

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ГЕРНИЧ МИКОЛА ВОЛОДИМИРОВИЧ

УДК 624.21.09:[625.7:539.3]

ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН
ПРОГОНОВИХ БУДОВ З НАЯВНОГО МАТЕРІАЛЬНОГО
РЕСУРСУ ПІД ЧАС ВІДНОВЛЕННЯ ЗРУЙНОВАНИХ
ТРАНСПОРТНИХ ОБ'ЄКТІВ

192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Гернич М.В.

Науковий керівник: Ключник Сергій Владиславович,
кандидат технічних наук, доцент

Дніпро – 2024

АНОТАЦІЯ

Гернич М. В. Напружено-деформований стан прогонових будов з наявного матеріального ресурсу під час відновлення зруйнованих транспортних об'єктів - кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Український державний університет науки і технологій, Дніпро, 2024.

Дисертація присвячена питанням відновлення штучних транспортних споруд зруйнованих (пошкоджених) внаслідок бойових дій, розширенню можливостей використання наявного матеріального майна конструкцій довготривалого зберігання. Досліджено характер руйнувань (пошкоджень) транспортних споруд внаслідок ведення бойових дій та способи відновлення руху транспорту. Проведено аналіз досвіду використання сталезалізобетонних прогонових будов мостів переобладнаних із металевих прогонових будов. Розглянуті питання можливості використання для тимчасового відновлення раніше вживаних конструкцій та конструкцій отриманих від розбирання менш важливих споруд. Досліджено роботу сталезалізобетонної прогонової будови після тривалого періоду експлуатації. На основі методу скінченних елементів розроблені моделі, що дають можливість виконувати параметричний аналіз на математичному моделюванні різних варіантів компонування прогонових будов, із зварних широкополочних балок довготривалого зберігання. За допомогою розроблених алгоритмів дослідження, отримані результати для конкретного типового проекту балок довготривалого зберігання, дають розуміння напрямків розширення сфери застосування інвентарних конструкцій, підвищення темпів відновлення, покращення експлуатаційних характеристик.

Актуальність досліджень полягає в тому, що від швидкого відновлення руху транспорту через природні або штучні перешкоди на ділянках доріг, які зазнали руйнувань (пошкоджень) транспортних споруд, залежить економічне та соціальне відновлення деокупованих територій, гуманітарне забезпечення

населення та логістичне забезпечення військових підрозділів. Раціональне використання наявного матеріального майна зварних широкополочних двотаврових балок, що перебувають на довготривалому зберіганні, забезпечить високі темпи відновлення транспортних об'єктів, при цьому буде дотримано безпеку та надійність.

Для досягнення мети проведено узагальнення досвіду обстеження зруйнованих внаслідок бойових дій транспортних об'єктів та способів відновлення руху транспорту. Проведено аналіз напружено-деформованого стану різних систем прогонових будов мостів, що можуть бути виготовлені з зварних широкополочних балок довготривалого зберігання.

Висновки аналізу підтверджують, що математичне моделювання на основі методу скінченних елементів дозволяє спрогнозувати напружено-деформований стан різних варіантів прогонових будов виготовлених із зварних широкополочних двотаврових балок.

Встановлено, що заміна дерев'яного мостового полотна на збірну залізобетонну плиту проїзної частини зменшить кількість ручної праці і як наслідок підвищить темпи відновлення транспортних споруд та експлуатаційні характеристики, при цьому запас міцності балок достатній. За рахунок недостатньої висоти балок, що розглядаються, обмежувачим критерієм їх використання при відновленні є вертикальні прогини прогонових будов. Використання прогонових будов, в яких залізобетонна плита проїзної частини об'єднана в сумісну роботу з головними металевими балками, значно покращує деформаційні характеристики і розподіляє навантаження. Зміна розрахункової схеми мосту об'єднанням прогонових будов в нерозрізну систему підвищує вантажопідйомність таких мостів до найвищої зазначеної у вітчизняній нормативній літературі.

В результаті статичних і динамічних випробувань отримані данні, які свідчать про несучу здатність та деформаційні якості сталезалізобетонної прогонової будови мосту після тривалого періоду експлуатації. Знайдені значення прогинів, частот власних вертикальних і горизонтальних коливань

вказують на те, що сумісна робота сталеві балки та залізобетонної плити забезпечена в достатній мірі та відповідає аналітичним припущенням.

Наукова новизна полягає в тому, що вперше визначено загальний характер руйнувань об'єктів національної транспортної системи внаслідок збройної агресії російської федерації проти України, узагальнено досвід забезпечення стійкого функціонування транспортної системи, технічного прикриття транспортних споруд в частині відновлення руху транспорту на ділянках доріг, що зазнали руйнувань. Проведено системне дослідження та розроблені напрямки удосконалення способів по використанню наявного матеріального ресурсу конструкцій довготривалого зберігання для практичної реалізації в інтересах підвищення ефективності відновлення зруйнованих (пошкоджених) транспортних споруд. Проведено експериментальне дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови після тривалої експлуатації.

Ключові слова: технічне прикриття, відновлення, тимчасові мости, сталезалізобетонні прогонові будови, параметричний аналіз, напружено-деформований стан, метод скінченних елементів.

Список публікацій здобувача.

