

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

Секції
«Мости, конструкції
та будівельна механіка»
і «Хімія та хімічні технології»

Збірник наукових праць
86-ї міжнародної наукової конференції студентів
8-12 квітня 2024 року

Харків 2024

УДК 624 – секція «Мости, конструкції та будівельна механіка»

УДК 66.0 – секція «Хімія та хімічні технології»

Редакційна колегія

Сергій БУГАЄВСЬКИЙ – д.т.н., професор кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Тетяна НЕНАСТІНА – д.т.н., доцент кафедри хімії та хімічної технології

Катерина БЕРЕЖНА – к.т.н., доцент кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Ольга ШТЕФАН – асистент, кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ім. В.О. Російського

Секції «Мости, конструкції та будівельна механіка» і «Хімія та хімічні технології» Збірник наукових праць 86-ї міжнародної наукової конференції студентів (8-12 квітня 2024 року)/ ХНАДУ. Харків, 2024. – 165 с.

Розглянуті актуальні питання розрахунку, проектування та будівництва мостів різних систем, їх елементів та конструкцій, приділено також увагу підземному будівництву, а саме транспортним тунелям, котлованам тощо. Частина доповідей присвячена впровадженню нових матеріалів та технологій, які широко застосовуються в транспортному будівництві завдяки закордонному досвіду. Додатково наведені в доповідях результати використання хімічних технологій в будівництві та промисловості.

УДК: 624 та 66.0

©Колектив авторів, 2024

©ХНАДУ, 2024

ЗМІСТ

ВРАХУВАННЯ ПОЗДОВЖНИХ ДЕФОРМАЦІЙ В МЕТОДІ ПЕРЕМІЩЕНЬ ПРИ РОЗРАХУНКАХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ РАМ.....	6
ВИКОРИСТАННЯ ВІРТУАЛЬНОЇ РЕАЛЬНОСТІ ДЛЯ ПІДГОТОВКИ ФАХІВЦІВ З БУДІВНИЦТВА ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ МОСТІВ.....	17
СУЧАСНИЙ ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ТУНЕЛЬНИХ ОПРАВ З ФІБРОБЕТОНУ	27
ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ADECO-RS ПРИ ПРОЄКТУВАННІ І БУДІВНИЦТВІ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ	33
АВАРІЙНІ СИТУАЦІЇ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ГЛИБОКИХ КОТЛОВАНІВ.....	38
ВПЛИВ ТЕМПЕРАТУРИ НА МІЦНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ	43
ДЕЯКІ КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ ПЕРЕХОДІВ	48
КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ПОКРИТТІВ І ПЕРЕКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД	53
АНАЛІЗ РОЗВИТКУ КОНСТРУКЦІЙ НАПЛАВНИХ МОСТІВ В СУЧАСНИХ УМОВАХ.....	58
ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКЦІЙ НАПЛАВНИХ МОСТІВ З РОЗВІДНИМ ПРОГОНОМ.....	65
КОНСТРУКТИВНІ ЗАХОДИ ПІДВИЩЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ВИСЯЧИХ МОСТІВ ...	70
ЗАСТОСУВАННЯ БЕЗПІЛОННИХ ВИСЯЧИХ СИСТЕМ ДЛЯ ПЕРЕКРИТТЯ ВЕЛИКИХ ПРОГОНІВ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ	81
ЗОВНІШНЬО БЕЗРОЗПІРНІ ВИСЯЧІ МОСТИ ТА ОСОБЛИВОСТІ ЇХ КОНСТРУКЦІЇ	86
СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗАХИСТУ КАБЕЛІВ І ВАНТ ВІД КОРОЗІЯ ДЛЯ ВИСЯЧИХ ТА ВАНТОВИХ МОСТІВ.....	93
ЗАСТОСУВАННЯ ДЕРЕВО-МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ДЛЯ ТИМЧАСОВИХ МОСТІВ.....	102
ОСОБЛИВОСТІ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО СУПРОВОДУ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ТА КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ МОСТІВ НА МІСЦЕВИХ ДОРОГАХ ХАРКІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ	107
АВТОМАТИЗАЦІЯ ПРОЄКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВА МОСТІВ: ПІДВИЩЕННЯ ДОСТУПНОСТІ ТА СОЦІАЛЬНО-ЕКОНОМІЧНИЙ ВПЛИВ	127
ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ ПІДРИВУ МОСТІВ	138
ОСОБЛИВОСТІ РЕГЕНЕРАЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ СТОЧНИХ ВОД	145
ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ ХІМІЧНОГО ТРАВЛЕННЯ СПЛАВУ БрБ2 В РІЗНИХ ЕЛЕКТРОЛІТАХ.....	153

КАТАЛІТИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПОКРИТТІВ НА ОСНОВІ БЛАГОРОДНИХ МЕТАЛІВ.....	157
СОРБЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ОКИСНЕНОГО І НЕОКИСНЕНОГО АКТИВОВАНОГО ВУГІЛЛЯ.....	161

Секція
«Мости, конструкції та будівельна механіка»

ВРАХУВАННЯ ПОЗДОВЖНИХ ДЕФОРМАЦІЙ В МЕТОДІ ПЕРЕМІЩЕНЬ ПРИ РОЗРАХУНКАХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ РАМ

*О.А. Воровик, Є.С. Терех, ДМ-31-21, М.М. Іщенко, ДМ-26т1-22
Науковий керівник: проф. каф. МКіБМ О.Г. Кіслов
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Відомий метод переміщень являє собою метод розрахунку статично невизначених систем і може бути застосований для розрахунку різних будівель і споруд. Однак найбільшого розповсюдження він отримав для розрахунку статично невизначених рам, що складаються з прямолінійних стержнів [1].

В методі переміщень в якості невідомих приймаються кутові та лінійні переміщення. Так при жорсткому з'єднанні стержнів у вузлах їх кути повороту не відрізняються між собою, тому потрібно визначати кут повороту всього вузла. Кут повороту викликає внутрішні зусилля у стержнях, що сходяться у вузлі, однак жорсткі вузи можуть здійснювати як кутові, так і лінійні (горизонтальні та вертикальні) переміщення. При шарнірному з'єднанні стержнів їх кути повороту відмінні, що не впливає на величину внутрішніх зусиль. Тому шарнірні вузли здійснюють тільки лінійні переміщення.

В цьому методі прийняті наступні припущення:

- відстань між вузлами стержнєвої системи після деформації стержнів дорівнює первісній довжини стержня;
- урахується тільки деформація згину, а поздовжньою та поперечною деформаціями нехтують.

При вивченні курсу «Будівельна механіка. Спеціальний курс» ми застосували метод переміщень з використанням припущень про відсутність поздовжніх деформацій стержнів рами. Це означає, що поперечні та поздовжні

сили при визначенні коефіцієнтів та вільних членів канонічних рівнянь не враховувалися [2].

Оскільки для розрахунку статично невизначеної рами методом переміщень необхідно визначати кутові і лінійні переміщення її вузлів, число невідомих називають ступенем кінематичної невизначеності, а рама є кінематично невизначеною.

В цієї роботі ми досліджували роботу кінематично невизначеної рами методом переміщень з урахуванням поздовжніх деформацій стержнів рами [3].

Розглянемо металеву раму з прямолінійних стержнів (рис.1).

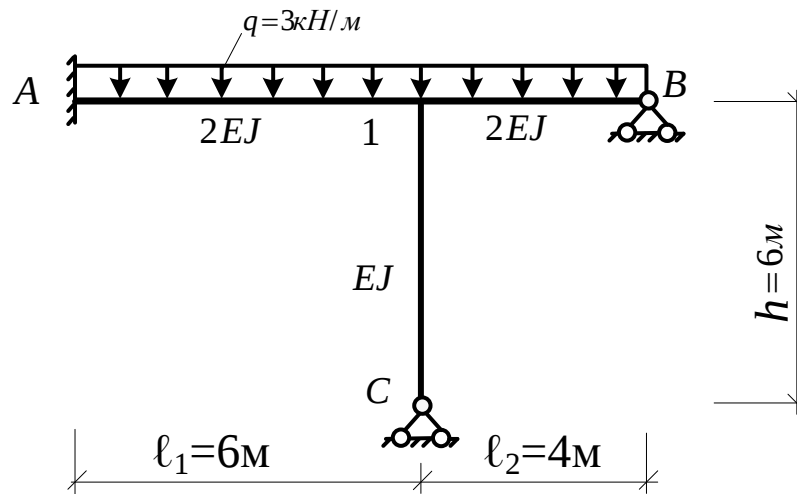


Рис. 1 – Задана рама

Попередньо орієнтовно визначені геометричні характеристики перерізів стержнів рами (осьові моменти інерції та площі перерізів). На рис.1 показані жорсткості елементів рами: ригелі мають $2EJ$, стояк – EJ .

Для аналізу впливу поздовжніх деформацій в методі переміщень, спочатку виконали розрахунок рами без врахування поздовжніх деформацій стержнів, тобто при розрахунку зробили припущення.

Тоді кількість кутових переміщень $n_k=1$, лінійних переміщень $n_{\text{л}}=0$.

В основній системі вводиться тільки одне жорстке закріплення у жорсткий

вузол рами 1 (рис.2). Еквівалентна система показана на рис. 3.

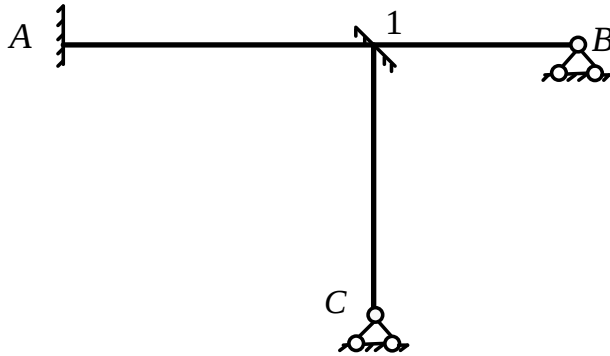


Рис. 2 – Основна система без
урахування поздовжніх деформацій
стержнів

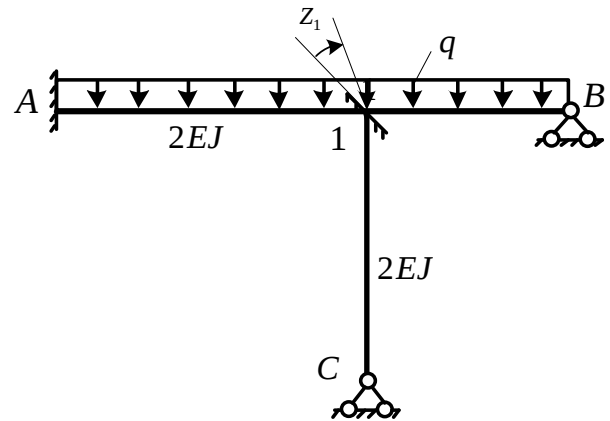


Рис. 3 – Еквівалентна система

За відомим алгоритмом було складено одне рівняння для знаходження невідомого кута повороту Z_1 , визначені коефіцієнт та вільний член рівняння, розв'язане рівняння та побудована епюра розрахункових згинальних моментів.

Результат розрахунку у такому варіанті – розрахункова епюра згинальних моментів наведена на рис. 4.

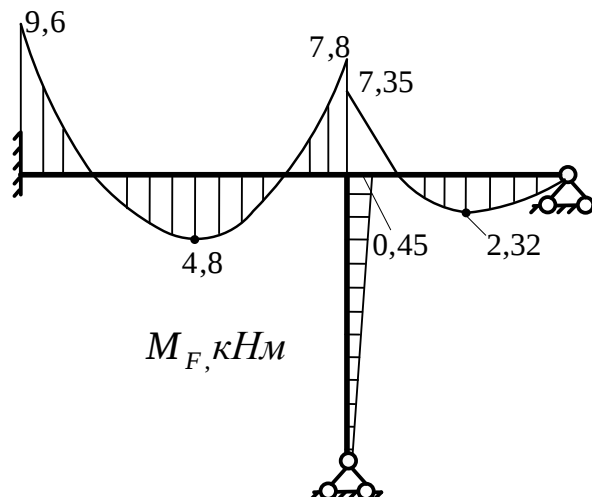


Рис. 4 – Розрахункова епюра згинальних моментів без урахування поздовжніх
деформацій стержнів

В дійсності за рахунок подовжень стержнів рами від дії зовнішнього навантаження вузол 1 не тільки може повертатися а й переміщуватися лінійно у двох напрямках: вертикальному і горизонтальному. Тому крім введення жорсткого закріплення 1, необхідно ще закріпити його і для запобігання лінійних зміщень, тобто ввести два опорних стержня 2 і 3 та отримати основну систему (рис.5). Еквівалентна система наведена на рис. 6, де показано зовнішнє навантаження та три невідомих: Z_1 – кутове зміщення, Z_2, Z_3 – лінійні (вертикальне, горизонтальне) зміщення вузла 1.

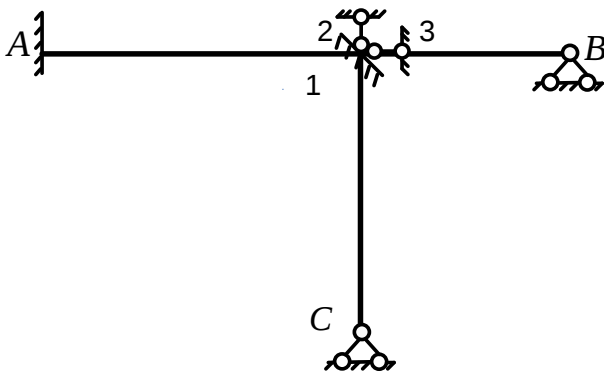


Рис. 5 – Основна система з
урахуванням поздовжніх деформацій
стержнів

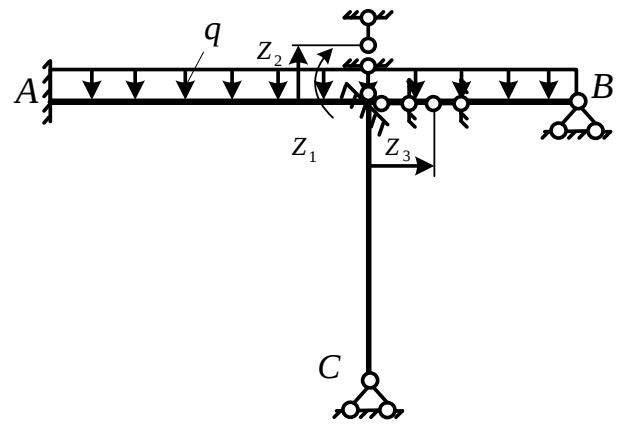


Рис. 6 – Еквівалентна система

Для визначення трьох невідомих переміщень складемо систему трьох канонічних рівнянь, яка має такий вигляд:

$r_{11}Z_1 + r_{12}Z_2 + r_{13}Z_3 + R_{1F} = 0$ – сума реактивних моментів у жорсткому закріпленні 1 від кутового, лінійних зміщень та зовнішнього навантаження;

$r_{21}Z_1 + r_{22}Z_2 + r_{23}Z_3 + R_{2F} = 0$ – сума реакцій у вертикальному стержні 2 від кутового, лінійних зміщень та зовнішнього навантаження;

$r_{31}Z_1 + r_{32}Z_2 + r_{33}Z_3 + R_{3F} = 0$ – сума реакцій у горизонтальному стержні 3 від кутового, лінійних зміщень та зовнішнього навантаження.

Обчислення коефіцієнтів та вільних членів канонічних рівнянь виконуються за допомогою епюр одиничних згинальних моментів: від $Z_1 = 1$, від $Z_2 = 1$, від $Z_3 = 1$, вантажної епюри моментів від зовнішнього навантаження.

Одиничні та вантажні епюри будуються за допомогою таблиці стандартних розв'язків статично невизначених елементів основної системи методу переміщень. При побудові одиничних епюр згинальних моментів необхідно показувати схему деформацій елементів основної системи.

Однак дія Z_2 і Z_3 викликають не тільки згинальні моменти та зв'язані з ними поперечні сили, а й поздовжні сили.

Поперечні сили визначаються за диференціальними залежностями

$$\frac{dM}{dx} = Q \Rightarrow Q = \pm \frac{q\ell}{2} + \frac{M_{\text{пр}} - M_{\text{лів}}}{\ell}.$$

Поздовжні сили визначаються за розгорнутим законом Гука

$$\Delta\ell = \frac{N\ell}{EA} \Rightarrow N = \frac{EA}{\ell}, \text{ якщо } \Delta\ell=1.$$

На рис. 7, 8, 9 показано схеми деформування стержнів та побудовані одиничні епюри, на рис. 10 – вантажна епюра.

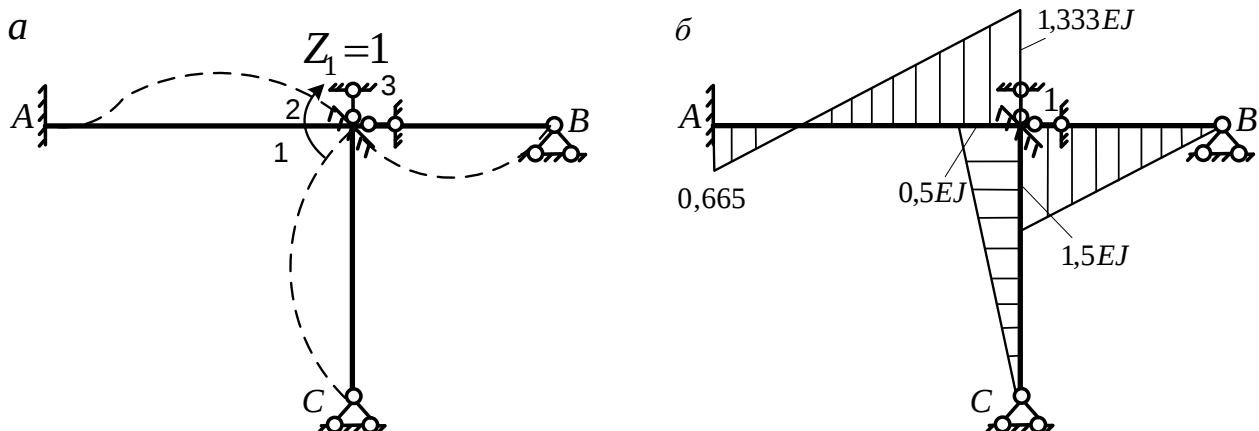


Рисунок 7 – До побудови епюри $\bar{M}_1$:

схема деформації стержнів рами від $Z_1=1$ (а), епюра $\bar{M}_1$ (б)

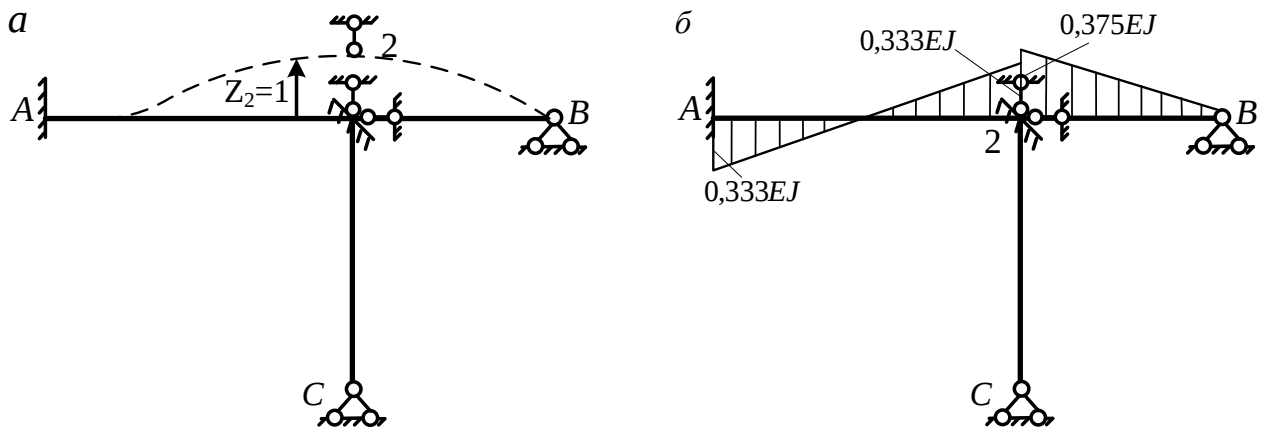


Рисунок 8 – До побудови епюри $\bar{M}_2$:

схема деформації стержнів рами від $Z_2=1$ (а), епюра $\bar{M}_2$ (б)

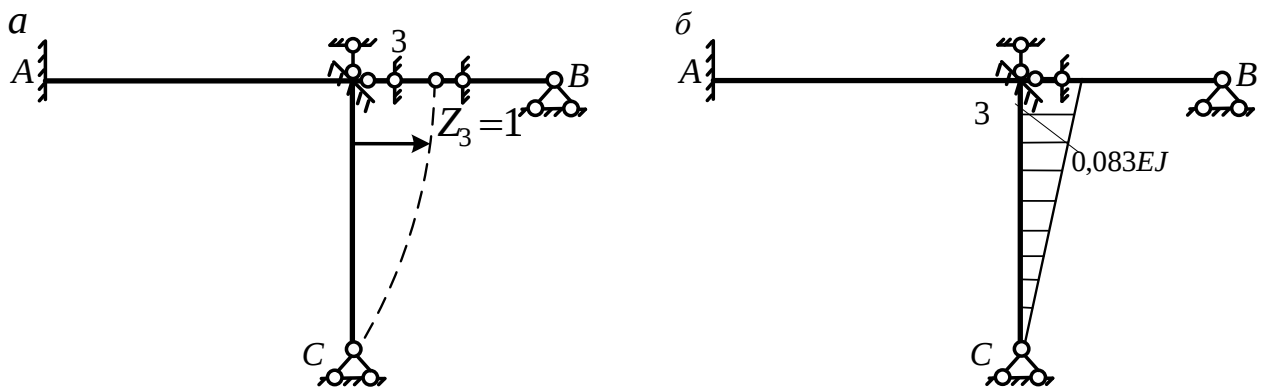


Рисунок 9 – До побудови епюри $\bar{M}_3$:

схема деформації стержнів рами від $Z_3=1$ (а), епюра $\bar{M}_3$ (б)

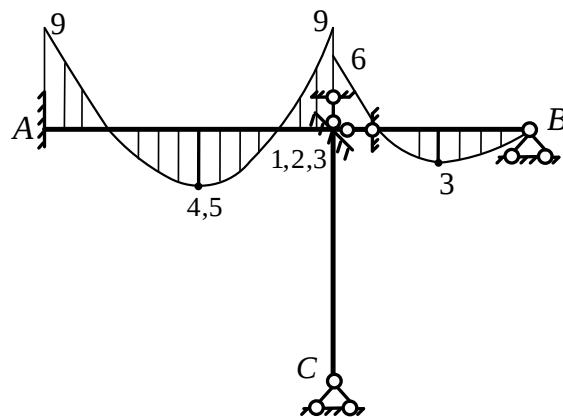


Рисунок 10 – Епюра M_F^o

Значення поперечних і поздовжніх сил наведені у табл. 1.

Таблиця 1 – Значення поперечних і поздовжніх сил від $Z_1 = 1$, $Z_2 = 1$, $Z_3 = 1$ і зовнішнього навантаження

Стержень	Поперечні сили				Поздовжні сили		
	з епюр згинальних моментів				від $Z_1 = 1$	від $Z_2 = 1$	від $Z_3 = 1$
	$\bar{M}_1$	$\bar{M}_2$	$\bar{M}_3$	M_F^o			
A – 1	-0,333EJ	-0,333EJ	0	-9	0	0	EA_1/ℓ_1
1 – B	-0,375EJ	-0,094EJ	0	7,5	0	0	EA_2/ℓ_2
C – 1	-0,083EJ	0	-0,014EJ	0	0	EA_3/h	0

Коефіцієнти та вільні члени канонічних рівнянь уявляють собою реактивні зусилля в накладених зв'язках у жорсткому вузлі рами, то їх можна знайти з умов рівноваги вузла і частини рами.

Будь-які реактивні зусилля визначаються методом вирізування складного вузла рами, а також відокремленої частини рами. В цьому вузлі виникають три реактивні складові: реактивний момент і дві опорні реакції від окремо прикладених одиничних переміщень, зовнішнього навантаження та поперечних і поздовжніх сил.

Так:

- реактивні складові r_{11} , r_{21} , r_{31} виникають у складному вузлі рами від дії згинальних моментів і поперечних сил (рис. 11, а);

- реактивні складові r_{12} , r_{22} , r_{23} виникають у тому ж складному вузлі рами від дії згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил (рис.11, б);

- реактивні складові r_{13} , r_{23} , r_{33} у складному вузлі рами від дії згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил (рис. 11, в);

- реактивні складові R_{1F} , R_{2F} , R_{3F} - у складному вузлі рами від дії згинальних моментів і поперечних сил (рис. 11, г).

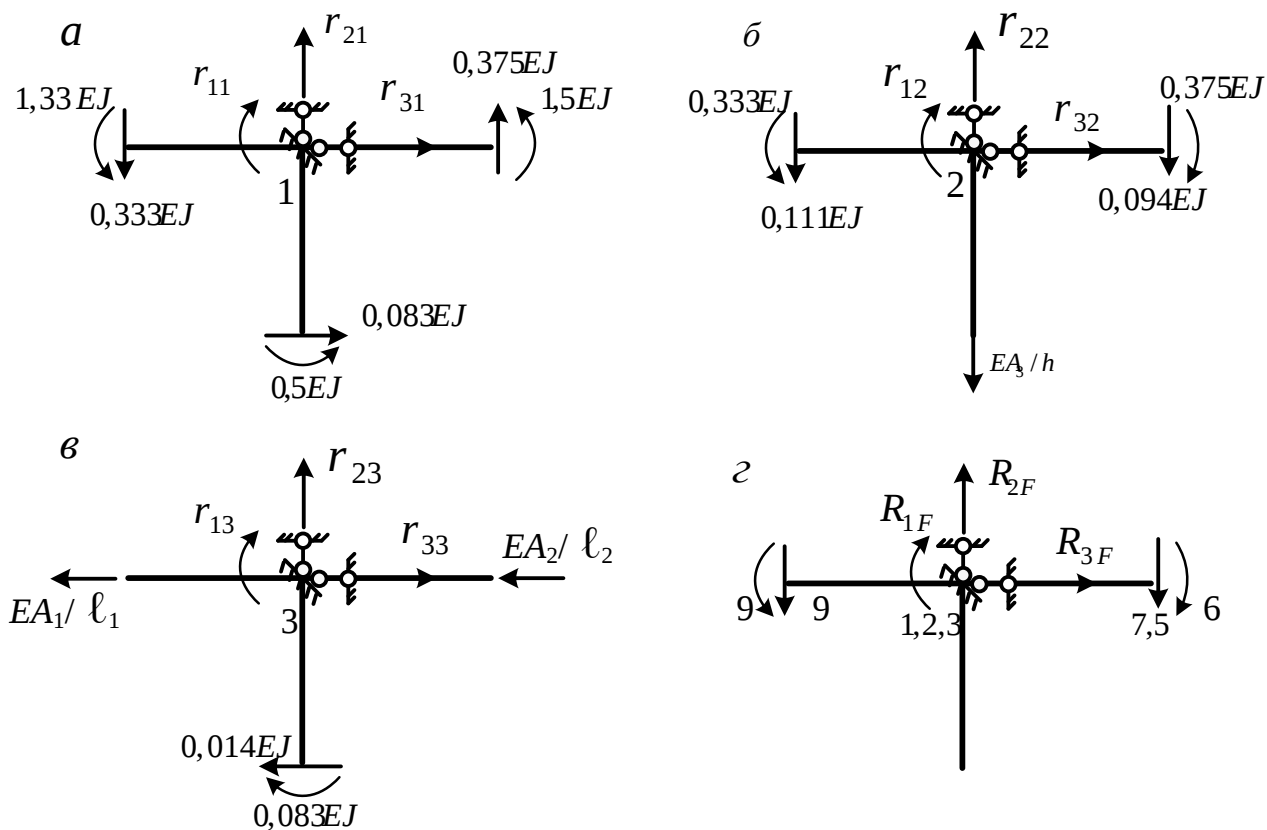


Рисунок 11 – До визначення коефіцієнтів і вільних членів канонічних рівнянь: реакції r_{11} , r_{21} , r_{31} (а), реакції r_{12} , r_{22} , r_{3-2} (б), реакції r_{13} , r_{23} , r_{33} (в), реакції R_{1F} , R_{2F} , R_{3F} (г)

Обчислені значення реактивних зусиль наведені у табл. 2

Оскільки значення реактивних зусиль r_{22} і r_{33} мають складний вигляд, необхідно у всі реактивні зусилля від одиничних переміщень підставити геометричні характеристики перерізів елементів рами, які були обчислені на початку розрахунку. Було прийнято, що ригелі мають осьові моменти інерції $2J$, стояки J , де $J=572\text{см}^4$, площі перерізів ригелів приймаються $A_p=23,4\text{см}^2$, стояку $A_c=17,4\text{см}^2$.

Таблиця 2 – Значення реактивних зусиль

Причина спричинювання реакцій	Реакції у відповідних зв'язках		
	у жорсткому закріпленні	у вертикальному зв'язку	у горизонтальному зв'язку
$Z_1 = 1$	$r_{11} = -0,333EJ$	$r_{21} = -0,042EJ$	$r_{31} = -0,083EJ$
$Z_2 = 1$	$r_{12} = -0,042EJ$	$r_{22} = 0,205EJ + EA_3/h$	$r_{32} = 0$
$Z_3 = 1$	$r_{13} = -0,083EJ$	$r_{23} = 0$	$r_{33} = 0,014EJ +$ $+ EA_1/\ell_1 + EA_2/\ell_2$
Зовнішнє навантаження	$R_{1F} = 3$	$R_{2F} = 16,5$	$R_{3F} = 0$

Після підстановки коефіцієнтів і вільних членів канонічних рівнянь система набуває вигляду:

$$\begin{aligned}
 19,06 \cdot 10^{-6} EZ_1 - 0,24 \cdot 10^{-6} EZ_2 - 0,475 \cdot 10^{-6} EZ_3 + 3 &= 0; \\
 -0,24 \cdot 10^{-6} EZ_1 + 291 \cdot 10^{-6} EZ_2 + 0 &+ 16,5 = 0; \\
 -0,475 \cdot 10^{-6} EZ_1 + 0 &+ 975 \cdot 10^{-6} EZ_3 + 0 = 0.
 \end{aligned}$$

У наслідок розв'язку системи маємо

$$Z_1 = -\frac{33272}{E} \text{ рад}; Z_2 = \frac{27,28}{E} \text{ м}; Z_3 = -\frac{16906,8}{E} \text{ м}.$$

Розрахункову епюру згинальних моментів M_F отримуємо також, як і за варіантом без урахування поздовжніх деформацій. Однак, слід значення ординат одиничних епюр помножити на значення J .

Розрахункова епюра згинальних моментів з урахуванням поздовжніх деформацій показана на рис. 12.

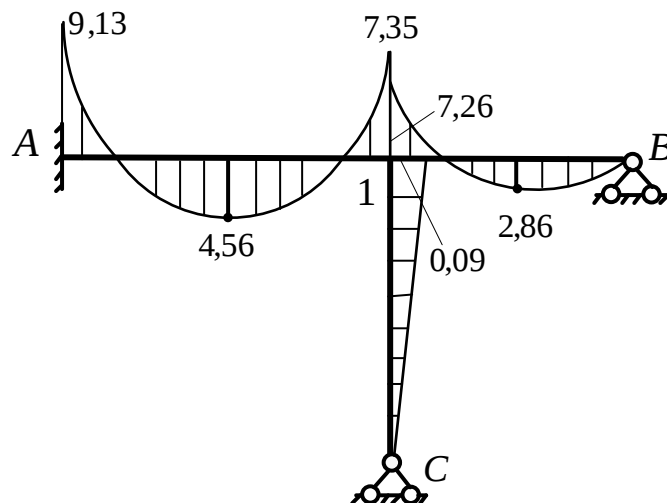


Рисунок 12 – Розрахункова епюра згинальних моментів з урахуванням
поздовжніх деформацій

Результати розрахунків за двома варіантами, що наведені на рис. 4 та рис. 12 відрізняються незначно. Однак врахування поздовжніх деформацій стержнів дозволяє забезпечити точність результатів розрахунку більш складної розрахункової схеми рами за допомогою формування масиву вихідних даних об'єкта, що розраховується.

Висновки

1. Проведене дослідження показує, що розглянутий варіант методу переміщень робить його універсальним та, не дивлячись на складність обчислень, дає найбільшу степінь їх формалізації, тобто покращує процес подання інформації про об'єкт, що розраховується на ЕОМ. Тому його слід використовувати для складання алгоритму розрахунку складних стержньових систем.

2. При застосуванні ЕОМ число невідомих не настільки суттєве, тому розглянутий варіант методу переміщень дозволяє забезпечити точність розв'язку, що є вирішальним для прийняття інженерного рішення.

Таким чином по своєму сенсу метод переміщень в такому вигляді являє собою частковий випадок більш загального методу скінченних елементів, який використовується при чисельному розв'язуванні складних проблем у механіці будівельних споруд.

Метод переміщень без урахування поздовжніх деформацій рекомендується застосовувати для аналізу роботи існуючих будівельних конструкцій та оцінки їх міцності для прийняття рішення його подальшої експлуатації.

Перелік посилань

1. Чихладзе Е.Д. Будівельна механіка: Підручник.- Харків: УкрДАЗТ, 2011.- 320с.
2. Статично невизначені системи інженерних споруд на автомобільних дорогах: Навчальний посібник В.О.Голеско, О.Г.Кіслов, О.М.Кобзєва.- Х.: ХНАДУ, 2015.- 268с.
3. Будівельна механіка: Підручник для студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів / Ю.І.Бутенко, М.О.Засядько, С.Н.Кан і інш.; Під ред. Ю.І. Бутенко.-К.: Вища школа, 1989.-476с.

ВИКОРИСТАННЯ ВІРТУАЛЬНОЇ РЕАЛЬНОСТІ ДЛЯ ПІДГОТОВКИ ФАХІВЦІВ З БУДІВНИЦТВА ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ МОСТІВ

Дроботенко О.Д. ст. гр. ДМ-51-23

Науковий керівник: проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Використання симуляції давно не є новою системою в підготовці фахівців з різних напрямів діяльності. Бо це дає більш масштабного, наглядного, практичного та чіткого розуміння процесів своєї праці та творчості. А іноді, завдяки симуляціям, можна дізнаватись про свої або чужі помилки в роботі, що може допомогти їх мінімізувати або і зовсім уникнути. Як це роблять, під час навчання в навігації та управління повітряними та морськими суднами.

Мости ж в сучасному житті відіграють невід'ємну роль, забезпечуючи зручний, безпечний та військово важливий транспортний рух. Через що і зростає потреба у нових та модернізованих мостових спорудах, підкреслюючи тим самим важливість якісної підготовки фахівців з будівництва та експлуатації мостів. І у цьому контексті можна казати, що використання технологій, підкреслює такі відомі напрямки як: IoT датчики, BIM технології і використання VR (віртуальна реальність).

Так як, вони все з більшими шагами стають ключовими факторами для ефективного не тільки будівництва, проектування та експлуатації мостів, но також і для наглядного, безпечного і зручного навчання фахівців.

Віртуальна реальність (VR, virtual reality, VR, штучна реальність) – створений технічними засобами світ, який передається людині через його відчуття: зір, слух, дотик та інші. Віртуальна реальність – ілюзія дійсності, створювана за допомогою комп'ютерних систем, які забезпечують зорові, звукові та інші відчуття [1].

VR і пов'язані технології можна розділити на п'ять основних типів,

включаючи: віртуальну реальність на основі настільного комп'ютера, віртуальну реальність із ефектом занурення, віртуальну реальність на основі 3D-ігор, віртуальну реальність із підтримкою BIM та доповнену реальність (AR). Це класифіковано на основі різних видів використання засобів візуалізації, а також платформ відображення [2].

Проте, в останні роки увагу притягнули не тільки самі технології як своїм існуванням та розвитком, а також і способом їх використання в освітньому середовищі. Платформи віртуальної реальності забезпечують безпечне, доступне та ефективне середовище, в якому майбутні фахівці можуть переміщатися та взаємодіяти на своїх робочих місцях і наражатися на різні типи небезпек і ризиків для безпеки, з якими інакше важко, і іноді неможливо, зіткнутися в польових умовах навчання. Завдяки тому, що ці технології досить швидко розвиваються і не зупиняються, навчання на їх основі, також не стоїть на місці. Останні кілька років воно значно розвинулось від простих графічних інтерфейсів для оцінювання здатності слухачів приймати рішення до складних сценаріїв для кількох гравців, доповнених штучним інтелектом і технологіями занурення. В даний час, після багатьох еволюційних етапів, навчання на основі VR, здається, досягло рівня зрілості, що робить можливість його застосування у багатьох галузях.

Наприклад, ці системи мають такі переваги в навчанні як:

1. Візуалізація складних концепцій:

- VR може допомогти здобувачам візуалізувати складні 3D-концепції, такі як напруження, деформація та поведінка матеріалів та конструкцій.
- Це може зробити навчання більш інтерактивним та цікавим, а також покращити розуміння здобувачами.

2. Безпечне середовище для експериментів:

- Також, дає здобувачам можливість експериментувати з різними типами мостів та тунелів у безпечному віртуальному середовищі.

➤ Допомагає їм краще зрозуміти принципи роботи цих конструкцій, а також потенційні проблеми та їх вирішення.

3. Співпраця та командна робота:

➤ Використовується, для створення віртуальних просторів, де здобувачі можуть співпрацювати один з одним над різними проектами, в тому числі курсовими та дипломними роботами, не зважаючи навіть на відстань.

➤ Сприятливо впливає на розвиток навичок командної роботи, спілкування та вирішення проблем.

4. Підвищення мотивації та залученості у процес навчання:

➤ Завдяки цій технології і її новизні, процес навчання може стати більш захоплюючим та інтерактивним, що сприяє до підвищення мотивації та залученості здобувачів.

➤ Це може допомогти їм краще засвоювати матеріал та краще готуватися до майбутньої кар'єри.

Якщо ж казати про недоліки цієї системи, то можна відокремити такі як:

1. Висока вартість:

➤ Обладнання для віртуальної реальності є дорогим, що може обмежити його використання в деяких навчальних закладах.

➤ Також можуть виникнути додаткові витрати на програмне забезпечення та обслуговування.

2. Перешкоди через стан здоров'я:

➤ Деякі здобувачі можуть відчувати нудоту або запаморочення під час використання пристроїв VR.

➤ Це може бути проблемою для здобувачів з певними захворюваннями.

➤ Психологічні травми та тригери які можуть бути поглиблені через деякі сцени (наприклад вибухи).

3. Необхідність спеціальних навичок:

- Пристрої VR можуть потребувати навчання та спеціальних навичок.
- Це може стати додатковим тягарем для викладачів і здобувачів.

4. Обмеження віртуального середовища:

- Віртуальне середовище може не повністю відповідати реальному світу.
- У результаті здобувачі можуть не повністю розуміти всі аспекти планування та будівництва мостів.

Роблячи підсумок з цих пунктів, можна сказати, що VR може бути потужним інструментом для навчання майбутніх фахівців. Ці технології можуть допомогти візуалізувати складні концепції, експериментувати з різними проектами та співпрацювати один з одним. Однак VR також має деякі недоліки, такі як висока вартість, можливі перешкоди за станом здоров'я, а також обмеження віртуального середовища. Тому, треба досить уважно та обдуманно підходити для вирішення приєднання цієї системи в навчальному процесі.

