового ровинга/ д.т.н. Климов Ю.А., проф., Солдатченко А.С., Васильчишина С.А. ООО «Технобазальтінвест»

22. Климов Ю. А. Отчёт по результатам испытаний на сцепление с бетоном неметаллический композитной базальтовой арматуры производства ТОВ «Технобазальтінвест»

23. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний від 2011-07-01] – Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

24. Солдатченко О. С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних конструкцій зі склопластиковою і базальтопластиковою композитною арматурою [Текст] : дис. канд техн. наук : 05.23.01 / О. С. Солдатченко. – К., 2012. – 160 с.

25. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло- ровінгу: ДСТУ- Н Б В.2.6-185:2012 – [Чиний від 2013-04-01] – Київ.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 28 с. – (Національний стандарт України).

26. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2003. – 44 p. 145

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

27. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, American Concrete Institute, 2004. – 44 p.
28. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006. – 40 p.
29. CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2000. – 90 p.
30. CAN/CS A-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, 2002. – 84 p.
31. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules, CEN, 2004. – 225 p.
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. Смирнов В.Н. Строительство мостов и труб / Владимир Николаевич Смирнов – СПб.: Из-во ДНК, 2007. – 288 с.
34. Несъемная опалубка для сборно-монолитных настилов мостов (Великобритания). – БИНТИ №6 (36), 2007 – С. 33 – 35.
35. ГОСТ 12.0.003-74 – «Небезпечні і шкідливі виробничі фактори. Класифікація»
36. ДБН А.3.2-2-2009 - «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»
37. ДБН В.2.6-98:2009 – «Бетонні та залізобетонні конструкції»
38. ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 – «Керівництво по виконанню робіт при будівництві мостів і труб»
39. ГОСТ 12.1.005-88 – «Загальні санітарно-гігієнічні вимоги до повітря робочої зони»
40. НПАОП 0.00-1.80-18 – «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання»

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

41. НПАОП 0.00-1.01-07 – «Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів»
42. ДСТУ Б А.3.2-13:2011 – «Система стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпечність. Загальні вимоги»
43. СНиП 3.05.06-85 – «Електротехнічні пристрої»
44. Structural design with FRP materials, Composite for Construction, L.C.Bank, Jhon Willey and son, 2006.
45. Load deflection analysis of FRP reinforced concrete flexural members, M.A.Aiello, Journal of Composite for Construction, vol.4, no.4, 2000.
46. Glass FRP Reinforcing Bars for Concrete, S.S.Faza and GangaRao, Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications. A.Nanni (editor) @ 1993, Elsevier publication.
47. Experimental Testing of Concrete Beams Reinforced with Carbon FRP Bars, M.M.Rafi, A.Nadjai and F.Ali, Journal of Composite Materials, vol.41, no.22 , 2007.
48. Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars, Toutanji and Safi, ACI Structural Journal, vol.97, no.5, 2000.
49. Adhikari, S. “Mechanical Properties and Flexural Applications of Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) Bars” Thesis, 2009.-385p.
50. Eythor Jhorhallsson and Bjorgvin Smari Jonsson, 2011 “Test of prestressed concrete beams with basalt fiber reinforcement polymer (BFRP) tendons”, Thesis in Civil Engineering with specialization in structural design submitted to School of Science and Engineering at Reykjavik University, Iceland, June 2011
51. Jónsson, Björgvin Smári “Prestressed BFRP tendons in concrete beams”. M.S thesis. Reykjavik University, Iceland 2011.
52. Gan Yil, Jiang, Fei Weil, Sun, & Li Bing. “Nonlinear Finite Element Analysis on Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams with BFRP Tendons”. Journal of Logistical Engineering University.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

53. Luna Salh, “Analysis and Behaviour of Structural Concrete Reinforced with Sustainable Materials”, M.SC thesis, Liverpool Universite, Liverpool , United Kingdom, 2014.-108p.

					011.170008.MP.2021.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		