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:

1. Гернич М. В., Ключник С. В., Співак Д. С. Сталезалізобетонні прогонові будови мостів для постконфліктного відновлення зруйнованої транспортної інфраструктури. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2021. № 19. С. 28–37. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/233872> (фахове видання)

2. Гернич М. В., Ключник С. В. Використання майна наплавного мосту НЖМ-56 зважаючи на виклики військового сьогодення. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2022. № 22. С. 27–32. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2022/268185> (фахове видання)

3. Гернич М. В., Ключник С. В. Результати натурних досліджень напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови

залізничного мосту. *Наука та прогрес транспорту*. 2022. № 3-4 (99-100). С. 70–77. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2022/276534> (фахове видання)

4. Гернич М. В., Ключник С. В. Відновлення об'єктів інфраструктури як елемент сталого розвитку країни на історії одного мосту. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2023. № 24. С. 31–36. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/291780> (фахове видання)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

5. Гернич М. В., Ключник С. В. Використання сталезалізобетонних прогонових будов для постконфліктного відновлення зруйнованої транспортної інфраструктури. *Міжнародна науково-практична конференція «Наука, техніка і технології: актуальні питання та дослідження»* (Прага, 12–13 березня 2021 р.). Прага, 2021. С. 209–213. DOI: <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-046-9-51> (тези конференції)

6. Гернич М. В., Ключник С. В. Відновлення залізничних споруд використовуючи балки тривалого зберігання (мобілізаційний резерв). *Матеріали 81 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»* (Дніпро, 22–23 квітня 2021 р.). Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Дніпро, 2021. С. 181–182. (тези конференції)

7. Гернич М. В., Козак Б. Ю. Живучість транспортних споруд в контексті забезпечення військової логістики. *Матеріали всеукраїнської наукової конференції «Логістика і транспортна безпека: проблеми та перспективи розвитку в контексті аналізу сучасних викликів, загроз»* (Дніпро, 28 жовтня 2022 р.). Український державний університет науки і технологій. Дніпро, 2022. С. 155–158. (тези конференції)

8. Гернич М. В., Ключник С. В. Виклики які постають перед транспортними спорудами у військовий час. *Матеріали 82 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»* (Дніпро, 20–21 квітня 2023 р.). Український

державний університет науки і технологій. Дніпро, 2022. С. 333–334. (**тези конференції**)

9. Гернич М. В., Табала С. В. Узагальнення досвіту організації виконання робіт з монтажу прогонових будов тимчасових мостів. *Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції «Логістика і транспортна безпека: проблеми та перспективи розвитку в контексті аналізу сучасних викликів, загроз»* (Дніпро, 9 лист. 2023 р.). Український державний університет науки і технологій, 2023 р. С. 188–193. (**тези конференції**)

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

10. Акт впровадження результатів дисертації при відновленні автомобільних мостів військовою частиною Т0330 м. Конотоп.

11. Звіт про виконання оперативного завдання “Обґрунтування технічних вимог до стандартизації короткотермінового та тимчасового відновлення штучних споруд в районі проведення (операцій) бойових дій та деокупованих районах” [Текст]. М. В. Гернич, С. В. Ключник, І. С. Остапенко.

12. Звіт роботи групи вивчення та впровадження досвіду на відновленні об’єктів транспортної інфраструктури підрозділами Державної спеціальної служби транспорту, серпень 2022 року.

13. Звіт роботи групи вивчення та впровадження досвіду на відновленні об’єктів транспортної інфраструктури підрозділами Державної спеціальної служби транспорту, жовтень 2022 року.

Внесок автора в наукові публікації, що написані у співавторстві: у фахових статтях [1] і [2] окреслені напрямки подальших досліджень з питань відновлення руху транспорту на ділянках доріг що зазнали руйнувань, з використанням наявного матеріального ресурсу; у фаховій статті [3] викладені результати натурних досліджень напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови мосту після тривалого періоду експлуатації, визначені переваги даної конструкції прогонової будови; у фаховій статті [4] узагальнено досвід відновлення руху транспорту будівництвом тимчасового мосту на ближньому обході від зруйнованого мосту;

в матеріалах конференцій [5], [6] висвітлені пропозиції стосовно використання наявного майна інвентарних конструкцій для відновлення транспортних споруд; в [7], [8] виклав вимоги до транспортних споруд та особливості забезпечення військової логістики в умовах війни; в тезах конференції [9] були досліджені питання забезпечення стійкого функціонування транспортної системи; акт впровадження результатів дисертації [10] засвідчує актуальність та практичну значимість проведених досліджень; при виконанні оперативного завдання [11] відпрацьовано технічні вимоги до короткотермінового та тимчасового відновлення штучних споруд; в звітах роботи групи з вивчення і впровадження досвіду застосування підрозділів Держспецтрансслужби [12], [13] провів узагальнення досвіду пошкоджень транспортних об'єктів та технологій їх відновлення.

ABSTRACT

Mykola Hernych. Stress-deformed state of bridge structures from available material resources during the restoration of destroyed transport facilities.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Building Industry and Civil Engineering. – Ukrainian State University of Science and Technologies, Dnipro, 2024.

The dissertation is devoted to the issues of restoring artificial transport structures destroyed (damaged) as a result of hostilities, expanding the possibilities of using existing material assets of long-term storage structures. The nature of destruction (damage) of transport structures as a result of hostilities and methods of restoring traffic are investigated. The experience of using prefabricated reinforced concrete bridge spans converted from metal spans is analyzed. The issues of the possibility of using previously used structures and structures obtained from the dismantling of less important structures for temporary restoration are considered. The work of a reinforced concrete beam structure after a long period of operation was investigated. Based on the finite element method, models were developed that allow for parametric analysis of mathematical modeling of various variants of beam structures made of welded wide-flange beams of long-term storage. The results obtained for a specific typical project of long-term storage beams using the developed research algorithms provide an understanding of the directions of expanding the scope of application of inventory structures, increasing the pace of restoration, and improving operational characteristics.

The relevance of the research is that the economic and social recovery of de-occupied territories, humanitarian support for the population, and logistical support for military units depend on the rapid restoration of traffic through natural or artificial obstacles on road sections that have undergone destruction (damage) of transport facilities. Rational use of existing material assets of welded wide-flange I-beams, which are in long-term storage, will ensure high rates of restoration of transport facilities, while safety and reliability will be ensured.