Але, є моменти коли такі технології можуть стати досить важливими, обґрунтованими та просто необхідними в навчанні, особливо дивлячись на ситуацію в світі та в країні.

Останні роки, в Україні здобувачі навчались виключно дистанційно, спочатку через епідемію, а потім через повномасштабну війну. І зараз теж, більшість, особливо на сході, продовжують навчатись дистанційно, що не дуже добре впливає на отримання необхідних знань та навичок. Ці перешкоди можна поділити на три групи:

1. Відсутність інтуїтивності: конструкції мостів є складнішими, ніж будівельні конструкції, і здобувачі зі слабкою просторовою уявою мають труднощі з розумінням конструкції мосту, якщо вони покладаються лише на підручники або двовимірні креслення.

2. Відсутність практики: викладання мосту – це курс, який наголошує як на теорії, так і на практиці. Через те, що будівництво, реконструкції та ремонт мостів

пригальмовано через небезпечність проведення робіт на місці, повний штат інженерів на виробництвах і відсутність можливості проведення університетом практичних робіт на місцях або в аудиторіях. Здобувачі зазвичай не отримують достатньо практичних вправ, що призводить до розриву теорії та практики.

3. Відсутність інтерактивності: зараз, більшість викладає інформацію через паперові підручники, записані чужі відео або слайди, викладання в основному розповідає викладач, а між здобувачами не вистачає взаємодії тим самим не має альтернатив для отримання ще більшого розвитку.

Це справді дуже великі перешкоди які подолати не легко за відсутністю альтернативи. Але, я провела опитування, щоб розуміти думку стейкхолдерів різних соціальних та вікових груп, на предмет того, було б їм більш цікаво навчатись якщо б деякі практичні та лабораторні заняття проводились завдяки віртуальній реальності.

Для опитування використовувалась Google Форма, яка враховувала різні відповіді для складання статистики.

Всього в опитуванні прийняло участь 70 стейкхолдерів, які дали відповідь на питання:

1. Вік респондентів склав (рис. 1):

10-14 років – 12,9% (9 респондентів)

15-18 років – 61,4% (43 респондента)

19-24 роки – 17,1% (12 респондентів)

24+ – 8,6% (6 респондентів)

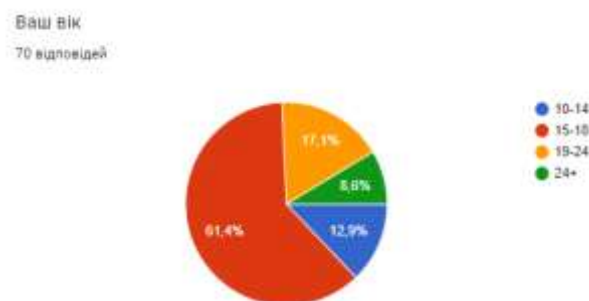


Рисунок 1 – Віковий графік респондентів

2. Основна діяльність (рис. 2):

Школа – 55,7% (39 респондентів)

ВНЗ – 31,4% (22 респондента)

Робота – 12,9% (9 респондентів)

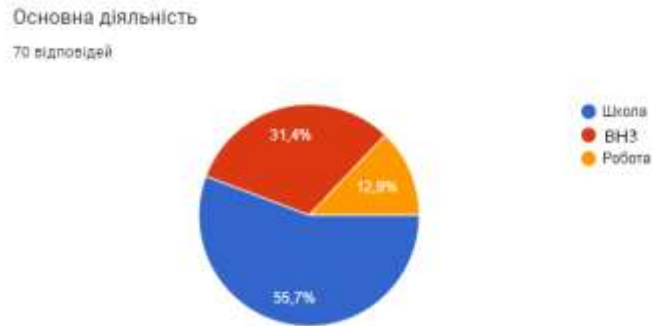


Рисунок 2 – Графік основної діяльності респондентів

3. Основне питання: Були б ви більш зацікавлені в навчанні якщо б, наприклад, деякі практичні заняття проводились би завдяки віртуальній реальності (рис. 3)?

Так – 88,6% (62 респондента)

Ні – 7,1% (5 респондентів)

Своя відповідь:

Частково – 1,4% (1 респондент)

Так, якщо можливості провести реальну практику не існує, або є причини щоб не проводити в реальності – 1,4% (1 респондент)

Так, але це хіба не буде супер дорого – 1,4% (1 респондент)

Були б ви більш зацікавлені в навчанні якщо б наприклад якісь практичні заняття проводились би завдяки віртуальній реальності?

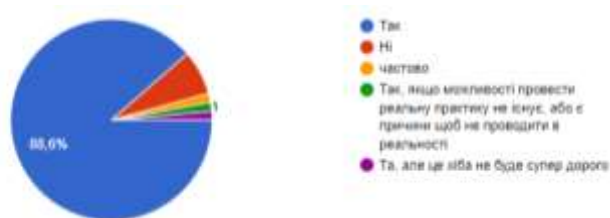


Рисунок 3 – Графік відповідей на основне питання

Якщо розглядати більш детально, то «Ні» відповіли респонденти також різних вікових та соціальних груп, що каже нам про те, що не всі готови приймати такі технології і вважають «традиційне» навчання більш підходящим (рис. 4)

	A	B	C	D	E
1	Позначка часу	Ваш вік	Основна діяльність	Були б ви більш зацікавлені в якійсь технології? Як приклад, візьмемо VR	
8	05.03.2024 15:28:06	15-18	Школа	Ні	
10	05.03.2024 15:29:20	24+	Робота	Ні	
23	05.03.2024 15:34:30	19-24	ВУЗ	Ні	
24	05.03.2024 15:38:52	15-18	ВУЗ	Ні	
59	05.03.2024 16:38:40	10-14	Школа	Ні	

Рисунок 4 – Огляд на вікову та соціальну групу з відповіддю «Ні»

Але, все ж більшість з опитуваних респондентів притримуються думки того, що це важлива технологія яка може стати одним із ключових факторів щоб зацікавити, надати більше практичних знань та навичок в навчальному процесі.

Проте, як написано в статті «Immersive virtual reality as a tool to improve bridge teaching communication» (від 1 травня 2023 року): зараз є мало досліджень щодо застосування IVR до навчання в інженерних дисциплінах, зокрема, немає жодної роботи, присвяченої використанню IVR у випадку викладання мостобудування [3].

Хоч це і дивно, так як, наголошують самі автори статті: впровадження IVR у викладання мостобудування може допомогти здобувачам сприймати та розпізнавати навколишнє середовище мостів із всебічної перспективи, а також дозволити здобувачам відчувати компоненти мосту та процес будівництва з ефектом занурення, що має на меті покращити мотивацію здобувачів у отриманні нових знань та навичок [3].

Вони визначили п'ять майбутніх напрямків для VR-освіти в будівельній інженерії, одним з яких є швидка генерація сцен для віртуального навчання або викладання. У цьому контексті одна з цілей їх роботи буде зосереджена на автоматичній генерації та імерсійній взаємодії сцен мостів у 3D, а також на

впровадженні такої IVR-сцени як інструменту для покращення комунікації при навчанні мостобудуванню.

Якщо ж міркувати далі про майбутнє, то можна сказати про:

1. Безпосередньо сам розвиток технологій: Перспективи впровадження VR в підготовку фахівців великі, особливо з урахуванням швидкого розвитку сенсорів, штучного інтелекту та обчислювальної потужності. Ця системи стає все більш обговорюваною та цікавою в кругу стейкхолдерів, не тільки як для навчання, а також і як для використання безпосередньо на будівельному майданчику (рис. 5).



Рисунок 5 – Інженери майбутнього [4]

2. Глобальний доступ до VR: Із подальшим покращенням технологій та зниженням їхньої вартості, VR стане більш доступним для навчання в різних галузях. З цією системою буде точно так же як і колись було з комп'ютерами.

3. Поглиблення інтерактивності: Розвиток інтерактивних можливостей VR дозволить здобувачам та фахівцям взаємодіяти з віртуальним оточенням на більш високому рівні. Або не тільки з віртуальним оточенням, враховуючи

окуляри які вже випустили на ринок і можуть поєднувати віртуальний світ і реальний.

Але, все ж таки, ця галузь ще розвивається і в неї будуть перешкоди не тільки ті, які вже були описані, а також і:

1. Етичні питання: Захист персональних даних, віртуальна реальність у сфері навчання може стикатися з питаннями етики та приватності.
2. Адаптація програм навчання: Необхідно переглянути та адаптувати існуючі програми навчання для включення VR-технологій, що може зайняти час та вимагати додаткових ресурсів. Що діє як плюс того, що саме більше респондентів віком з 15-18 проходили опитування. Так як це може торкнутися їх в перш за все, а не тих, хто закінчив навчання до цього часу.
3. Технічні обмеження: Необхідно вирішити технічні обмеження, такі як обмежена батарея гарнітур та обладнання, щоб забезпечити плавний та продуктивний навчальний процес для середніх та великих груп здобувачів.

Висновки

Технологія VR молода і ще мало вивчена, особливо в освітньому напрямку для підготовки фахівців з мостобудування. Проте, використання віртуальної реальності для підготовки фахівців з будівництва та експлуатації мостів має значний потенціал для покращення навчального процесу. VR може допомогти здобувачам та заохотити їх до навчання.

Але, через всі недоліки цієї технології треба бути уважним, та обережним не тільки з провадження такої системи, а також і до здобувачів. Щоб викладачі могли чітко пояснити, що очікувати, кому не варто пробувати таку систему, чому не варто і що може статися. У здобувачів же повинно бути чітке розуміння того, що відбувається, як це впливає і в подальшому вплине на стан здоров'я. А головне у них повинен бути альтернативний вибір, щоб не відставати від тих, хто буде навчатись завдяки віртуальній реальності.

Тому, я вважаю, що хоч ця технологія і приваблива, вона буде ставати все більш актуальною, але в близькому майбутньому не зможе повністю замінити звичайні, наглядні практичні заняття на будівельному майданчику.

Перелік посилань

1. <https://teach-hub.com/virtualna-realnist/>
2. <https://www.mdpi.com/1660-4601/15/6/1204>
3. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0957417423000039>
4. <https://www.xingfuzuoyoushou.com/virtual-reality.html>

СУЧАСНИЙ ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ТУНЕЛЬНИХ ОПРАВ З ФІБРОБЕТОНУ

*Токар В.С., ст. гр. ДМ-41-20,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКіБМ Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Фібробетон на теперішній час є одним з найбільш перспективних будівельних матеріалів. Він відноситься до нового покоління бетонів, які з'явилися в результаті розвитку інноваційних технологій, що поступово приходять на заміну вже існуючим видам. Фібробетон – це різновид цементного мілкозернистого бетону, в якому рівномірно розподілені фіброволокна, які виконують функцію армуючого компонента (рис.1).



Рисунок 1 - Фібробетон

Засновником технології набризк-бетонування прийнято вважати американського винахідника Карла Ітена Ейкелі, який розробив пристрій для нанесення штукатурки (цементного розчину), який надходить під тиском стисненого повітря у вигляді сухої суміші по шлангу до сопла, де суха суміш змішується з водою, що подається по іншому шлангу. Вперше ця технологія була застосована в 1907 року під час ремонту фасаду Музею в Чикаго, де працював Ейкелі. З тих пір технологія набризк бетонування в будівництві розвивалася і продовжує розвиватися вже понад 100 років. Розширилися також і сфери її

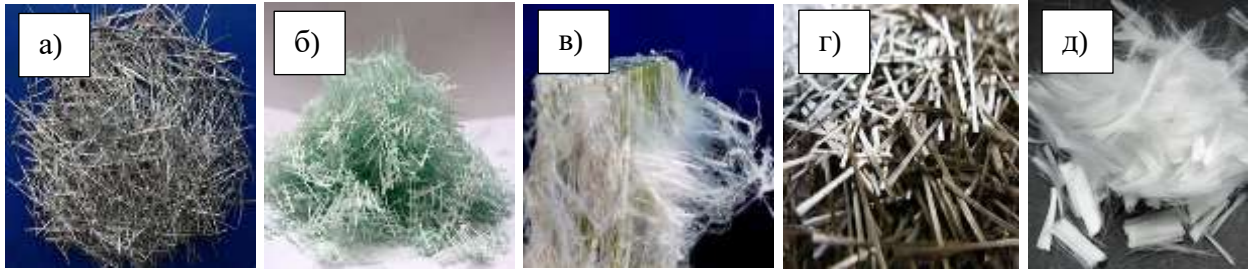
застосування. Набризкбетон показав свою ефективність при будівництві, реконструкції та ремонті цивільних і промислових будівель та споруд, берегоукріплювальних та інших морських споруд, гідротехнічних споруд, гірничих виробок промислового призначення, транспортних тунелів, мостів та інших споруд. Таке поширення пов'язане з тим, що застосування фібри в бетоні забезпечує бетону вищі показники за такими характеристиками як міцність на розтягування, вигин, зріз, ударну та втомну міцність, тріщиностійкість, морозостійкість, водонепроникність, жароміцність та пожежостійкість. Ці властивості сприяють можливості виділити фібробетони у незалежну групу конструкційних матеріалів [1].

Фібра представляє собою матеріал у вигляді відрізків ниток або вузьких смуг органічного чи неорганічного походження. Механічні характеристики фібробетону залежать від кількості та схеми розташування фібр у розчині (рис.2). У якості фібр застосовуються металеві та неметалічні нитки різної довжини та перерізу. У конструкційному відношенні найбільший ефект отримують від використання сталевих волокон, модуль деформативності яких у 6 разів вищий показників бетону. Застосування поліпропілену дозволяє на 60-90% скоротити ризик тріщиноутворення під час пластичної усадки сумішей. Склофібра відрізняється низькою лугостійкістю і використовується тільки для попереднього армування при виготовленні виробів із гіпсу або стінових блоків із пористих бетонів. Базальтова фібра стійка до лужних процесів. Модуль пружності на 15-20% вище, ніж у волокон зі скла. Азбестові волокна нейтральні до агресивного впливу цементів, їх характеризує висока міцність та вогнестійкість.

Раціональний вибір добавок для армування бетону дозволяє отримати конструктивні елементи, які мають стійкість до механічних навантажень. Введення в бетон модифікаторів у вигляді фібр сприяє підвищенню експлуатаційних та робочих характеристик.

У тунелебудівній галузі фібронабризкбетон використовується майже 40

років. Вперше набризкбетон армований фіброю застосували при будівництві гідротехнічного тунелю (штольні) водосховища Райрі у штаті Айдахо, США у 1973 р.



а – сталеве волокно; б - скловолокно; в – азбестове волокно;
г – базальтова фібра; д – поліпропіленове волокно

Рисунок 2 – Види фібрових волокон

В теперішній час фібробетон широко застосовуються для виготовлення збірних блоків тунельних оправ, які споруджуються щитовим способом, монолітних оправ гірських тунелів і оправ, що споруджуються методом набризку.

Одним з перспективних напрямків у тунелебудуванні є виготовлення збірних високоточних блоків із застосуванням фібробетонів, при цьому, залежно від умов спорудження та експлуатації конструкції, можливе армування блоків тільки фіброю (фібробетонні блоки), або комбіноване армування (фіброзалізобетонні блоки). Техніко-економічна ефективність таких блоків досягається за рахунок значного зниження трудовитрат при виготовленні арматурних каркасів. У фібробетонних блоків вони відсутні, у фіброзалізобетонних блоках каркаси мають полегшену конструкцію [2].

Значний досвід спорудження тунелів з блоковою оправою накопичений у світі з 80-х років 20 сторіччя. Так, з 1989 по 2016 роки щитовим способом із застосуванням фібробетонних та фіброзалізобетонних високоточних блоків було збудовано 36 тунелів комунального призначення (каналізація, водопостачання,

енергопостачання тощо) та 39 тунелів транспортного призначення (метро, залізниці, автомобільні дороги). Аналіз даних показує, що в 71% випадків при будівництві тунелів застосовувалися фібробетонні блоки без додаткового стрижневого армування.

На наведених діаграмах (рис.3) видно, що при розгляді застосування фібробетонних та фіброзалізобетонних блоків в залежності від діаметрів тунелів видно, що найбільша кількість побудованих тунелів з фібробетонних блоків (51%) мають діаметри 4-8 м. При застосуванні фіброзалізобетонних блоків найбільшу кількість тунелів (86%) мають діаметри понад 4 м.

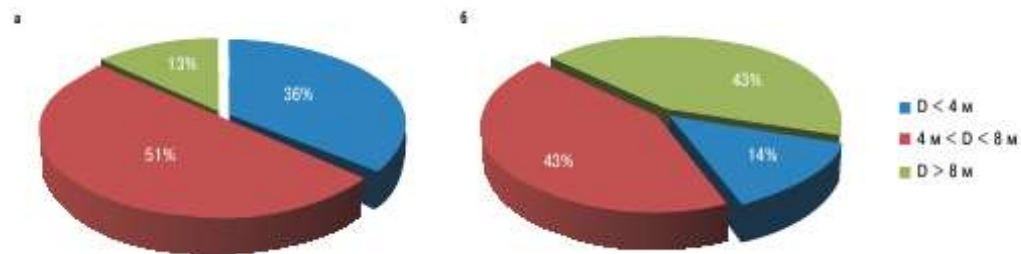


Рисунок 3 – Діаграми залежності застосування фібробетонних та фіброзалізобетонних блоків в залежності від діаметрів тунелів

Але найбільше застосування фібробетон отримав при набризк-бетонній технології кріплення виробок (рис.4). В наш час фібронабризкбетон застосовується при будівництві та ремонті тунелів для створення тимчасових кріплень, стабілізації лоба забою, зведення постійної оправи тунелю, відновлення та посилення існуючої оправи [3].

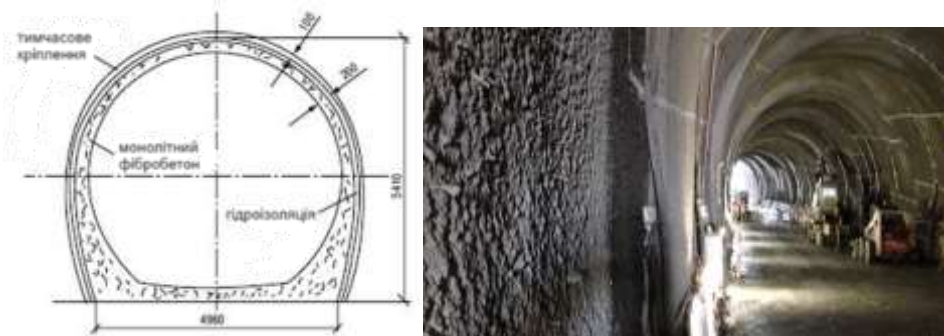


Рисунок 4 – Фібробетонне кріплення виробок (набризк-бетонування)

До нещодавно найбільше поширення мав армований бетон зі сталевією фіброю. При цьому геометрія та розміри фібр оптимізовані з урахуванням технологічних вимог і максимально можливого включення фібрової арматури в роботу. Застосування високоякісних сталей при виробництві фібрової арматури дозволяє вирішувати проблеми зниження або повного виключення стрижневого армування конструкції при витратах фібрової арматури менше 1%. Зараз науковці займаються дослідженнями одночасного використання довгих і коротких сталевих волокон, які базуються на механізмі руйнування у бетонній суміші. Спочатку в бетоні утворюються тріщини під дією розтягувального навантаження, з його збільшенням ці мікротріщини розростаються, об'єднуються, утворюючи більші тріщини і спричиняючи руйнування бетону. На рисунку 5 показано ефективність коротких і довгих волокон у мікро- і макротріщинах відповідно.

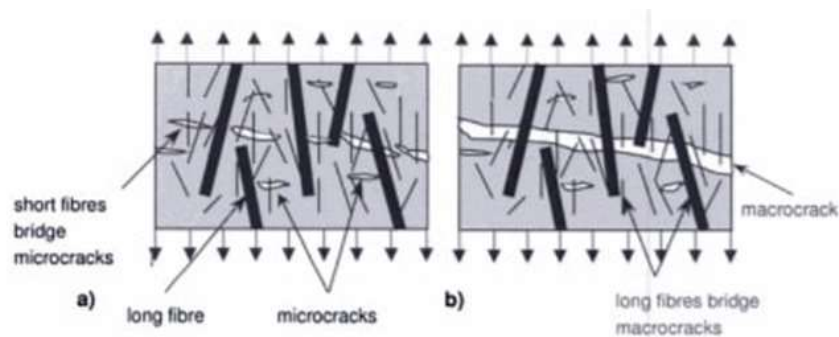


Рисунок 5 – Розташування довгих і коротких сталевих фібр при утворенні тріщин в бетоні

Окрім сталевієї фібри в тунелебудівництві широке застосування має полімер-армований фібробетон [4]. Зокрема, з полімер-армованого фібробетону виконано облицювання окремих ділянок тунелю, що є частиною високошвидкісної залізниці, що сполучає Великобританію та Францію через Ла-Манш. В даному випадку полімер-армований бетон був обраний, насамперед, через його високу вогнестійкість. Як показав досвід, при високих температурах під час

пожежі (до 1100 ° С у тунелі за перші п'ять хвилин пожежі) традиційна бетонна оправа починає сильно розтріскуватися, що суттєво підвищує ризик катастрофічного обвалення тунелю. Саме розтріскування відбувається у перші 20–30 хвилин пожежі. З огляду на досвід при проектуванні тунелю було встановлено, що додавання 1 кг моноволоконної поліпропіленової фібри до кожного кубічного метра бетону може значно зменшити розтріскування, не впливаючи на міцність бетону та стійкість тунельної оправи. Це пояснюється тим, що поліпропіленове волокно плавиться на ранніх стадіях пожежі і утворює мільйони пустот у бетоні. Ці канали створюють шляхи виходу захопленої водяної пари, що, у свою чергу, знижує поровий тиск і розтягуючі напруження в бетонній оправі тунелю. Отже, за рахунок цього суттєво знижується розтріскування та вірогідність обвалення тунелю.

Підсумовуючи сказане, можна зробити висновок, що сталевібробетон є композиційним матеріалом, який широко застосовується як в монолітному будівництві так і в збірних конструкціях тунельних споруд в усьому світі.

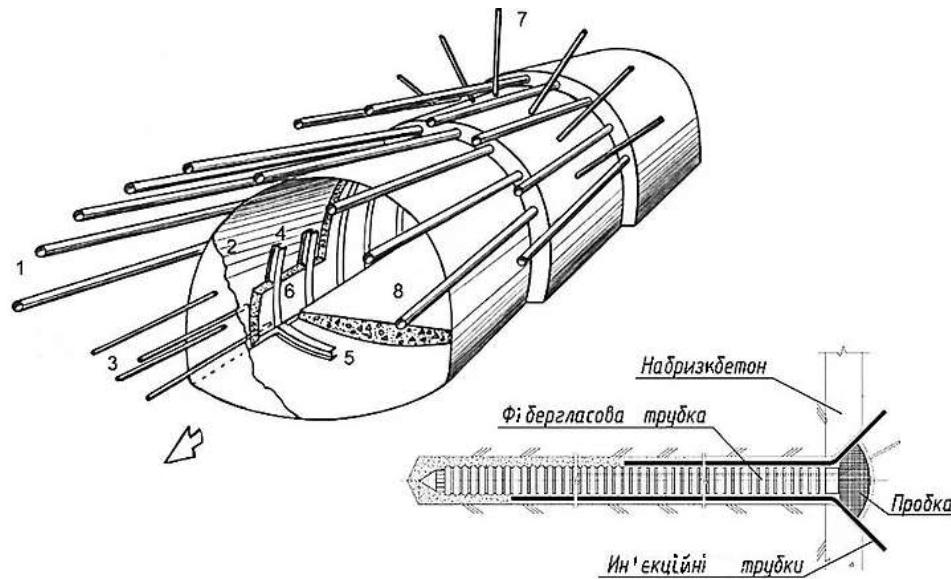
Перелік посилань:

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-78:2009. Настанова з проектування та виготовлення сталевібробетонних конструкцій. – К.: Мінбуд України, 2009. – 63 с.
2. Fiber Concrete Tunnel Lining URL:
3. https://www.researchgate.net/publication/286005531_Fiber_concrete_tunnel_lining
4. Shotcrete, in-situ concrete and lining segments URL: <https://www.krampeharex.com/en/fibres/applications/tunnel-construction/>
5. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. –226 p.

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ADECO-RS ПРИ ПРОЄКТУВАННІ І БУДІВНИЦТВІ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ

*Комісаренко І.М., ст. гр. ДМ-51-23,
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКіБМ Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

В окремих випадках на ділянках сильно тріщинуватих роздроблених ґрунтів ($f = 1,5 \dots 2$) проходку тунелю способом суцільного забою можна вести з випереджувальним кріпленням. Залежно від ступеня стійкості виробки випереджувальне кріплення влаштовують або тільки в покрівлі виробки, або як у покрівлі, так і в забої. Така технологія була розроблена та науково обґрунтована італійськими фахівцями. У світовій практиці тунелебудування ця технологія отримала назву "метод ADECO-RS" (Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils), що в перекладі означає «Аналіз контрольованих деформацій у скельних та нестійких ґрунтах» [1-3].



- 1 – металеві гофровані труби; 2 – вирівнюючий шар набризкбетону;
3 – фіброгласові анкери; 4 – прокатний профіль; 5 – лоткова частина виробки;
6 – набризк-бетон; 7 – залізобетонні анкери; 8 – зворотне склепіння

Рисунок 1 – Випереджаюче кріплення методом ADECO-RS

Сутність методу ADECO-RS полягає в тому, що стійкість великопрогонової виробки, крім закріплення ґрунту по периметру її поперечного перерізу, забезпечується стабільністю ґрунту попереду лоба забою за рахунок влаштування випереджаюче кріплення (рис.1).

Випереджаюче кріплення покрівлі виконують до розробки ґрунту у вигляді екрана з металевих перфорованих труб (1), які випереджають лоб забою на довжину 6...7 м, та заповнюються цементно-піщаним розчином. Випереджаюче кріплення лоба забою влаштовують з горизонтально розташованих у площині забою фібергласових анкерів (3) довжиною 12...14 м. Після розробки забою на одну заходку по периметру виробки наносять вирівнювальний шар набризк-бетону (2) і встановлюють арматурні арки або арки з прокатного профілю (4). При значному гірському тиску арокне кріплення замикається в лотковій частині виробки (5).

Потім по всьому периметру виробки наноситься набризкбетон шаром від 20 до 30 см (6). На відстані не далі однієї заходки склепіння виробки закріплюють залізобетонними анкерами завдовжки 4...7 м (7). У виробках прольотом 12...14 м анкерами закріплюють стіни. Бетонування оправи виконують, починаючи зі зворотного склепіння (8).

Розкриття виробки великих розмірів можна вести або за схемою поперечної діафрагми, розділяючи колоту на дві виробки великої площі, які розробляються послідовно, а потім по черзі нижні уступи, або за схемою бічних пілот-тунелів, розділяючи всю площу проектного перерізу на дрібніші елементи. Метод ADECO-RS дозволяє розділити переріз тунелю на більші елементи або вести прохід суцільним забоєм (рис. 2).

Практика застосування цього методу показала ефективність його застосування під час проходження суцільним забоєм виробок прольотом до 18 м. Однак відомостей про застосування цього методу при спорудженні тунелів більшого перерізу в публікаціях не виявлено. Ймовірно, це пов'язано з великою

трудомісткістю робіт та збільшенням можливих ризиків втрати.

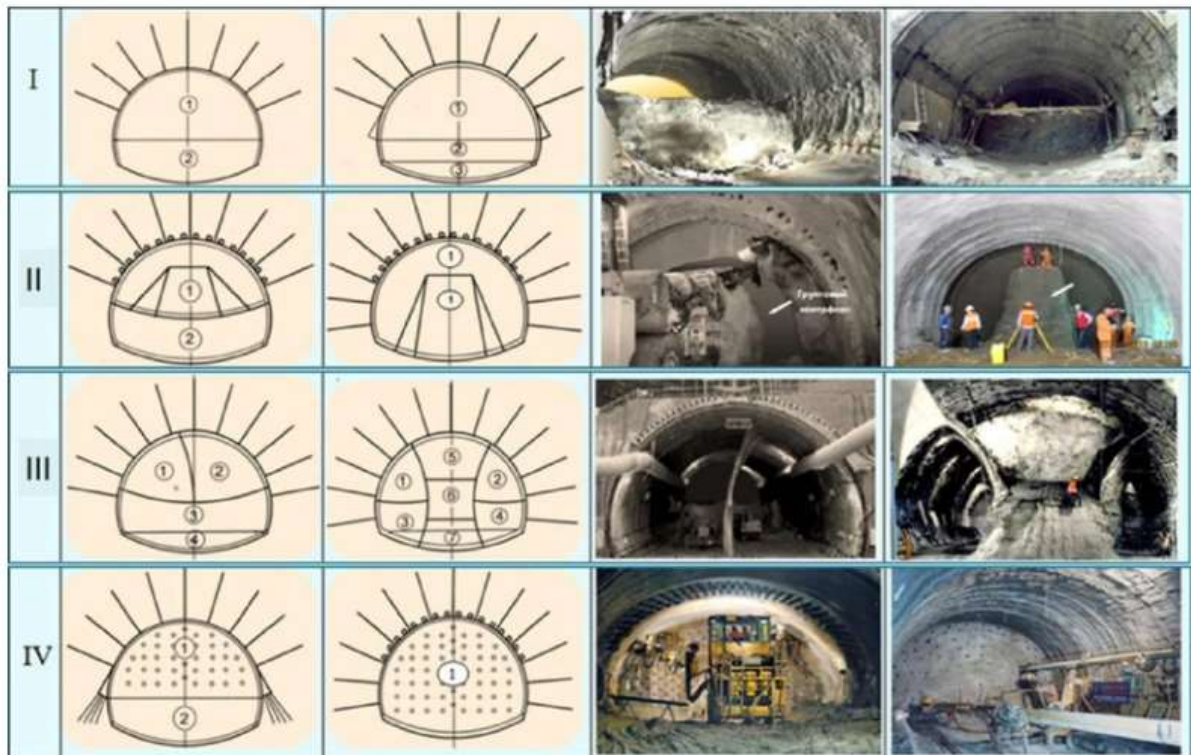


Рисунок 2 – Схеми розкриття виробок великого прольоту в маломіцних скельних ґрунтах

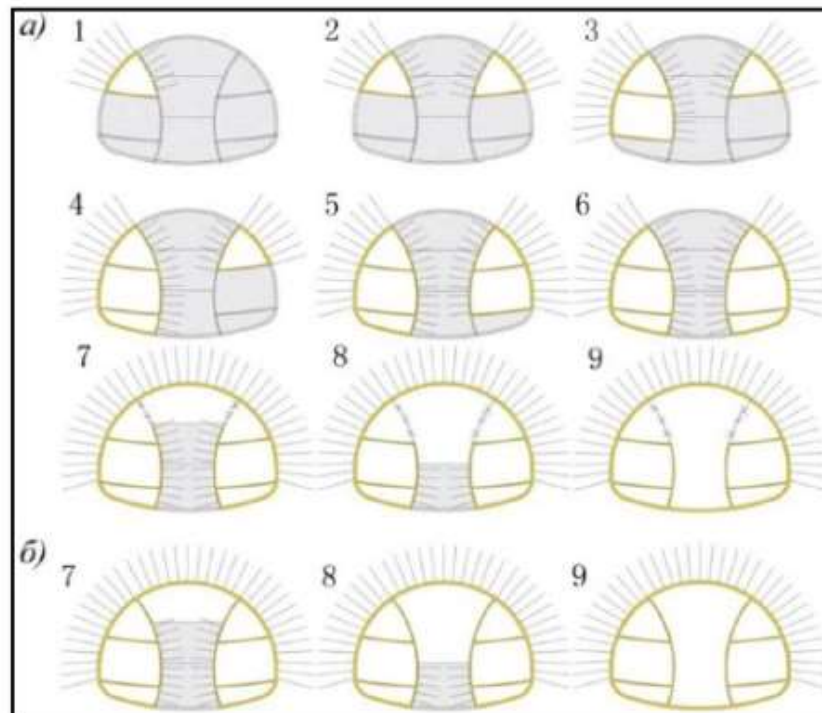
Різноманітність інженерно-геологічних умов та різна глибина закладення станцій вимагають прийняття таких конструктивно-технологічних рішень, для яких недостатньо, а найчастіше і неможливо використовувати метод аналогій та повторних рішень без попередньої адаптації проекту до конкретних умов будівництва. Це зумовлює необхідність наукового обґрунтування ухвалених у проекті конструктивно-технологічних рішень у кожному конкретному випадку будівництва односклепінчастих станцій метрополітену.

Світова практика проектування та будівництва підземних споруд свідчить про те, що нині ефективним інструментом розв'язання задач геомеханіки у тунелебудуванні є метод чисельного моделювання.

Дослідження напружено-деформованого стану системи «кріплення –

грунтовий масив» на чисельних моделях проводяться два етапи:

- завдання першого етапу – вибір та обґрунтування методу розкриття станційної виробки в маломіцних скельних ґрунтах;
- завдання другого етапу – прогноз геомеханічних процесів при розкритті виробки методом бічних пілот-тунелів у конкретних умовах будівництва односклепінчастої станції.



1 – розробка ґрунту та кріплення пілот-тунелю в лівій частині калоти; 2 – розробка ґрунту та кріплення пілот-тунелю у правій частині калоти; 3 – розробка уступу та влаштування кріплення в лівому пілот-тунелі; 4 – розробка лоткової частини у лівому пілот-тунелі; 5 – розробка уступу та влаштування кріплення у правому пілот-тунелі; 6 – розробка лоткової частини у правому пілот-тунелі; 7 – розробка ґрунту з руйнуванням частини внутрішніх стін та кріплення склепіння калоти; 8 – розробка середнього поступу з руйнуванням частини внутрішніх стін; 9 – розробка нижнього уступу, бетонування зворотного склепіння

Рисунок 3 – Послідовність розкриття виробки з руйнуванням внутрішніх діафрагм у процесі розробки ґрунту (а) та з руйнуванням внутрішніх діафрагм після замикання зворотного склепіння (б)

Застосовують два можливі варіанти виконання робіт після проходки та кріплення бічних пілот-тунелів:

- розробка ґрунту в ядрі перерізу з частковим руйнуванням внутрішніх діафрагм (рис. 3а);
- розробка ґрунту в ядрі перерізу з руйнуванням діафрагм тільки після закінчення та замикання зворотного склепіння (рис. 3б).

Після розкриття виробки до проектного контуру характер розподілу і величина напружень в армованому ґрунтовому масиві практично не різняться за будь-якого варіанта виконання прохідницьких робіт. При цьому переважають стискаючі напруження. Низький рівень цих напружень зберігається на всіх етапах розкриття виробки.

Слід також відзначити, що після часткового руйнування діафрагм у верхній частині ґрунтового ядра виникають області граничної рівноваги, внаслідок усунення діафрагм у бік бічних тунелів.

Прогнозування стійкості великопрольотних виробок по стадійній технології виконання прохідницьких робіт ADECO-RS дозволить приймати конструктивно-технологічні рішення, які будуть мінімізувати ризики та скорочувати строки прохідницьких робіт.

Перелік посилань:

1. Lunardi, Pietro / Cassani, Giovanna / De Giudici, Claudio (2008): La metropolitana di Napoli. In: Strade e Autostrade, v. 12, n. 68 (March 2008), pp. 147-156.
2. Marcher, Thomas / Starjakob, Franz / Lutz, Bernd / Sotek, Martin (2004): Comparison of Excavation Methods: A.DE.CO-RS versus NATM. In: Felsbau, v. 22, n. 4 (2004), pp. 38.
3. The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils
URL: https://www.rocksoil.com/documents/ADECO_english.pdf

АВАРІЙНІ СИТУАЦІЇ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ГЛИБОКИХ КОТЛОВАНІВ

*Сегеда М.Г., ст. гр. ДМ-41-20,
Щербук С.С., ст. гр. ДМ-36т1-21*

*Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКіБМ Смолянук Н.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Аварії при будівництві котлованів пов'язані перш за все з виникненням в огорожувальній конструкції граничних станів І групи, тобто з порушенням її міцності або стійкості, але крім цього, небезпечні ситуації виникають і з настанням граничного стану в деяких областях оточуючого ґрунтового масиву (рис. 1).

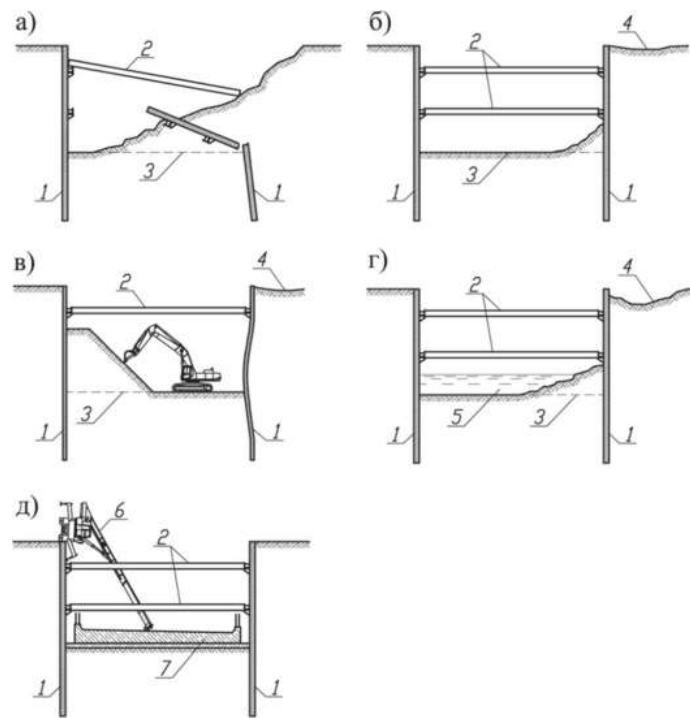


а) руйнування розпірної системи та «стіни в ґрунті»; б) провал на проїзній частині поруч з аварійною ділянкою; в) поздовжній зсув обв'язувальних поясів вздовж «стіни в ґрунті»

Рисунок 1 – Приклади аварійних ситуацій при спорудженні глибоких котлованів

Під поняттям «аварійна ситуація» приймають створені в процесі будівництва відхилення від проекту або результатів прогнозу, які вимагають втручання в виробництво робіт і можуть призвести до аварії, якщо не вжити ніяких заходів [1,2]. Аварійні ситуації пов'язані, як правило, зі значними непрогнозованими деформаціями огорожень котлованів або їх елементів, навколишніх будинків, споруд та комунікацій, тобто з виникненням граничних станів ІІ групи.

Обвалення ґрунту при будівництві глибоких котлованів відбувається у вигляді сповзання його окремих мас, обмежених площинами ковзання. Залежно від тяжкості аварії і обсягу ґрунту, що надійшов в котлован, може спостерігатися повне або часткове заповнення котловану ґрунтом. У першому випадку, як правило, відбувається руйнування основної захисної конструкції (рис. 2, а), у другому спостерігаються локальні вивали ґрунту в котлован між палями огорожувальної конструкції, що супроводжуються пошкодженням або руйнуванням заборки на ділянках певної довжини (рис. 2, б).