To achieve the goal, a generalization of the experience of surveying transport facilities destroyed as a result of hostilities and methods of restoring traffic was

carried out. An analysis of the stress-strain state of various systems of bridge spans that can be made of welded wide-flange beams of long-term storage was carried out.

The conclusions of the analysis confirm that mathematical modeling based on the finite element method allows predicting the stress-strain state of various variants of beam structures made of welded wide-flange I-beams.

It was found that replacing the wooden bridge deck with a reinforced concrete roadway slab will increase the rate of restoration of transport facilities and operational characteristics, while the beam strength margin is sufficient. Due to the insufficient height of the beams under consideration, the limiting criterion for their use during restoration is the vertical deflections of the beam structures. The application of beam structures, in which the reinforced concrete slab of the roadway is integrated into common work with the main steel beams, significantly improves deformation characteristics and distributes loads. Changing the design scheme by combining beam structures into an indistinguishable system greatly increases the load-bearing capacity of bridges to the highest levels specified in domestic regulatory literature.

As a result of static and dynamic tests, data were obtained that indicate the bearing capacity and deformation properties of the reinforced concrete bridge beam structure after a long period of operation. The found values of deflections, frequencies of natural vertical and horizontal vibrations indicate that the joint operation of the steel beam and the reinforced concrete slab is sufficiently ensured and corresponds to analytical assumptions.

The scientific novelty lies in the fact that for the first time the general nature of the destruction of objects of the national transport system as a result of the armed aggression of the Russian Federation against Ukraine was determined, the experience of restoring traffic on road sections that have undergone destruction was summarized. A systematic study was carried out and directions were developed for improving approaches to the use of available material resources of long-term storage structures for practical implementation in the interests of increasing the efficiency of restoring destroyed (damaged) transport facilities.

Keywords: technical cover, restoration, temporary bridges, reinforced concrete beam structures, parametric analysis, stress-strain state, finite element method.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	12
1 СПОСОБИ ТА МЕТОДИ ВІДНОВЛЕННЯ ЗРУЙНОВАНИХ ОБ’ЄКТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ.....	17
1.1 Аналіз руйнувань транспортних споруд внаслідок ведення бойових дій...17	
1.2 Види відновлення зруйнованих об’єктів, конструкції та матеріали які використовуються.....	22
1.3 Матеріали та конструкції, що використовують при відновленні зруйнованих мостів.....	24
1.4. Накладна залізобетонна плита при відновленні транспортних споруд.....	28
1.4.1 Використання накладної залізобетонної плити у поєднанні з металевими балками.....	30
1.4.2 Використання накладної залізобетонної плити у поєднанні з залізобетонними балками, що раніше були у використанні.....	37
Висновки до 1 розділу.....	40
2. ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ІЗ ЗВАРНИХ ШИРОКОПОЛОЧНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК.....	41
2.1 Досвід виконання робіт із використання зварних широкополочних двотаврових балок.....	40
2.2 Стан наявного на зберіганні майна металевих конструкцій.....	48
2.3. Аналіз сучасних тимчасових навантажень.....	50
2.4. Напруження та деформації прогонових будов тимчасових мостів із зварних широкополочних двотаврових балок.....	53
Висновки до 2 розділу	54
3. РОБОТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТУ ПІСЛЯ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ.....	55
3.1 Мета дослідження, постановка завдань.....	55

	11
3.2. Порядок проведення дослідження.....	55
3.3 Результати досліджень.....	62
Висновки до 3 розділу	68
4 НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПРОГОНОВИХ БУДОВ ВИГОТОВЛЕНИХ З ЗВАРНИХ ШИРОКОПОЛОЧНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК ДОВГОТРИВАЛОГО ЗБЕРІГАННЯ.....	69
4.1. Напрями дослідження напружено-деформованого стану прогонових будов з використанням зварних широкополочних двотаврових балок.	69
4.2. Напружено-деформованого стану при зміні характеристик поперечного перерізу прогонової будови.....	70
4.3. Напружено-деформований стан прогонової будови з чотирьох балок в різних варіантах улаштування мостового полотна при дії навантаження НК-80.....	86
4.4. Напружено-деформований стан прогонової будови при зміні розрахункової схеми прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном.....	93
4.5. Напружено-деформований стан прогонової будови при зміні розрахункової схеми прогонової будови з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу.....	103
4.6. Напружено-деформований стан сталезалізобетонної нерозрізної прогонової будови з двома смугами руху транспорту.....	111
Висновки до 4 розділу.....	125
ВИСНОВКИ.....	126
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	128

ВСТУП

На території України внаслідок ведення бойових дій було зруйновано та пошкоджено частину транспортної інфраструктури, зокрема малих та середніх мостів. Набутий за тисячоліття досвід післявоєнної відбудови засвідчує, що неефективність заходів, спрямованих на відновлення зруйнованих бойовими діями територій та економічних зв'язків, може призвести до повторення військових конфліктів. Після визволення від окупації постає питання налагодження транспортної логістики для допомоги постраждалим регіонам та їх економічне відновлення. Масштаби руйнувань транспортної інфраструктури вимагають мобілізувати усі наявні ресурси та засоби для швидкого відновлення руху транспорту через природні та штучні перешкоди.

Важливим наявним матеріальним ресурсом конструкції для відновлення транспортних споруд є конструкції довготривалого зберігання (мобілізаційний резерв) виготовлені за типовими проектами в другій половині минулого сторіччя. Зважаючи на зміну підходів до застосування, підвищення інтенсивності автомобільних перевезень, значний розвиток методів проведення розрахунків та моделювання роботи конструкції доцільним буде визначення оптимальних способів використання зазначених наявних конструкцій.

Для будівництва (відновлення) транспортних споруд зараз широко використовуються зварні широкополочні двотаврові балки довготривалого зберігання (мобілізаційного резерву). З них за типовими проектами виготовляють балкові, прогонові будови з дерев'яним мостовим полотном. За досвідом спорудження та експлуатації визначені певні недоліки, такі як: невпевненість у достатній вантажопідйомності балок; значні трудовитрати по улаштуванню дерев'яного мостового полотна; низькі експлуатаційні характеристики.

Зважаючи на вищезазначене, розглянувши сучасний досвід проектування та підвищення вантажопідйомності транспортних споруд, що перебувають в експлуатації, запропоновані дієві варіанти більш раціонального використання наявного ресурсу конструкції.

Встановлено, що об'єднання залізобетонних плит з металевими балками прогонової будівельної мосту в сталезалізобетонну конструкцію призводить до підвищення її вантажопідйомності та експлуатаційного ресурсу. Під об'єднанням розуміється таке з'єднання залізобетонних і сталевих елементів, при якому вони працюють спільно. Завдяки передачі зсувних та відриваючих зусиль через шов, напружено-деформований стан об'єданого елемента стає близьким до відповідного стану цільного елемента.

Дослідження, спрямовані на раціональне використання наявного матеріального ресурсу конструкцій, підвищення темпів відновлення руху, покращення експлуатаційних характеристик та збільшення вантажопідйомності прогонових будов, мають важливе значення для забезпечення необхідної пропускної спроможності автомобільних шляхів. При цьому мають бути забезпечені всі вимоги з безпеки руху та якості перевезень.

Метою дисертаційної роботи є проведення системного дослідження та розробка напрямів раціонального використання наявного матеріального ресурсу конструкцій довготривалого зберігання для практичної реалізації в інтересах підвищення ефективності відновлення зруйнованих (пошкоджених) транспортних споруд.

Для досягнення поставленої мети у роботі сформульовані та вирішені такі **завдання дослідження**:

1. Провести аналіз характеру руйнувань транспортних споруд внаслідок бойових дій, визначити загальні особливості.
2. Дослідити способи технічного прикриття та види відновлення транспортних споруд, застосування конструкції що для цього використовуються.
3. Проаналізувати досвід використання наявного ресурсу інвентарних конструкцій для відновлення транспортних споруд.
4. Провести експериментальні випробування сталезалізобетонної прогонової будови після тривалої експлуатації.

5. Визначити тимчасові навантаження які будуть діяти на прогонові будови мостів від сучасної військової техніки.

6. Провести дослідження за допомогою скінчено-елементних моделей різних варіантів прогонових будов які можуть бути виготовлені із наявного ресурсу зварних широкополочних двотаврових балок довготривалого зберігання.

7. Виконати параметричний аналіз напружено-деформованого стану запропонованих моделей прогонових будов, отримати закономірності напружено-деформованого стану балок довготривалого зберігання, провести порівняння результатів, сформулювати пропозиції стосовно застосування кожного варіанту прогонової будови.

Об'єктом дослідження є наявний матеріальний ресурс балок довготривалого зберігання, що призначені для відновлення об'єктів транспортної інфраструктури зруйнованих внаслідок бойових дій.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан прогонових будов малих та середніх мостів.

Методом дослідження є узагальнення досвіду отриманого при обстеженні зруйнованих (пошкоджених) внаслідок бойових дій транспортних споруд та досвіду виконання відновлювальних робіт із забезпечення руху транспорту на ділянках доріг, що зазнали руйнувань. Аналіз переваг та недоліків сталезалізобетонних прогонових будов мостів, експериментальне підтвердження їх ефективності після тривалого періоду експлуатації. Для розгляду напружено-деформованого стану прогонових будов виготовлених із зварних широкополочних двотаврових балок довготривалого зберігання використаний метод скінченних елементів, чисельний аналіз на його основі проводився за допомогою розрахункового комплексу ANSYS в модулі Mechanical.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. Вперше визначено загальний характер руйнувань об'єктів національної транспортної системи внаслідок збройної агресії російської федерації проти

України, узагальнено досвід відновлення руху транспорту на ділянках доріг, що зазнали руйнувань.

2. Отримані детальні експериментальні закономірності напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови після тривалого періоду експлуатації.

3. Вперше проведено системне дослідження напружено-деформованого стану балок довготривалого зберігання та розроблені напрямки удосконалення способів по більш якісному використанню наявного матеріального ресурсу для практичної реалізації в інтересах підвищення ефективності відновлення зруйнованих (пошкоджених) транспортних споруд.

Практичне значення отриманих результатів полягає в обґрунтуванні способів по раціональному використанню наявного матеріального ресурсу металевих балок довготривалого зберігання, узагальнені підходи до відновлення транспортних об'єктів зруйнованих (пошкоджених) внаслідок бойових дій.

Особистий внесок здобувача. Особиста участь автора в обстежені та відновленні транспортних споруд. Ряд наукових робіт був опублікований у співавторстві з іншими вченими. Слід відмітити, що в цих працях автором визначені мета і постановка наукових завдань та виконана їхня практична реалізація, проведено дослідження напружено-деформованого стану прогонових будов виготовлених із балок тривалого зберігання, експериментально підтверджена ефективність сталезалізобетонних прогонових будов мостів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт Українського державного університету науки і технологій (УДУНТ) (до грудня 2021 року – Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (ДНУЗТ)), а саме держбюджетної науково-дослідної робіт (НДР) «Наукове обґрунтування інноваційних технологій відновлення об'єктів транспортної інфраструктури України» (номер

державної реєстрації 0119U001139), а також тематики освітньої програми «Відновлення та будівництво штучних споруд на об'єктах національної транспортної системи».