1 – захисна конструкція; 2 – розстріли; 3 – дно котловану; 4 – опади поверхні землі; 5 – ґрунтова вода; 6 – автомобільний кран; 7 – лоток тунелю

Рисунок 2 – Аварійні ситуації при будівництві тунелів відкритим способом: а) руйнування захисної конструкції; б) локальний вивал ґрунту в котлован; в) надмірні деформації захисної конструкції; г) прорив ґрунтових вод в котлован з виносом ґрунту; д) падіння будівельної техніки в котлован

Зустрічаються випадки, коли захисна конструкція отримує надмірні

деформації без обвалення ґрунту в котлован, що супроводжуються утворенням осадок поверхні землі (рис. 2, в). Такі деформації притаманні огорожувальним конструкціям, виконаним з суцільного сталевго шпунта, при великому тиску ґрунтових вод.

Обвалення породи, як правило, викликають руйнування або надмірні деформації тимчасового або постійного кріплення, при яких порушується стійкість тунельної виробки, кріплення не може виконувати свої основні функції і не забезпечує необхідні габарити наближення будівель та обладнання.

При влаштуванні котлованів в слабких водонасичених ґрунтах без додаткових заходів по захисту від ґрунтових вод можуть спостерігатися інтенсивні течі або прориви води під тиском через огорожувальні конструкції, що призводить до повного або часткового затоплення котловану. Найбільш небезпечні водопрпливи з одночасним винесенням ґрунту в котлован (рис. 2, г). У таких випадках велика небезпека осадів поверхні землі поблизу котловану, пошкодження фундаментів будівель і підземних комунікацій.

В даний час відсутня геотехнічна класифікація аварійних ситуацій при влаштуванні котлованів. В таблиці 1 запропонований варіант такої класифікації за ступенем їх тяжкості і по об'єктам прояви їх наслідків.

Варто зазначити, що частіше трапляються аварійні ситуації IV – найлегшої категорії. Найбільш важкі аварії I категорії, що призводять до катастрофічних наслідків, пов'язаних з техногенною активізацією небезпечних інженерно-геологічних процесів, навпаки, достатньо рідкі, але теж мають місце.

Аналіз комплексу причин, які найбільш часто призводять до аварій при будівництві глибоких котлованів, дозволяє виділити наступні великі групи:

- помилки та прорахунки при виконанні інженерно-геологічних та інших видів вишукувань;

- помилки при проектуванні, які можуть допускати як геотехніки, які аналізують взаємодію конструкцій з ґрунтовим масивом, так і інженери, що визначають параметри конструктивних елементів;
- неякісне виконання робіт, недотримання при будівництві проектних параметрів, використання матеріалів і технологій, що не відповідають проекту;
- порушення ПОБ, недотримання передбаченою проектом послідовності виконання робіт;
- помилки в управлінні проектом, відсутність належного контролю якості, недостатній моніторинг, погана взаємодія з проектувальником в процесі будівництва, недотримання термінів будівництва;
- неправильна експлуатація;
- форс-мажорні причини, пов'язані з впливами, непередбачуваними будівельними нормами і правилами, природного і техногенного характеру.

Крім форс-мажорних обставин, які не можуть бути заздалегідь передбачені і піддані аналізу, інші причини виникнення аварійних ситуацій пов'язані з людським фактором, тобто носять суб'єктивний характер. Помилки людини можуть бути обумовлені наступними обставинами:

- браком інформації або її неправильною інтерпретацією;
- відсутністю достатнього досвіду і необхідної кваліфікації;
- незадовільною організацією трудового процесу;
- бажанням заощадити кошти і час;
- необхідністю виконання своїх обов'язків в умовах дефіциту часу;
- відсутністю апробованих методик аналізу;
- відсутністю критичного підходу і песимістичних оцінок;
- небажанням обговорювати дискусійні питання, недостатньою публічністю.

Таблиця 1 – Класифікація аварійних ситуацій при влаштуванні котлованів

Категорія аварійної ситуації	Об'єкт впливу			
	Споруда, що будується	Прилегла забудова	Інженерні комунікації	Ґрунтовий масив
	А	В	С	Д
I катастрофічна	Повне руйнування огороження котловану та конструкцій в котловані	Повне руйнування усіх об'єктів поблизу котловану, пошкодження об'єктів на значній відстані від котловану		Зміщення значних за об'ємом ґрунтових мас, пов'язане з активізацією небезпечних інженерно-геологічних процесів
II важка	Руйнування огороження котловану і конструкцій в котловані з аварійної сторони	Руйнування і пошкодження будівель та споруд поблизу котловану з аварійної сторони	Руйнування і пошкодження комунікацій, у тому числі водонесучих, які погіршують наслідки аварії	Зміщення в котловані ґрунтових мас, пов'язане з обваленням його огорожувальної конструкції або з водонасиченням масиву, утворенням значних провалів
III середньої важкості	Часткове руйнування огороження котловану або його конструктивних елементів	Руйнування і пошкодження окремих несучих конструктивних елементів будівель і споруд, які прилягають до котловану	Локальні конструктивні пошкодження комунікацій, не посилюючі наслідки аварії	Локальне зміщення ґрунту в котлован, яке супроводжується утворенням провалів на денній поверхні
IV легка	Надмірні деформації огороження котловану або його конструктивних елементів	Наднормативні деформації будівель і споруд, які супроводжуються пошкодженням їх несучих елементів	Значні деформації інженерних комунікацій, які загрожують втратою їх експлуатаційної придатності	Значні деформації земної поверхні поблизу котловану, утворення тріщин та сколів на поверхні

До серйозних аварій котлованів приводить зазвичай комплекс причин, які пов'язані між собою та витікають одна з іншої. Так недоліки інженерно-геологічних вишукувань неминуче тягнуть за собою помилки при проектуванні, а помилки в управлінні проектами завжди призводять до зниження якості робіт.

Перелік посилань:

4. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки: ДБН В.1.2-12 - 2008. - [Чинний від 2009-01-01 року]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 43 с. – (Державний стандарт України)
5. Досвід зведення споруд методом «стіна в ґрунті» /Філахтов О. Л., Лубенець Г. К., Писаренко М. В., Янкулин М. Г. – Київ: Будівельник, 1981. – 236 с.

ВПЛИВ ТЕМПЕРАТУРИ НА МІЦНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ

Котенко А.В., ст. гр. ДМ-21-22, ХНАДУ

Тітов О.В., ст. гр. ДМ-16т1-23, ХНАДУ

Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКіБМ Ігнатенко А.В.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Одним з істотних факторів, що впливають на напружено-деформований стан (НДС) конструкцій є температура. Температурне нагрівання бетонних, залізобетонних і сталобетонних конструкцій зустрічається як у процесі їх експлуатації, так і при їх виготовленні. Прикладом може бути нагрівання конструкцій аеродромних покриттів і ракетних майданчиків, нагрівання бетону при термореактивному методі попереднього напруження як залізобетонних, так і сталобетонних конструкцій і в багатьох інших випадках.

Величина температурних напружень, що виникають при нагріванні, може виявитися досить високою і призвести до появи тріщин у конструкціях або навіть до їх руйнування при низьких експлуатаційних навантаженнях або навіть за їх відсутності.

Відомо також, що щорічні збитки від пожеж у країнах Європейського Союзу, Китаю, Японії та США складають приблизно 2 % їх національного прибутку, у зв'язку з чим там систематично виділяють достатньо коштів на дослідження вогнестійкості залізобетонних і сталобетонних конструкцій.

Проектування та експлуатація будівель і споруд, що працюють в умовах високотемпературного нестационарного нагрівання, супроводжується зміною фізико-механічних властивостей матеріалів та виникненням градієнтів температури, що в свою чергу супроводжуються неоднаковими тепловими деформаціями частин несучих елементів.

Від інтенсивності й характеру розподілу температурних напружень і

деформацій у конструкції залежать її тривала міцність, термічна втома, а також розрахункові опори для матеріалів при різних умовах навантаження, стан стійкості, твердість та ін.

Відомо, що у процесі нагрівання теплопровідність і теплоємність бетонів істотно змінюються, а характер і темп цих змін залежать від виду, щільності й тривалості нагрівання бетону. А при нагріванні конструкції змінюються міцнісні, пружнопластичні, теплофізичні й механічні властивості матеріалу.

Фізико-хімічні процеси, що призводять до втрати міцності бетону, надзвичайно складні. Так, у межах температур нагрівання до 100-200 °С фізико-механічні властивості бетону практично не змінюються, однак з'являється інтенсивне внутрішнє паровиділення за рахунок випаровування вільної води в мікропорах. Істотне значення має тиск пари ρ_n . Залежно від швидкості прогрівання (величини теплових потоків) і паропроникнення бетону його величина може перевищувати критичну міцність бетону на розтягнення, що може призвести до росту мікротріщин до макроскопічних розмірів, тобто до розтріскування бетону.

Для дійсного повного опису фізико-хімічних процесів, що відбуваються в бетоні в умовах високотемпературного впливу, необхідне знання таких характеристик, як розміри, форма й кількість мікропор, знання фракційного розподілу мікрокристалітів цементного каменю та заповнювачів і тому подібне. Уже перерахованих параметрів досить, щоб зрозуміти всю складність детального опису пожежостійкості бетону. Тому на практиці вводять припущення про середні значення цих параметрів і задають міцнісні характеристики у вигляді функції температури та часу нагрівання, виходячи з дослідних даних.

Міцність бетону на осьове розтягання й стиск досліджена багатьма вченими, серед яких: Н.С. Бушуєв, Ю.В. Зайцев, М.І. Карпенко, О.П. Кричевський, А.Ф. Милованов, К.Д. Некрасов та інші. Результати цих досліджень показують, що при пожежі бетон, який має природну вологість, у

навантаженому стані піддається швидкому короткочасному нагріванню, що змінює його міцнісні властивості.

Більш детальні дослідження залежності міцності бетону від температури свідчать про те, що потрібно виділити чотири класи бетону: важкий бетон, керамзитобетон, високоміцний бетон, керамзитоперлітобетон, для яких залежність коефіцієнта умов роботи від температури приблизно однакова (рис. 1).

У важкого бетону природної вологості (рис. 1, а) спостерігається крихке руйнування призм при температурі нагрівання до 200 °С по площинах, паралельних стискальній силі. За більш високої температури нагрівання руйнування відбувалося більш плавно, через появу більших пластичних деформацій.

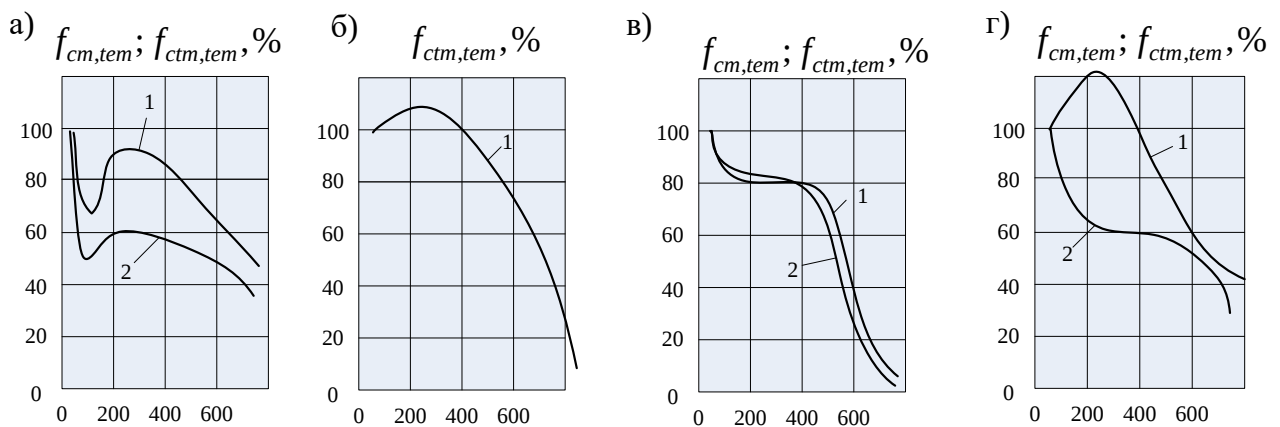


Рисунок 1 – Вплив нагрівання на призмову міцність (1) і міцність на розтягання (2): а) – звичайний важкий бетон; б) – керамзитобетон; в) – високоміцний бетон; г) – керамзитоперлітобетон

Крім того, однією з основних причин зниження міцності бетону, запевняє А.Ф. Милованов, є виникнення додаткових напружень, обумовлених порушенням зв'язку між заповнювачем і цементним каменем внаслідок того, що застиглий цемент, який обезводнився, дає усадку, а зерна заповнювача розширюються.

Керамзитобетон. Із підвищенням температури нагрівання спостерігається помітне зниження міцності на стиск керамзитобетону (рис. 1, б), внаслідок різниці температурних деформацій цементного каменю і заповнювача та дегідратації продуктів тверднення цементу. При цьому утворюються мікротріщини в коагуляційно-кристалізаційній структурі цементного каменю й на межі контактів між цементним каменем і заповнювачем.

Високоміцний бетон (класів С35/45 – С50/60). Руйнування зразків, що зберігалися на повітрі протягом 7 діб після короткочасного нагрівання до 800 °С, пояснюється порушенням структури бетону внаслідок різниці температурних деформацій цементного каменю й заповнювача, модифікаційного перетворення кварцу в заповнювачі, дегідратації гідрату окису кальцію та гасіння вільного окису кальцію цементного каменю після нагрівання (вище 600 °С) і охолодження бетону.

Характер зниження міцності попередньо висушених зразків такий самий, як для зразків з бетону природної вологості. При цьому зміна відносної призмової міцності не залежить від класу бетону.

Керамзитоперлітобетон (рис. 1, г). Кубикова міцність бетону, висушеного при 110 °С, знижується інтенсивніше, ніж у бетону, що мав природну вологість, однак при 800 °С вони практично однакові.

Аналізуючи дослідження про вплив температури до 800 °С на міцність при стисканні й розтяганні на призмову міцність, слід зазначити, що міцність бетону на стиск у нагрітому і в остиглому станах після нагрівання до 500 °С є приблизно однаковими. При нагріванні вище 500 °С міцність на стиск бетону після нагрівання в охолодженому стані була дещо меншою, ніж у нагрітому стані.

Для методики розрахунку напружено-деформованого стану сталобетонних конструкцій з урахуванням температурних впливів необхідно оперувати аналітичними залежностями, що описують повну діаграму деформування бетону при підвищених температурах.

Новий підхід до виявлення граничного стану при нерівномірному нагріванні запропонував С.Л. Фомін. У роботі на основі обробки експериментальних даних сформульований принцип афінноподібності для дослідженого важкого бетону. Цей принцип полягає в тому, що діаграми $\sigma - \varepsilon$ при нагріванні залишаються інваріантними по відношенню до афінних перетворень площини заданої температури нагрівання в площину при нормальній температурі.

Для розрахунку конструкцій при високих температурах необхідно знати теплофізичні характеристики λ і C . Для бетону визначення теплофізичних характеристик при нагріванні виконується методом розв'язання зворотної задачі теплопровідності, відповідно до якої теплофізичні характеристики визначаються шляхом зіставлення експериментальних і розрахункових кривих прогрівання матеріалу. Теплопровідність і теплоємність між собою пов'язані наведеним коефіцієнтом теплопровідності.

ДЕЯКІ КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ ПЕРЕХОДІВ

*Кусайкін Д.В. ,ст. гр. ДМ-36т1-21, ХНАДУ
Науковий керівник: к.т.н.,доц. каф. МКіБМ Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Сьогодні особливо у великих містах суттєвою постала проблема аварійності на дорогах, для вирішення якої, потрібно застосовувати цілий комплекс заходів таких як: підвищення культури водіння транспортних засобів, а так само підвищення культури пішоходів; поділ транспортних магістралей і пішохідних переходів в різних рівнях.

Пішохідні переходи діляться на три основні групи [1,2]:

- наземні пішохідні переходи, в яких транспортні і пішохідні потоки перетинаються в одному рівні [3];
- надземні пішохідні переходи, в яких пішоходи йдуть над транспортним потоком;
- підземні пішохідні переходи, в яких пішоходи йдуть під транспортним потоком.

Основною і незаперечною перевагою надземних і підземних пішохідних переходів є поділ транспортних і пішохідних потоків в різних рівнях. Це дозволяє виключити людський фактор, як з боку водія, так і з боку пішохода [1]. Також вони дозволяють значно економити час, оскільки ні пішоходам, ні водіям не доводиться чекати один одного.

Правда у них є і недоліки, через які їх постійно критикують. А саме:

- вони не завжди розташовуються в зручних для пішоходів місцях;
- основна маса підземних переходів будувалося в ті роки, коли про маломобільні груп населення не замислювалися, тому їх використання нерідко утруднено;
- надземні переходи не мають архітектурної виразності, тому в центральних міських районах їх не використовують [2];

- підземні переходи забудовуються торговими точками, через що проходи стають дуже вузькими і незручними для пішоходів;
- їх вартість незрівнянно висока в порівнянні з наземними переходами, і як наслідок в містах їх дуже мало.

Варто відзначити, що для великих міст кращим є використання саме підземних пішохідних переходів, враховуючи значний потік пішоходів та автомобільного та міського наземного транспорту [4].

Підземні пішохідні переходи прокладаються у вигляді тунелів під проїзною частиною вулиці з сходовими входами і виходами [5]. За своїм плануванням підземні пішохідні переходи можуть бути дуже різними. Це можуть бути: прямі підземні переходи з одними або двома сходами з кожного боку, прямокутні підземні переходи, Х-образні, Т-образні, V-образні, а так само переходи з центральними залами.

Також існують підземні переходи, в яких відсутні сходи. Оскільки вони розташовуються в рівні поверхні землі, а дорога проходить зверху по насипу (рис. 1). Однак вони не набули широкого поширення оскільки будівництво їх у центрі міста ускладнене, а за містом необхідність в них різко падає.



Рисунок 1 – Пішохідний перехід на рівні поверхні землі

Як правило, за обрисами підземні пішохідні переходи мають прямокутну форму (рис. 2), хоча зустрічаються круглої і овальної форми (рис. 3).



Рисунок 1.2 – Пішохідний перехід прямокутної форми

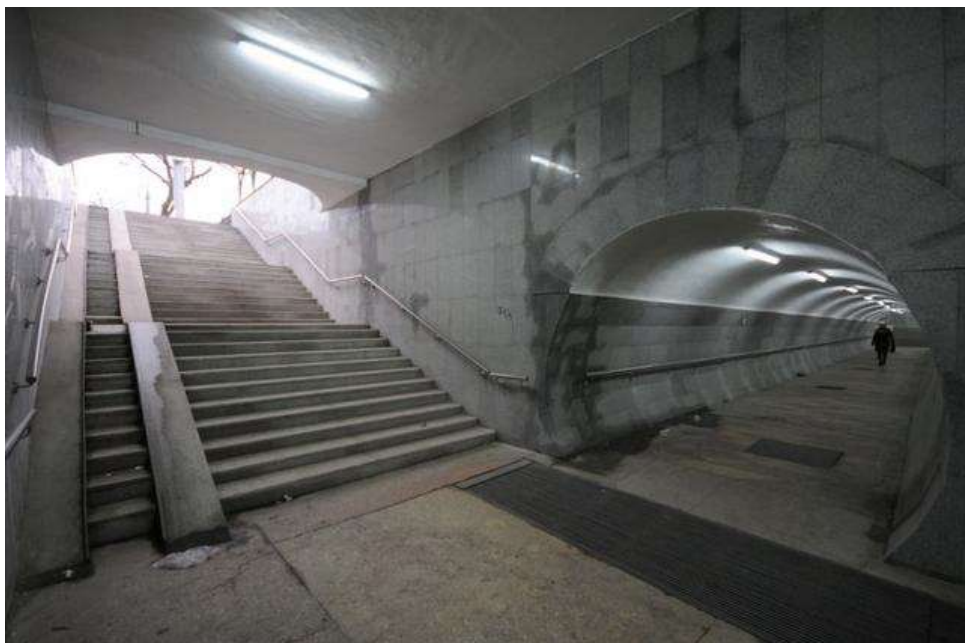


Рисунок 1.3 – Пішохідний перехід овальної форми

В даний час ведеться велика кількість досліджень, метою яких є зменшення

вартості будівництва підземних пішохідних переходів. Ведуться роботи з пошуку оптимальної глибини залягання підземних пішохідних переходів. Так, наприклад, проведені дослідження залежності напружено деформованого стану елементів підземних переходів від глибини залягання. В результаті досліджень встановлено, що оптимальна глибина залягання прямокутного поперечного перерізу з розмірами 3×3 м становить 8,0 м, за критерієм рівності внутрішніх силових факторів, що виникають внаслідок постійних і тимчасових навантажень.

Підземні пішохідні переходи по своїй суті є тунелями мілкового закладення, оскільки їх глибина не перевищує 10 м від поверхні землі, тому вони зводяться відкритим способом [6], і, отже, великий вплив на вартість надає технологія влаштування котловану для спорудження підземного пішохідного переходу.

Зменшення вартості будівництва можна досягти заходами різної спрямованості:

- пошук нових матеріалів, так наприклад, як заповнювач для бетону пропонується використовувати відходи металургійного виробництва, а в якості сталевих фібр рубані сталеві троси і канати, які відслужили свій термін служби. В результаті виходить сталефіброшлакобетон з високими характеристиками міцності і низькою вартістю;

- застосування нових типів несучих конструкцій, а саме, наприклад, замкнутих секцій з попередньо напруженого залізобетону;

- врахування взаємодії лотків і бічних стінок підземних переходів з навколишнім шаром ґрунту. Дослідженнями було встановлено, що ґрунтове середовище розвантажувально діє на несучі конструкції підземних переходів. При врахуванні роботи відбувається зниження згинальних моментів більш ніж в 1.5 рази в порівнянні з рішенням по «Кулону»;

- удосконалення методи розрахунку конструкцій підземних переходів;

- прокладання тунелів під транспортними магістралями. Вартість в цьому випадку не завжди є головним чинником. Часто будівництво підземних переходів

на міських магістралях веде до повної зупинки руху на даній ділянці дороги, що створює незручність для всіх учасників дорожнього руху. Тому йде розробка нових способів прокладки тунелів під транспортними магістралями. При застосуванні цього методу про здешевлення будівництва годі й казати, проте він дозволяє будувати підземні переходи без зупинки руху.

Таким чином, основна мета досліджень з удосконалення конструкцій підземних переходів є зниження їх вартості. Хоча в деяких випадках зниження вартості відходить на другий план, поступаючись місцем зручності для учасників дорожнього руху.

Перелік посилань

1. О. Б. Потійчук, Л. М. Піліпака. Транспортні розв'язки : навч. посібник. [Електронне видання]. – Рівне : НУВГП, 2020. – 263 с.
2. ДБН В.2.3-5-2018. Вулиці та дороги населених пунктів. К. : Міністерство розвитку, будівництва та ЖКГ України, 2018. 61 с.
3. . ГБН В.2.3-37641918-555:2016. Автомобільні дороги. Транспортні розв'язки в одному рівні. Проектування. К. : Мінінфраструктури України, 2016. 54 с.
4. Пальчик А. М. Транспортні потоки. К. : НТУ, 2010. 171 с.
5. Солошко І. В., Запорожцева О. В. Дослідження перетинань у різних рівнях. Збірка матеріалів 82-ої міжнародної студентської наукової конференції (11-14 травня 2020 року) Секція «Організація і безпека дорожнього руху». Харків, ХНАДУ, 2020. С.66-68.
6. Самедов А.М., Кравець В.Г. Будівництво міських підземних споруд: Навчальний посібник Київ: НТУУ «КПІ», 2011. 400 с.

КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ПОКРИТТІВ І ПЕРЕКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

*Мацегора С.С., ст. гр. ДМ-51-23, ХНАДУ
Науковий керівник: к.т.н., доц. каф. МКіБМ Синьковська О.В.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Перекрыття є одними з основних частин конструктивних систем підземних і надземних будівель і споруд. Існують різні типи перекрыттів [1], в першу чергу їх можна розділити на балкові і безбалкові перекрыття по конструктивній схемі, а так само монолітні, збірно-монолітні і збірні за технологією процесу монтажу.

Балкові збірні перекрыття [2] – одні з найпоширеніших типів перекрыттів. В даний час вони застосовуються в будівництві підземних і надземних будівель і споруд. Їх великому застосуванню сприяють висока індустриальність, економічність, жорсткість, вогнестійкість і довговічність.

До балкового збірного перекрыття входять балки, що називаються ригелями або головними балками, і плити, що спираються на них. Ригелі спираються на опорні конструкції (колони, стіни); за напрямком вони можуть бути поздовжніми (уздовж будівлі) або поперечними.

Основним принципом проектування плит збірних перекрыттів є видалення максимальної кількості обсягу бетону з розтягнутої зони зі збереженням вертикальних ребер, що забезпечують захист арматури від корозії, її зв'язок зі стислою зоною бетону, міцність елемента по похилому перерізі.

За формою поперечного перерізу плити бувають пустотні з круглими або овальними порожнечами, але так само ребристі [2].

Основним недоліком збірних перекрыттів з використанням балок є обмеженість типорозмірів, велика кількість стиків, що знижують надійність і нерівні поверхні стелі, особливо при використанні ребристих плит.

Балкові збірно-монолітні перекрыття, на відміну від збірних, мають

монолітні ділянки, які бетонують на будівельному майданчику. За допомогою цих ділянок конструкція перекриття зв'язується в єдину систему, яка працює спільно.

Збірні елементи в таких конструкціях грають роль незнімної опалубки на стадії монтажу. Також в них розташовують робоче армування з напруженої та ненапруженої арматури. Для монолітних ділянок може бути прийнятий бетон нижчого класу, ніж для збірних.

Робота збірно-монолітної конструкції характеризується тим, що деформації монолітного бетону слідує за деформаціями бетону збірних елементів, і тріщини в монолітному бетоні не можуть розвиватися до тих пір, поки вони не з'являться в попередньо напруженому бетоні збірних елементів [1].

Недоліком збірно-монолітних перекриттів є застосування на будівельному майданчику двох різних за технологією видів робіт із застосуванням різних механізмів: монтажні крани при монтажі збірних елементів і бетононасоси при бетонуванні монолітних ділянок. Тому зведення збірно-монолітних перекриттів вимагає відповідного економічного обґрунтування.

Балкове монолітне перекриття складається з головних, другорядних балок, монолітно пов'язаних між собою і плитою, що працює в короткому напрямку за балочною схемою. Всі частини балкових монолітних перекриттів виготовляють з важкого бетону класу не нижче ніж C16/20.

Основна ідея монолітного балкового перекриття полягає в тому, що з розтягнутих зон видалено максимально можливу кількість бетону, з метою економії матеріалів, а також зниження ваги конструкції.

Через відсутність стикових з'єднань конструкція стає більш жорсткою. До недоліків таких перекриттів можна віднести підвищені трудовитрати на встановлення опалубки, складність у проведенні комунікацій під стелею через виступаючі ребра, необхідність влаштування підвісної стелі.

Безбалкові монолітні перекриття – це перекриття, представлені тільки

суцільною плитою, яка спирається безпосередньо на колони. Стіни будівель з безбалковими перекриттями зазвичай самонесучі, закріплені за перекриття гнучкими зв'язками.

Такі перекриття є вкрай простою конструкцією, що складається із залізобетонних плит однакової товщини і колон постійного перерізу. Це спрощує опалубні роботи, а також арматурні роботи та бетонування. У зв'язку з тим, що перекриття мають постійний перетин, їх легко сполучати зі стінами і перегородками між колонами. Безбалкові монолітні перекриття мають найменшу конструктивну висоту, рівну і гладку стелю, дають можливість вільно розташувати внутрішні обладнання.

Недоліком такого перекриття є зменшена площа перекриття, яка сприймає реакцію колон, тому з'являється необхідність вводити додаткову поперечну арматуру для сприйняття перерізуєчих сил, збільшувати розміри колон або товщину перекриттів. Ще одним недоліком є підвищена витрата бетону, оскільки він не видалений з розтягнутої зони. Проблематичною є надійність таких перекриттів в зоні сполучення з колоною.

Безбалкові збірні перекриття являють собою систему збірних панелей, опертих безпосередньо на капітелі колон. Ці перекриття складаються з: прогонових панелей, надколонних панелей і капітелей.

Перевагою безбалкових перекриттів в порівнянні з балочними є краще використання об'єму приміщень через відсутність виступаючих ребер, а так само полегшення проводки комунікацій. Завдяки меншій конструктивній висоті безбалкового перекриття, зменшується загальна висота багатоповерхового будинку, скорочується витрата матеріалів на огорожувальні конструкції, тому безбалкові перекриття економічніше балкових.

Монолітні залізобетонні перекриття зі сталевим профільованим настилом є різновидом сталебетонних конструкцій, армованих листовою сталлю [2].

Можна виділити два основних напрямки застосування профільованого

настилу в перекриттях:

- для армування перекриттів в будівлях і спорудах, до яких пред'являються вимоги повної непроникності рідин і газів;
- в якості опалубки при виготовленні монолітних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій з використанням його після затвердіння бетону в якості несучої арматури конструкцій.

У світовій практиці монолітні залізобетонні перекриття по сталевих профільованих настилах виконуються переважно зі спиранням по сталевих балках. Такі комбіновані перекриття мають істотні переваги в порівнянні з традиційно споруджуваними, оскільки знижуються трудовитрати на їх зведення в 1,5 - 1,8 рази і тим самим скорочується час на їх зведення. Ефективність перекриттів із зовнішнім армуванням збільшується при закріпленні настилу по залізобетонним прогонам, так як знижується витрата сталі. Економічна доцільність застосування сталевих профільованих листів в складі перекриттів підтверджується великою кількістю досліджень [3,4].

При застосуванні профільованого листа в якості незнімної опалубки і зовнішньої арматури основною проблемою є забезпечення спільної роботи з бетоном [4]. Існуючі нормативні документи [5] дозволяють розглядати профільований настил як арматуру тільки при наявності пристроїв, що забезпечують спільність його роботи з бетоном.

Це можуть бути спеціальні анкери зі стрижневої арматури, що встановлюються в місцях спирання настилу на сталеві балки або закладні деталі залізобетонних елементів. Такі анкери виконують дві основні функції: забезпечення спільної роботи настилу з бетоном і фіксацію положення плити на балці [4,6].

Для поліпшення зчеплення бетону з профнастилом по довжині листа застосовуються анкери зі смугової сталі, які кріпляться до верхньої полиці настилу [4,6]. Також до верхньої полиці профільованого настилу можуть

приварюватися анкери з стрижневої арматури у вигляді поперечних стрижнів, різних петель і арматурних сіток [4].

У разі, коли профільований настил не має конструктивних зв'язків з бетоном, його міцність і жорсткість в розрахунках не враховується і товщина задається конструктивно.

Зчеплення бетону зі сталевим настилом можна забезпечити також застосуванням спеціальних клейових складів.

У балкових конструкціях профнастил на всіх стадіях завантаження працює на розтяг. Сталевий настил при цьому виконує функцію зовнішнього армування і надійне зчеплення з бетоном з настилом забезпечує ефективне використання міцності сталі.

Перелік посилань

1. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: Навчальний посібник. Харків: ХНАМГ, 2007. 170 с.
2. Самедов А.М., Кравець В.Г. Будівництво міських підземних споруд: Навчальний посібник Київ: НТУУ «КПІ», 2011. 400 с.
3. Бондар А.В., Загіка В.М. Сучасні технології збірно-монолітних перекриттів для реконструкції громадських будівель. Науково-технічний журнал «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві» Вінниця, ВНТУ №2. 2020. С.35-44.
4. Стороженоко Л.І., Гасій Г.М., Гапченко С.А. Просторові сталі залізобетонні структурно-вантові покриття: монографія. Полтава, ТОВ «АСМІ», 2015. 216с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: [чинний з 2009-12-24]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 71с.
6. Бороньцька Д.С. Напружено-деформований стан сталі залізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу. автореферат диссерт...к. т. наук, спеціальність 05.23.01. Київ: НАУ, 2019. 181с.

АНАЛІЗ РОЗВИТКУ КОНСТРУКЦІЙ НАПЛАВНИХ МОСТІВ В СУЧАСНИХ УМОВАХ

*Тихоненко О.О., ст. гр. ДМ-41-20,
Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Плавучі мости мають особливі технічні характеристики в порівнянні зі звичайними мостами або іншими плавучими спорудами. Більшість із них можна коротко перерахувати наступним чином [1-3]:

- використовується природний закон плавучості води;
- немає потреби у традиційних опорах або фундаментах;
- для підтримки поперечної та поздовжньої орієнтації моста необхідна якірна або швартова система;
- міст створює перешкоду для морського руху, тому потрібний навігаційний отвір;
- міст повинен з'єднувати опори через коливання припливів та відливів протягом дня та зменшувати небажані поперечні сили, коли міст спирається безпосередньо на опору;
- необхідна стійка структурна система на обох кінцях моста, щоб зменшити посилений відгук від відображення хвиль на вільному кінці;
- економічно ефективні рішення;
- аналіз багатожорсткого тіла має відносну перевагу для відповідності хвильовим навантаженням.

Причини вибору плавучих мостів мають бути досліджені з погляду економічних та технічних проблем. Плавучі конструкції краще стаціонарних за наступних умов:

- на великих глибинах, де влаштування стаціонарного фундаменту дуже дороге або неможливе;
- у місцях з дуже слабким дном, де влаштування стаціонарних фундаментів

неможливе;

- у віддалених місцях, де складно збудувати або виконати проєкт, у цьому випадку споруда може бути збудована в іншому місці, а потім перевезена на основне місце;

- у тих портах, де спостерігаються сильні припливи та відливи, тому буде велика різниця між поверхнею палуби корабля та стаціонарного причалу у тимчасових проєктах та операціях, після яких споруда вже не стане в нагоді;

- у тих проєктах, в яких екологічні та біологічні умови не повинні сильно змінюватись;

- розумне рішення, коли звичайні мости неможливі.

Сучасні плавучі мости, як правило, складаються із залізобетонних понтонів з надбудовою з залізобетону або сталі або без неї. Понтони можуть бути залізобетонними із звичайного або з попередньо напруженого бетону, який напружений в одному або декількох напрямках. Залежно від розташування понтонів, вимог до конструкції та будівництва, умов місцевості або типів перешкод, які необхідно подолати, плавучі мости поділяються на два типи: суцільно понтонний і та роздільно понтонний тип. Отвори для проходу малих суден і рухомий прогін для великих суден можуть бути вбудовані в кожен з двох типів сучасних плавучих мостів.

Роздільний понтонний плавучий міст (рис. 1) складається з окремих понтонів, розміщених поперечно до споруди і перекритих проговною будовою зі сталі або залізобетону. Надбудова повинна мати достатню міцність і жорсткість, щоб підтримувати відносне положення окремих понтонів. Два плавучі мости в Норвегії відносяться до типу роздільних понтонних плавучих мостів. Обидва типи плавучих споруд є технічно здійсненними і відносно простими для аналізу. Вони можуть бути безпечно спроектовані таким чином, щоб витримувати гравітаційні навантаження, сили вітру і хвиль, а також екстремальні події, такі як зіткнення суден і сильні шторми.



Рисунок 8.1 – Плавучий міст Нордхордланд у Норвегії [1]

Суцільний понтонний плавучий міст (рис. 2) складається з окремих понтонів, з'єднаних між собою в суцільну конструкцію. Понтони можуть бути з'єднані в поздовжньому і поперечному напрямку. Розмір кожного окремого понтона визначається проєктними вимогами, будівельними можливостями та обмеженнями, що накладаються транспортним маршрутом. Верхня частина понтонів може бути використана як проїзна частина або надбудова над понтонами. Всі існуючі плавучі мости у штаті Вашингтон відносяться до типу суцільних понтонних плавучих мостів.



Рисунок 2 – Плавучий міст через канал Худ в США [1]

Вони добре виконують функції автодорожніх споруд з високоякісним

покриттям проїзної частини для безпечного руху за більшості погодних умов. Вони мають унікальну привабливість та низький вплив на навколишнє середовище. Це дуже економічно вигідні типи мостів для водних переходів, де вода глибока (наприклад, понад 30 м) і широка (наприклад, понад 900 м), але течія не повинна бути дуже швидкою (наприклад, понад 6 вузлів), вітер не повинен бути занадто сильним (наприклад, середня швидкість вітру понад 160 км/год.), а хвилі не повинні бути занадто високими (наприклад, значна висота хвилі понад 3 м). У світі налічується трохи більше десятка діючих понтонних мостів. Сполучені Штати мають п'ять понтонних мостів, чотири з них у штаті Вашингтоні і п'ятий на о. Гаваї. Інші мости розташовані по всьому світу в Норвегії, Нідерландах, Канаді, Німеччині та Японії.

Мости такі ж різні, як і країни, в яких вони знаходяться. Більшість з них зроблені з залізобетону, але один міст зроблений здебільшого зі скловолокна. Кілька мостів все ще дерев'яні, а деякі – сталеві. Плавучий міст для гольфу Takahiko-Three County Golf Course з переднапруженого бетону був побудований в 1992 р. в м. Дайго у префектурі Ібаракі в Японії. Міст довжиною 57 м побудований з бетону та попередньо напружених ниток, армованих пластиком, та використовується для руху гольф-карів та машин технічного обслуговування.

Вони варіюються від декількох сотень метрів в довжину до понад 2 км. Кожен міст унікально спроектований з урахуванням специфічних елементів і топографії місцевості.

Прикладами сучасних постійно плаваючих залізобетонних споруд є:

- бетонна платформа Heidrun з натяжними опорами (60000 м³ бетону) у Північному морі (рис. 3, а);
- бетонна напівзанурена платформа Troll West (46000 м³ бетону), у Північному морі (рис. 3, б);
- бетонна баржа N'Kossa (26400 м³ бетону) біля західного узбережжя Африки (рис. 3, в);

- бетонний термінал для скрапленого газу Sakti Ardjuna в Індонезії 140,6×41,5×7,4 м (рис. 3, г).

Наведені нижче короткі пояснення стосуються лише технічних характеристик плавучих мостів, які дають змогу отримати чітке уявлення про методи та вимоги до проєктування (рис. 4).



Рисунок 3 – Прикладами сучасних постійно плавучих залізобетонних споруд (а-г)

Evergreen Point Floating Bridge – Плавучий міст Евергрін-Пойнт. Плавучий міст Евергрін-Пойнт, який тепер офіційно називається міст губернатора Альберта Д. Росселліні, є найдовшим плавучим мостом у світі – 2310 м (рис. 5).

Через нього проходить державна траса 520 через озеро Вашингтон з м. Сіетл до м. Медіни, і місцеві жителі часто називають його «мостом 520».