Апробація матеріалів дисертації. Матеріали дисертаційної роботи викладалися на таких наукових заходах: Міжнародна науково-практична конференція «Наука, техніка і технології: актуальні питання та дослідження» м.Прага, Чеська Республіка 12–13 березня 2021 р.; 81 Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту» 22-23 квітня 2021 р.; Всеукраїнська наукова конференція «Логістика і транспортна безпека: проблеми та перспективи розвитку в контексті аналізу сучасних викликів, загроз» 28 листопада 2022 р.; 82 Міжнародна науково – практична конференція «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту», 20-21 квітня 2023 р.; II Міжнародної науково-практичної конференції “Логістика і транспортна безпека: проблеми та перспективи розвитку в контексті аналізу сучасних викликів і загроз”, 09 листопада 2023 р.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг – 137 сторінок, з них 126 сторінок основного тексту, 105 рисунків на 78 сторінках, 16 таблиць на 13 сторінках, список використаних джерел з 91 назв на 10 сторінках.

1. СПОСОБИ ТА МЕТОДИ ВІДНОВЛЕННЯ ЗРУЙНОВАНИХ ОБ'ЄКТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

1.1. Аналіз руйнувань транспортних споруд внаслідок ведення бойових дій

Характер руйнування транспортних споруд під час війни залежить від мети яку необхідно досягнути пошкодженням (руйнуванням) транспортної споруди; наявних при цьому часу, сил та засобів; від статичної схеми конструкції та матеріалу основних елементів споруди.

В перші дні війни військове керівництво країни обрало тактику ведення бойових дій – маневрена оборона, яка є рухомою обороною, мета якої — нанести противникові втрати, виграти час і зберегти свої сили при можливій втраті частини території. Для сповільнення наступу та створення перешкод ворогу в логістичному забезпеченні на тимчасово окупованих територіях, підрозділи ЗСУ під час відступу руйнували транспортні споруди. Коли ситуація на фронтах змінилася і українська армія перейшла у наступ підрозділи ворога не маючи змогу утримати захоплені території проводили руйнування об'єктів транспортної інфраструктури.

Метою пошкодження або навіть повного руйнування штучних споруд може бути тимчасове призупинення або повний розрив транспортного сполучення. Для зупинки колони противника, що наступає, на декілька діб достатньо зруйнувати один або два прогони мосту, тим самим виграти час для організації оборони та подальшого переходу у наступ. Але якщо вважається, що територія буде втрачена на досить великий час, тоді є підстави для повного руйнування транспортної споруди, задля створення противнику значних труднощів у її відновленні.

Залежно від наявності часу сил та засобів транспортні споруди руйнуються: інженерними підрозділами за завчасно підготовленими схемами розміщення зарядів та проведеними розрахунками; бойовою діяльністю військ, а саме артилерійськими, ракетними та бомбовими ударами; диверсійними

підрозділами на окупованій території наявними або захопленими у противника засобами.

За статичною схемою мости дуже різноманітні, тому для якісного навмисного руйнування необхідно розуміти як працює та чи інша система мостів. Балкові системи (розрізні, не розрізні, консольні) руйнуються, як правило, скиданням прогонових будов з опор або підривом проміжних опор (рис 1.1. а). Розпірні системи (рамні, підвісні, вантові, аркові) руйнуються підривом зарядів вибухової речовини розташованих в місцях об'єднань найбільш відповідальних елементів конструкції мосту (рис 1.1. б). Понтонні та наплавні мости руйнуються шляхом затоплення плавучих елементів (понтонів), розриванням з'єднань між понтонами та виведенням окремих секцій з осі мосту (рис 1.1. в).



а



б



в

Рисунок 1.1. Зруйновані в ході війни мости:
а – балкової системи, б – розпірної системи, в – наплавні системи.
(із звіту, 2022)

Будівельні матеріали що використовуються при будівництві транспортних споруд мають різні фізико – хімічні та експлуатаційні властивості, які враховують при розробці плану пошкодження (руйнування). За матеріалом основних конструкцій транспортні споруди бувають кам'яні, залізобетонні, сталеві, сталезалізобетонні, дерев'яні.

Найбільш розповсюджений спосіб руйнування мостів є вибуховий, за допомогою зарядів вибухових речовин. Для дистанційного руйнування застосовують артилерійські, ракетні та бомбові удари. Іноді застосовують підпал за допомогою легкозаймистих сумішей для руйнування (знищення) дерев'яних конструкцій. Підпал також підходить для пошкодження металевих елементів конструкції мостів, так як під дією високих температур метал значно втрачає свої властивості (рис. 1.2.).



Рисунок 1.2. Пожежа на залізничному прогоні кримського мосту.

(із засобів масової інформації, 2022)

Для збільшення завалів, тим самим збільшення витрат на розчищення та відновлення споруди, руйнування транспортних споруд проводиться під час пропуску рухомого навантаження, під рухомим транспортом (рис.1.3.).



Рисунок 1.3. Зруйнований залізничний шляхопровід під час проходження рухомого складу (із звіту, 2022)

Досліджуючи характери руйнування штучних споруд вдалося з'ясувати, що в більшості випадків підривалися проміжні опори мосту переважно на суходолі, внаслідок чого обрушувались берегові прогонові будови невеликих прогонів, найчастіше залізобетонні, які внаслідок падіння утворювали значні завали. Це пов'язано із зручністю встановлення вибухівки на суходолі, часто є можливість підвозу вантажівками великої кількості вибухових речовин безпосередньо до опор мостів. Використання плав - засобів призводить до додаткових перевантажень та ускладнює виконання робіт з підготовки до підриву. Також при маневреній обороні підриг транспортних споруд має на меті створення перешкод ворогу, подальше визволення окупованих територій і відбудову транспортних споруд, тому руйнування повинні бути оптимальними як для ускладнення дій ворога так і для подальшого відновлення.

На широких водних перешкодах р. Десна та р. Дніпро, зважаючи на стратегічне значення мостів, руйнувались руслові прогони в м. Чернігові та м. Херсоні (рис.1.4.). Руйнування дуже суттєві, потребують тривалих відновлювальних робіт.



а



б

Рисунок 1.4. Зруйновані руслові прогони мостів широких водних перешкод
а – через р. Десна, б – через р. Дніпро
(із засобів масової інформації, 2022)

Живучість транспортних шляхів через природну або штучну перешкоду під час війни може бути забезпечена швидким відновленням транспортних об'єктів (технічне прикриття) або за рахунок протидії засобам ураження противника (охорона, маскування).

В Україні введенні в дію правові та організаційні основи функціонування єдиної транспортної системи в особливий період (Закон України, 1992; Закон України, 1993; Закон України, 1994; Закон України, 1998).

До заходів технічного прикриття можна віднести:

- збільшення пропускної спроможності найважливіших транспортних комунікацій, забезпечення широкого маневру і дублювання перевезень;
- створення дублюючих мостових переходів і організація переправ через важливі водні перешкоди, тимчасових перевантажувальних районів поблизу найбільш можливих ділянок руйнування комунікацій;
- будівництво нових доріг, залізничних колій, обходів, вузлів, тунелів та мостів;
- підготовка сил і засобів до технічного прикриття, створення мобільного резерву пересувних ремонтних засобів для підтримання в роботоздатному стані транспортних споруд;
- підготовка транспортних споруд для експлуатації в умовах радіоактивного, хімічного і бактеріологічного зараження, а також для роботи в умовах світломаскування.

Основні заходи бойового забезпечення військ на важливих об'єктах транспорту визначені у керівних документах з організації та ведення службової діяльності підрозділів. Охорона та маскування відносяться до бойового забезпечення військ та мають на меті запобігти раптовому нападу противника. Безпосередньо захист транспортних споруд від засобів ураження противника (артилерійські, ракетні та бомбові удари, диверсійні підрозділи та інші) залежать від конкретних місцевих умов, наявних сил та засобів.

1.2. Види відновлення зруйнованих об'єктів, конструкції та матеріали які використовуються

Після визволення від окупації постає питання налагодження транспортної логістики для допомоги постраждалим регіонам та їх економічному відновленню. Також нарощування угруповань та розгортання військ неможливо

без розвитку об'єктів інфраструктури, зокрема штучних транспортних споруд таких як мости та шляхопроводи.

Капітальне відновлення штучних споруд може займати тривалий час, так як потребує значних коштів, часу на опрацювання та погодження проектної документації, значних витрат будівельних матеріалів, наявності спеціалізованої будівельної техніки, також окремі технологічні процеси не можуть бути пришвидшені. Зважаючи на це доцільним є тимчасове відновлення транспортних споруд або улаштування дублюючих тимчасових мостових переходів на ближньому обході.

Тривалість спорудження тимчасових споруд - тижні, а термін експлуатації визначається матеріалами та конструкціями які були використані.

Тимчасові мости мають III клас відповідальності та коефіцієнт надійності за відповідальністю 0,95 (ДБН В.1.2-14:2018, 2018). При цьому споруда має залишитися придатною до функціонування, спроможною витримувати всі навантаження та впливи, які регламентовано відповідними стандартами і які можуть виникати в процесі спорудження та експлуатації.

Особливістю тимчасового відновлення є введення певних обмежень по пропускній спроможності таких споруд, навантаженню та швидкості руху транспортних засобів. Прискорені темпи тимчасового відновлення зруйнованих мостів та будівництво тимчасових мостових переходів на ближньому обході досягається за рахунок створення мобільних будівельних підрозділів з наявною будівельною технікою, навченим особовим складом та запасом конструкцій на зберіганні.

Відновлення руху транспорту шляхом улаштування тимчасового мостового переходу на ближньому обході дає можливість паралельного капітального відновлення зруйнованого мосту. Тимчасові мостові переходи можуть експлуатуватись до відновлення руху по капітальному мосту, після чого окремі конструкції можуть бути демонтовані та використані на іншому проекті.

У військовій будівельній справі вводиться поняття – короткотермінове (короткострокове) відновлення, яке має на меті швидке, протягом годин або лічених днів, наведення переправ. Термін експлуатації таких об'єктів складає термін виконання конкретного завдання та не перевищує 3 місяців, при цьому вони повинні забезпечувати безпеку руху транспорту. Переважно це наведення наплавних (паромних) переправ або улаштування переправ з використанням водопропускних труб із значним, іноді критичним, зменшенням водотоку.

Проаналізувавши досвід забезпечення руху автомобільного транспорту через водні перешкоди на ділянках, де транспортні споруди зазнали руйнувань, можна встановити послідовність:

1. Короткотермінове відновлення, наведення наплавної переправи або улаштування переправи за допомогою водопропускних труб.
2. Тимчасове відновлення, будівництво мостового переходу з тимчасовим мостом на ближньому обході.
3. Капітальне відновлення зруйнованого мосту.

В окремих випадках можливо відразу провести тимчасове відновлення транспортної споруди по старій осі.

При тимчасовому та короткотерміновому відновленні застосовується принцип збірності та багаторазовості використання основних елементів транспортної споруди, також для прискорення темпів капітального відновлення об'єктів невід'ємним є використання конструкцій з високим відсотком заводського виготовлення.

1.3. Матеріали та конструкції, що використовують при відновленні зруйнованих мостів

Конструкції які використовують для відновлення транспортних об'єктів умовно можна поділити на такі групи:

- місцеві матеріали;
- інвентарні конструкції швидкого монтажу;
- вцілілі та раніше вживані конструкції;
- конструкції довготривалого зберігання (мобілізаційний резерв);

- нові конструкції заводського виготовлення;
- нові конструкції виготовлені безпосередньо на будівельному майданчику (монолітне бетонування).

Зважаючи на спроможності держави по відновленню об'єктів національної транспортної інфраструктури можна підсумувати, що пріоритетним є відновлення руху транспорту за допомогою наявних матеріальних ресурсів. Актуальними також є концепції збереження й розвитку існуючих мостових споруд (Кислов, А. Г., & Безбабичева, О. И., 2009), можливість використання прогонових будов, виконуваних за типовими проектами для пропуску сучасного навантаження (Кожушко, В. П., & О. Голеско, 2008). Важливими є питання експлуатації і ремонту вже існуючих мостових споруд (Більченко, А. В., Кіслов, О. Г., & Бадаєва, О. А., 2008).