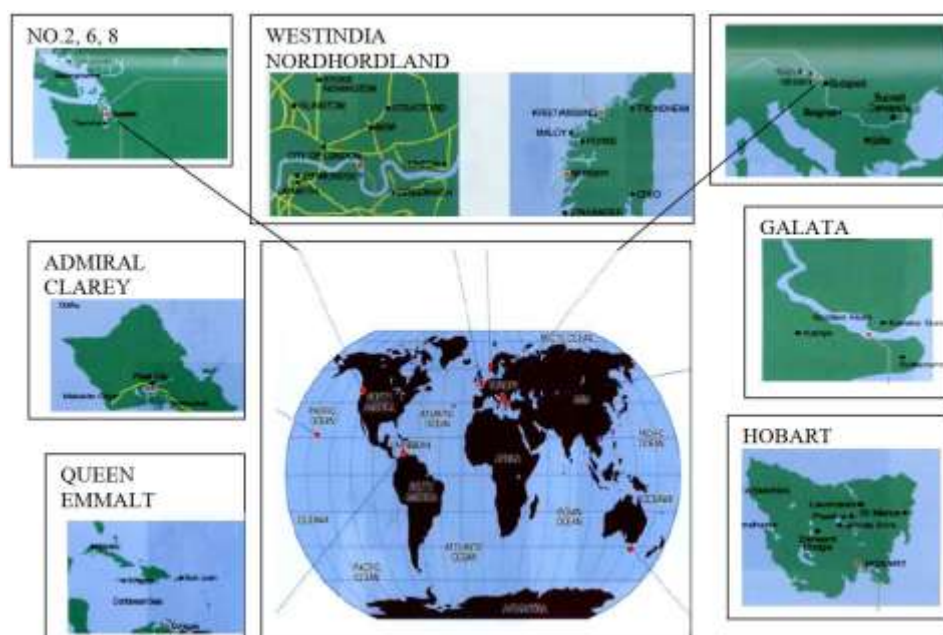


Рисунок 4 – Карта розміщення плавучих мостів по всьому світу [1]



Рисунок 5 – Evergreen Point Floating Bridge, США (а-в)

Починаючи з серпня 1960 р., будівельні бригади на березі побудували 33 порожнисті бетонні коробки (понтони), кожна з яких мала розміри 110×18×45 м в довжину, ширину і висоту відповідно. Ці величезні понтони були спущені на воду, а потім відбуксировані на місце, де вони були з'єднані товстими сталевими тросами з якорями, щоб утримувати їх на місці. 62 якоря, закопані глибоко в дно озера, важать близько 77 т кожен. Посередині міст має висувний розвідний прогін, який піднімається для захисту конструкції від сильного вітру. Розрахований на чотири смуги руху і розрахований на 65000 транспортних засобів на день, зараз він пропускає 115000.

Зношеність мосту в поєднанні з пошкодженнями, спричиненими штормом, призвела до необхідності його дорогого ремонту. Міст зазнає впливу припливів і відливів (1,2 м), а розрахункова швидкість вітру становила 137 км/год. Будівництво мосту обійшлося у відносно скромні 21 млн. дол. США (154 млн. доларів на сьогоднішній день).

Перелік посилань:

1. Master Thesis of Ali Halim Saleh Mega Floating Concrete Bridge. Final report. 2010. 229 p.
2. Kristine Senderud Modeling and Analysis of Floating Bridge Concepts Exposed to Environmental Loads and Ship Collision. Norwegian University of Science and Technology. 2018. 210 p.
3. Sergio Tattoni Pontoon Bridges / Conference: Int. Seminar EVOLUZIONE NELLA SPERIMENTAZIONE PER LE COSTRUZIONI. 2016. 26 p. <https://www.researchgate.net/publication/303685309>

ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКЦІЙ НАПЛАВНИХ МОСТІВ З РОЗВІДНИМ ПРОГОНОМ

*Федоров П.Б., ст. гр. ДМ-41-20,
Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Hood Canal Floating Bridge [1-3] – плавучий міст через канал Худ. Міст через протоку Худ-Канал розташований у штаті Вашингтон в США і з'єднує Олімпійський півострів та півострів Кіцап через протоку Худ-Канал. Його довжина становить – 2398 м, плавуча частина – 1972 м, що робить його найдовшим плавучим мостом у світі, розташованим у приливно-відливному басейні з солоною водою, і третім за довжиною плавучим мостом загалом. Це був другий залізобетонний плавучий міст, побудований у штаті Вашингтон і вперше відкритий у 1961 р. (рис. 1).



Рисунок 1 – Hood Canal Floating Bridge, США (а-в)

З того часу він став життєво важливою сполучною ланкою для місцевих жителів, вантажоперевізників, пасажирів і туристів. Ця зручність суттєво вплинула на економічний розвиток, особливо у східній частині округу Джефферсон.

Деякі з технічних аспектів наведені нижче:

- центральний прогін складає 183 м;
- східний прогін важить понад 3800 т, а західний – понад 1000 т;
- середньодобовий трафік через міст Худ-Канал складає близько 15000 автомобілів. Пікова інтенсивність руху досягає 20000 автомобілів у літні вихідні;
- глибина води під понтонами варіюється від (24 до 104 м). У морському середовищі міст схильний до приливних коливань на 5 м.

Під час негоди розвідний прогін забирається (закриваючи міст для руху транспорту), коли вітер (64 км/год) або більше тримається протягом 15 хв., хоча він розрахований на максимальну швидкість вітру 133 км/год.

Процес проєктування і планування мосту через Худ-Канал тривав майже десять років, незважаючи на критику з боку деяких інженерів протягом усього цього часу. Критики ставили під сумнів використання плавучих понтонів над солоною водою, особливо в місці, де коливання припливів і відливів сягають 5 м, а воронкоподібний ефект каналу Худ може посилити інтенсивність вітрів і припливів. Глибина води, однак, зробила будівництво проміжних опор для інших типів мостів непомірно дорогим.

Yumetai Floating Bridge [1-3] – *Юмемайський міст*. Міст Юмемай довжиною 878 м включає 410-метрову розвідну секцію плавучого мосту і був завершений у 2000 р. в м. Осаки, Японія (рис. 2). Міст побудований через водний канал і плаває на двох порожнистих сталевих понтонах розміром 58×58×8 м кожен. Міст може повертатися навколо поворотної осі біля одного з кінців балки, коли необхідно забезпечити прохід дуже великих кораблів у каналі.



Рисунок 2 – Yumemai Floating Bridge, Японія

Варіанти навігаційного відкриття наплавних мостів (рис. 3).

F1. Варіант (F1) представляє собою навігаційний отвір для плавучого моста, що застосовується на мілководді. Палі утримують опорний міст на одному місці і стабільно підтримують обидва кінці фіксованих частин плавучого мосту в отворі. Крім того, палі запобігають їх коливанням, спричиненим морськими хвилями. Баскюлеві мости, що складаються з двох полотен, зазвичай повинні бути спрямовані один до одного і з'єднані між собою на кінцях, де вони з'єднуються над судноплавним отвором. Баскюльський міст приводиться в дію системою гідравлічних механізмів.

F2. Частина плавучого мосту може бути перетворена на криволінійний тунель, що занурюється, варіант (F2), на відповідну глибину, щоб відповідати розмірам морського судна. Цей тип підходить для глибокої води.

F3. Варіант (F3) зазвичай використовується на великих глибинах. Він

схожий на варіант (F1) з компенсацією пальної системи понтоном, що опускається, для забезпечення безперервності плавучого мосту. Відстань опускання і ширина проходу визначаються розміром морських суден. Необхідна система гідравлічних механізмів. Рухома частина може підтримуватися легкою конструкцією, яка спирається на понтон, що опускається.

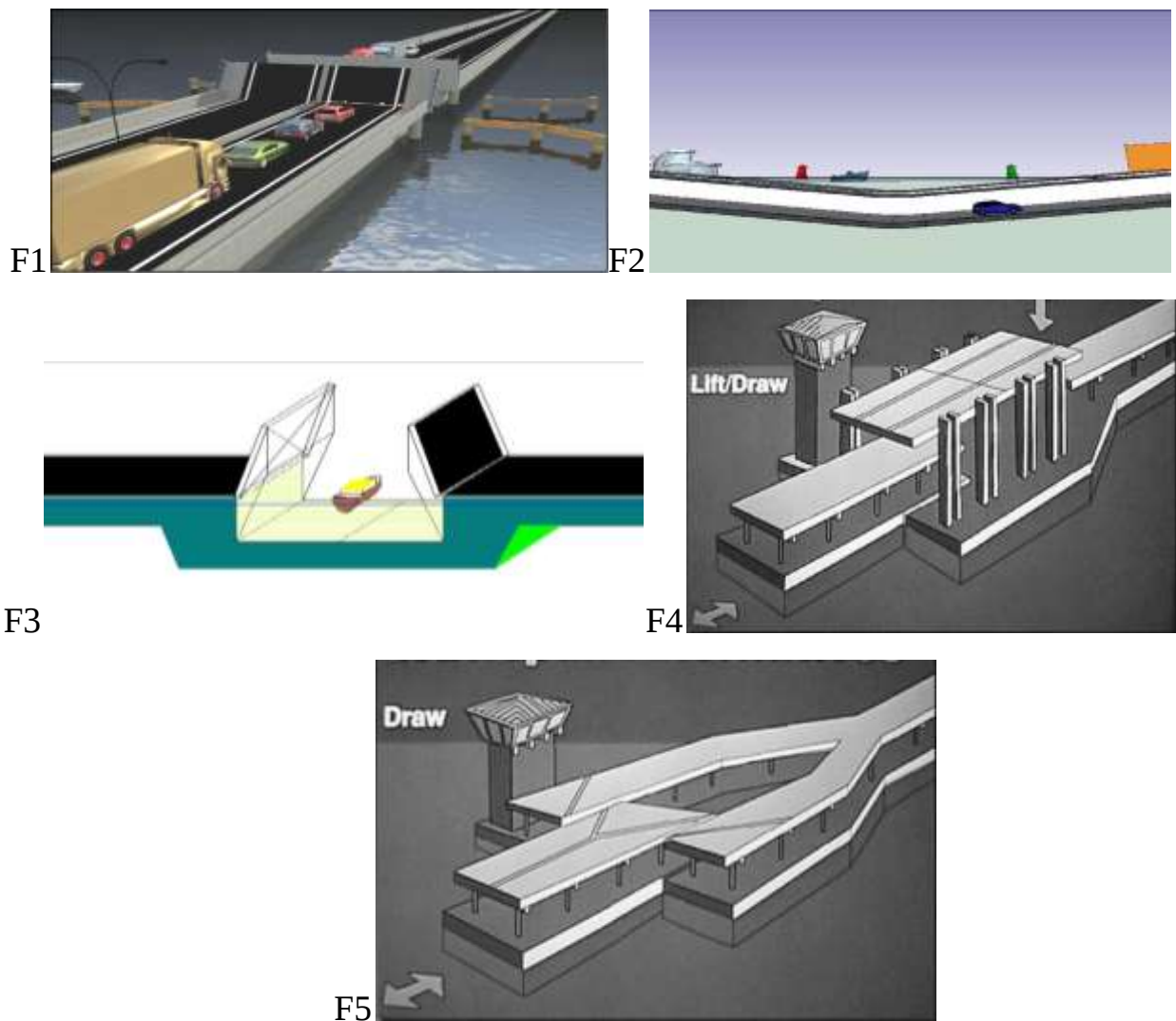


Рисунок 3 – Варіанти відкриття навігації [1]

F4. Варіант (F4) називається «Рухомий прогін з витяжним понтоном». У рухомому прогоні витяжного типу витяжний понтон втягується в "лагуну", утворену фланговими понтонами. Він підходить для глибокої води. Потрібна

гідравлічна система.

F5. У підйомно-опускному рухомому прогоні частина проїзної частини буде піднята, щоб втягнути під неї втягувальні понтони. З точки зору безпеки руху та потоку, рухомий прогін типу «підйом / втягування» має перевагу над витяжним типом. Транспорт ефективно рухається на прямій ділянці без кривих, з якими потрібно боротися. Рухомі прогонові будови можуть управлятися механічно або гідравлічно.

Оцінка варіантів відкриття навігації.

- Глибоководне море: глибина води визначає тип швартовної системи: швартовний трос і якір або розсувні палі. Якщо неможливо встановити розсувні палі через велику глибину води, слабкість ґрунту морського дна або високі хвильові сили, що діють на міст, виникає необхідність використання лінійно-якірної швартовної системи не тільки через її технологічність, але і через її гнучкість для поглинання енергії морських хвиль.

- Помірна висота хвилі: висота хвилі визначає не тільки вільний борт понтона, але і тип з'єднувача. З'єднувач є дуже жорстким і має обмежену гнучкість. Для сильних хвиль рекомендується використовувати більш гнучкий з'єднувач, щоб забезпечити поглинання енергії хвиль і зменшення внутрішніх сил.

- Твердий ґрунт морського дна: гравітаційний якір завжди використовується для твердого ґрунту, коли забивання паль є дорогим або неможливим через глибину води або жорсткість ґрунту.

Перелік посилань:

1. Master Thesis of Ali Halim Saleh Mega Floating Concrete Bridge. Final report. 2010. 229 p.
2. Sergio Tattoni Pontoon Bridges / Conference: Int. Seminar EVOLUZIONE NELLA SPERIMENTAZIONE PER LE COSTRUZIONI. 2016. 26 p. <https://www.researchgate.net/publication/303685309>
3. Kristine Senderud Modeling and Analysis of Floating Bridge Concepts Exposed to Environmental Loads and Ship Collision. Norwegian University of Science and Technology. 2018. 210 p.

КОНСТРУКТИВНІ ЗАХОДИ ПІДВИЩЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ВИСЯЧИХ МОСТІВ

*Белоус Є.В., Володченко Є.М. ст. гр. ДМ-26т1-22,
Науковий керівник: ас. каф. МКіБМ Шеховцова Т.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Постановка похилих висхідних і низхідних вант, розтяжок і зворотних кабелів [1-3]. Систему з висхідними і низхідними додатковими вантами, що з'явилися в середині XIX ст., називають гібридними. У них вертикальні ванти обмежують вертикальні переміщення систему, а горизонтальні (пологі) – перешкоджають горизонтальним переміщенням (рис. 1).

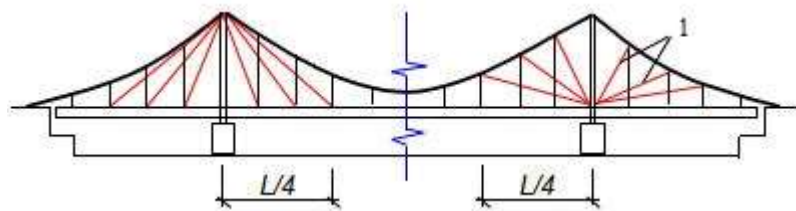


Рисунок 1 – Постановка похилих висхідних і низхідних вант: 1 – ванти

Як зазначалося вище, під час завантаження половини прогону балка жорсткості має S-подібний прогин, найбільші переміщення під час цього виникають у чверті прогону, для зменшення цих переміщень і застосовують похилі низхідні ванти поблизу опор, що є свого роду додатковими пружними опорами. Встановлені в системі висхідні ванти натягнуті і фіксують обрис кабелю. Через свій несприятливий зовнішній вигляд і складність конструкції гібридні системи широкого поширення не набули. До найвідоміших прикладів заведено відносити мости побудовані Джоном А. Роблінгом: Бруклінський (рис. 2) та Ковінгтонський (рис. 3) в США, міст імені 25 квітня через річку Тахо в Португалії (рис. 4), міст Султана Селіма Явуза (рис. 5).

Міст Султана Селіма Явуза (також Третій Босфорський міст) – міст через

Босфор, розташований на півночі м. Стамбул (Туреччина), практично в гирлі Босфору, біля берега Чорного моря (рис. 5).



Рисунок 2 – Бруклінський міст відкритий у 1883 р. (США)



Рисунок 3 – Підвісний міст Джона А. Роблінга (колишній міст Цинциннаті-Ковінгтон) відкритий у 1867 р. (США)



Рисунок 4 – Загальний вигляд мосту через річку Тахо (Португалія)



Рисунок 5 – Міст Султана Селіма Явуза



Рисунок 6 – Гібридний міст прогоном 180 м (Іспанія)

Крім постановки описаних вище висхідних і низхідних вант, для підвищення вертикальної і горизонтальної жорсткості висячих мостів можуть бути встановлені додаткові зворотні кабелі (вітрові ферми), що фіксують положення балки як у вертикальній, так і в горизонтальній площинах (рис. 7).



Рисунок 7 – Мости зі зворотним попередньо напруженим кабелем

Жорстке прикріплення кабелю до балки в середині прогону (рис. 8).

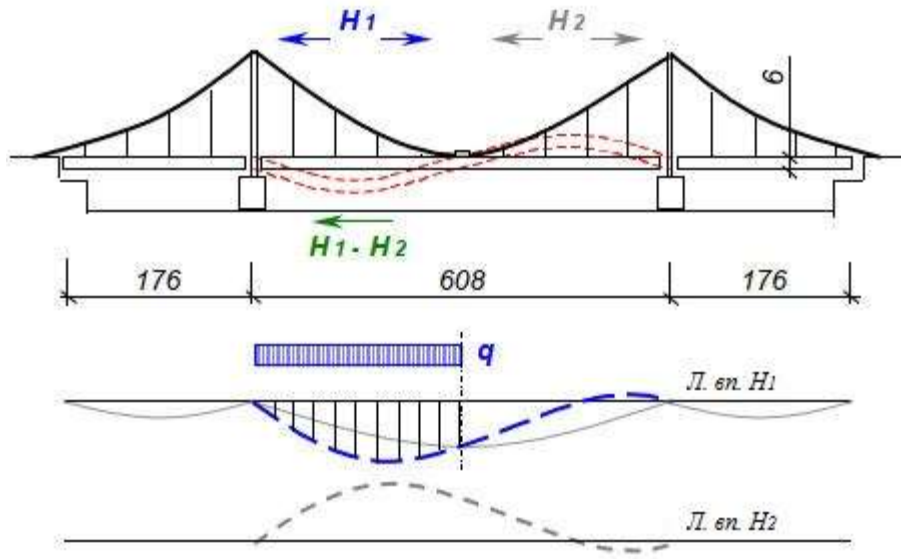


Рисунок 8 – Схема роботи моста з прикріпленням кабелю до балки (розміри відповідають розмірам Танкервільського мосту у Франції)

При жорсткому прикріпленні кабелю до балки в середині її прогону висяча система характеризується:

- збільшенням загальної жорсткості системи в цілому;
- зменшенням прогинів у чверті прогону (в середньому в кілька разів);
- зменшенням зсувів прогонової будови від впливу поздовжніх сил;
- відсутністю несиметричних форм коливань;
- відсутністю постійної величини розпору по довжині моста;
- необхідністю роботи балки на поздовжнє зусилля, спричинене різницею величин розпорошення $H_1 - H_2$, що виникає під час несиметричних завантажень;
- необхідністю влаштування спеціальних закріплень балки для сприйняття негативних опорних реакцій;
- підвищеною чутливістю систем до змін температури.

Загальні види і можливі конструкції прикріплення кабелю до балки

жорсткості в середині основного прогону моста показано нижче на прикладі мосту імені 25 квітня через річку Тахо (рис. 9).



Рисунок 9 – Вузол кріплення головного несучого кабелю до ферми імені 25 квітня через річку Тахо (Португалія)

Об'єднання кабелю з балкою жорсткості в єдине ціле на частині довжини прогону [1-3]. У разі об'єднання кабелю з балкою в конструкції з'являється ферма, що має найбільшу висоту в чвертях основного прогону, тобто там, де виникають максимальні згинальні моменти і прогини (рис. 10). При цьому розтягнення всіх елементів ферми забезпечується постійним навантаженням.

Міст Ерсіліу Луз, розташований у м. Флоріанополісі, столиці штату Санта-Катаріна на півдні Бразилії, є першим мостом, побудованим для з'єднання острова Санта-Катаріна з материком (рис. 10, а). Це найдовший підвісний міст у Бразилії з центральним прогоном 340 м побудований з 1922 р. по 1926 р. Загальна довжина складає 819,471 м. Міст було закрито для публіки 13 травня 1991 р. і відкрито після повної реставрації 30 грудня 2019 р.

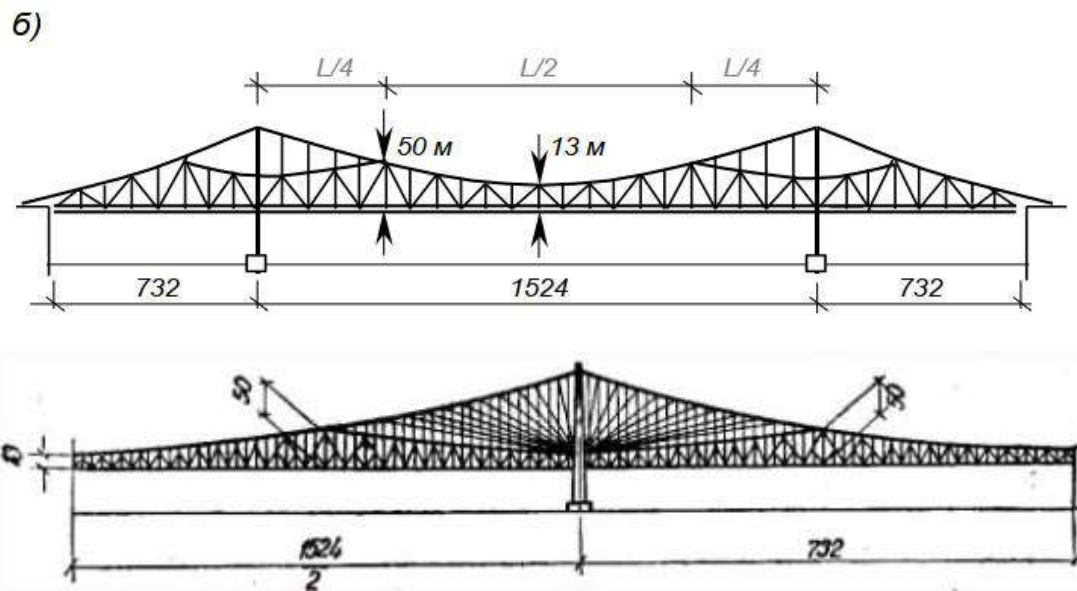
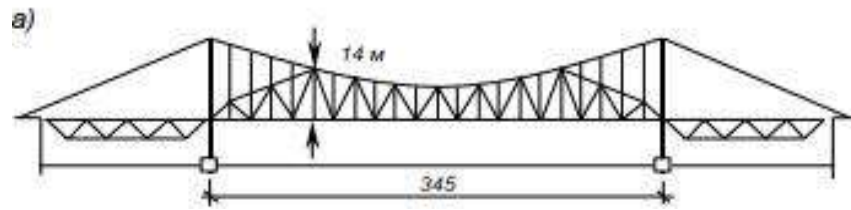


Рисунок 10 – Загальні види та схеми мостів при об'єднанні кабелю з балкою: а – міст Ерсіліу Луз (Бразилія); б – проект мосту (США)

При об'єднанні кабелю (ланцюга) з балкою на частині її прогону висяча система характеризується (рис. 11):

- істотним підвищенням жорсткості системи (у середньому в 2 рази) при можливому зменшенні висоти балки жорсткості;

- усуненням взаємних переміщень кабелю і балки на ділянці, що дорівнює половині прогону, тому що ті конструкції становлять єдине ціле;
- усуненням поздовжніх переміщень кабелю в середині прогону (обмеженням зміни форми рівноваги);
- можливою істотною економією металу (до 30%) і відповідно, зростанням економічності системи.

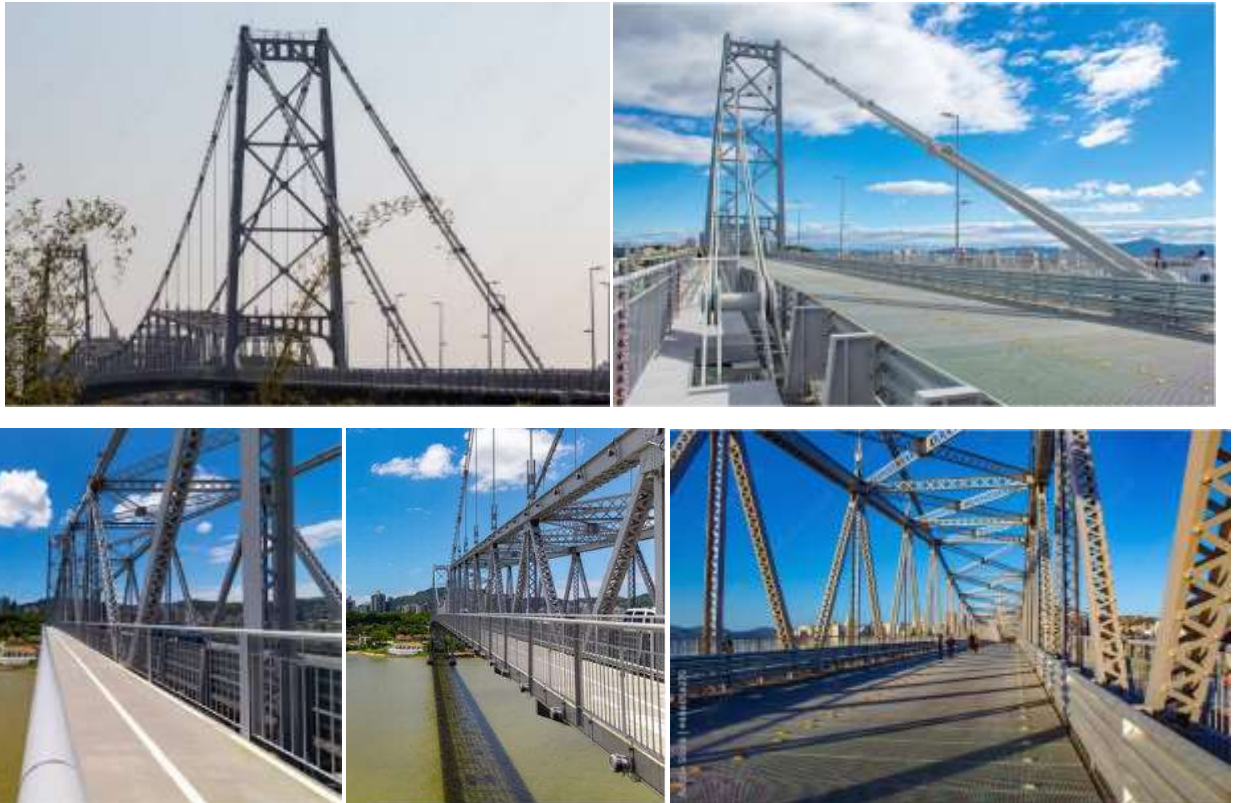


Рисунок 11 – Об'єднання кабелю (ланцюга) з балкою жорсткості на частині її прогону мосту Ерсіліу Луз (Бразилія)

Застосування похилих підвісок. У разі застосування похилих підвісок висяча система характеризується збільшенням загальної жорсткості (зниженням згинальних моментів) завдяки перетворенню системи на комбіновану ферму. У загальних вузлах похилих підвісок акумулюється енергія, необхідна для гасіння вимушених коливань за рахунок гістерезису.

Висячі ферми з трикутною решіткою утворюються з головного несучого кабелю, що спирається на пілони, канатних розкосів, підвішених до головного кабелю, і нижнього пояса. Пояс може бути або з попередньо напружених канатів, що створюють попереднє розтягнення розкосів (рис. 12), або з жорстких конструкцій - підвісною балкою жорсткості. Можливе також проміжне рішення - з канатним нижнім поясом і з балкою жорсткості, прикріпленою за допомогою вертикальних підвісок до вузлів розкосів. Розпір канатів сприймається анкерними опорами (рис. 3.81).

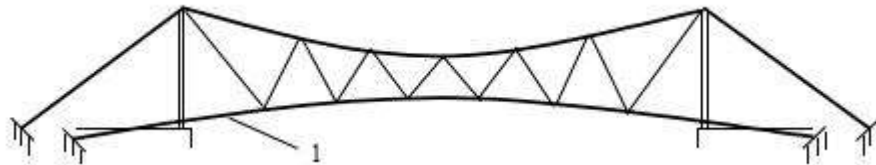


Рисунок 12 – Схема гнучкого висячого моста з гратчастими фермами: 1 – гнучкий нижній пояс

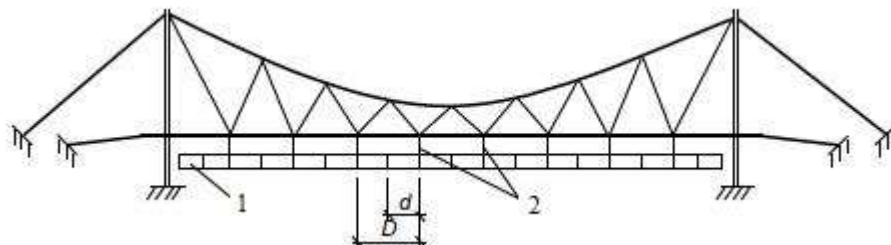


Рисунок 13 – Висячий міст із гратчастими фермами і балкою жорсткості: 1 – балка; 2 – підвіска

Натяг нижнього пояса в таких фермах забезпечує запас по розтягуванню у всіх її елементах. Іноді для створення запасу по розтягуванню достатньо лише постійного навантаження, особливо в разі великих довжин панелей.

Основними особливостями висячих ферм із трикутною решіткою є те, що:

- вони конкурентоспроможні класичним висячим системам за величиною прогону, що перекривається;

- вони є геометрично незмінними досить жорсткими конструкціями (у разі забезпечення в розкосах запасу по розтягуванню);
 - їх розрахунок може вестися без урахування геометричної нелінійності (без урахування деформованого стану);
 - монтаж їхніх елементів досить простий (навіть у разі великої довжини прогонів);
 - їх конструкціям притаманні високі аеродинамічні характеристики (висока аеродинамічна стійкість);
 - їхні конструкції можна монтувати методами навісного монтажу;
 - для них потрібна менша (у 8-10 разів) потужність балок жорсткості;
 - їхні розкоси завжди важчі за підвіски, відповідно для цих ферм характерна складна конструкція вузлів;
 - для них характерна підвищена чутливість до зміни температури;
 - їм притаманний високий ступінь статичної невизначеності;
 - для їхніх елементів необхідна висока точність регулювання зусиль;
 - за великих прогонів вони мають велику панель проїзної частини.
- Для усунення останнього зазначеного недоліку можливо:
- влаштування балки жорсткості (рис. 13), що також збільшує запас конструкції за розтягуванням і за міцністю;
 - встановлення підвісок або використання двогратчастих ферм із хрестовими ґратами, які, крім усього іншого, зменшують постійне навантаження, передане на розкіс (рис. 14);
 - встановлення розкосів під більшими (крутішими) кутами.

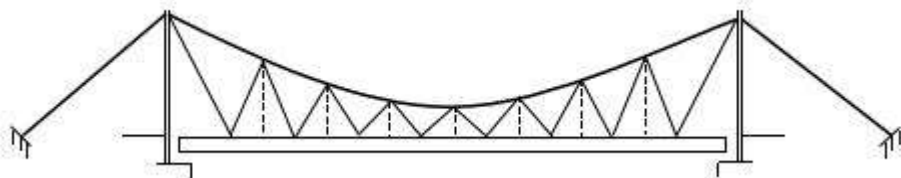


Рисунок 14 – Схема пішохідного моста

Застосування дволанцюгових (двакабельних) мостів. Така конструкція загалом має збільшену загальну вертикальну жорсткість завдяки наданню положенню несучих кабелів певної геометричної форми - нижні ділянки кабелю окреслені по параболі, верхні ділянки кабелю – прямолінійні. При цьому верхні прямолінійні ділянки кабелю можна розглядати як своєрідну піддатливу опору, встановлену в середині прогону і пов'язану з анкерними конструкціями моста (рис. 15).

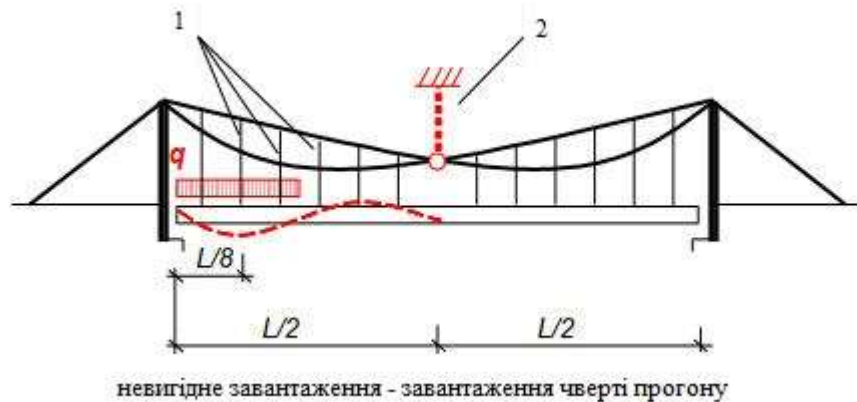


Рисунок 15 – Загальна схема дволанцюгового висячого моста: 1 – стяжки між верхнім та нижнім кабелем; 2 – своєрідна «податлива опора» (проміжний пілон)

При влаштуванні дволанцюгової висячої системи мостова споруда характеризується:

- збільшенням загальної вертикальної жорсткості (зниженням негативних згинальних моментів у балці);
- можливістю зниження висоти балки в середньому на 30-40 %;
- збільшеною витратою матеріалу на ланцюги (кабелі);
- певною складністю конструкції і збільшенням кількості вузлів;
- менш сприятливим зовнішнім виглядом.

Однак, надалі зазначені вище негативні особливості системи, а також її відносно невисока перекривна здатність вплинули на доволі рідкісне використання таких мостів (рис. 16).



Рис. 3.97 – Двокабельнийисячий міст

Удосконалення форм балок жорсткості [1-3]. До цього способу підвищення жорсткостіисячих мостів, насамперед, слід відносити підвищення крутильної жорсткості балок, що досягається, зокрема, переходом до наскрізних балок (ферм) жорсткості, а також різні методи поліпшення аеродинамічних характеристик балок влаштуванням, обтічних коробчастих конструкцій, влаштуванням елементів проїзної частини, які повністю проникні потоками повітря, та ін.

У висновку слід зазначити, що зазначені вище заходи підвищення загальної жорсткості широко використовуються в більшості запроєктованих і побудованих в останні роки малих, середніх і великихисячих мостів, причому застосовують їх як окремо, так і комплексно.

Перелік посилань:

1. Holger Svensson. Cable-Stayed bridges. 40 years of experience worldwide. 2012. 451 p.
2. Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition. WILEY. 2012. 592 p.
3. Judith Dupré. Bridges. A history of the world's most spectacular spans. Black Dog & Leventhal Publishers. 2017. 350 p.

ЗАСТОСУВАННЯ БЕЗПІЛОННИХ ВИСЯЧИХ СИСТЕМ ДЛЯ ПЕРЕКРИТТЯ ВЕЛИКИХ ПРОГОНІВ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ

*Посохов М.В., Серода М.Г. ст. гр. ДМ-26т1-22,
Науковий керівник: ас. каф. МКіБМ Шеховцова Т.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

У практиці мостобудування є приклади однопрогонових мостів [1-3], які можна віднести до так званих безпілонних висячих систем – це стрічкові висячі мости (мости-стрічки), де проїзну частину поєднано з основними опорними елементами (рис. 1 і 2).



Рисунок 1 – Пішохідні висячі мости-стрічки

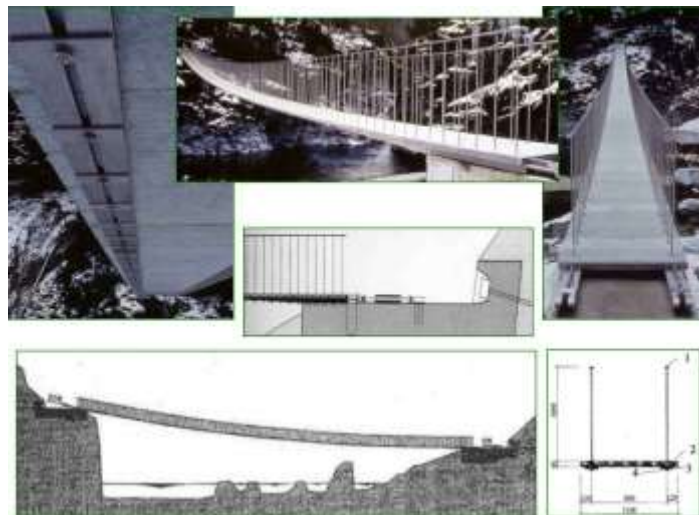


Рисунок 2 – Пішохідний міст-стрічка прогоном 40 м у Швейцарських Альпах: 1 – сталевий поручень; 2 – гранітна плита; 3 – сталева здвоєна несуча стрічка; 4 – сталева накладка

Одним із таких мостів-стрічок є міст через річку Сакраменто в США з прогоном довжиною 127 м (рис. 3).



Рисунок 2 – Пішохідний міст через річку Сакраменто (США)

До теперішнього часу у світі побудовано більше двадцяти мостів-стрічок капітального типу, більша частина з них, це пішохідні мости. Одним із найвищих пішохідних мостів у світі є міст Коконое Юме у Японії, довжина якого складає 390 м (рис. 4, а). Ще довшим підвісним мостом став у 2017 р. міст Шарля Куонена, що відкрився у Швейцарії у 2017 р., має довжину 494 м (рис. 4, б).



Рисунок 4 – Пішохідні мости-стрічки: а - міст Коконое Юме (Японія); б - міст Шарля Куонена (Швейцарія)

У Португалії 29 квітня 2021 р. відкрили один з найдовших у світі підвісний пішохідний міст Arouca Bridge, який має однопрогонову систему (рис. 5). Міст

розташований на висоті 175 м над річкою Пайва біля невеликого північного м. Арока. Конструкцію мосту довжиною 516 м зводили близько двох років, вартість робіт оцінюється в 2,3 млн. євро.



Рисунок 5 – Пішохідний міст Arouca Bridge (Португалія)

У Чехії, на курорті Дольні Морава в 2022 р. відкрився найдовший підвісний пішохідний міст у світі. Міст завдовжки 721 м отримав відповідну назву Sky Bridge 721 (рис. 6).



Рисунок 6 – Пішохідний міст на курорті Дольні Морава (Чехія)

Цікаво зазначити, що ідея спорудження моста-стрічки, показаного на рис. 2, виникла у зв'язку з необхідністю врахування деяких об'єктивних технічних та архітектурно-естетичних чинників, основними з яких є такі:

- фундаменти мосту мають досить значну різницю за висотою;

- під час танення льодовиків витрата річки сильно збільшується, що зробило небажаним спорудження проміжної опори в руслі;
- складною виявилася доставка до місця будівництва будівельних матеріалів і конструкцій (навіть із використанням вертольотів);
- архітектурно-естетичні міркування, що наклали додаткові обмеження на вибір матеріалу. Річ у тім, що на деяких ділянках так званої Римської стежки збереглися викладені римлянами кам'яні плити, отже, камінь - єдиний матеріал, що оточує людину, яка йде стежкою. Звідси й бажання архітекторів за можливості використовувати камінь і в конструкції мосту.

Для влаштування проїзду (проходу) прогонова будова мостів-стрічок має дуже невелику стрілу прогину $(1/200-1/300) \times L$ (рис. 7). Тут слід зазначити, що чим меншою є стріла прогину, тим більшою є величина розпору в системі і тим більшими є розтягувальні напруги, тому стрічкові системи, як правило, характеризуються дуже великим розпором.