В якості місцевих матеріалів найчастіше використовують деревину, це переважно улаштування палевих фундаментів, закладні щити берегових опор та елементи мостового полотна (рис. 1.5.). Але треба враховувати, що в місцях безпосереднього ведення бойових дій дерева нашпиговані кулями та уламками боєприпасів, це призводить до псування пилок деревообробного інструменту. Частково цей недолік усувається попередньою перевіркою деревини металолукачем, але це викликає певні незручності та займає додатковий час.



а



б

Рисунок 1.5. Використання деревини при відновленні транспортних споруд

а – палевий фундамент, б – мостове полотно

(із звіту, 2022)

Відповідно до (ДБН В.2.3-22:2009, 2009). проектний строк служби дерев'яних елементів мостового полотна (з необлагодженої деревини) автодорожніх мостів становить 5 років, проте при експлуатації дерев'яного мостового полотна мостів які були збудовані влітку 2022 року було помічено псування верхніх дошок колісною технікою. Частково підсилити верхню частину мостового полотна вдалося за рахунок кріплення металевого просічно – витяжного листа.

Конструкції тимчасових мостів можуть бути інвентарними та уніфікованими. З минулого століття залишилися конструкції для улаштування надбудов опор інвентарного мостового майна (ИМИ-60, УЖВ-ЛТМП), мостових інвентарних конструкцій стійкових (МИК – С), для перекриття прогонів мостові інвентарні конструкції пакетів (МИК–П), збірно розбірні прогони (СРП) (рис. 1.6).



а

б

Рисунок 1.6. Використання інвентарних конструкцій

а – надбудова опори з майна ИМИ-60, б – прогонова будова СРП

(із звіту, 2022)

Вцілілі конструкції, переважно металеві, можна використовувати для відновлення транспортної споруди тільки після їх обстеження та експертизи. В переважній більшості випадків необхідно проводити обґрунтоване, підтвержене розрахунками, підсилення окремих вузлів (рис. 1.7.).



Рисунок 1.7. Використання пошкоджені металевої конструкції (ферми)
(із звіту, 2022)

Повторне використання балок, переважно залізобетонних, які були отримані після планового розбирання мостів і знаходяться на майданчиках зберігання дає можливість економити значні кошти. Для цього необхідно відібрати найменш пошкоджені та придатні для використання балки. Оцінювання технічного стану елементів прогонових будов мостів, залежно від наявності дефектів, визначається за результатами обчислення їх вантажопідйомності та за результатами розрахунку характеристики безпеки (Роров, V., & Voitsehivskiy, O., 2020) (рис. 1.8.).



Рисунок 1.8. Використання раніше вживаних залізобетонних балок
(із звіту, 2022)

При використанні наявного матеріального ресурсу для відновлення прогонових будов невеликих прогонів питання підсилення до нормативних значень експлуатаційних характеристик мостових споруд, вирішується такими способами:

- спорудження додаткової проміжної опори, для розвантаження існуючої конструкції, зменшення прогону;
- демонтаж перевантажених елементів та улаштування нових, розрахованих на більші навантаження;
- підсилення аварійних балок зовнішніми напруженими джгутами що армують;
- нарощування металу в місцях найбільших напружень в металевих балках;
- улаштуванням накладної залізобетонної плити для розширення мостового поперечника та перерозподілу навантажень між конструкціями (балками) (Popov, V., & Voitsehivskiy, O., 2020);
- улаштуванням сталезалізобетонної системи.

У кожного способу підсилення є переваги та недоліки (Страхова, Н. Є., Голубєв, В. О., Ковальов, П. М., & Тодиріка, В. В., 2002). В роботі автора більше цікавило питання використання при відновленні транспортних споруд накладної залізобетонної плити в поєднанні з металевими балками мобілізаційного резерву та раніше вживаними залізобетонними балками.

1.4. Накладна залізобетонна плита при відновленні транспортних споруд

В переважній більшості мостів відновлених підрозділами Державної спеціальної служби транспорту з використанням прогонових будов виготовлених з зварних широкополочних двотаврових балок $L_p = 18,53$ м із сталі 15ХСНД, які є на довготривалому зберіганні, мостове полотно було улаштоване дощате на дерев'яних поперечинах (рис 1.9.).

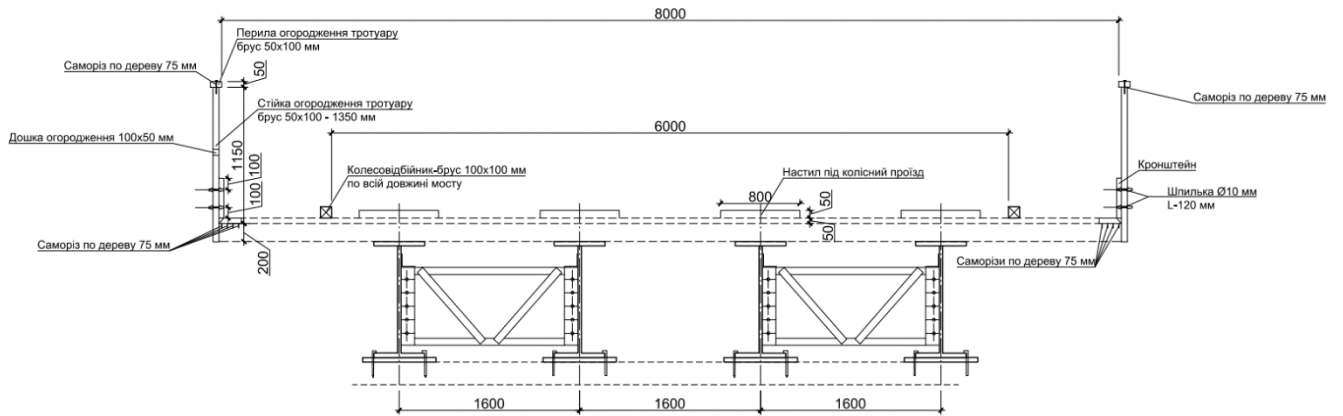


Рисунок 1.9. Поперечний переріз прогонової будови із дерев'яним мостовим ПОЛОТНОМ
(із типового проекту відновлення мостів, 2022)