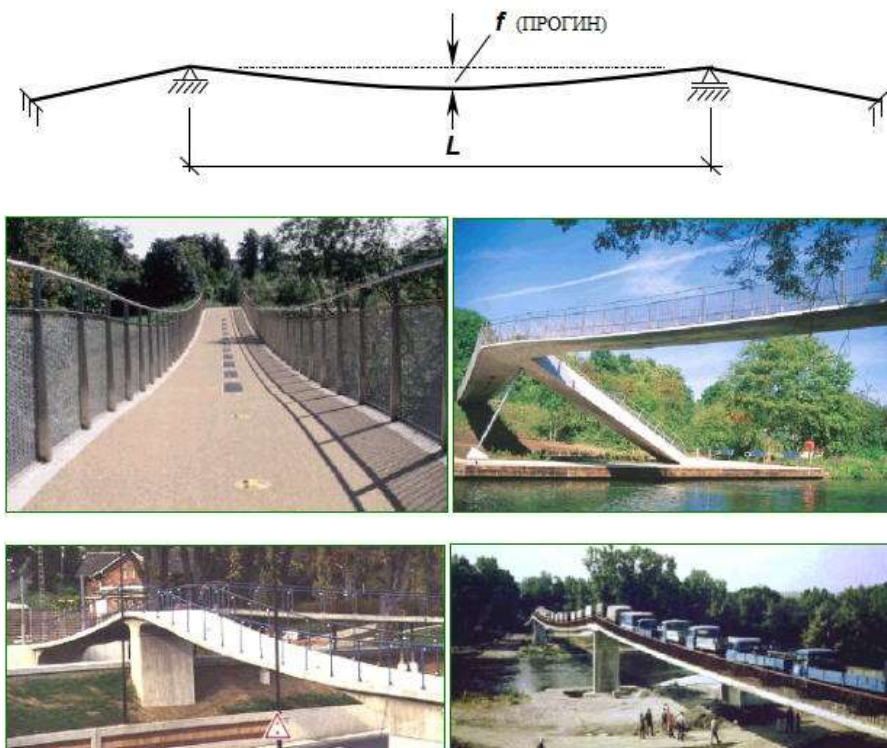


Рисунок 7 – Схема та ілюстрації стріли підйому мостів-стрічок

Насамкінець слід зазначити, що основною особливістю однопрогонових висячих систем є те, що вони завжди є розпірними, потребують влаштування анкерних опор і, більшою мірою, можуть бути рекомендовані для конструкцій легких, невеликих прогонів.

Перелік посилань:

1. Holger Svensson. Cable-Stayed bridges. 40 years of experience worldwide. 2012. 451 p.
2. Judith Dupré. Bridges. A history of the world's most spectacular spans. Black Dog & Leventhal Publishers. 2017. 350 p.
3. Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition. WILEY. 2012. 592 p.

ЗОВНІШНЬО БЕЗРОЗПІРНІ ВИСЯЧІ МОСТИ ТА ОСОБЛИВОСТІ ЇХ КОНСТРУКЦІЇ

*Федотова Г.І., Ткаченко Б.В. ст. гр. ДМ-26т1-22,
Науковий керівник: ас. каф. МКіБМ Штефан О.М.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Якщо необхідно уникнути будівництва важких і дорогих анкерних опор [1-3], то можна використовувати так звані зовнішньо безрозпирні (безрозпирні) висячі системи (рис. 1), основна особливість яких, полягає в тому, що у відношенні до опорних реакцій вони подібні до нерозрізних балок (рис. 2), а розпір від кабелів у них не передається за межі моста.



Рисунок 1 – Єлизаветинський міст у м. Будапешт (Угорщина)

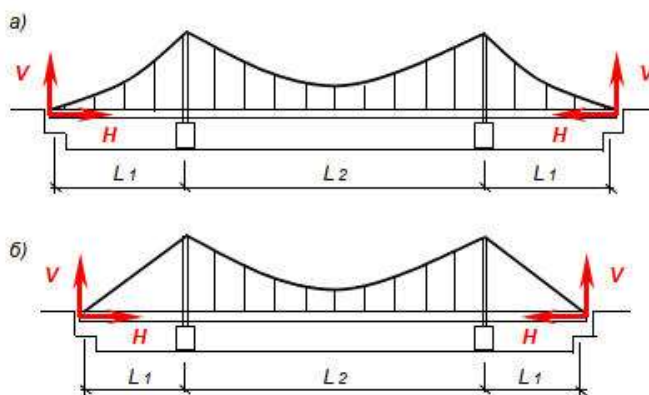


Рисунок 2 – Схема передачі зусиль від кабелю у висячих мостах із нерозрізними балками жорсткості а - за $L_1 > 0,25 \times L_2$; б - за $L_1 < 0,25 \times L_2$,

Міст має стійки пілонів, що хитаються, які шарнірно прикріплені до опор, при цьому балка жорсткості пропущена крізь отвори в стійках пілонів за схемою: 57+290+57 м (рис. 1).

Балки жорсткості в таких мостах можуть бути нерозрізними, будучи розпідною, або консольними, водночас шарніри мають допускати передавання стискальних зусиль від розпору (рис. 3).

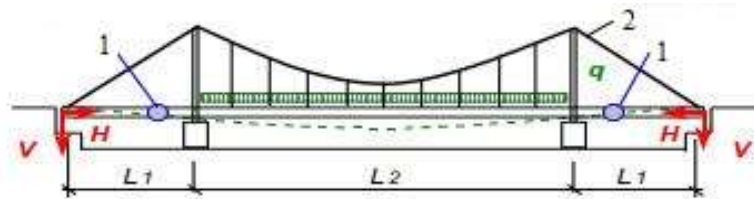


Рисунок 3 – Схема безрозпідного моста з шарнірною балкою жорсткості:

1 – шарнір; 2 – відтяжка

Великий міст Йончжон (Сорок) має довжину 4420 м і складається з трьох різних структурних систем: висячий міст (550 м), фермовий міст (2250 м) і сталевий коробчатий міст (1620 м). Міст є частиною швидкісної автомагістралі міжнародного аеропорту Інчхон (Північна Корея) та був збудований у 2000 р. (рис. 4). Міст має подвійні яруси для проходження шестисмугової автомагістралі на верхньому ярусі та чотирисмугової автомагістралі з подвійною залізничною колією на нижньому ярусі (рис. 4, б, в). Висячий міст - це 3-вимірний самоанкерний підвісний міст. Форма тросу і жорсткої балки були розроблені таким чином, щоб символізувати карниз традиційного корейського будинку Kiwa House (будинок з черепичним дахом).

До переваг безрозпідних мостів відносять:

- відсутність необхідності в улаштуванні дорогих анкерних опор і спеціальних анкерів для закріплення несучих кабелів;
- меншу чутливість до температурних впливів, оскільки в тих спорудах не виникає додаткових «зовнішніх» температурних зусиль;

- наявність сприятливих умов для застосування залізобетонних балок жорсткості.



Рисунок 4 – Безрозпірний висячий міст Сорок (Південна Корея): а - вигляд; б – верхній рівень проїзду; в – нижній рівень проїзду

До недоліків безрозпірних мостів відносять:

- необхідність монтажу балки на риштуваннях (при цьому відіграє роль глибина води, наявність і потужність льодоходу, забезпечення безперервного судноплавства тощо) або за допомогою монтажних вант, тому що балку потрібно монтувати до підвішування кабелю, а спорудження її навісним способом істотно утруднене (рис. 5);

Слід зазначити, що складання балки жорсткості навісним способом все ж

можливе, але тільки за початкового жорсткого закріплення бічних прогонів (рис. 6).

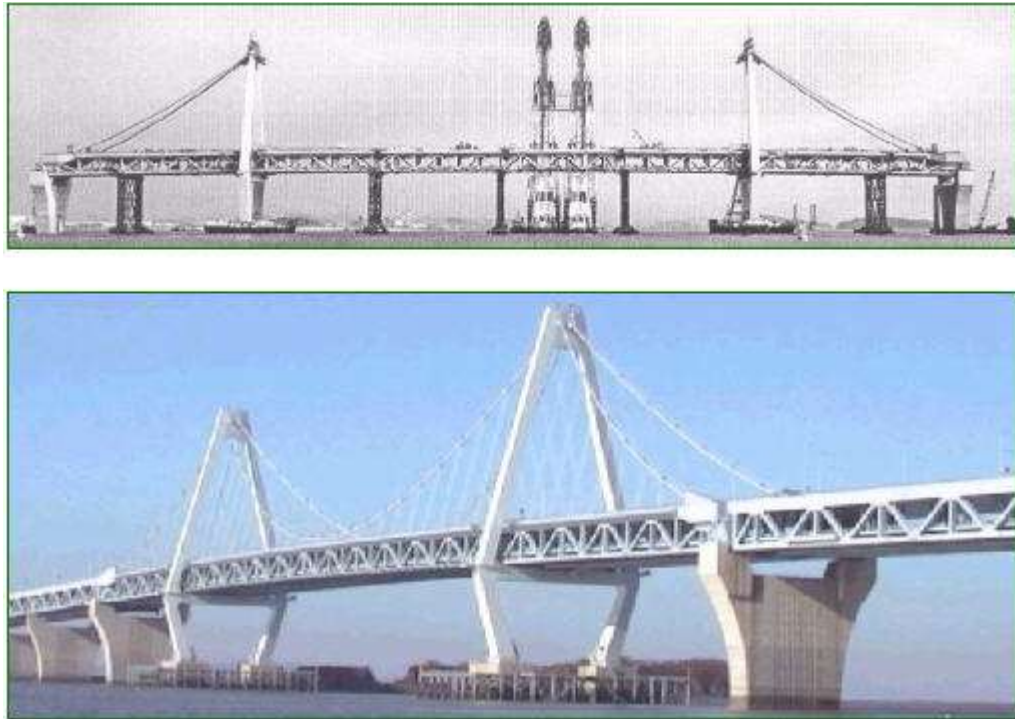


Рисунок 5 – Збірка безрозпільного висячого моста в Кореї на тимчасових опорах

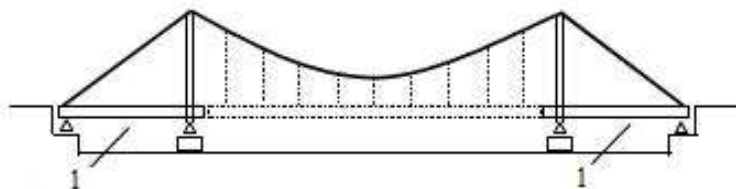


Рисунок 6 – Складання в навіс центральної прогонової будови моста при початковому жорсткому закріпленні крайніх: 1 – жорстке закріплення

- необхідність потужніших балок жорсткості, пов'язана з їхньою додатковою роботою на стиск;
- знижена, за інших рівних умов вертикальна жорсткість системи, пов'язана

з тим, що точки закріплення кабелю на кінцях балки жорсткості не можна вважати нерухомими за рахунок стиснення балки.

Раніше, як переваги безрозпірних висячих мостів відзначали наявність сприятливих умов для застосування в них залізобетонних балок жорсткості (рис.

7). При цьому, основними особливостями залізобетонних балок є:

- можливість використання місцевих матеріалів при їх виготовленні;
- конструктивно потужніші перерізи, за яких, як правило, не потрібне спеціальне посилення перерізів на міцність і стійкість;
- підвищена корозійна стійкість;
- відносно невисока вартість порівняно з металевими конструкціями, оскільки вартість залізобетону істотно менша за вартість металу;
- підвищена загальна жорсткість балок, завдяки значній власній вазі, тому що у відсотковому відношенні до сумарних впливів, частка впливу від тимчасового навантаження стає невеликою;
- менша, порівняно з металевими конструкціями, чутливість до можливих перспективних змін величини тимчасового навантаження;
- швидке, в 2-3 рази загасання коливань і, отже, підвищена аеродинамічна стійкість;
- можливість регулювання (раціоналізації) зусиль обтиснення балки зміною стріли провисання кабелю;
- залежність у висячих системах розмірів поперечних перерізів балок не від довжини прогону, а від довжини панелі, а отже, можливість використання в однакових панелях постійних перерізів балок, незалежно від величини прогону (тобто можливість виготовлення стандартних залізобетонних блоків довжиною в одну панель і складання з них прогонів різної довжини).



Рисунок 7 – Висячий міст із залізобетонною балкою жорсткості (Китай)

З урахуванням наведених вище позитивних особливостей, слід зазначити, що останніми роками частина висячих і вантових мостів за кордоном проектується і будується із застосуванням залізобетонних балок (у всіх побудованих мостах із залізобетонною балкою жорсткості, пілони також виконані із залізобетону). При цьому накопичений досвід свідчить про те, що величина прогону 50-150 м є для залізобетонних балок раціональною, а економічно доцільні рішення висячих мостів із залізобетонною балкою жорсткості можна пропонувати за прогонів до 350-500 м.

Ідея про доцільність застосування залізобетону у висячих системах була висловлена ще 1926 р. проф. Г. Меланом, однак він головним чином бачив у цьому лише можливість підвищення загальної жорсткості висячих конструкцій.

Необхідно зазначити, що особливо корисною є можливість використання розпорошення висячих систем для створення попереднього обтиснення бетону балки жорсткості, оскільки саме висячі системи зі сприйнятим розпорошенням, у яких кабель зі сталі працює на розтягнення, а бетон балки жорсткості – на позacentрове стиснення, найбільшою мірою відповідають природі роботи кожного з матеріалів.

Залізобетонну висячу балку можна розглядати як перетворену попередньо напружену балку, в якій елементи попереднього напруження винесені з тіла

балки в окремий шпренгельний пояс.

Порівняно зі звичною попередньо напруженою системою, така перетворена конструкція має низку переваг:

1. Збільшення робочої висоти її і, відповідно, плеча внутрішньої пари сил призводить до зменшення зусиль у системі від розрахункового навантаження.

2. Незалежність величини розпору в системі від пластичних деформацій бетону дає змогу краще використати кожен із матеріалів конструкції і створює передумови для економії високоміцного дроту.

3. Оскільки попереднє обтиснення бетону створюється за рахунок власної ваги його, то відпадає потреба в дорогих операціях з попереднього натягу канатів.

Однак, тут слід нагадати, що висячі прогонові будови зі сприйнятим розпором можуть монтуватися, як правило, тільки на суцільних риштуваннях, що, здебільшого, зводить нанівець увесь економічний ефект, який отримують за рахунок застосування залізобетону. Якщо ж відмовитися від передачі розпору на балку жорсткості, то застосування для неї залізобетону втрачає сенс.

Перелік посилань:

1. Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition. WILEY. 2012. 592 p.
2. Holger Svensson. Cable-Stayed bridges. 40 years of experience worldwide. 2012. 451 p.
3. Judith Dupré. Bridges. A history of the world's most spectacular spans. Black Dog & Leventhal Publishers. 2017. 350 p.

СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗАХИСТУ КАБЕЛІВ І ВАНТ ВІД КОРОЗІЯ ДЛЯ ВИСЯЧИХ ТА ВАНТОВИХ МОСТІВ

*Воровік О.А., Терех Є.С. ст. гр. ДМ-31-21,
Науковий керівник: ас. каф. МКіБМ Штефан О.М.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

На рис. 1 і 2 показано деякі способи захисту кабелів і вант від корозії.

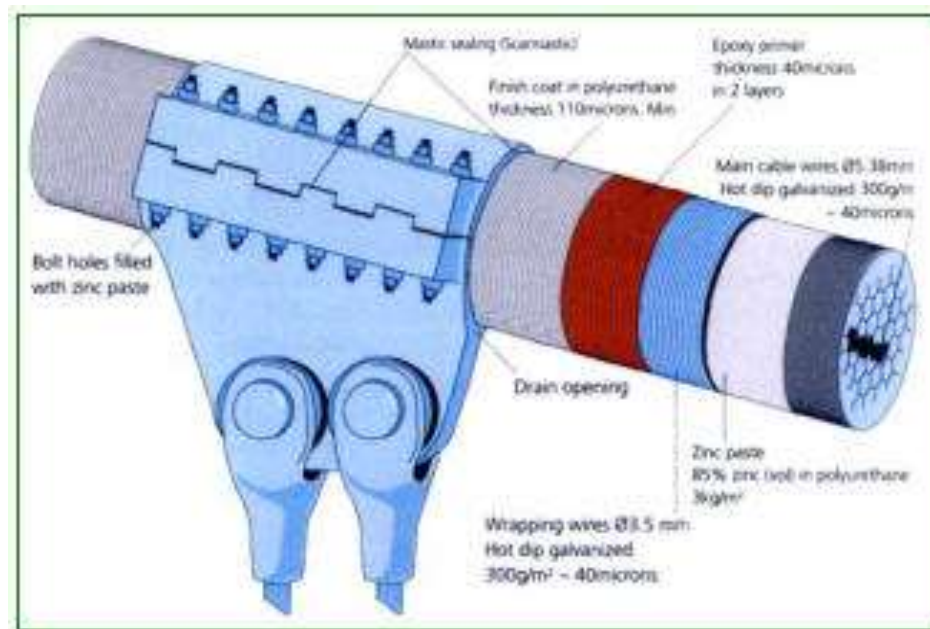


Рисунок 1 – Антикорозійний захист канатних елементів мосту Сторебелт

Слід додати, що основні несні канати нових споруд за всією вільною довжиною, а також у зонах анкерування мають бути оснащені, як мінімум, двома надійними системами захисту [1-3]. Внутрішній бар'єр – мастила, захисні

панчохи, епоксидні або гальванічні покриття – має повністю захищати всю довжину каната й ділянки анкерування. Зовнішній бар'єр – неметалеві матеріали, поліетиленові труби, півполовиніфторидні стрічки та інші обмотувальні матеріали.

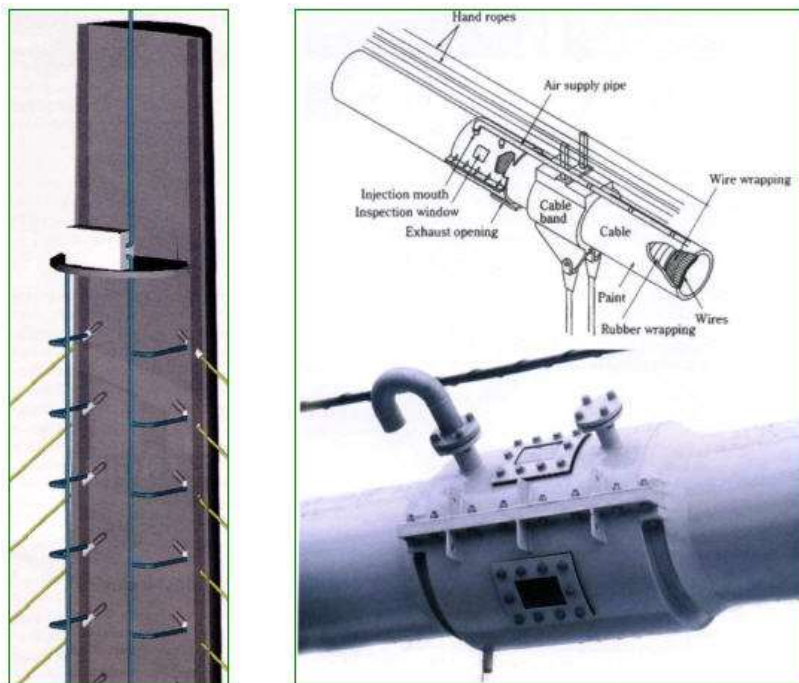


Рисунок 2 – Схеми та загальний вигляд установок зневоднення повітря для захисту вант і кабелів мостів від впливу атмосферної вологи

Як приклад системи захисту можна назвати запропоновану в 90-х роках ХХ ст. фахівцями компанії Ді-Сі Браун (DC Braun) ластомерну обмотувальну стрічку «Кейблгард», яку застосовують як під час ремонту, так і під час зведення нових мостів. Матеріал стрічки екологічно «чистий» і не вимагає особливої підготовки поверхні та очищення її розчинниками. Стрічкою можна обмотувати оголені канати і канати, захищені поліетиленовими трубами. Стрічка складається з трьох шарів: полімер - армотканина - полімер. Полімер являє собою з'єднання поліетилену хлорсульфанату. Для надання необхідного кольору до складу матеріалу корозійного захисту включають світлостійкі барвники, завдяки чому

відпадає необхідність фарбування вручну. Номінальна товщина стрічки 1,14 мм ($\pm 0,08$ мм). Таким чином, за 50%-го перехресту стрічки (під час намотування) на канат товщина захисного покриття становитиме приблизно 2,28 мм. Стрічку «Кейблгард» можна намотувати на канат безпосередньо поверх наявного фарбування або на гальванічне покриття. Для цього використовують обмотувальну машину. Під час обмотки стрічка натягується з досить великим зусиллям (міцність на мембранний розрив – понад 425Н, під час випробування на відрив клаптя за методикою стандарту ASTM 0-751 – понад 40Н), що відповідає відносному подовженню від 3 до 10%. У першу добу після обмотки стрічку необхідно нагріти протягом 5-7 хв. до температури 150°C, щоб спаяти перехлест і забезпечити усадку стрічки, завдяки чому відбудеться обтиснення каната. Незважаючи на щільне обтиснення каната в результаті усадки стрічки, вона не приварюється до каната і не прилипає до нього, що в майбутньому забезпечує можливість видалення стрічки для огляду каната.

Для ілюстрації конструкції і роботи систем зневоднення канатів з метою стримування або запобігання корозії дротів може бути розглянута широко застосовувана нині, під час спорудження великих висячих і вантових мостів система, що має індекс SSI 2000 (D), запропонована швейцарською компанією VSL.

Дана система, використовується для канатів, що складаються з набору індивідуальних пасм по всій довжині, що укладені в повітронепроникний захисний кожух з поліуретану високої щільності (HDPE), який одним кінцем приєднують до пілона, а іншим - до анкера на прогонових будовах. При цьому обдуванням сухим повітрям від корозії захищається не тільки сам канат і його анкери, а й система гасіння коливань.

Звичайно установку зневоднення розміщують усередині пілона (рис. 2), вона має вентилятори, який створює невисокий за величиною, постійний тиск сухого повітря по всій довжині канатів, а також в анкерній камері пілона, де

повітря переміщається, доходячи, у разі потреби, до анкерів у балці жорсткості, зневоднюючи об'єм замкнутих порожнин прогонової будови. Простір між пасмами всередині кожуха канатів сприяє циркуляції сухого повітря навколо пасм, тиск залишається дещо вищим за атмосферний, що унеможливорює проникнення вологи з навколишнього середовища до канатів.

Дана система володіє трьома рівнями захисту:

- перший – суцільне металізоване покриття пасм;
- другий – потік сухого повітря, що оточує пасми і створює суцільну оболонку;
- третій - повітронепроникний кожух, у який поміщений весь вантовий канат.

Усередині оболонки канатів закріплюють датчики для замірів вологості, тиску повітря і його температури, забезпечуючи отримання всіх необхідних для контролю над процесом зневоднення даних. У разі необхідності, для ведення моніторингу під час експлуатації моста, захисну кришку анкера можна влаштувати так, щоб забезпечувати постійне візуальне спостереження за станом пасм, без необхідності відкривати замкнену систему (рис. 2 і 3).

Систему зневоднення обдувом сухим повітрям з метою захисту металоконструкцій і канатів підвіски, в різних країнах застосовують вже кілька десятків років, принципи роботи системи зрозумілі, корисність очевидна, величина витрат на технічне обслуговування не велика, а надійність висока.

Як правило, основні проблеми в канатних елементах мостів виявляються під час проведення моніторингу (рис. 3), а заходи з ремонту обмежуються заміною захисних покриттів обмотки та зачеканням хомутів підвісок, однак, інколи виникає потреба в ремонті або навіть повній заміні самих канатів.

Під час ремонту системи захисних покриттів канатів перша операція полягає у видаленні обмотки каната та очищенні зовнішніх дротів на ділянці між хомутами, потім слідує видалення старого покриття, яке під час будівництва

перших висячих мостів виготовляли з пасти із застосуванням свинцевого сурику (суміш 92% порошку окису свинцю та 8% сирової лляної олії).

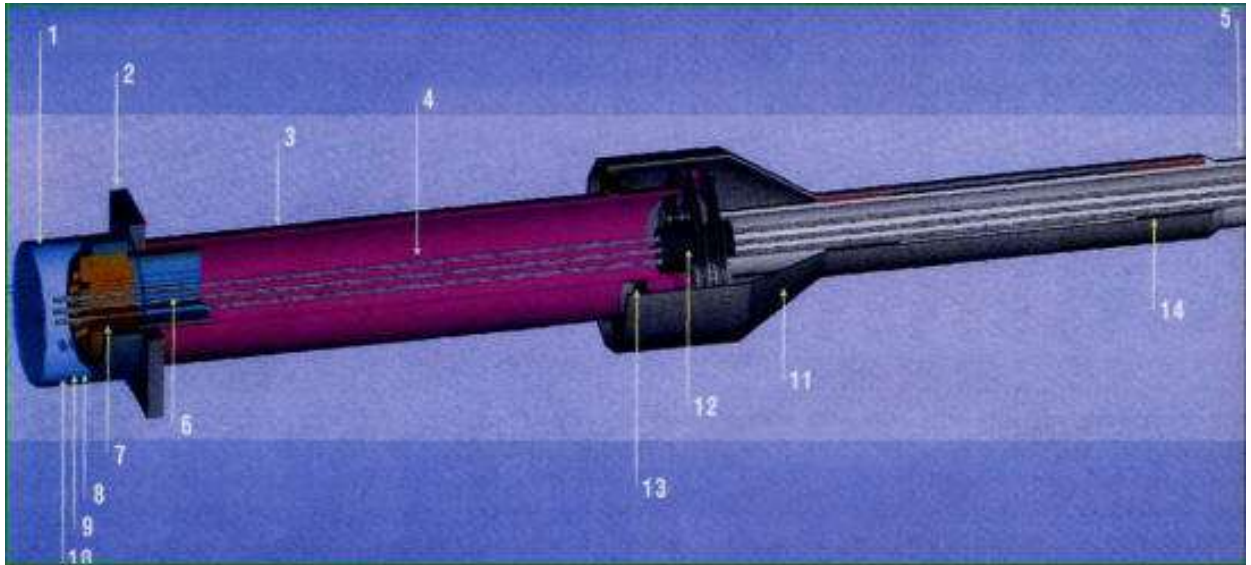


Рисунок 3 – Деталь системи зневоднення вант SSI 2000 (D) 1 – захисна кришка, що закупорює весь анкер; 2 – опорна плита; 3 – напрямна труба; 4 – незахищене панchoхою пасмо системи VSL із захисним гальванічним покриттям, діаметр 15,7 мм, 1770/1860 МПа; 5 – захисний чохол каната зменшеного діаметра, виготовлений з HDPE методом екструзії, з нанесеним на поверхню гвинтовим буртиком; 6 – перехідна коробка; 7 – активний анкер, оснащений системою реєстрації даних; 8 – датчик температури; 9 – датчик вологості; 10 – датчик тиску повітря; 11 – захисна антивандальна труба; 12 – фрикційний демпфер системи VSL; 13 – металевий конічний ущільнювальний конічний сальник; 14 – з'єднання із захисним кожухом

Оскільки відходи свинцю є високотоксичними, для запобігання їхнього здування із зони робіт операції виконують усередині спеціального герметизованого укриття, яке зводять відповідно до вимог захисту навколишнього середовища.



Рисунок 4 – Моніторинг кабелів і підвісок висячих мостів

Технологія ремонту обірваних або сильно пошкоджених корозією дротів (рис. 5) з роками не зазнала значних змін. Найчастіше застосовують обтискні або різьбові втулки, за допомогою яких нову вставку з'єднують із кінцями дроту в місці розриву або видаленої пошкодженої ділянки.

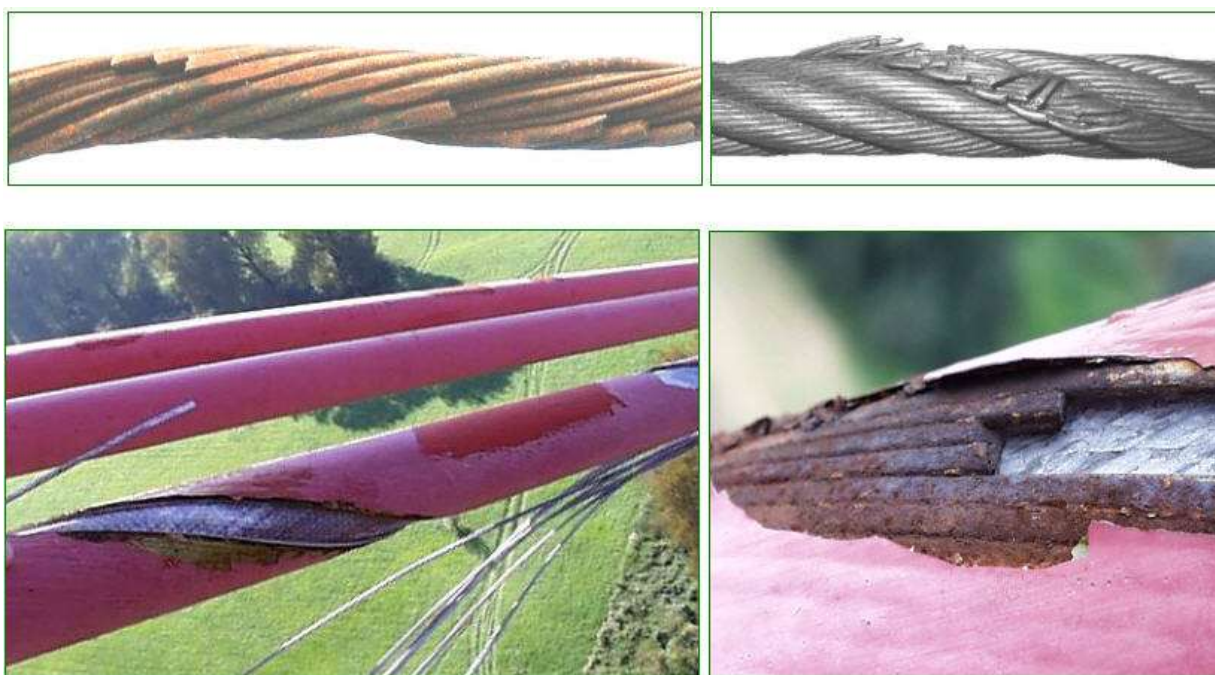


Рисунок 5 – Характерні дефекти дротів у канатах

За допомогою клинів із твердих порід дерева несучий канат розклинюють на ділянках між найближчими хомутами, завдяки чому в тілі каната утворюється довга канавка. Клинці зазвичай забивають зверху вниз уздовж напрямку радіуса кола, що являє собою поперечний переріз каната. Відстань між клинами зазвичай призначають рівною 300 мм, однак вона може змінюватися залежно від положення ремонтної ділянки вздовж каната: на ділянках більшої крутизни каната, близьких до пілона, відстань між клинами зменшують до 225 мм, а на пологіших ділянках при наближенні до середини прогону клини розташовують на відстані 450 мм. Така зміна відстаней між клинами пояснюється прагненням сповільнити процес розтікання ляної олії після її введення в структуру каната. Другу ляну олію заливають із витратою приблизно 12,4 л на 1 м каната за його діаметру від 500 до 600 мм, при цьому необхідно «утримати» олію всередині каната максимально довго, щоб забезпечити повне обволікання олією кожного дроту.

Спочатку під час роботи використовували чисту (без добавок) сіру ляну олію, у міру вдосконалення технології влаштування покриттів в олію (60 %) стали вводити різні антикорозійні інгібітори (40 %), що дало змогу поліпшити якість покриттів.

Після закінчення просочення головного несучого каната олією клини витягають, і канат за допомогою спеціальної гідравлічної обойми ущільнюють. Її розміщують на самому канаті, вмикають у дію гідравлічні обтискачі, оснащені домкратами. Ця операція виконується в три стадії. Тривалість кожної стадії триває кілька хвилин, що достатньо для щільного прилягання дротів один до одного. У міру обтиснення вимірюють довжину окружності ущільнюваного каната і порівнюють її з довжиною окружності до розклинювання. Якщо початкова або менша довжина окружності досягнута, на канат надягають обтискний хомут. Якщо не вдалося досягти контрольного показника, процес повторюють або до його отримання, або до стану, коли після чергового

обтискання домкратами ступінь ущільнення перестає зростати. Ущільнювальну обойму потім переміщують по канату на наступні 300 мм і т. д.

Після закінчення робіт з ремонту, на зовнішню поверхню ущільненого каната наносять покриття із захисного матеріалу, після нанесення якого, канат спірально обмотують м'яким відпаленим дротом, отримуючи другий шар міцного захисного покриття.

Ділянки спірального дротяного покриття обмежують обтискними хомутами, при цьому кінці дротів обмотки зачеканюють у хомутах. Плівка із захисної пастки відіграє роль податливої основи, в яку «занурюється» дріт обмотки і яка, «втискуючись», заповнює всю порожнечу, що утворилася між витками дроту обмотки та перпендикулярно до нього розміщеними дротами головного несучого каната.

Нині для обмотки дротом несучих канатів застосовують обладнання, що дає змогу регулювати й контролювати силу натягу дроту в процесі обмотки (рис. 6).



Рисунок 6 – Улаштування обмотки дротом несучих канатів

Отруйний для працюючих і небезпечний для довкілля свинцевий сурик нині витісняють новими матеріалами - зокрема, Crikote ZN і Elettrometal (що

містять цинк і окис цинку). Основою для них слугують антикорозійні термоактивні полімери або поліуретани, порівняно зі свинцевим суриком вони мають низку переваг: присутність у них цинку сприяє утворенню на дротах гальванічного покриття; вони менш токсичні; їхні базові складові мають триваліші терміни твердіння.

Як заключний елемент захисту канатів зазвичай застосовують багатошарове фарбування. Оскільки всі елементи конструкції висячих мостів і, особливо, несучих канатів, мають високу гнучкість, матеріал фарбування повинен мати високу пластичність. Протягом останніх років було випробувано кілька систем захисту головних канатів, найкращі результати до теперішнього часу дає використання матеріалу Noxide – водного акрильного покриття, що містить високопластичні полімери. Переваги цього матеріалу полягають у його здатності при розтягуванні подовжуватися на 200% без розриву крім того, він не втрачає еластичності від ультрафіолетової радіації, досвід його експлуатації в промислових установках підтвердив його довговічність протягом 20-річного періоду. У нових проєктах ремонту канатів висячих мостів можливе застосування цього нового матеріалу замість традиційного багатошарового фарбування.

Перелік посилань:

1. Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition. WILEY. 2012. 592 p.
2. Holger Svensson. Cable-Stayed bridges. 40 years of experience worldwide. 2012. 451 p.
3. Judith Dupré. Bridges. A history of the world's most spectacular spans. Black Dog & Leventhal Publishers. 2017. 350 p.

ЗАСТОСУВАННЯ ДЕРЕВО-МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ДЛЯ ТИМЧАСОВИХ МОСТІВ

*Агібалов Р.Ю. ст. гр. ДМ-41-20,
Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Тимчасові збірно-розбірні мости – це конструкції мостів, що мають болтові, шарнірні, замкові та інші роз'ємні монтажні з'єднання та їх можна багаторазово використовувати, як інвентарні, протягом визначеного терміну експлуатації [1-3]. Постійні мости зі сталі та залізобетону експлуатують 50-100 років, а тимчасові – значно менші. Термін експлуатації тимчасових мостів залежить від тривалості виконання конкретних завдань, що ставляться перед нею:

- облаштування для будівництва капітального мосту - до закінчення його будівництва, тобто 1-5 років;
- розробки кар'єрів, лісосік, родовищ корисних копалин з обмеженими запасами 10-20 років;
- пропуск важкого негабаритного навантаження не більше одного року;
- тимчасове відновлення сполучення через водну перешкоду після руйнування мосту – не більше одного року.

Балкові плитні прогонові будови. Дерево-плита проїзної частини з клеєної деревини головним чином застосовується як самостійна несна конструкція в плитних прогонових будовах. Ця конструкція дозволяє перекривати прогони від 4 до 11 м за розрізною схемою та до 13-14 м при нерозрізній схемі мосту (рис. 1).

Дерево-плита проїзної частини з обтиснутої деревини застосовується як самостійна несна конструкція, створюючи плитну прогонову будову. Плити можуть виготовляти в двох варіантах: із зовнішнім розташуванням і з внутрішнім розташуванням напружуваних стержнів. Обтиснута плита може перекривати прогони від 4 до 11 м, у залежності від розміру і класу доступних пиломатеріалів

(рис. 2).

Дерево-плита проїзної частини із обтиснутої клеєної деревини застосовується як самостійна несна конструкція, створює плитну прогонову будову. Обтиснута клеєна плита може перекривати прогони до 12 м. Панелі із клеєної деревини обтискуються головним чином за рахунок стержнів, розміщених в отворах всередині плити. Характерний поперечний переріз прогонової будови з внутрішнім розташуванням стержнів наведено на рис. 3.

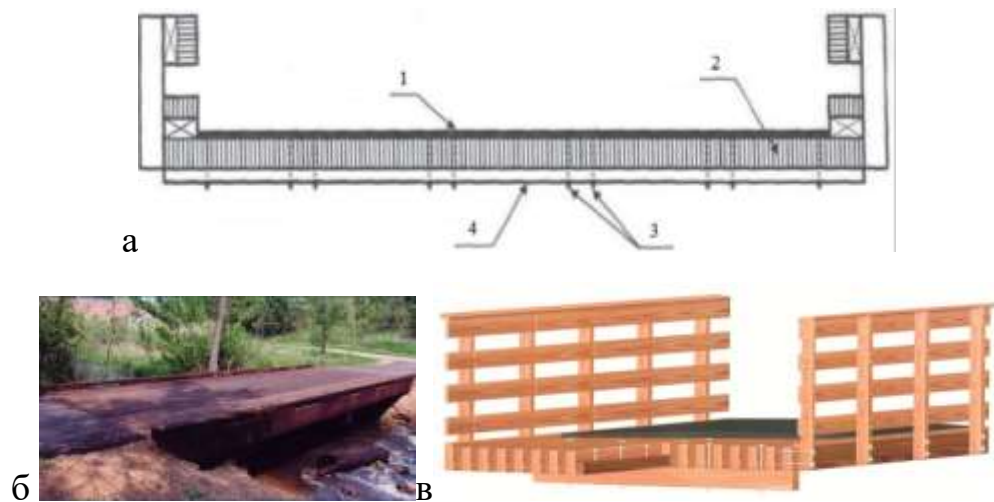


Рисунок 1 – Плитна прогонова будова з клеєної дерево-плити: а – конструкція; б, в – вигляд; 1 – асфальтобетонне покриття; 2 – повздовжня клеєна дерево-плита; 3 – з'єднувальні болти; 4 – поперечна балка для розподілу навантаження

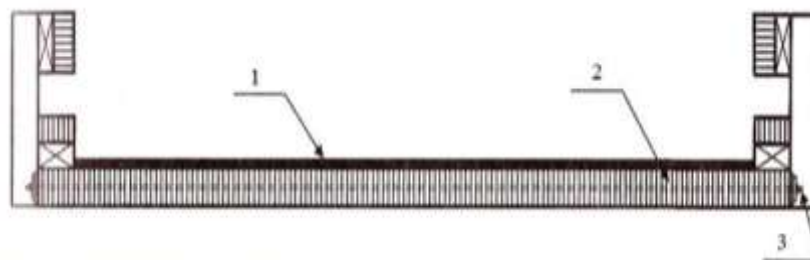


Рисунок 2 – Конструкція плитної прогонової будови з обтиснутої дерево-плити: 1 – асфальтобетонне покриття; 2 – поздовжня обтиснута дерево-плита; 3 – напружений стержень

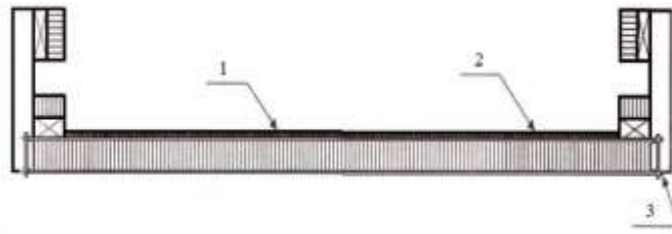


Рисунок 3 – Конструкція плитної прогонової будови з обтиснутої клеєної дерево-плити: 1 – асфальтобетонне покриття; 2 – поздовжня обтиснута дерево-плита; 3 – напружений стержень

Балкові ребристі прогонові будови. Це найбільш старий і найбільш розповсюджений тип дерев'яних балкових прогонових будов, які дозволяють перекривати прогони від 6 до 24 м, і навіть до 42 м.

Ребриста конструкція з поперечною клеєною дерево-плитою. Прогонова будова компонується з несних головних балок, виготовлених із клеєної деревини, і поперечної клеєної дерево-плити проїзної частини. Дерево-плита формується із клеєних панелей, які укладаються щільно одна до одної на несні конструкції, і прикріплюються до них стандартними алюмінієвими захватами (рис. 4).

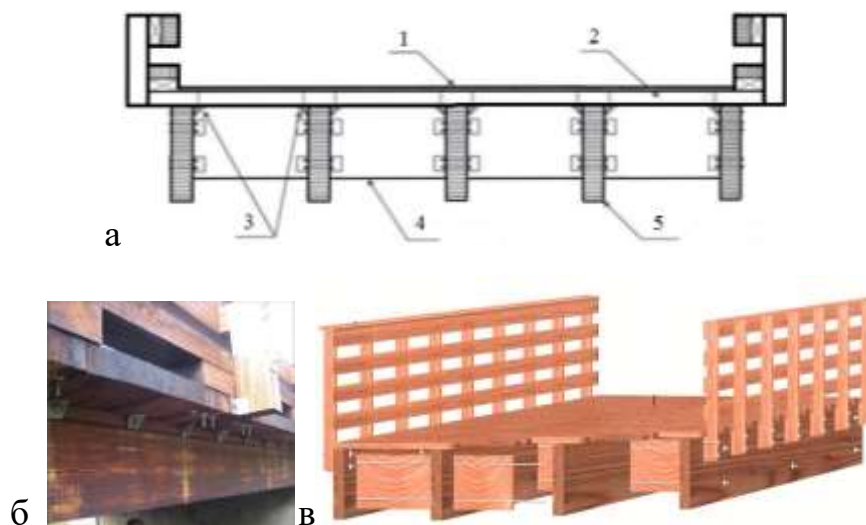


Рисунок 4 – Ребриста прогонова будови: а – конструкція; б, в – вигляд; 1 – асфальтобетонне покриття; 2 – поперечна дерево-плита; 3 – з'єднувальний елемент; 4 – діафрагма; 5 – клеєна балка

Рибриста прогонова будова з обтиснутою поздовжньою дерево-плитою. Ідея створення такої прогонової будови виникла від бажання збільшити довжину прогону, яку перекриває звичайна плитна прогонова будова, виготовлена із застосуванням технології обтиснення деревини. Яскравим прикладом такої конструкції є міст Humphrey bridge, повна довжина прогону якого складає 14,8 м, а ширина 10,2 м (рис. 5).

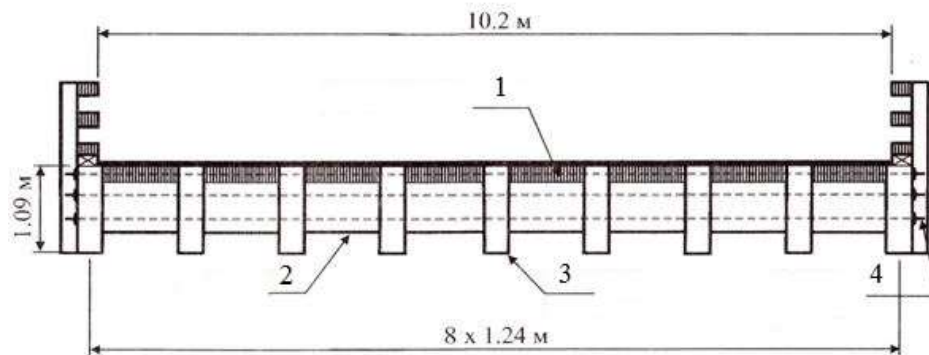


Рисунок 5 – Конструкція ребристої прогонової будови із поздовжньою обтиснутою дерево-плитою: 1 – поздовжня обтиснута дерево-плита; 2 – діафрагма; 3 – клеєна балка; 4 – напружений стержень

Коробчасті прогонові будови. Коробчаста конструкція з поздовжньою обтиснутою дерево-плитою у верхньому і нижньому поясах з'явилася в США як удосконалення ребристої прогонової будови. Метою досліджень було створення економічно більш вигідної прогонової будови, ніж ребриста. Перший міст такої конструкції було збудовано в 1990 р. За даними 2000 р., збудовано більше 30 мостів подібної конструкції довжиною до 32 м. На рис. 6 зображений поперечний переріз мосту, що знаходиться в штаті Південна Дакота (США).

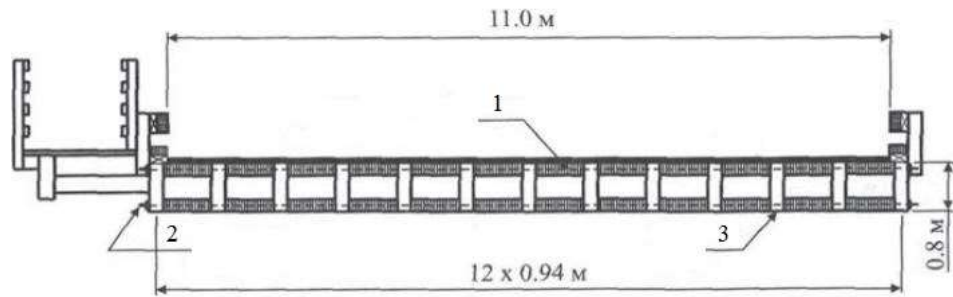


Рисунок 6 – Поперечний переріз коробчастої прогонової будови: 1 – поздовжня обтиснута дерево-плита; 2 – напружений стержень; 3 – клеєна балка

Дерево-металеві. Дерево-металеві прогонові будови можуть бути застосовані для відновлення мостів малих та середніх прогонів (рис. 7).

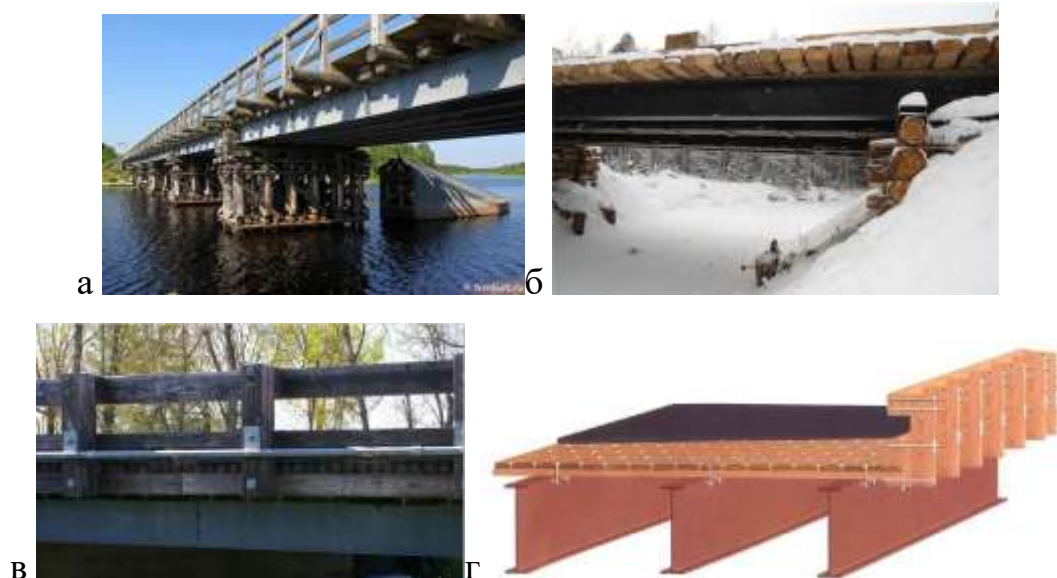


Рисунок 7 – Дерево-металеві конструкції прогонової будови (а-г)

Перелік посилань:

1. Бугаєвський С.О., Бережна К.В., Краснов С.М., Бугаєвська Ю.В. Конспект лекцій. Відновлення мостів і труб після пошкодження. Кременчук: Видавництво «НОВАБУК», 2023. 178 с.
2. Бугаєвський С.О., Ненастіна Т.О., Шеховцова Т.О., Штефан О.М., Маций М.Є. Автодорожні тимчасові збірно-розбірні мости / Вісник ХНАДУ, вип. 100. Харків: ХНАДУ, 2023. С. 80-97.
3. Рекомендації щодо конструктивних рішень для відбудови пошкоджених мостів і труб. К.: ДП ДерждорНДІ, 2022. 167 с.

ОСОБЛИВОСТІ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО СУПРОВОДУ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ТА КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ МОСТІВ НА МІСЦЕВИХ ДОРОГАХ ХАРКІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ

*Мануйленко В.О. ст. гр. ДМ-41-20,
Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Науково-технічний супровід виконання робіт на об'єкті «Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155» виконаний на замовлення державного підприємства «Дороги Харківщини», фахівцями Харківський національний автомобільно-дорожній університет (ХНАДУ).

Науковий супровід виконується згідно з ДБН В.1.2-5:2007 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів».

Послуги з науково-технічного супроводу надаються з урахуванням вимог наступних будівельних нормативних документів:

1. ДБН В 1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів»;
2. ДБН В.2.3-6-2009 «Мости і труби. Обстеження і випробування»;
3. ДБН В.2.3-14-2006 «Мости і труби. Правила проєктування»;
4. ДБН В. 1.2-15-2009 «Мости і труби. Навантаження і впливи»;
5. ДБН В.2.3-22-2009 «Мости та труби. Основні вимоги проєктування»;
6. ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 «Настанова з виконання робіт при будівництві мостів та труб»;
7. ДБН В. 1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»;
8. ДБН В.2.3-4:2015 «Автомобільні дороги. Частина І. Проєктування. Частина ІІ. Будівництво» (змiна № 1).

9. ДСТУ 8908:2019 «Автодорожні мости. Класифікація дефектів».

10. РВ 3.2-218-14284544-512:2006 «Рекомендації із складання технічних звітів з обстеження та випробування мостів.

Дослідження бетону елементів споруд проводиться відповідно до вимог нормативних документів:

1. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні вимоги.

2. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.

3. ДСТУ Б В.2.6-156:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.

5. ДСТУ Б В.2.7-43-96 Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови.

6. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови.

7. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.

8. ДСТУ Б В.2.7-219:2009 Бетони. Методи прискореного визначення міцності на стиск.

9. ДСТУ Б В.2.7-220:2009 Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю.

10. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 Бетони. Класифікація і загальні технічні вимоги.

11. ДСТУ Б В.2.7-223:2009 Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій.

12. ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони правила контролю міцності.

13. ДСТУ Б В.2.7-226:2009 Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності.

Метою науково-технічного супроводу є надання інформаційної допомоги

при вирішенні завдань будівельного виробництва, моніторинг стану конструкцій, перевіряння характеристик матеріалів, виробів та конструкцій, розроблення рекомендацій щодо усунення негативних процесів, які мають місце або можуть мати місце у майбутньому з урахуванням конкретних умов виконаних робіт.

Науково-технічний супровід призначений для вирішення питань, які не обумовлені існуючими нормативними документами і можуть виникнути на різних етапах робіт.

Головним завданням супроводу є забезпечення вирішення проєктних, конструктивно-технічних та будівельно-технологічних проблем з мінімальним ризиком помилок в умовах, що не регламентовані чинними нормами і стандартами, та за відсутності достатнього досвіду або прямих аналогів у вітчизняній та світовій практиці.

Супровід виконується ХНАДУ, який виступає базовою організацією Міністерства розвитку громад та територій України з науково-технічного, дослідного, методичного та інформаційного забезпечення нормування проєктування та будівництва об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, безпеки і доступності під час експлуатації. Університет має науково-дослідну лабораторію (по обстеженню та випробуванню) кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки імені В.О. Російського, яка відповідає вимогам ДСТУ ISO 10012:2005 «Системи керування вимірюванням. Вимоги до процесів вимірювання та вимірювального обладнання», свідоцтво №01-0106/2023 від 22 грудня 2023 року. В університеті працюють спеціалісти та експерти з обстеження будівель та споруд.

На етапі виконання робіт з капітального ремонту мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155 передбачається виконання таких основних видів робіт з науково-технічного супроводу:

- огляд, обміри, моніторинг стану елементів конструкції мосту;

- надання рекомендацій щодо технології та організації будівництва;
- аналіз прийнятих технічних рішень при будівництві моста;
- надання інформаційної допомоги при вирішенні завдань будівельного виробництва щодо підготовки, розроблення технічної документації, проведення будівельно-ремонтних робіт;
- аналіз та розроблення технічних рішень, пов'язаних з реальними умовами виконання робіт (рис. 1);
- перевіряння якості матеріалів, виробів та конструкцій;
- розробка рекомендацій щодо усунення негативних процесів, які мають місце або можуть мати місце у майбутньому з урахуванням конкретних умов виконання робіт (за необхідності).



Рисунок 1 – Тимчасовий об'їзд

Основні дефекти в конструкціях мосту. В результаті обстеження виявлено:

1. Мостове полотно:

- руйнування конструкцій мостового полотна на прогонах №1-2, №2-3;
- лущення фарби та корозія металу металевого перильного огородження, погнутість прокатних елементів;
- протікання води через конструкцію деформаційних швів;
- гідроізоляція проїзної частини повністю зношена та не виконує своїх

функцій.

2. Прогонові будови:

- руйнування прогонових будов №1-2, №2-3 із завалюванням у підмостовому руслі (рис. 2);

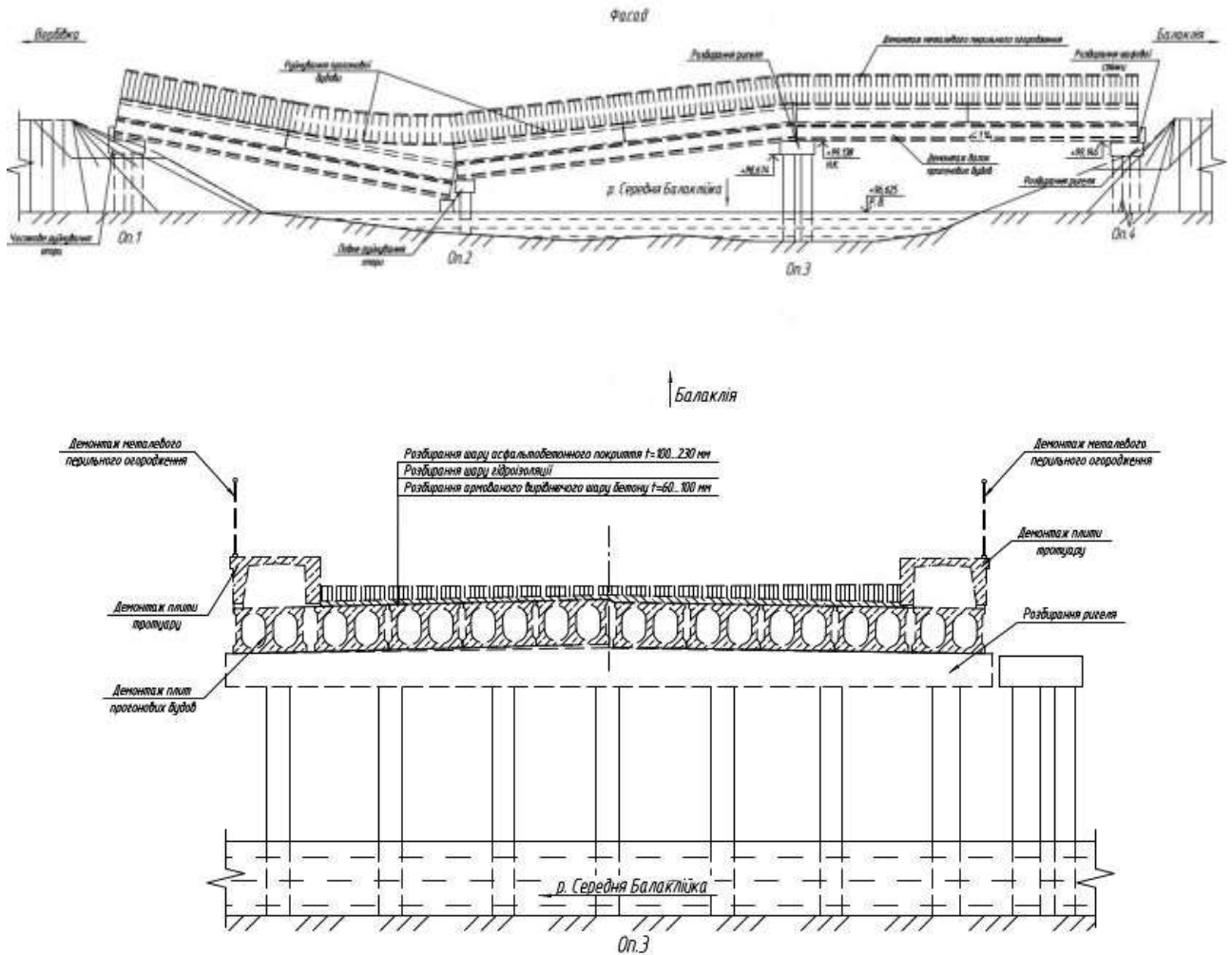


Рисунок 2 – Руйнування прогонових будов мосту

- локальне руйнування захисної шару бетону з оголенням та корозією арматури плит прогонової будови №3-4;

- сліди замокання бетону плит прогонової будови №3-4 з вилуговуванням цементного каміння та біологічною корозією.

3. Опори та опорні частини мосту:

- руйнування ригеля опори №2 між стійками C7/C14, C2/C9;
- локальне руйнування захисної шару бетону з оголенням та корозією арматури ригелів та стійок опор;
- тріщини розкриттям до 5 мм на сколювання захисної шару бетону ригелів опор №1 та №3;
- похилі тріщини розкриттям до 20 мм ригеля опори №1;
- замокання зі слідами біологічної корозії та вилугуванням цементного каміння конструкцій опор по всій площі (особливо ригелів опор).

4. Фундаменти опор мосту:

Фундаменти опор мосту приховані від огляду. Технічний стан фундаментів визначався непрямыми методами, що полягають у виявленні пошкоджень ригелів та інших конструктивних елементів споруди. Оскільки характерних дефектів у тілі опор мосту, які б свідчили про можливість нерівномірних деформацій основи, під час обстеження не було виявлено, то можна стверджувати, що осадок або інших негативних процесів у фундаментах не відбувається.

5. Підмостовий простір, підходи, регуляційні споруди:

- засмічення підмостового русла елементами зруйнованих конструкцій споруди.

6. Підходи до мосту:

- ями та тріщини в асфальтобетонному покритті проїзної частини.

Висновки за результатами обстеження та рекомендації.

На основі аналізу отриманих даних при натурному обстеженні мосту необхідно зробити наступні висновки:

1) На підставі отриманих даних та результатів їх обробки основні елементи мосту згідно з ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 віднесено до таких експлуатаційних станів (без урахування зруйнованих конструкцій): проїзна частина: стан 5 – непрацездатний; прогонова будова: стан 5 – непрацездатний; - опори: стан 5 – непрацездатний; фундаменти: стан 3 – працездатний; - підмостове русло: -; -

підходи: стан 3 – працездатний.

За рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 5 – непрацездатний.

Експлуатаційний стан мосту в цілому за рейтингом та найнижчим показником експлуатаційного стану прогонових будов, опор та фундаментів: 5 – непрацездатний.

2) Необхідні експлуатаційні заходи, що регламентовані стандартом ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012.

3) Вантажопідйомність мосту неможливо визначити у зв'язку з руйнацією основних несучих конструкцій внаслідок бойових дій.

4) Залишковий ресурс мосту (прогноз терміну безаварійної експлуатації) з урахуванням фактичного технічного стану основних елементів на годину обстеження, що визначено з рівняння деградації елементів, що становить 0 років.

Для відновлення руху по даній споруді, а також для продовження терміну служби споруди зі збільшенням її залишкового ресурсу, необхідно виконати комплекс ремонтних робіт, яким передбачити реалізацію наступних конструктивних рішень:

- Провести повне розмінування споруди та прилеглих територій для розчищення місця робіт.

- Виконати демонтаж пошкоджених конструкцій мосту, які не підлягають відновленню, а саме: конструкції мостового полотна разом із існуючими плитами на прогонових будовах №1-2, №2-3 та частини опори №2.

- Виконати ремонт існуючих конструкцій опор № 1-4.

- Влаштувати сполучення мосту з підходами перед та за спорудою.

- Встановити нові плити/балки всіх прогонових будівель за прийнятою новою схемою споруди.

- Влаштувати монолітну об'єднуючу, температурно-нерозрізну залізобетонну плиту з влаштуванням нових деформаційних швів.

- Влаштувати елементи мостового полотна згідно з діючими нормативними документами.

- Передбачити систему водовідведення зливових вод із проїзної частини мосту.

- Здійснити нанесення на всі відкриті поверхні опор та прогонових будов захисного гідроізоляційного (вторинного) покриття сучасними матеріалами.

Комплекс ремонтних робіт в першу чергу має бути спрямований на відновлення повністю зруйнованих елементів споруди та пошкоджених елементів несучих конструкцій прогонових будов, проміжних опор та стоянів та їх захист від впливу зовнішньої середовища з метою збільшення терміну служби споруди.

Після виконання комплексу відбудовних робіт споруда буде здатна пропускати проєктні тимчасові рухомі навантаження за схемою Н-30 та НК-80.

Надалі необхідно дотримуватися нормативних термінів ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України та штучних споруд, які на них розташовані, у відповідності з діючими державними та галузевими нормами. Усі роботи з ремонту споруди виконати силами спеціалізованої мостобудівельної організації.

Перелік посилань:

1. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 1 Пояснювальна записка, 03-23ХМДБ-ПЗ, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.
2. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 2 Робочі креслення, 03-23ХМДБ-РК, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.
3. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 3 Зовнішнє електроосвітлення, 03-23ХМДБ-ЕЗ, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.
4. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 4 Кошторисна документація, 03-23ХМДБ-КД, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.
5. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 5 Зведений кошторисний розрахунок, 03-23ХМДБ-ЗКР, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.
6. Робочий проєкт Капітальний ремонт мосту через р. Балаклійка на автомобільній дорозі О-210103 Балаклія-Яковенкове, км 3+155, Том 6 Оцінка впливу на навколишнє середовище, 03-23ХМДБ-ОВНС, ТОВ «Харківмістдорбуд», 2023 р.

БАГАТОПРОГОНОВІ ВАНТОВІ МОСТИ ТА ЗАХОДИ ПІДВИЩЕННЯ ЇХНЬОЇ ЖОРСТКОСТІ

*Полікарпов А.О. ст. гр. ДМз-61-23,
Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. МКіБМ Бугаєвський С.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Останніми роками багатопрогонові вантові мости набувають дедалі ширшого розповсюдження [1-3]. Так, на початку ХХІ століття було здано в постійну експлуатацію кілька споруд, до найвідоміших серед яких слід віднести мости Ріон-Антіріон у Греції, міст-віадук Мійо у Франції (рис. 1, 2), міст Золоті консолі в Канаді (рис. 3) та ін.



Рисунок 1 – Міст Мійо (Франція): а – вигляд; б – огорожа

Багатопрогоновий вантовий міст Мійо, на автодорозі Париж – Барселона в районі долини річки Тарн біля міста Тарна, побудований у 2004 р. Остаточний варіант проекту розроблено в 1996 р. англійським архітектором Норманом Фостером у співпраці з французьким інженером Мішеlem Вірложо.

Міст Мійо має на своєму рахунку три світові рекорди:

- найвища опора до балки жорсткості – 244,96 м;
- найвища опора мосту з пілоном – 343 м (що вище за Ейфелеву вежу Парижа);

- найвище розташування балки жорсткості над землею – 270 м.

Повна довжина мосту становить 2460 м (сім прогонів довжиною по 350 м). Ширина автопроїзду на мосту близько 27 м (по дві смуги руху в кожному напрямку). Полотно проїзду має невеликий поздовжній ухил і легку криву радіусом 20000 м (зроблену для того, щоб увага водіїв, які проїжджають мостом, була уважною, не притуплялося). Автомобілі, що проходять мостом, від бічного вітру захищають прозорі крани триметрової висоти (рис. 1, б).

Сім пілонів моста мають висоту 88,92 м та масу близько 700 т кожен. До пілонів кріпляться 11 пар вант розроблених співтовариством Фрейссіне і мають потрібний захист від корозії (гальванізація, покриття захисним воском і екструдованої поліетиленової оболонкою). Усього вант на мосту 154 шт.

Будівництво моста здійснювалося поздовжнім насувом з двох протилежних сторін (рис. 2), при цьому найскладнішим виявилось спорудження металевої балки жорсткості (рис. 3) загальною масою 36000 т, що вимагало зведення п'яти додаткових тимчасових опор. Коли консолі балки зустрілися один з одним, їхня розбіжність склала менше 1 см.



Рисунок 2 – Момент будівництва мосту Мійо

Щоб протистояти прогинам балки під час руху транспорту, для покриття мосту було розроблено спеціальний асфальтобетон на основі мінеральної смоли. Склад його м'який, що пристосовується до деформацій і не дає тріщин, а також стійкий, що відповідає автодорожнім критеріям (знос, щільність, структура, зчеплення, стійкість до деформацій та утворення колії, напливи, зрушення та ін.). Для пошуку такої «ідеальної формули» знадобилося два роки досліджень.

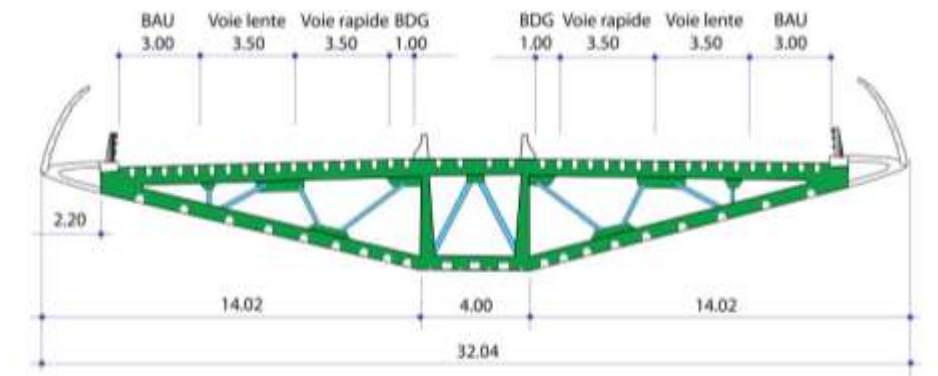


Рисунок 3 – Схема поперечного перерізу балки жорсткості мосту Мійо

Для повноцінної роботи моста по ньому прокладено понад 40 км кабелів високої та низької напруги, а також 20 км оптико-волоконних кабелів та змонтовано 357 телефонних з'єднань. Крім того, опори, балка, пілоні та ванті забезпечені приладами постійного моніторингу, що дозволяють робити до сотні вимірів в секунду, відстежуючи найменші коливання, зрушення і деформації, що виникають в процесі експлуатації споруди і контролювати їх вплив на конструкції. З їх допомогою ведеться спостереження за реакцією мосту на критичні погодні умови.

До відкриття мосту були проведені його випробування. Загальна вага випробувального навантаження становила понад 900 т (28 вантажівок). При завантаженнях середини одного з прогонів прогин балки становив трохи більше 26 см.

Загалом на будівництво мосту було витрачено 85000 м³ бетону та 36000 т

сталі. Загальна вага споруди становить 242000 т.

Згідно з технічним завданням, міст розрахований на 120 років експлуатації. Вартість будівництва склала близько €400 млн., при тому протягом 75 років компанія підрядник, отримала право стягувати плату за проїзд (зараз це €4,6).

Міст будувався близько 39 місяців, а для того щоб перетнути його на автомобілі, потрібно всього трохи більше хвилини.

Міст Золоті консолі (Golden Ears Bridge) є шестисмуговий міст, побудований 16 червня 2009 р. через річку Фрейзер у м. Ванкувері, Британська Колумбія, Канада (рис. 4). Міст був побудований в рамках державно-приватного партнерства вартістю 1 мільярд доларів (800 мільйонів євро). Міст має 160 вант діаметром 20 см кожна з 50 пасм, які утримують балку жорсткості.

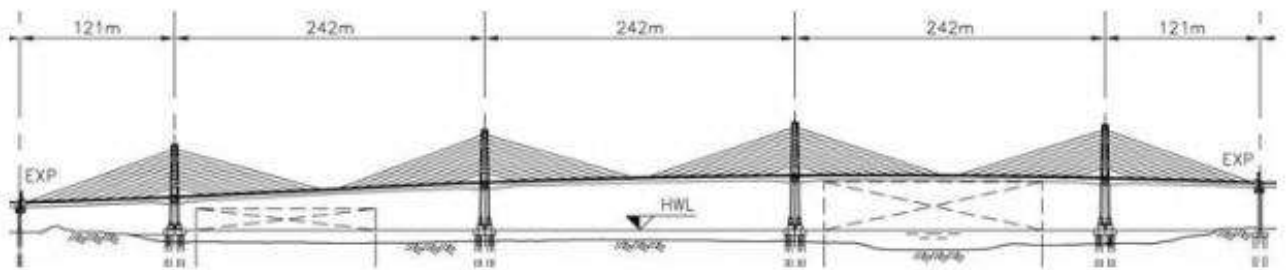


Рисунок 4 – Загальний вигляд та схема багатопрогонного мосту Золоті консолі (Канаді)

Принципова схема та схема робіть при завантаженні одного з прогонів

багатопрогонового вантового моста представлену на рис. 5.

Для багатопрогонових споруд величина основного прогону може бути рекомендована від 100 до 600 і більше м. При цьому величина бічних прогонів, висота пілонів і балки жорсткості, ширина пілонів по фасаду моста, довжина панелей, число вант і кути їх нахилу можуть бути прийняті аналогічно трипрогоновим вантовим системам розглянутим вище.

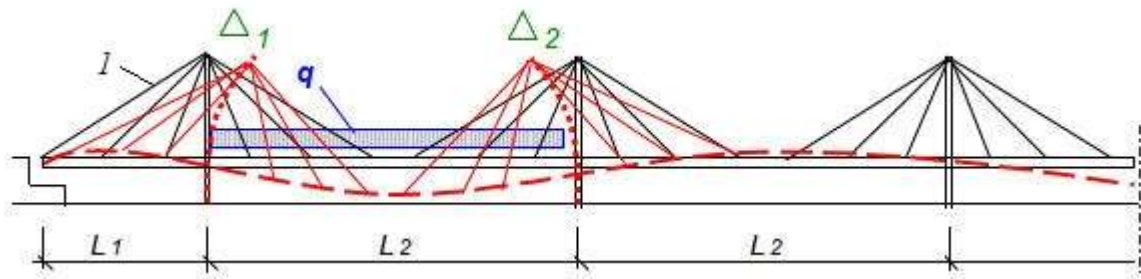


Рисунок 5 – Схема роботи під навантаженням багатопрогонового вантового моста ($\Delta_1 < \Delta_2$ якщо $L_1 < 0,25 \times L_2$): 1 – опорна ванта (відтяжка)

Основними особливостями багатопрогонових вантових мостів є:

- багаторазова статична невизначеність – труднощі забезпечення роботи гнучких елементів у суворій відповідності з розрахунком – складність контролю розрахункових зусиль у вантах;

- великі температурні переміщення та напруги в конструкціях;

- труднощі забезпечення необхідної вертикальної жорсткості конструкції при використанні гнучких пілонів – системи в цілому гнучкі (рис. 5).

Зважаючи на високу гнучкість багатопрогонових вантових систем, застосування їх без прийняття спеціальних заходів щодо збільшення жорсткості конструкції, як правило, не роблять.

Заходи щодо підвищення жорсткості багатопрогонових вантових мостів, загалом аналогічно тим, які використовують для висячих (рис. 6):

- розподіл багатопрогонових вантових систем за допомогою проміжних

анкерних опор на кілька трипрогонових (рис. 7);

- застосування жорстких пілонів (рис. 1 та 3);

- застосування горизонтальних та похилих попередньо напружених кабелів жорсткості та вант, що з'єднують пілон і балку (рис. 5);

- перехід до консольно-вантів (рамно-вантов) систем Моранді (рис. 8) та ін.

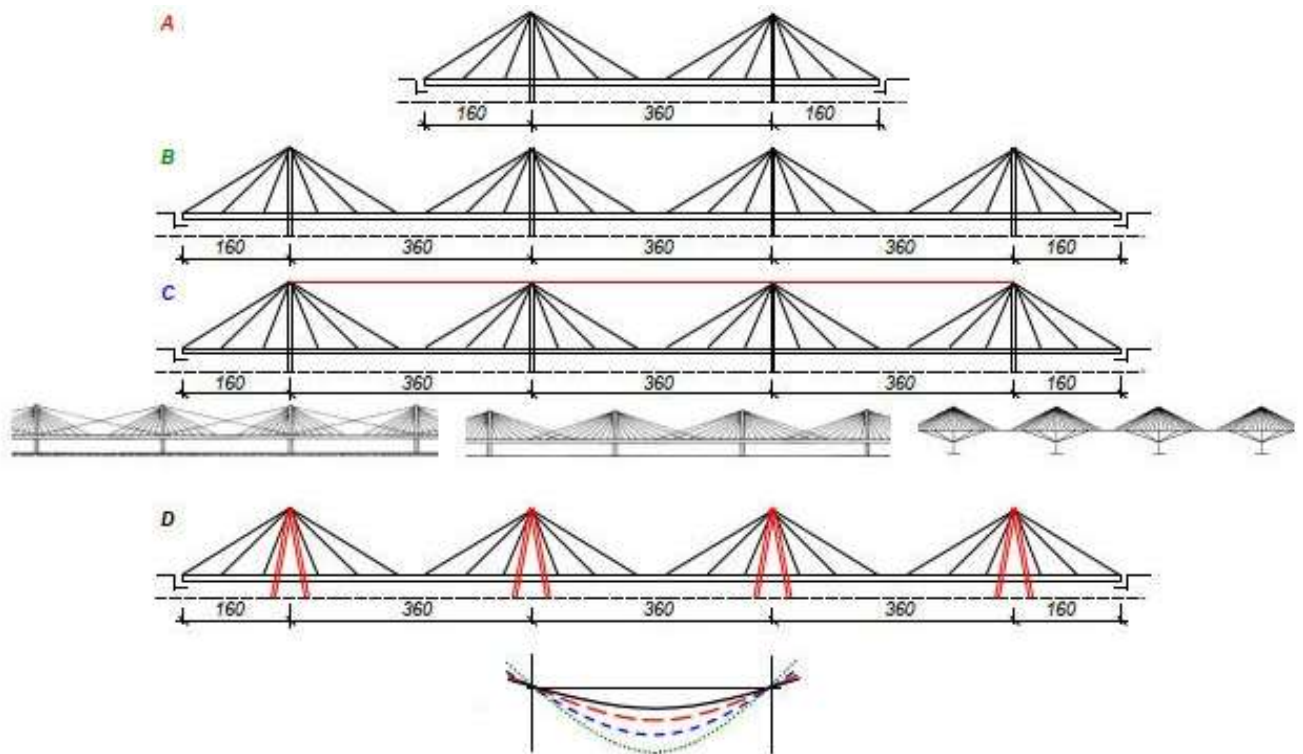


Рисунок 6 – Порівняння за жорсткістю різних вантових систем: А – 100% жорсткість; В – на 30% менше схеми А; С – на 10% менше схеми А; D – на 15% більше системи А

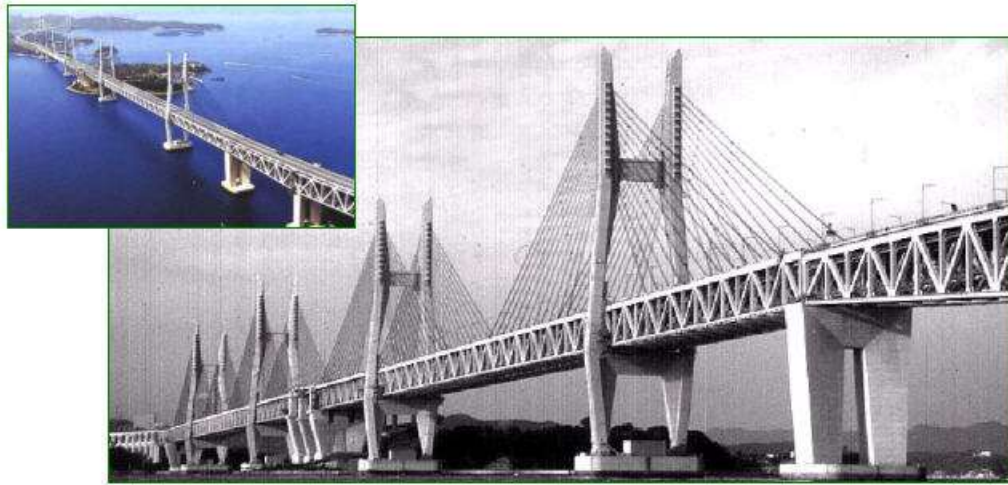


Рисунок 7 – Багатопрогоновий вантовий міст у Японії з проміжною анкерною опорою (схема вантової частини 185+420+185 м)

Перехід до консольно-вантових або рамно-вантових систем Моранді, що володіють підвищеною жорсткістю, але при цьому мало економічному через велику витрату залізобетону на рамні елементи та фундаменти опор широкого поширення не набув. Проте, в 1962 р. був побудований багатопрогоновий залізобетонний вантовий міст через озеро Маракаїбо у Венесулі з величиною основного прогону 235 м.

У період з 1958 по 1962 р. за проєктом італійського інженера Рікардо Моранді у Венесуелі був побудований мостовий перехід – Маракайбо (міст Генерала Урданета). Мостовий перехід має загальну протяжність 8678 м, у тому числі 406 м насип підходів і міст зі 135 прогонами загальною довжиною 8272,6 м за схемою: $22,6 + 2 \times 44,6 + 65,8 + 15 \times 85,0 + 160,0 + 5 \times 235,0 + 160,0 + 11 \times 85,0 + 65,8 + 77 \times 46,6 + 20 \times 36,6$ м. Прогони довжиною 22,6; 33,6 і 44,6 м – балкові розрізні; довжиною 65,8 і 85,0 м - рамно-підвісні; довжиною 160,0 м – перехідного типу, а прогони 235,0 м – рамно-підвісні з додатковими похилими попередньо напруженими вантами, встановленими в судноплавних прогонах моста (висота підмостового габариту – 45 м).



Рисунок 8 – Загальний вигляд вантових прогонових будов мосту через озеро Маракайбо (Венесуела)

Повна ширина мосту по поручнях 17,4 м, на мосту розташовано чотири смуги автомобільного руху шириною по 3,6 м, з розділовою смугою шириною 1,2 м і два тротуари шириною по 0,9 м. Проїзна частина, утворена верхніми полицями балок, попередньо напружена в поздовжньому і поперечному напрямках.

Значний інтерес становлять рамно-консольні (рамно-вантові) прогонові будови довжиною 235 м, з'єднані підвісними балками.

Це комбіновані прогонові будови, що складаються з двох основних ділянок. Одна ділянка на середині прогону перекрита підвісною балковою прогоновою будовою довжиною 45,96 м, що шарнірно спирається на консолі

ригелів; інша являє собою нерозрізну безшарнірну балку довжиною 189 м, яка в чотирьох місцях по довжині спирається на ХХ-подібну залізобетонну опорну раму, що є одночасно пілоном і ригелем і, крім того, підтримується двома похилими залізобетонними вантовими елементами (вантовим шпренгелем), закріпленими за 15 м від її кінців. Довжина консольних звисів ригеля 72,33 м.

Поперечний переріз головних балок у межах рамно-консольної будови – коробчатий трисекційний висотою 5 м (1/47 прогону), у межах підвісної будови – чотири головні балки таврового перерізу змінної висоти від 1,8 м біля шарнірів до 2,53 м у середині прогону (1/18 підвісного прогону). Коробчастий переріз головних балок складається з чотирьох елементів із товщиною стінок по 25 см, що збільшується до опори до 60 см. Верхня плита – плита проїзної частини – тієї самої конструкції, що й в інших прогонах моста, а нижня нерозрізна має товщину 20 см. Попереднє напруження нерозрізної балкової ділянки досягається як натягом арматури, так і дією горизонтальної складової зусиль похилих вант.

Похилі попередньо напружені вантові елементи складаються з чотирьох пучків сталевих канатів замкнутого типу по 16 тросів діаметром 7,5 см кожний, з розрахунковим зусиллям по 150 т. Зусилля з нерозрізної балкової ділянки передаються на вантову балку за допомогою потужних попередньо напружених поперечних балок прогонової будови перерізом 2,0х6,5 м. Вант жорстко зацемлений на металевих опорних частинах пілонів. Найбільша величина натягу у вантах – 6586 т, мінімальна – 6027 т.

Залізобетонні пілони комбінованої прогонової будови складають загальну конструкцію з ХХ-подібними опорними рамами, а похилі стійки пілонів у нижній частині є елементами цих рам. Пілони мають чотиристійкову просторову конструкцію висотою 92 м над рівнем води. Висота пілонів над віссю балки жорсткості становить 44,5 м (1/5,3 прогону).

Точний розрахунок системи показав, що можна розраховувати її балочний елемент довжиною 189 м як нерозрізну систему на жорстких опорах, зокрема й у

місцях приєднання похилих вант. При цьому передбачено регулювання зусиль у вантах у процесі монтажу системи, внаслідок чого в експлуатаційний період опускання точок приєднання похилих вант до балки спричиняється тільки дією тимчасового навантаження. Розрахунок, проведений із введенням спрощувальних припущень, показав, що жорсткі вузли сполучення ригеля зі стійками та підкосами можна приймати шарнірними, за такого припущення система приводиться до двохарнірної рами з двосторонніми консолями, що на кінцях мають пружну піддатливу підвіску.

Ростверком кожної консольної ХХ-подібної опори є збірний блок із загальними розмірами в плані 34,6x39,0 м і товщиною 4,7 м. Для сприйняття розтягувальних зусиль ростверк має невелику кількість попередньо напружених кабелів. Загальний об'єм блоку ростверку кожної такої опори становить близько 6000 м³. Пальова основа складається з 62 попередньо напружених паль середньою довжиною 52 м, діаметром 1,34 м і вантажопідйомністю 1000 т.

Рамні Х-подібні опори складаються з чотирьох залізобетонних рам висотою до 40 м з відстанню між осями стійок поверху 20 м. Рами пов'язані взаємно в середині висоти і в рівні приєднання до них прогонових будов. Розміри рам постійні, за винятком нижньої частини, яка при виготовленні вкорочувалася з урахуванням необхідної висоти опор. Ці рами оберталися в V-подібність при висоті менше 20 м.

Проект мосту складено за італійськими технічними умовами. Для бетону міцністю 450 кг/см² напруга стиснення під час натягу не перевищувала 189 кг/см² і в експлуатаційний період – 144 кг/см², напруга в дроті діаметром 7 мм для кабелів замкнутого типу під час натягу – 120 кг/мм² і в експлуатаційний період після прояву всіх втрат – 90 кг/мм².

Витрата основних матеріалів на 1 м² вантової частини моста склала для прогонової будови 0,93 м³/м² бетону і 86 кг/м² арматури.

Опору судноплавних прогонів, що складаються із середніх ХХ-подібних і

зовнішніх А-подібних рам, виготовляли з звичайного залізобетону в ковзній опалубці.

Нерозрізну прогонову будову довжиною 189 м для головних прогонів виготовляли трьома ділянками. Середню ділянку довжиною 48,5 м бетонували в металевій опалубці, яку підтримували поперечними балками А-подібної опори та стійками ХХ-подібної рами, що збирали на місці. Дві інші ділянки по 70 м бетонували в металевих опалубках, які встановлювали на тимчасові збірні металеві ферми, що монтували на будівельному майданчику і доставляли до місця на баржах.

Піднімали збірні металеві ферми з одного їхнього боку лебідками, встановленими на кінці консолі ХХ-подібної опори, а з другого – плавучим краном вантажопідйомністю 250 т із трьома висувними ногами та стрілою вильотом 63 м. Вільний кінець ферми встановлювали на спеціальну шарнірну опорну стійку, що спирається на тимчасовий металевий пальовий ростверк. Після вирівнювання домкратами положення ферм ділянки бетонували, створювали попередню напругу в бетоні та розпалубляли.

Основна складність закріплення і натягу похилих вантових елементів полягала в забезпеченні правильної передачі навантаження від ваги прогонових будов із тимчасових опор металевих ферм на похилі ванти, оскільки нерозрізна ділянка прогонової будови могла працювати лише після того, як одержала повне обтиснення від горизонтального додатка зусилля у вантах. Передачу навантаження забезпечували невеликими частинами шляхом невеликого спуску домкратами, що підтримують складальні ферми, і одночасного підтягування кабелів вант зі збереженням незмінності положення зовнішнього кінця балки на заданій позначці.

Після передачі постійного навантаження від ваги прогонової будови на нерозрізну її ділянку обетонували похилі ванти перерізом 1,2х1,2 м, що забезпечують роботу на розтягувальні напруження від дії тимчасового

навантаження в розмірах, які не перевищують $12,5 \text{ кг/см}^2$.

Насамкінець слід додати, що рамно-вантові конструкції, подібні до описаних вище, пропонували і в Японії для прогонових будов довжиною до 1000 м.

Перелік посилань:

1. Holger Svensson. Cable-Stayed bridges. 40 years of experience worldwide. 2012. 451 p.
2. Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition. WILEY. 2012. 592 p.
3. Judith Dupré. Bridges. A history of the world's most spectacular spans. Black Dog & Leventhal Publishers. 2017. 350 p.

АВТОМАТИЗАЦІЯ ПРОЕКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВА МОСТІВ: ПІДВИЩЕННЯ ДОСТУПНОСТІ ТА СОЦІАЛЬНО-ЕКОНОМІЧНИЙ ВПЛИВ

Соловей Т. А. студент ДМ-51-23

Наук. керівник: доцент, канд. техн. наук Краснов С. М.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Сучасний розвиток не стоїть на місці по всьому світу, зараз він розвивається все більше і швидше. А тяжкі умови, такі як війна в нашій країні, примушують шукати нові, альтернативні або створювати нові способи введення: бізнесу, навчання, експлуатації, проектування та будівництва. Це стосується всіх секторів життя і будівництво мостів та тунелів не є виключенням.

На даний час швидкими рухами розвивається BIM та IoT технологія, вони йдуть досить близько, рука об руку, так як можуть доповнювати друг друга і зараз вже становляться не від'ємною частиною кожного будівництва та експлуатації мостів.

BIM – це технологія в проектуванні, створення 3D-моделей мостів, які включають інформацію про геометрію, матеріали, конструкційні рішення та інші параметри. Застосування BIM-технології дозволяє забезпечити точність та ефективність процесу проектування, в нашому випадку, мостів. [1]

Основна ідея BIM полягає у створенні цифрової моделі будівлі або споруди, яка зберігає всю необхідну інформацію про об'єкт, включаючи геометричну інформацію, інформацію про матеріали та конструкційні рішення, технічні характеристики, витрати тощо (рис. 1). Ця модель стає основою для всіх подальших робіт з будівництва та експлуатації моста.

Технологія інтернет речей, або IoT, - це система взаємопов'язаних обчислювальних пристроїв, механічних і цифрових машин, об'єктів, тварин або людей, яким надано унікальні ідентифікатори (UID) і здатність передавати дані через мережу, не вимагаючи від людини до взаємодії з людиною або людини з комп'ютером. [3]

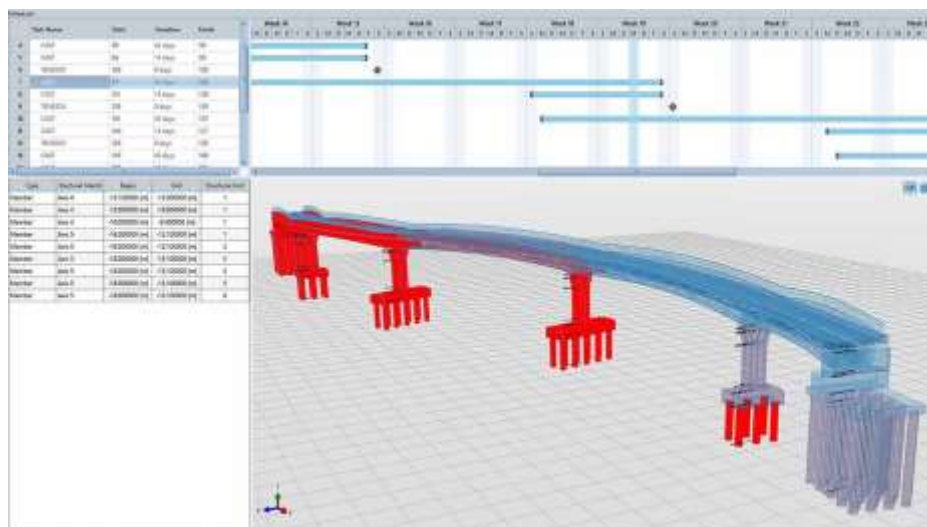


Рисунок 1 – використання BIM технології в ALLPLAN [2]

Як ми бачимо по визначенню, вони справді тісно пов'язані друг з другом. Але розглянемо більш детально, переваги та недоліки використання BIM та IoT технологій.

BIM (Building Information Modeling)

Переваги:

1. *Підвищення продуктивності:* дозволяє автоматизувати багато завдань, що економить час та ресурси.
2. *Покращення співпраці:* дає можливість всім учасникам проекту працювати з однією моделлю, що покращує комунікацію та координацію.
3. *Зменшення помилок:* допомагає виявити та виправити помилки на ранніх етапах проекту, що економить гроші та час.
4. *Підвищення якості:* можна створювати більш якісні проекти, які відповідають очікуванню та потребам замовника.

Недоліки:

1. *Висока вартість впровадження:* BIM-програмне забезпечення може бути дорогим, а також потрібні витрати на навчання та підтримку.
2. *Необхідність кваліфікованих кадрів:* це нова технологія і все ще не всі вміють з нею працювати, тому для роботи з BIM потрібні фахівці з відповідними

знаннями та навичками. А щоб їх отримати тут є два шляхи – наймати вже тих хто вміє, або навчати свій персонал новому.

3. *Складність впровадження:* Впровадження BIM може бути складним процесом, який потребує ретельного планування та координації. Да, зараз справді все більше і більше є програмних комплексів, що дозволяють працювати з цією системою але не кожна компанія може собі дозволити оплачувати ці додаткові функції.

IoT (Internet of Things)

Переваги:

1. *Підвищення безпеки:* датчики можуть використовуватися для моніторингу стану моста та попередження про потенційні проблеми (рис 2).
2. *Оптимізація експлуатації:* також ці дані можуть використовуватися для оптимізації експлуатації моста, наприклад, для регулювання освітлення та вентиляції.
3. *Підвищення доступності:* не менш важливо те, що ще можуть використовуватися для прогнозування та запобігання заторів на мостах.
4. *Зменшення експлуатаційних витрат:* їх іноді використовують для оптимізації експлуатації моста, що може призвести до зменшення витрат.

Недоліки:

1. *Висока вартість впровадження:* IoT-датчики та обладнання можуть бути дорогими, а також потрібні витрати на установку та обслуговування.
2. *Кібербезпека:* на превеликий жаль, вони достатньо вразливі до кібератак.
3. *Складність впровадження:* Впровадження цих систем може бути складним процесом, який потребує ретельного планування та координації.

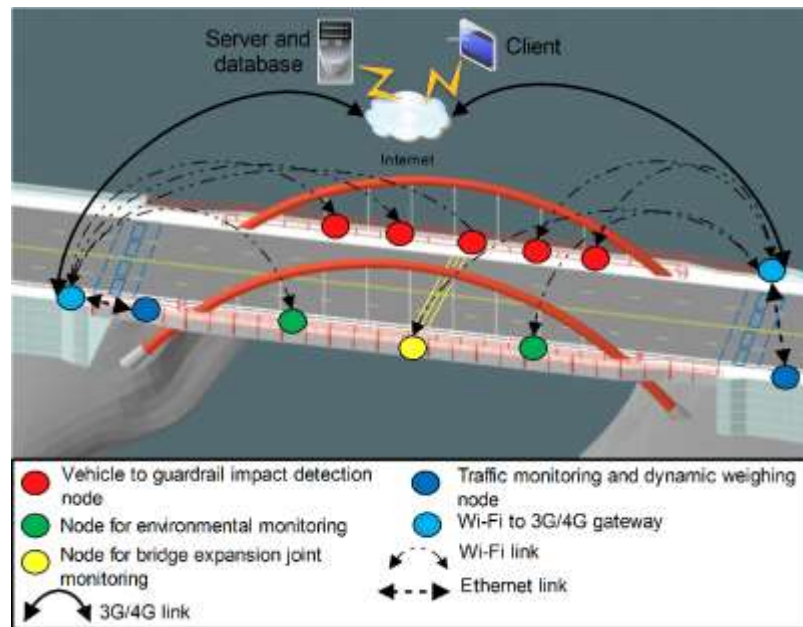


Рисунок 2 - Загальна архітектура запропонованої системи IoT для віддаленого моніторингу мостів [4].

VIM та IoT разом

Переваги:

1. *Підвищення точності:* VIM-модель може бути збагачена IoT-даними, що робить її більш точною та інформативною.
2. *Підвищення ефективності:* вони разом, майже одночасно, можуть використовуватися для автоматизації завдань та оптимізації процесів.
3. *Краще прийняття рішень:* завдяки більшій кількості даних та кращого бачення ситуації, можна приймати дуже сприятливі та обґрунтовані рішення.

Недоліки:

1. *Складність впровадження:* Впровадження VIM та IoT разом може бути складним процесом, який потребує ретельного планування та координації.
2. *Висока вартість:* Впровадження VIM та IoT може бути дорогим, адже потрібні витрати на програмне забезпечення, обладнання, установку, обслуговування та навчання.

Як видно – основними недоліками є впровадження та висока вартість таких систем. Але, не зважаючи на це, такі технології відіграють важливу частину в

соціально-економічному розвитку країни.

Так як ці технології можуть призвести до:

Створення нових робочих місць в таких сферах як:

1. Проектування
2. Будівництва
3. Експлуатації мостів
4. Розробки програмного забезпечення
5. Впровадження та обслуговування IoT-систем

Стимулювання економічного зростання за рахунок:

1. Підвищення ефективності та конкурентоспроможності будівельної галузі
2. Зменшення витрат на проектування та будівництво
3. Зменшення експлуатаційних витрат
4. Створення нових ринків та продуктів

Підвищення якості життя:

1. Підвищення безпеки мостів
2. Зменшення заторів на дорогах
3. Підвищення доступності мостів для людей з обмеженими можливостями
4. Зменшення негативного впливу на навколишнє середовище

Але, щоб це все справді було можливо, варто зазначити, що необхідно:

1. Розробити та впровадити відповідні нормативні акти, стандарти та методичні рекомендації
2. Провести навчання та підготовку кадрів для роботи з цими технологіями
3. Здійснити інформаційну кампанію для популяризації BIM та IoT

Висновки

В Україні BIM та IoT технології знаходяться на початковому етапі розвитку. Існують певні бар'єри для їх впровадження, такі як висока вартість, складність впровадження, нестача кваліфікованих кадрів та війна. Проте, сучасні компанії та державні установи визнають важливість цих технологій для розвитку

інфраструктури та економіки країни. Існують різні програми та ініціативи, що спрямовані на стимулювання впровадження BIM та IoT в Україні.

Ці технології досить широко популяризуються в суспільстві, в навчальних закладах все більше починають не тільки розповідати про такі можливості, а також і навчати їх використовувати. Що досить гарно буде вливати на прискорення розвитку в країні, так як буде з'являтися все більше і більше вже знаючих спеціалістів. Які знаючи цю систему зможуть одразу працювати і не прийдеться навчати людину з нуля.

Перелік посилань:

1. What is BIM (Building Information Modeling) URL: <https://constructible.trimble.com/construction-industry/what-is-bim-building-information-modeling> (дата звернення 27.02.2024).
2. The Challenges Of BIM For Bridges URL: <https://allplan.asia/en/the-challenges-of-bim-for-bridges/> (дата звернення 27.02.2024).
3. What is the IoT? Everything you need to know about the Internet of Things right now URL: <https://www.zdnet.com/article/what-is-the-internet-of-things-everything-you-need-to-know-about-the-iot-right-now/> (дата звернення 27.02.2024).
4. IoT System for Remote Monitoring of Bridges URL: <https://www.semanticscholar.org/paper/IoT-System-for-Remote-Monitoring-of-Bridges%3A-for-Balestrieri-Vito/b016d2e0de9cfa0b099bc721035c51ecaa495202> (дата звернення 27.02.2024).

РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЇ БЕЗБАЛАСТНОЇ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ НА ЕСТАКАДАХ ПРИ ДІЇ ДИНАМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Поліщук К.В. студент гр. 43-БЦІ
Науковий керівник: к.т.н., доц. Петров А.М.
Державний біотехнологічний університет

Визначення навантажень, що діють на рейки

На ширину колії впливає горизонтальне переміщення рейки між блоками «В» та «КВ», а також переміщення блоку «КВ» у прогоновій будові. Спочатку визначимо переміщення рейки між блоками «В» та «КВ». Виберемо найлегшу конструкцію.

Для цього введемо деякі передумови:

1. Розглядаємо рейку як нескінченно довгу балку на суцільній пружній основі (рис.1).
2. Вважаємо рейку абсолютно жорсткою при згині щодо поздовжньої осі. І тут рейка не згинається, лише повертається щодо осі.
3. Передбачається, що коефіцієнти ліжка прокладок у вертикальному та горизонтальному напрямку однакові.

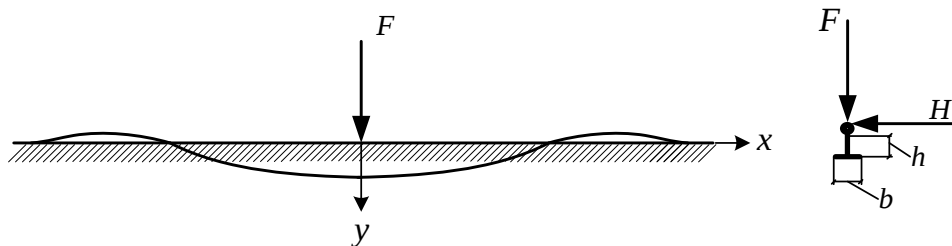


Рисунок 1 – Балка на суцільній пружній основі

Необхідно визначити переміщення рейки від дії вертикального та горизонтального навантажень (рис.2). Так як рейка в колії розташована з підуклонкою, то для спрощення розрахунку наведемо ці навантаження до навантажень, розташованих паралельно (H) і перпендикулярно (F) підшві рейки (рис. 3).

Наведене навантаження, що діє у вертикальній площині, визначатиметься за формулою

$$F = F_g \cdot \cos \alpha + F_z \cdot \sin \alpha. \quad (1)$$

Тут α - кут підуклонки рейки 1:20 ($\alpha = 2,86^\circ$).

F_g - навантаження, що діє у вертикальній площині;

F_z - навантаження, що діє у горизонтальній площині.

Наведене навантаження, що діє в горизонтальній площині, визначається за формулою

$$H = F_z \cdot \cos \alpha - F_g \cdot \sin \alpha. \quad (2)$$

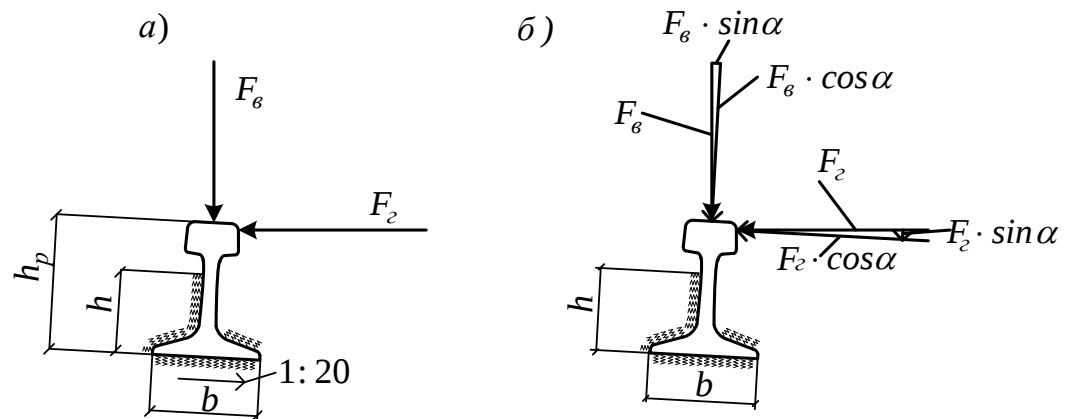


Рисунок 2 – Рейка з навантаженнями, що діють на нього в колії

На рисунку 3 показано рейку з наведеними навантаженнями. Від дії таких сил відбувається стиснення пружних прокладок між рейкою та блоками в місцях, зазначених на цьому рисунку.

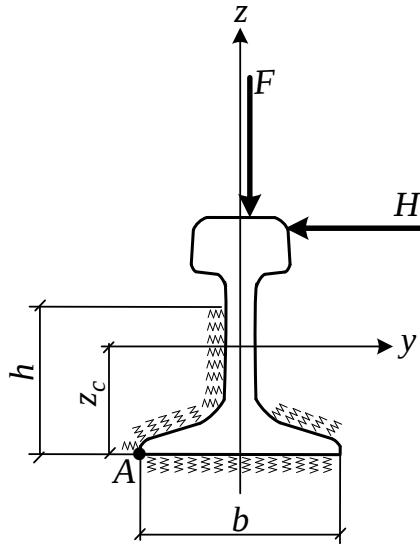


Рисунок 3 – Рейка з приведеними навантаженнями

Визначення переміщень рейки між блоками «В» та «КВ» у вертикальній та горизонтальній площинах

Прогин рейки від дії динамічного навантаження визначається за формулою

$$y_{\text{дин}} = \frac{k}{2u} \cdot F_{\text{экв}}^{\text{II}}, \quad (3)$$

де u - модуль пружності рейкової основи $\frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}$;

$$u = C \cdot b, \quad (4)$$

C - коефіцієнт податливості основи(коефіцієнт ліжка) в $\frac{\text{кГ}}{\text{см}^3}$;

b - ширина балки, см;

k - коефіцієнт відносної жорсткості рейкової основи і рейки;

$$k = 4 \sqrt{\frac{u}{4EJ}} \text{ см}^{-1}, \quad (5)$$

$F_{\text{экв}}^{\text{II}}$ - еквівалентна сила для визначення пружного прогину рейки

$$F_{\text{эkv}}^{\text{II}} = (F_{\text{cp}} + 2,5 \cdot S + \Sigma F_{\text{cp}} \cdot \eta). \quad (6)$$

Тут F_{cp} - сума середніх значень усіх вертикальних сил від розрахункового колеса;

$F_{\text{дин}} = F_{\text{cp}} + 2,5S$ - максимальний тиск на рейку від розрахункового колеса;

$\Sigma F_{\text{cp}} \cdot \eta$ - вплив тиску сусідніх колес, відстояних від розрахункової вісі не далі ніж 3,5м;

S - середньоквадратичне відхилення.

В попередніх розрахунках еквівалентну силу можна визначити за формулою

$$F_{\text{екв}}^{\text{II}} = (F_{\text{cp}} + 2,6 \cdot S_{\text{H.П.}} + \Sigma F_{\text{cp}} \cdot \eta), \quad (7)$$

де $S_{\text{H.П.}}$ - середньоквадратичне відхилення від нерівності колії, яке визначається за формулою

$$S_{\text{H.П.}} = \frac{91 \cdot 10^{-3} \cdot F_{\text{cp}} \cdot v \cdot \sqrt{q}}{u^{\frac{3}{8}} \cdot (E \cdot J)^{\frac{1}{8}}}. \quad (8)$$

Тут v - швидкість руху в км/год;

q - не підресорна вага, що припадає на одне колесо в кГ ;

u - модуль пружності рейкової основи в $\frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}$;

EJ - жорсткість рейки.

$$\eta = e^{-kx} (\cos kx + \sin kx). \quad (9)$$

Середнє значення додаткового пружнього прогину ресор z_{cp} складає $0,75 \cdot z_{\text{max}}$. Так як зусилля від стискання ресори прямо пропорційне її прогину, то й середня величина додаткового вертикального тиску від додаткового

динамічного прогину ресор дорівнює

$$F_p^{cp} = 0,75 \cdot F_p. \quad (10)$$

Максимальна додаткова вертикальна дія на колію від коливання ресор F_p визначається в залежності від максимальної додаткової пружної просадки ресор z_{max} і припадаючої на колесо жорсткості ресор $\mathcal{K}$

$$F_p = \mathcal{K} \cdot z_{max}. \quad (11)$$

Пружня просадка ресор для електровозів при довжині рейок 25м визначається за формулою

$$z_{max} = 9,9 + 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot v^2. \quad (12)$$

Сума середніх значень усіх вертикальних змінних зусиль визначається наступною залежністю.

$$F_{cp} = F_p^{cp} + F_{cm}. \quad (13)$$

Максимальну ймовірну поперечну силу (направляючу силу), що діє на рейку, визначаємо за наближеною формулою

$$F_2 = Y = 10500 + 3500 \cdot a_{HP}, \quad (14)$$

где a_{HP} - величина непогашеного відцентрового прискорення

$$(a_{HP} = 0,7 \frac{m}{сек^2}).$$

На основі наведених розрахунків було отримано патенти на корисну модель [1-4].

Перелік посилань

1. Вузол кріплення рейки до естакади Патент на корисну модель №140476 від 25.02.2020.
2. Вузол кріплення рейки до естакади Патент на корисну модель №146177 від 25.02.2021.
3. Вузол кріплення рейки до естакади. Патент на корисну модель №148982 від 05.10.2021.
4. Вузол кріплення рейки до естакади. Патент на корисну модель №152128 від 02.11.2022.

ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ ПІДРИВУ МОСТІВ

*Лежнев Д., студент гр. 41Д
Науковий керівник: Митрохіна М.О.
Харківський автомобільно-дорожній фаховий коледж*

Щоб зупинити ворога воїни ВСУ, нажаль, підривають Українські мости



Загальні вимоги до підривання мостів із різних матеріалів

При підриванні мостів на дорогах мають вирішуватися одночасно два завдання: створити загородження, подолання яких військами противника вимагало з їхнього боку найбільшої витрати зусиль і часу; якнайбільше утруднити противнику можливість відновлення зруйнованих ділянок доріг.

Вибуху мосту передуює: інженерна розвідка моста, визначення місця перерізів підриву, розрахунок зарядів та вибір способу підривання зарядів, розподіл робіт за підрозділами підривників, розрахунок часу задля підготовки моста до руйнації, визначення кількості вибухових речовин, доставка приладдя для підривання, визначення необхідних будівельних матеріалів та інструменту.

У ході інженерної розвідки мосту необхідно визначити: матеріал, конструкцію, довжину та ширину моста; висоту над рівнем води; найбільшу глибину річки та швидкість течії; наявність бродів; наявність місцевих переправних засобів; місце вибухової станції, місце розташування вогневого

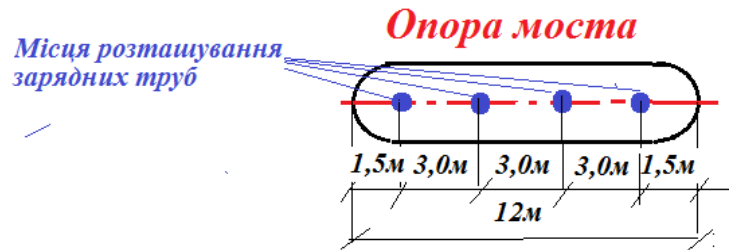
прикриття та шлях відходу підричників; площу перерізів балок або плит з/б мостів, площу прогонів балкових дерев'яних мостів, площу верхніх та нижніх поясів головних ферм мостів; тип опор мостів та їх основні розміри.

На підставі даних розвідки складаються такі дані про споруду, яку потрібно підірвати: схема мосту; перерізи поясів головних ферм, стійок, розкосів тощо; місця кріплення (закладки) зарядів, їх величина та спосіб підривання.

СХЕМА МОСТУ



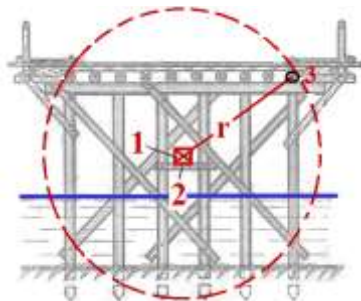
МІСЦЕ РОЗТАШУВАННЯ ЗАРЯДІВ



Підриг дерев'яних мостів

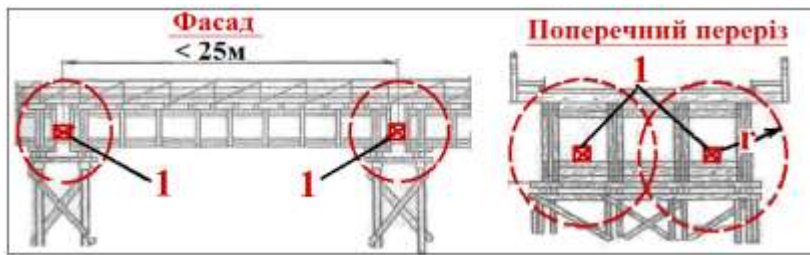
У дерев'яних мостах вибухають опори та прогонові будови. З метою утруднення дій противника щодо відновлення зруйнованих дерев'яних мостів опори потрібно підривати наскільки можна нижче рівня води; прогонові будови зазвичай підривають так, щоб були перебиті щонайменше в одному перерізі основні несучі елементи. Дерев'яні мости підривають зарядами, кожен з яких призначається для перебивання кількох елементів конструкцій, що розташовані на різних відстанях від центру споруди і в різних площинах.

Схема підриву опор і прогонових будов низьководних дерев'яних мостів



- 1 – заряд;
- 2 – риштування для укладання заряду;
- r – відстань від центру заряду до крайнього прогону (3)

Схема підриву висоководного дерев'яного мосту з дощатими фермами:



1 –заряди над опорами

Вагу заряду для підриву дерев'яного моста визначають за формулою:

де C - вага заряду в кілограмах;

$$C = 30 \cdot K \cdot D \cdot r^2$$

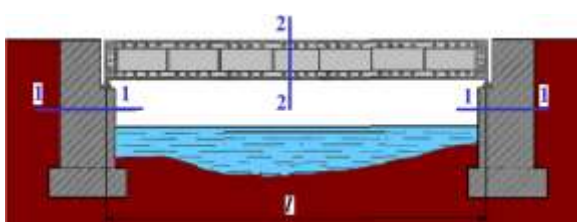
K - коефіцієнт, що залежить від породи та вологості деревини;

D - діаметр (товщина) найбільш віддаленого елемента, в метрах.

Підрив металевих мостів

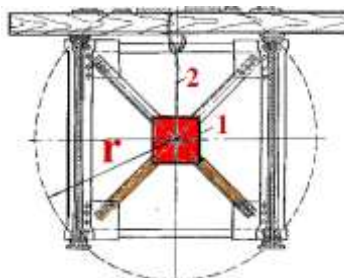
У металевих мостах вибухівку закладають в опорах і прогонових будовах. Для того щоб утруднити відновлення металевих мостів противником, опори необхідно підривати якомога ближче до поверхні води, а в деяких випадках і нижче за неї.

Схема підриву металевого мосту з суцільними головними балками



1-1– переріз вибуху в опорах;

2-2 – переріз вибуху в прогінних будовах



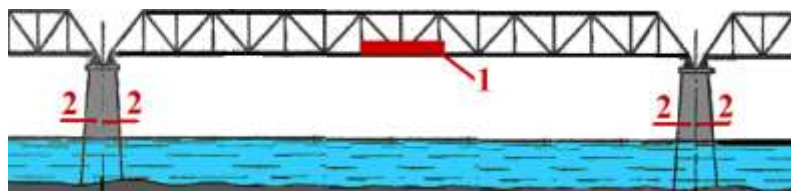
Місце розташування зарядів під час підриву металевих мостів з суцільними головними балками

1 – заряд;

2 – дротяна або мотузкова підвіска;

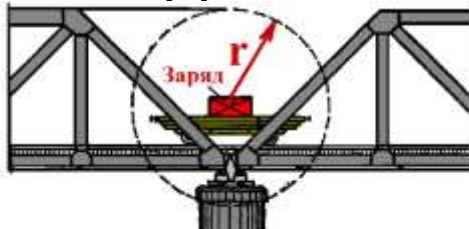
r – відстань від центру заряду до найдалшої точки прогінної будови

Схема підриву металевого мосту з наскрізними фермами

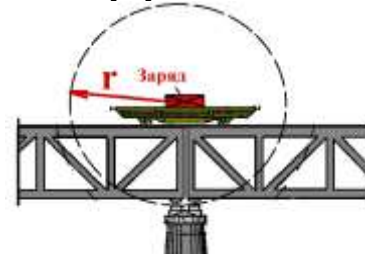


1- заряд на поясі
ферми;
2- заряди в опорах

Розташування заряду на металевій фермі з їздою понизу



Розташування заряду на металевій фермі з їздою поверху



Вагу заряду для підриву металевого моста визначають за формулою:

$$C = 30 \cdot r^2$$

де C – вага заряду в кілограмах;

r – відстань (м) між центром заряду і тим поясом ферми, що розташований на більшій відстані від заряду.

Підрив вантових металевих мостів

Вантові мости руйнуються підриванням пілонів і прогонових будов, які обвалюються по осі мосту. У вантових мостах основним несучим елементом є канат (несучий вант), тому він повинен бути зруйнований в першу чергу.

Ванти підтримують балку жорсткості, яка є прогінною будовою вантового мосту. Перетини підриву призначають в місцях кріплення вант до балки жорсткості, щоб вибухом одночасно руйнувались вузли кріплення вант і сама балка.

Схема підриву металевого вантового мосту



1- заряди на вантах, що підтримують прогінну будову; 2- заряди в опорах

Вагу заряду для перебивання сталевго канату визначають за формулою:

$$C = 10 \cdot D^3 \cdot N$$

Де C – вага заряду в грамах

D – діаметр тросів, з яких виготовлений канат

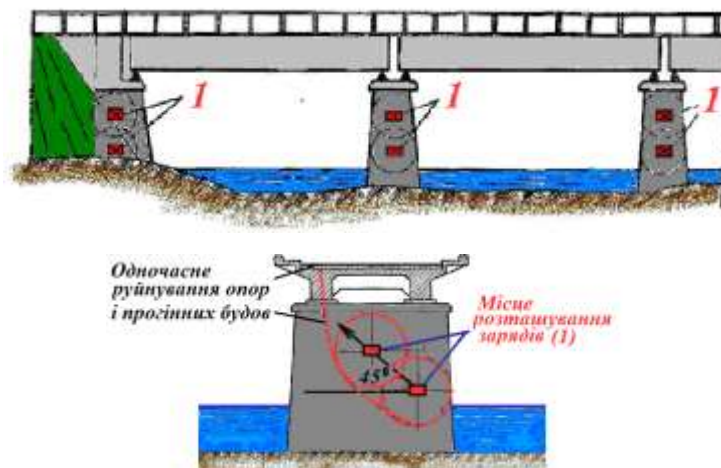
N – кількість тросів у канаті (ванті)

Підрив залізобетонних мостів

Особливістю з/б мостів є те, що підйом навіть слабко пошкоджених при падінні важких з/б конструкцій на нові опори практично неможливий.

Для підриву з/б мостів заряд закладають тільки в опорах, але при цьому руйнуються, як слідство, і прогінні будови. Підривання опор здійснюється по косих перерізах під кутом 45° до горизонту. Опори одночасно обвалюються і перекидаються набік.

Схема підриву залізобетонного мосту



Вагу заряду для підриву з/б мостів визначають за формулою:

де C - вага заряду в кілограмах;

A - коефіцієнт, що залежить від властивостей матеріалу моста, і від виду заряду яким виконують підрив. Для руйнування з/б мостів $m\langle A \rangle = 20$.

$$C = A \cdot B \cdot R^3$$

B – коефіцієнт забиття. Він залежить від розташування заряду.

Коефіцієнт « B » приймається 5-для крайніх опор і 9-для проміжних опор.

R - необхідний радіус руйнування в метрах. Відміряється від точки закладення заряду до того місця споруди, яке потрібно зруйнувати.

Безпечну відстань для знаходження підривників при вибухах

підраховують за формулою:

$$R_{б.в.} = K_{у.в.} \cdot \sqrt{C}$$

Де $R_{б.в.}$ – безпечна відстань у метрах;
 C – вага заряду у кілограмах.
 $K_{у.в.}$ – коефіцієнт, який залежить від характеру руйнування та умов розташування заряду. Для руйнування мостових споруд « K » = 1,5-2,0.

Нажаль, для того щоб перемогти ворога, потрібно не тільки відновлювати зруйновані ворогом мости, але якщо потрібно, вміти їх підривати!

Перелік посилань

1. <https://sprotyvg7.com.ua/wp-content/uploads/pdf> «Руйнування і обвалення будівель і споруд вибуховим методом»
2. https://antibotan.com/file.html?work_id=510919. «Підривання мостів».

Секція
«Хімія та хімічні технології»

ОСОБЛИВОСТІ РЕГЕНЕРАЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ СТОЧНИХ ВОД

Муха А.М., студент гр.ДХ-21-22

Науковий керівник: к.х.н., доц. каф. ХХТ Даценко В.В

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Однією з найбільш актуальних екологічних проблем промислових підприємств, що мають у своєму технологічному циклі гальванічні процеси, є проблема утворення значних обсягів рідких та твердих відходів [1]. Для таких підприємств, кардинальним вирішенням екологічних проблем є не знешкодження концентрованих відпрацьованих розчинів з отриманням гальваношламів, які часто є джерелами вторинного забруднення навколишнього середовища, а створення технологій, що включають регенерацію відпрацьованих розчинів та утилізацію їх цінних компонентів [2].

Вибір методів регенерації відпрацьованих травильних розчинів в гальванопромисловості визначається головним чином ступенем їх забрудненості та вмістом важких металів (ВМ), що впливають швидкість розчинення металу. Попадання неочищених або недостатньо очищених стічних вод та інших видів відходів, що містять ВМ, у водні об'єкти завдає економічної та природоохоронної шкоди не тільки через втрати металів, що використовуються у виробництві, а й внаслідок величезного негативного впливу на навколишнє природне середовище [2, 3].

Тому, регенерація є найбільш значним методом технології обробки відпрацьованих травильних розчинів, так як забезпечує значне збільшення терміну служби електроліту та суттєво скорочує кількість хімікатів, що витрачаються на коригування та приготування свіжого робочого розчину, а також на знешкодження залпових скидів [4, 5].

Для порівняльної характеристики ефективності методів регенерації концентрованих розчинів вибрано найбільш поширені хімічні методи регенерації

– реагентні: кристалізація, цементация та осадження. Ці способи прості у виконанні, не вимагають складного технологічного обладнання, а тому є найперспективнішими для підприємств з невеликими обсягами виробництва.

Спосіб кристалізації. Спосіб заснований на висолюванні сполук міді сульфатною кислотою та натрій сульфатом з одночасним охолодженням розчину. Метод кристалізації визначається основними стадіями: поділ іонів міді та цинку в регенованому розчині кристалізацією шляхом висолювання та охолодження; поділ осаду та елюату; електрохімічне виділення цинку та залишкової кількості іонів міді з елюату; повернення в технологічний процес електрохімічного травлення латунів елюату, що містить сульфат-іони; використання на виробництві в якості мідного купоросу осаду, що містить іони міді з невеликою домішкою іонів цинку.

Поділ іонів міді та цинку спостерігається при спільному додаванні сульфатної кислоти та сульфату натрій. Посилення висолювання сульфату міді досягається шляхом охолодження розчину, що регенується, до температури $+5,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ протягом 5 діб. При співвідношенні осаджувачів $\text{Na}_2\text{SO}_4:\text{H}_2\text{SO}_4 = 1:3$ концентрації іонів металів становлять, г/л: в елюаті – $C_{\text{Cu}}^{2+} = 15,7$ і $C_{\text{Zn}}^{2+} = 64,8$; в осаді – $C_{\text{Cu}}^{2+} = 10,1$ і $C_{\text{Zn}}^{2+} = 12,1$.

Дослідження процесу поділу іонів міді та цинку методом кристалізації показало, що оптимізація співвідношень осаджувачів Na_2SO_4 та H_2SO_4 може забезпечити поділ іонів міді та цинку між рідкою та твердою фазами. Однак, зазначено, що найповніший поділ іонів міді та цинку досягається при висоленні тільки сульфатною кислотою H_2SO_4 . Загальна концентрація введених сульфат-іонів у розчин, що висолюється, не перевищує 288 г/л.

Встановлено склад та структуру отриманого в результаті кристалізації осаду. Основними компонентами у вихідному зразку є $\text{CuSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ і $\text{ZnSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$. Вміст фаз за результатами уточнення за методом Рітвельда, %: $\text{CuSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ – 61, $\text{ZnSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ – 39. У перерахунку на вміст міді та цинку в кристалогідратах

$\text{CuSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ і $\text{ZnSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$:Cu – 18,24 %, Zn – 14,16 %. Елементний склад зразка осаду згідно з електронно-зондовим мікроаналізом становить, %: Cu – 32,8; Zn – 5,4; O – 40,9; S – 20,9. Розбіжність результатів рентгенофазового та електронно-зондового аналізів складу зразка осаду можна пояснювати тим, що сполуки $\text{CuSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ спочатку осідає в аморфному стані. У часі можлива його кристалізація. Сполука $\text{ZnSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ відразу осідає в кристалічному стані.

Для забезпечення маловідходності процесу з елюату, отриманого після відділення осаду, за допомогою електролізу видаляють залишкові кількості міді і катодно осаджують цинк. Утворений в результаті електролізу електроліт, що містить сульфат, може бути знову використаний в технологічному циклі.

Спосіб витіснення (цементация). Контактне витіснення міді цинковим пилом проводили у модельних розчинах при постійній температурі та перемішуванні.

Спосіб регенерації сульфатного мідно-цинкового розчину способом цементации визначається основними стадіями: поділ іонів міді та цинку в регенованому розчині витісненням міді за допомогою порошку металевого цинку; поділ осаду та елюату; електрохімічне виділення цинку з елюату та повернення його в процес цементации; повернення в технологічний процес електрохімічного травлення латунів елюату, що містить сульфат-іони.

Як зазначено в [5], для підвищення ефективності процесу, необхідна розвинена катодна поверхня, що сприяє видаленню бульбашок газів, що заважають зіткненню цинку з розчином, що містить мідь, а цементуючий метал – цинк повинен знаходитися в незначному надлишку. Утворення малорозчинних сполук на поверхні цинку, а також протікання паралельних процесів катодних ведуть до додаткових витрат активного металу. Зменшення впливу цих факторів досягається використанням цинку з добре розвинутою поверхнею при незначному надлишку в порівнянні зі стехіометричною кількістю. Це підтвердили результати дослідження оптимального співвідношення кількостей

цинку, що додається, на стадії цементації. Підвищення ефективності процесу досягається протягом 15 хв. при використанні як цементатор цинкового пилу з діаметром частинок 0,063–0,2 мм та співвідношенні $\text{Cu}^{2+} : \text{Zn}^0 = 1 : 1,36$.

Більш повне вилучення міді з розчину, що регенерується, відбувається при температурі 298 К. Доцільність підтримання температури 298 К при проведенні процесу доводить незначну зміну величини ΔG при температурах вище рекомендованої.

Рентгенофазовим аналізом та електронно-зондовим мікроаналізом вивчено склад та структуру отриманого в результаті цементації осаду. Основними компонентами у зразку є Cu, куприт Cu_2O і $(\text{Zn}(\text{OH})_2)_3(\text{ZnSO}_4)(\text{H}_2\text{O})_5$. Елементний склад зразка осаду згідно з електронно-зондовим мікроаналізом становить, %: Cu – 97,27; Zn – 2,44; S – 0,29, що практично повністю збігається з результатами рентгенофазового аналізу.

Для забезпечення маловідходності процесу, що утворився після цементації елюат, що містить іони цинку, направляють електролізер для проведення процесу електрохімічного осадження цинку. У катодному просторі електролізера відбувається доочищення розчину від катіонів цинку, а в анодному просторі – утворення сульфатної кислоти. На цій стадії з розчину виводиться більше 95% цинку, і залишковий вміст в елюаті становить 0,1 г/л.

Спосіб осадження. Вибраний реагентний спосіб ґрунтується на реакції Фентона – реакції взаємодії пероксиду водню з іонами заліза. Спосіб осадження ВМ із сульфатного мідно-цинкового розчину визначається основними стадіями: нагрівання регенованого розчину до необхідної температури; додавання водорозчинної солі двовалентного заліза; осадження іонів ВМ лугом; обробка осаду, отриманого після осадження ВМ, розчином пероксиду водню; поділ осаду та елюату; повернення фільтрату як лужного реагенту в технологічний процес.

Для ефективності проведення процесу окислення пероксидом водню як каталізатор обрана розчинна сіль $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$. Додавання цієї солі в процес

осадження в кількості 0,06–0,08 на одиницю вмісту іонів Cu^{2+} та Zn^{2+} у розчині дозволяє одержати екологічно безпечні продукти за мінімальної витрати реагенту.

Значення рН одна із визначальних параметрів при оптимізації процесів у системі $\text{H}_2\text{O}_2\text{--Fe}^{2+}(\text{Fe}^{3+})$ [15, 20]. З цією метою було проведено оцінку ефективності вилучення іонів ТМ при осадженні ТМ розчином NaOH . Отримані експериментальні дані показали, що при досягненні $\text{pH} = 9$ залишкова концентрація іонів металів в елюаті після осадження становить, мг/л: $C_{\text{Cu}}^{2+} = 0,04$; $C_{\text{Zn}}^{2+} = 0,07$; $C_{\text{Fe}^{2+}(\text{Fe}^{3+})} = 0,17$. При $\text{pH} = 10,5$ склад елюату змінюється, мг/л: $C_{\text{Cu}}^{2+} = 0,15$; $C_{\text{Zn}}^{2+} = 0,12$; $C_{\text{Fe}^{2+}(\text{Fe}^{3+})} = 0,05$. Як видно, збільшення рН розчину веде до підвищення концентрації іонів Cu^{2+} і Zn^{2+} , однак, вміст $\text{Fe}^{2+}(\text{Fe}^{3+})$ зменшується. Тобто при спільному осадженні металів при однаковому значенні рН вдається підвищити індивідуальне осадження одного або декількох металів, однак досягти їх повного спільного осадження неможливо. Це зумовлено індивідуальними властивостями іонів самих металів та здатністю їх сполук розчинятися у лужному середовищі. Тому процес осадження ВМ рекомендується проводити розчином гідроксиду натрій до встановлення $\text{pH} = 9\text{--}10,5$.

Отриманий після осадження осад вивчили методом рентгенофазового аналізу. Встановлено, що його склад представлений в основному сполуками міді та цинку у вигляді $\text{Cu}(\text{OH})_2$ (57,5 %) і ZnO (42,5 %). Наявність в осаді ZnO , а не $\text{Zn}(\text{OH})_2$, свідчить що саме частки ZnO є кінцевим продуктом реакції взаємодії між $\text{ZnSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ і NaOH , а $\text{Zn}(\text{OH})_2$ – це проміжна сполука, яка при нагріванні та певному молярному співвідношенні реагентів розкладається. У досліджуваному осаді відсутні частки $\text{Fe}^{+2}(\text{Fe}^{+3})$, так як знаходяться у вигляді гідроксиду у зваженому стані в елюаті.

Проведений рентгенофазовий аналіз зразка осаду після обробки H_2O_2 представлений переважно модифікаціями оксидів цинку (ZnO 49,5 %), міді (CuO 48,7 %) і заліза (Fe_2O_3 1,8 %). Поява частинок Fe_2O_3 в осаді після обробки його

розчином H_2O_2 , підтверджує той факт, що ферум гідроксид до обробки пероксидом водню у вигляді колоїдних частинок знаходився в елюаті.

Після осадження ВМ проводять регенерацію лугу з одночасним створенням замкнутого технологічного циклу розчину натрій гідроксиду. Отриманий після відділення осаду елюат містить 48–50 г/л іонів Na^+ , що недостатньо для його повернення до рециклу. Тому його коригують кристалічною NaOH до значень, необхідних технологічним регламентом, і повертають у технологічний процес.

Розглянуті реагентні способи регенерації сульфатних концентрованих мідно-цинкових розчинів дозволяють проводити очищення промислових сточних вод від іонів ВМ, здійснювати регенерацію і передбачають повернення реагентів в технологічний процес гальванічного виробництва (табл. 1).

Таблиця 1 - Порівняльна характеристика ефективності регенерації концентрованих відпрацьованих розчинів реагентними методами

Спосіб регенерації	Залишковий вміст іонів ВМ в елюаті після регенерації, г/л		Ступінь вилучення, %		ГДК _в , г/л	
	Cu^{2+}	Zn^{2+}	Cu^{2+}	Zn^{2+}	Cu^{2+}	Zn^{2+}
кристалізація	6,9	38,7	73,6	27,4	10^{-3}	10^{-3}
цементация	$0,2 \cdot 10^{-2} - 0,4 \cdot 10^{-4}$	1,47	97	95		
осадження	$0,04 \cdot 10^{-3} - 0,15 \cdot 10^{-3}$	$0,07 \cdot 10^{-3} - 0,12 \cdot 10^{-3}$	99	99		

З наведених даних видно (табл. 1), що спосіб кристалізації простий у здійсненні, проте не забезпечує необхідного ступеня очищення регенованого розчину від іонів ВМ. Високі залишкові концентрації ВМ в елюаті після регенерації способом кристалізації створюють необхідність введення в процес регенерації додаткових стадій для вилучення, що вимагає збільшення енергоресурсів і додаткових економічних вкладень. Крім того, опади, що отримуються при знешкодженні електролітів цим способом, мають відносно

великі обсяги і, відповідно, вимагають великих економічних витрат на їх переробку.

Спосіб контактного витіснення міді цинком із сульфатних мідно-цинкових розчинів у порівнянні з методом кристалізації має переваги: високі швидкості хімічних перетворень на стадіях технологічного процесу, повноту осадження іонів міді(II) з відпрацьованих електролітів, замкнутість циклу «травлення – регенерація»; є маловідходним та економічним, так як не вимагає додаткової витрати хімічних реагентів реалізації стадій. Але водночас спосіб цементації ефективний для вилучення тільки іонів Cu^{2+} . Їхні залишкові концентрації в елюаті після регенерації цим способом становлять $C_{\text{Cu}^{2+}} = 0,4 \cdot 10^{-4}$ г/л, що відповідає основним вимогам ГДК скидання у водоймище рибогосподарського призначення ($\text{ГДК}_\text{в}(\text{Cu, Zn}) = 1$ мг/л). Однак, для проведення процесу потрібна значно більша доза реагенту-цементатора, проти стехіометричних, а для вилучення іонів Zn^{2+} необхідно запровадження додаткових способів очищення. Все це веде до високих енергетичних та експлуатаційних витрат при реалізації даного способу.

Найбільш ефективним способом регенерації концентрованих промислових сточних вод є осадження. Концентровані сульфатні мідно-цинкові розчини після очищення цим способом знешкоджуються на 99%. Технологія переробки одержаного аморфного осаду у вигляді гідроксосолей ВМ включає їх переведення в кристалічний осад у вигляді оксидів (49,5 % ZnO , 48,7 % CuO і 1,8 % Fe_2O_3). Згодом цей осад може бути використаний в отриманні цілого ряду товарних продуктів (розкислювальної добавки для металургійних підприємств, пігментних паст та ін.).

Перелік посилань:

1. Minelgaite, A.; Liobikiene, G. Waste problem in European Union and its influence on waste management behaviours. Science of The Total Environment, 2019, 667, 86–93. DOI: [10.1016/j.scitotenv.2019.02.313](https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.02.313)

2. Datsenko, V.; Khimenko, N.; Egorova, L.; Svishchova, Ya.; Dubyna, O.; Budvytska, O.; Lyubymova, N.; Pasternak, V.; Pusik, L. Construction of the algorithm for assessing the environmental safety of galvanic sludges. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2019, 6, 10(102), 42–48. DOI: 10.15587/1729-4061.2019.188251.
3. Larin, V.; Datsenko, V.; Egorova, L.; Hraivoronska, I.; Herasymchuk, T. Physical and chemical properties of copper-zinc galvanic sludge in the process of thermal treatment. *French-Ukrainian J. of Chem*, 2020, 8(1), 66–75.
4. Datsenko V., Larin V. Evaluating the methods used for the regeneration process of copper-zinc solutions. *Chemistry Journal of Moldova. General, Industrial and Ecological chemistry*. – 2021. – Vol. 16, №1. – P. 88-98. DOI: [dx.doi.org/10.19261/cjm.2021.793](https://doi.org/10.19261/cjm.2021.793)
5. Ларін, В.І., Даценко, В.В.; Єгорова, Л.М. Розробка та оптимізація стадій технологічного процесу очищення відпрацьованих травильних розчинів від іонів міді та цинку. *Voprosy khimii i khemicheskoi tekhnologii*, 2020, 4, 88–95. DOI: 10.32434/0321-4095-2020-131-4-88-95

ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ ХІМІЧНОГО ТРАВЛЕННЯ СПЛАВУ БрБ2 В РІЗНИХ ЕЛЕКТРОЛІТАХ

Ляшенко В.О., студент гр.ДХ-21-22

Науковий керівник: к.х.н., доц., каф. ХХТ Єгорова Л.М.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Встановлення закономірностей і стадійності процесів хімічного і електрохімічного розчинення металів і сплавів в розчинах, які традиційно застосовують, а також створення нових електролітних систем сприяють удосконаленню технологій, можливості управління технологічними процесами, визначенню режимів експлуатації виробів [1].

Питання селективного розчинення мідних сплавів, розглянуто у багатьох авторів [2]. Це обумовлено, перш за все, необхідністю захисту конструкційних матеріалів від селективної корозії, яка є причиною різкого і незворотного погіршення механічних властивостей металевих сплавів та призводить до їх повного руйнування. Поряд з негативними ефектами селективного розчинення сплавів активно вивчається можливість застосування процесу вибіркового розчинення дво- і багатокомпонентних твердих розчинів для отримання високорозвинених, мікро- і нанопористих матеріалів [3]; найбільш відомим прикладом процесу є скелетний нікель, синтезований Рене на початку минулого століття [4].

Методом ОДЕ (дисковий електрод, що обертається) досліджено хімічне травлення берилієвої бронзи БрБ2 в кислих розчинах на основі FeCl_3 при високій швидкості обертань електроду ($\omega=74 \text{ об} \cdot \text{с}^{-1}$). Швидкість розчинення сплаву БрБ2 визначали гравіметричним методом. Методом атомної абсорбції визначена селективність розчинення компонентів сплаву. На підставі отриманих експериментальних даних були обрана серія з п'яти складів травильних розчинів, які забезпечують високу швидкість травлення і рівномірне розчинення компонентів берилієвої бронзи. По мірі розчинення компонентів сплаву БрБ2

змінюється склад травильного розчину і, відповідно, швидкість розчинення компонентів сплаву. У зв'язку з цим дуже важливою є перевірка стабільності процесу травлення берилієвої бронзи в часі. Для цього було досліджено зміну швидкості розчинення сплаву БрБ2 в часі та побудовані $v - \tau$ криві (рис.1).

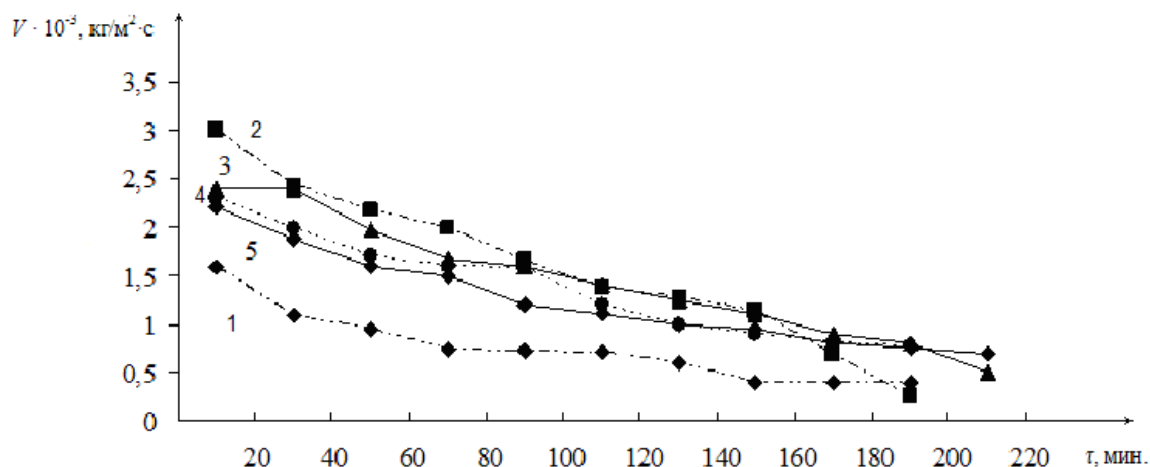


Рисунок 1 – Зміна швидкості травлення сплаву БрБ2 в час. У розчинах складу моль / л: 1–0,5M FeCl₃, 2–1,0M FeCl₃, 3–0,5M FeCl₃ + 0,5M Fe(NO₃)₂ + 0,5M HCl, 4–0,5M FeCl₃ + 0,5M Fe(NO₃)₂ + 0,25M H₂SO₄, 5–0,5M FeCl₃ + 0,5M Fe(NO₃)₂

Згідно з експериментальними даними рис. 1 були обчислені кількісні показники травлення. Кількісні характеристики травлення для складів розчинів, рекомендованих як високошвидкісні (залежності 2 і 3, рис. 1), одночасно відрізняються найбільш високими значеннями різниці швидкостей травлення латуні ($v_{max} - v_{min}$), ($v_{max} - v_{med}$) і ($v_{med} - v_{min}$). Розчинення берилієвої бронзи проводили в одному і тому ж об'ємі розчину до появи завислої твердої фази. Концентрації метало-іонів в відпрацьованих розчинах після виснаження, визначені атомно-абсорбційним методом, що дозволило ідентифікувати склади розчинів, які забезпечують найбільш високу ємність по компонентам сплаву.

Мінералогічний склад малорозчинних сполук у виснажених травильних розчинах було визначено рентгенофазовим аналізом (табл.1). Як видно з табл. 1

в кожному зразку присутня фаза FeOOH і фаза $\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ в найбільшій кількості.

Таблиця 1 - Фазовий склад і характеристики фаз в зразках

№	Склад травильного розчину	Фаза	Мас.%	Параметри ґраток (Å,°)	Ср. розмір кристаліти в, (нм)
1	0,5М FeCl_3	$\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ _Eriochalcite_Pmna	21.4(3)	a=8.0815(4) b=3.74118(3) c=7.4060(4)	51
		FeOOH -beta_Akaganeite_I4/m	77.8(3)	a=10.5448(3) c=3.03452 (5)	9
		Fe_2O_3 _Hematite_R-3c	0.89(11)	a=5.2106 c=12.5469	75
2	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_2$	$\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ _Eriochalcite_Pmna	16.2(2)	a=8.0692(5) b=3.7333(4) c=7.3974(6)	54
		FeOOH -beta_Akaganeite_I4/m	34.2(5)	a=10.5612(5) c=3.0274(3)	17
		$\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ _Hydromolysite_C2/m	47.3(9)	a=12.212(2) b=6.756(3) c=6.254(6)	9
		$\text{Cu}(\text{OH})_2$ _Spertiniite_Cmc2 ₁	2.4(2)	a=2.9918(18) b=10.716(8) c=5.204(2)	23
3	0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_2$ + 0,5М HCl	$\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ _Eriochalcite_Pmna	42.7(5)	a=8.08487(17) b=3.7434(2) c=7.41062(18)	126
		FeOOH -beta_Akaganeite_I4/m	57.3(8)	a=10.5755(16) c=3.0349(7)	5
4	1,0М FeCl_3	$\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ _Eriochalcite_Pmna	19.6(4)	a=8.0763(4) b=3.7312(4) c=7.4024(4)	31
		FeOOH -beta_Akaganeite_I4/m	80.4(7)	a=10.5447(14) c=3.0337(6)	5

Причому осад отриманий з розчину складу 0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_2$ + 0,5М HCl більш збагачений $\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ (42,7%) в порівнянні з осадом з розчину складу 0,5М FeCl_3 , в якому вміст $\text{CuCl}_2(\text{H}_2\text{O})_2$ становить 21,4%. Це доводить, що найбільшою ємністю по мідній компоненті сплаву БрБ2 має саме розчин складу 0,5М FeCl_3 + 0,5М $\text{Fe}(\text{NO}_3)_2$ + 0,5М HCl .

Як видно з результатів рентгенофазового аналізу отриманих малорозчинних сполук в досліджуваних відпрацьованих травильних розчинах не

ідентифіковано сполуки одновалентної міді. Відсутність в осаді сполук Cu (I) доводить перебіг двохстадійного окислення міді і накопичення іонів Cu^{2+} в розчині. Це відмінна риса розчинів на основі FeCl_3 .

У хлоридвмістних розчинах, які не містять сильного окислювача, мідь накопичується у вигляді хлоридних комплексів Cu(I), які досить швидко розпадаються з утворенням осаду з малорозчинних сполук. Таким чином, доцільність використання багатокомпонентних травильних розчинів, крім рівномірності травлення сплаву, підтверджується їх більшою ємністю по іонів компонентів сплаву.

Таким чином, запропоновані оптимальні склади травильних розчинів та доведена доцільність використання багатокомпонентних травильних розчинів.

Перелік посилань:

1. Walker P. Handbook of metal etchants / P. Walker, W. H. Tarn / CRC Press LLC Boca Raton Boston London NewYork Washington, D.C., 1991 – 1415 p.
2. Altenberger I. Material properties of high-strength beryllium-free copper alloys / I. Altenberger, H. A. Kuhn and H. R. Müller // Int. J. Materials and Product Technology. – 2015– Vol. 50, No. 2, – P.124-145.
3. Choucri J. Corrosion behavior of different brass alloys for drinking water distribution systems / J. Choucri, F. Zanutto, V. Grassi, A. Baibo, M. Touhami, I. Mansouri, C. Monticelli // Metals. – 2019 - № 9(649) – P. 1-19.
4. Erlebacher J. Dealloying of Binary Alloys Evolution of Nanoporosity. In book: Dekker Encyclopedia of Nanoscience and Nanotechnology. New-York (USA), CRC Press, SSSR, 1979, vol. 15, pp. 62 – 131. 2004. pp. 893–902.

КАТАЛІТИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПОКРИТТІВ НА ОСНОВІ БЛАГОРОДНИХ МЕТАЛІВ

Романюк А.Д., студент гр.ДХ-21-22

*Науковий керівник: д.т.н., проф. каф. ХХТ Ненастіна Т.О.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Постійне збільшення споживання палива як в енергетиці, так і в інших різноманітних галузях промисловості приводить к росту об'ємів шкідливих речовин (табл.1), що потрапляють в атмосферу. При цьому енергетика, яка використовує більше третьої частини палива, що споживається – є найбільшим джерелом викидів в атмосферу твердих частинок, оксидів сірки SO_2 , SO_3 , азоту NO , NO_2 , а також оксидів вуглецю CO , CO_2 .

Таблиця 1 - Екологічні стандарти для легкових автомобілів в Європі

Екологічний стандарт	Оксид вуглецю (II)	Вуглеводні	Оксиди азоту	Тверді частинки
	г/км			
Евро-0	11,2	2,04	14,4	
Евро-1	3,16	-	-	-
Евро-2	2,2	-	-	-
Евро-3	2,3	0,2	0,15	-
Евро-4	1,0	0,1	0,08	-
Евро-5	1,0	0,1	0,06	0,005
Евро-6	1,0	0,1	0,06	0,005

Теплові електростанції відповідають за близько 60% викидів оксидів азоту [1].

Рівні забруднення в містах також значно перевищують допустимі норми через токсичні речовини, що потрапляють у повітря з вихлопними газами автотранспорту [2]. Щорічний обсяг викидів шкідливих речовин в Україні становить 60 млн тонн, з яких 20 млн тонн - це газові викиди в атмосферу.

Найбільш поширеними методами зниження концентрації шкідливих органічних сполук та оксиду вуглецю в промислових димових газах є термічні, термокаталітичні та сорбційні методи. Вибір методу очищення значною мірою

визначається складом газу, його концентрацією та врахуванням матеріальних збитків, спричинених його присутністю в атмосфері вище ГДК.

Основними з них є висока селективність (вибіркове виділення CO_2 при окисленні органічних сполук) і висока продуктивність, стійкість до отруєння, механічних ударів і термічної обробки, низький газодинамічний опір і низька температура початку реакції, при цьому ступінь перетворення наближається до 90-100% (залежно від ГДК речовини). Важливо, що каталізатори виготовляються з дешевих, недефіцитних сполук за простою безвідходною або маловідходною технологією, що дозволяє регенерувати відпрацьовані контакти.

Наведені вище вимоги, а також переваги та недоліки є основою для оцінки доцільності виробництва та використання деяких нових або вдосконалених каталізаторів для очищення газів. Всі типи каталізаторів для процесів повного окиснення різних речовин і відновлення оксидів азоту можна розділити на оксидні каталізатори, металеві каталізатори і змішані каталізатори різної основи (оксиди, суміші оксидів, шпінелі, перовскіти і т.д.).

Процеси очищення газових викидів включають адсорбцію, абсорбцію та каталіз. Каталітичні реакції є найефективнішим способом видалення забруднюючих речовин до прийнятних концентрацій. Каталітичні методи є економічно вигідними.

Наприклад, для денітрифікації димових газів теплових електростанцій були розроблені високотемпературні каталітичні процеси селективного відновлення з використанням високоактивних каталізаторів [3]. Перший процес відбувається в безкисневому середовищі, тоді як другий процес передбачає взаємодію відновника (зазвичай аміаку) з NO в присутності кисню.

Слід зазначити, що каталітичні процеси нейтралізації продуктів згоряння зазвичай проводяться при температурах вище 300°C і короткому часі контакту, а тому промислові викиди і витрати вихлопних газів від двигунів внутрішнього згоряння є високими. Тому до каталізаторів газоочищення висуваються дуже

жорсткі вимоги, такі як висока каталітична активність і селективність, термічна стабільність, стійкість до токсичних речовин, висока механічна міцність і висока теплопровідність. Каталізатори не повинні бути потенційно шкідливими, а їх виробництво не повинно спричиняти нового забруднення навколишнього середовища.

Гранульовані та монолітні багатокомпонентні каталітичні системи, що містять активні метали на різних носіях, включаючи як метали, так і кераміку, зараз набувають все більшого поширення.

В якості активного компоненту використовують один або декілька металів: Mn, Fe, Cr, V, Mo, Co, Ce, Ni, W, Cu, Sn, Au, Pt, Pd, Rh и Ir [4-7].

В якості каталізаторів селективного відновлення оксидів азота NO_x випробувані оксиди ванадію, хрому, цинку, заліза, міді, мангану, нікелю кобальту, молібдену та ін. Каталітична активність яких при 200-350 $^{\circ}\text{C}$ знижується в ряду:

$\text{Pt} > \text{MnO}_2 > \text{V}_2\text{O}_5 > \text{CuO} > \text{Fe}_2\text{O}_3 > \text{Cr}_2\text{O}_3 > \text{Co}_2\text{O}_3 > \text{MoO}_3 > \text{NiO} > \text{WO}_3 > \text{Ag}_2\text{O} > \text{ZnO} > \text{Bi}_2\text{O}_3 > \text{Al}_2\text{O}_3 > \text{SiO}_2 > \text{PbO}$.

У практиці допалювання шкідливих речовин часто використовують оксидні та металеві каталізатори, відпрацьовані в цільових промислових процесах - алюмоплатинові каталізатори риформінгу та ізомеризації, паладієві каталізатори гідрування, оксидні хромовмісні каталізатори конверсії метану і монооксиду вуглецю. Однак слід мати на увазі, що ці каталізатори містять сполуки хрому (їх частина представлена Cr^{6+}), що робить небезпечним використання цих каталізаторів з екологічною метою.

Перелік посилань:

1. Теорія процесів виробництв неорганічних речовин / І. М. Астрелін, А. К. Запольській, В. І. Супрунчук, Г. М. Прокоф'єва. — Київ : Вища школа, 1992. — 400 с.
2. Роменський І. М., Радченко В. Є. Дегтярьова І. С. Кудрявцева. Оптимізація виробництва залізохромового каталізатора СТК-1 // Хімічна промисловість України. 2001. № 5. — С. 4 – 6.

3. Денисов О. О. Просочування блокової кераміки в технології нанесених каталізаторів щільникової структури. 1. Короткострокове просочування // Хімічна промисловість України. 2001. № 2. – С. 30 – 34.
4. Choudhary T.V., Banerjee S., Choudhary V.R. Review catalysts for combustion of methane and lower alkanes. *Applied Catalysis A: General*. 2002. Vol. 234. Pp. 1-23. [https://doi.org/10.1016/S0926-860X\(02\)00231-4](https://doi.org/10.1016/S0926-860X(02)00231-4)
5. Haneda M., Suzuki K., Sasaki M., Hamada H., Ozawa M. Catalytic performance of bimetallic PtPd/Al₂O₃ for diesel hydrocarbon oxidation and its implementation by acidic additives. *Applied Catalysis A: General*. 2014. Vol. 475. Pp. 109-115. <https://doi.org/10.1016/j.apcata.2014.01.023>
6. Diehl F., Barbier J., Duprez D., Guibard I., Mabilon G. Catalytic oxidation of heavy hydrocarbons over Pt/Al₂O₃. Oxidation of C₁₀⁺ solid hydrocarbons representative of soluble organic fraction of diesel soots. *Applied Catalysis A: General*. 2015. Vol. 504. Pp. 37-43. <https://doi.org/10.1016/j.apcata.2014.09.031>
7. Baranowska K., Okal J. Bimetallic Ru-Re/γ-Al₂O₃ catalysts for the catalytic combustion of propane: effect of the Re addition. *Applied Catalysis A: General*. 2015. Vol. 499. Pp. 158-167. <https://doi.org/10.1016/j.apcata.2015.04.023>

СОРБЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ОКИСНЕНОГО І НЕОКИСНЕНОГО АКТИВОВАНОГО ВУГІЛЛЯ

Грицай К.М., студент гр.ДХ-11-23

*Науковий керівник: д.х.н., проф. каф. ХХТ Хоботова Е.Б.
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

Найбільшого поширення для вилучення розчинених речовин з води набули вуглецеві матеріали завдяки значній енергії міжмолекулярної взаємодії адсорбат – адсорбент. Під час дослідження адсорбції на вуглецевих сорбентах і практичного використання адсорбції речовин має значення оцінка внеску поверхневих оксидів вуглецевих сорбентів у загальну величину енергії і врахування пористої структури вуглецевих сорбентів.

Активоване вугілля – матеріал з розвинуеною пористою структурою. На 87–97 % складається із Карбону, містить також Гідроген, Оксиген і речовини, введені в активоване вугілля при його одержанні. Зольність активного вугілля може складати 1–15 %.

Пори в активovanому вугіллі класифікують за їх лінійними розмірами x (півширина – для щілиноподібної моделі пор, радіус – для циліндричної або сферичної): $x \leq 0,6\text{--}0,7$ нм – мікропори; $0,6\text{--}0,7 < x < 1,5\text{--}1,6$ нм – супермікропори; $1,5\text{--}1,6 < x < 100\text{--}200$ нм – мезопори; $x > 100\text{--}200$ нм – макропори.

Для адсорбції в мікропорах (питомий об'єм $0,2\text{--}0,6$ см³/г), що відповідають розмірам молекул, які адсорбуються, характерний головним чином механізм об'ємного заповнення. Аналогічно протікає адсорбція також в супермікропорах (питомий об'єм $0,15\text{--}0,2$ см³/г) – проміжні області між мікропорами і мезопорами. В цій області властивості мікропор поступово вироджуються, властивості мезопор виявляються.

Механізм адсорбції в мезопорах заключається в послідовному утворенні адсорбційних шарів, що завершується заповненням пор за механізмом капілярної

конденсації. У звичайного активованого вугілля питомий об'єм мезопор складає 0,02–0,10 см³/г, питома поверхня – від 20 до 70 м²/г; проте у деякого активованого вугілля ці показники можуть досягати відповідно 0,7 см³/г і 200–450 м²/г.

Макропори (питомий об'єм і питома поверхня відповідно 0,2–0,8 см³/г і 0,5–2,0 м²/г) служать транспортними каналами, які підводять молекули речовин, що поглинаються, до адсорбційного простору зерен (гранул) активованого вугілля. Для придання активному вугіллю каталітичних властивостей в макро- і мезопори вносять, як правило, спеціальні добавки.

В активованому вугіллі часто існують всі різновиди пор, і диференційна крива розподілу їх об'єму за розмірами має 2–3 максимуми. В залежності від ступеня розвитку супермікропор розрізняють активоване вугілля з вузьким розподілом (це пори практично відсутні) і широким (суттєво розвинуті).

Активоване вугілля добре адсорбує пари речовин із порівняно високими температурами кипіння, гірше – летких сполук.

У таблиці наведені характеристики деяких зразків активованого вугілля вітчизняного та закордонного виробництва, які найчастіше використовують для очищення природних і стічних вод [1].

Основна сировина для виробництва активованого вугілля – кам'яновугільний напівкокс; рослинні матеріали, що містять вуглець, наприклад, деревинне вугілля, торф, тирса, шкаралупа горіхів, кісточки плодів фруктових дерев. Продукти карбонізації цієї сировини підвергають активації за температур 850–950 °С. Крім того, активоване вугілля одержують термічним розкладанням синтетичних полімерів, наприклад, полівініліденхлориду.

Активоване вугілля широко застосовують як адсорбент для поглинання парів із газових викидів, вловлювання парів летких розчинників з метою їх рекуперації, для очищення водних розчинів, питної і стічних вод, в протигазах, в вакуумній техніці, наприклад, для створення сорбційних насосів, в газоадсорбційній хроматографії, для заповнення запахопоглиначів в

холодильниках, очищення крові, поглинання шкідливих речовин із травного тракту та ін. Активоване вугілля – також носій каталітичних добавок і каталізатор полімеризації.

Часто як домішку до активованого вугілля використовують кисень. Вміст кисню коливається від 2 до 25 % в окисненому активованому вугіллі. Щонайменше 25 % усього Оксигену, що міститься в активованому окисненому вугіллі, входить до складу поверхневих оксидів, які мають властивості об'ємних сполук з відповідними функціональними групами. Більш поширені і вивчені кислотні поверхневі групи, що містять Оксиген. Такі поверхневі групи вугілля і сажі не беруть участі у взаємодії молекул ароматичних похідних з поверхнею вуглецевих сорбентів і не впливають на фізичну адсорбцію неполярних органічних речовин з газоподібної фази. Специфічна взаємодія поверхні вугілля з органічними речовинами спостерігалась лише при наявності карбонільних груп на поверхні вугілля та виникненні донорно-акцепторних комплексів.

Структура адсорбенту значною мірою визначає його питому витрату під час адсорбції розчинених речовин і, таким чином, впливає на економічність адсорбційної технології. Очевидно, що мікропори, розміри яких менші від молекул розчинених речовин, не беруть участі в процесі адсорбції і тому в процесі адсорбції складних молекул є некорисною частиною пористої структури, тоді як у разі адсорбції відносно невеликих молекул об'єм мікропор становить головну частину адсорбційного об'єму пор адсорбенту. Об'єм дуже широких пор також не використовується повністю для вибіркової адсорбції з водних розчинів, оскільки вибіркова адсорбція здійснюється лише в мономолекулярному шарі розчину на їх поверхні, а питома поверхня пор швидко зменшується зі збільшенням їх діаметра. Оцінка розмірів молекул речовин у промислових стічних водах, направлених на адсорбційне очищення, дає змогу визначити раціональні межі розмірів пор адсорбентів, призначених для цих цілей.

Таблиця 1 - Характеристики активованого вугілля різних марок

Параметр	Одиниця	Вугілля								
		Carbochem		фірми Futa Mura	кок- сівне	«Акант мезо» активований антрацит	Filtrisorb			TL830
		LQ- 1240	LQ- 900S				300	400	500	
Щільність насипна	г/см ³	0,48	0,48	0,48	0,5	0,4-0,46	0,46	0,425	0,425	0,43
Гранулометричний склад:	Меш	12×40	8×30	12×40	12×40	10×40	8×30	12×40	8×30	10×20
> max	%	5	10	0,5	0,5	0,1	15	5	15	5
< max	%	5	5	1,0	1,0	5	4	4	5	4
Ефективний розмір	мм	0,9-1,1	1,5-1,7	—	—	0,6-0,8	0,8-1,0	0,6-0,7	0,8-1,0	0,9-1,1
Коефіцієнт однорідності	max	1,9	—	—	—	2,0	1,8	2,0	1,8	1,4
Стирання	% min	75	75	93	99	85	75	75	75	75
Адсорбція за йодом	мг/г	850	900	1000	1100	880-1000	950	1050	1050	1000
метиленовим синім	мг/г	—	—	180	200	200-300	230	260	260	245
фенолом	%	—	—	9,5	9,8	9,9	4,3	4,5	4,5	4,5
Сумарна пористість	см ³ /г	0,8	0,8	—	—	0,55-0,68	0,8-0,9	0,85-0,95	0,95	0,95
Площа питомої поверхні	м ² /г	950	1000	—	—	900-1050	950	1050	1100	1050

Отже, для вилучення речовин з водних розчинів потрібні адсорбенти з порами, ефективний радіус яких укладається в інтервал 0,5–10 нм. Тобто не лише макропористість, а й наявність перехідних пор (мезопор), ефективний радіус яких перевищує 10 нм, є істотним недоліком пористої структури адсорбенту. Мікропори з радіусом менш як 0,5 нм також, як правило, непридатні для адсорбції речовин з розчинів, оскільки вони недоступні для всіх молекул.

Перелік посилань:

1. Фізико-хімічні основи технології очищення стічних вод// А. К. Запольський, Н. А. Мішкова-Клименко, І. М. Астрелін та ін. – К.: Лібра, 2000. – 552 с.