З досвіду спорудження та експлуатації таких об'єктів було встановлено, що улаштування дерев'яного мостового полотна пов'язано із великим обсягом ручної праці. Після лічених місяців експлуатації, зважаючи на інтенсивний потік транспорту, верх проїзної частини потребував ремонту. Металеві балки цих прогонових будов були розраховані на сприйняття залізничного навантаження тому доцільно було розглянути питання заміни дерев'яного мостового полотна на накладну залізобетонну плиту.

Досліджуючи питання відновлення мостів з використанням наявного матеріального ресурсу можна відзначити що було напрацьовано значний досвід улаштування мостового полотна проїзної частини у вигляді накладної залізобетонної плити.

Так об'єднувались в сумісну роботу монолітною залізобетонною плитою залізобетонні балки, що раніше були у використанні для відновлення автомобільних мостів через р. Остер біля с. Крути Чернігівської області, через р. Оскіл Харківської області та інші.

Металеві балки вкриті монолітною залізобетонною накладною плитою використовували при відновленні зруйнованих прогонів через р. Сейм біля с. Мутин Сумської області.

Для розподілення навантаження між головними балками прогонової будови використовують збірні, збірно-монолітні та монолітні накладні залізобетонні плити (Кваша, В. Г., 2006). Сумісна робота плити з існуючими балками значно покращує просторову роботу прогонової будови також забезпечує розширення проїзної частини автомобільних мостів (Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Рачкевич, В. С., 2008).

Постає питання аналізу, наукового супроводу та обґрунтування прийнятих рішень для врахування в подальшій роботі при відновленні зруйнованих об'єктів.

1.4.1 Використання накладної залізобетонної плити у поєднанні з металевими балками.

В Україні є позитивний досвід використання металевих балок тривалого зберігання (мобілізаційного резерву) для відновлення значної кількості автодорожніх мостів у стислі терміни після руйнівних повеней 1998 та 2000 років у Закарпатській області. Цікавим є те, що використовуючи металеві балки мобілізаційного резерву були створені сталезалізобетонні прогонові будови (Балабух, Я. А., 2010).

Робочі проекти сталезалізобетонних мостів із металевих балок тривалого зберігання розроблено проектним інститутом "Західдіпрошлях" (ГПІ А. Г. Походенко). Кількість балок підбирали залежно від величини прогонів та габаритів проїзду. Понизу балки об'єднували поперечними в'язями із прокатних елементів, поверху – залізобетонною плитою проїжджої частини. В усіх мостах плити проїжджої частини були влаштовані із монолітного залізобетону, і тільки у одного моста плита була збірною. Пливу проїзної частини об'єднували з балками жорсткими упорами. Всі мости, були збудовані і випробувані статичним і динамічним навантаженням (Балабух, Я. А., 2010).

Досвід будівництва цих мостів показав, що конструктивно-технологічні рішення сталезалізобетонних прогонових будов із балок тривалого зберігання є доволі ефективними. На той час за рахунок використання їх на дослідних об'єктах отримана економія 1,197 млн. грн (Балабух, Я. А., 2010).

Особливістю сталезалізобетонних прогонових будов є жорстке об'єднання залізобетонної плити проїжджої частини зі сталевими головними балками, що забезпечує їх спільну роботу (Стороженко, Л. І., Тимошенко, В. М., Нижник, О. В., Гасій, Г. М., & Мурза, С. О., 2008; Корнієв, М. М., 2015).

Для визначення переваг та недоліків сталезалізобетонних прогонових будов мостів буде доцільно порівняти їх з конкурентами в сфері застосування, а це металеві та залізобетонні прогонові будови.

Порівнюючи з металевими прогоновими будовами, можна зазначити, що при жорсткому об'єднанні залізобетонної плити і металевих балок виникає стиснення залізобетонної плити при вигині балок, це призводить до зменшення стиснутої зони перетину верхніх поясів сталевих балок, підвищенню горизонтальної жорсткості прогонових будов, зниженню витрати сталі на 12-18% (Корнієв, М. М., 2015). До того ж сталезалізобетонні прогонові будови простіші за конструкцією та дешевші за металеві. Покриття проїжджої частини служить довше за рахунок більшої жорсткості плити. На залізничних мостах шум від потягу менший за рахунок масивності плити.

Порівнявши з залізобетонними прогоновими будовами видно, що витрати сталі на сталезалізобетонні прогонові будови у 1,5...2 рази вищі за залізобетонні, але витрати бетону на одиницю довжини тут майже не залежать від величини прогону. У той же час як у залізобетонних прогонових будовах витрати бетону збільшуються зі збільшенням прогону, відповідно конкурентоздатність сталезалізобетонних прогонових будов у порівнянні із залізобетонними зі збільшенням прогону також збільшується (Корнієв, М. М., 2015).

Загальною перевагою сталезалізобетонних мостів є економія часу, витраченого на будівництво. Найбільшу економію часу можна отримати шляхом заводського виготовлення залізобетонної плити проїжджої частини.

Недоліками сталезалізобетонних прогонових будов є: необхідність забезпечення надійної сумісної роботи залізобетонної плити та металевої балки без взаємних зсувів за допомогою улаштування додаткових елементів – упорів;

сезонне виконання робіт по бетонуванню плити, у разі її монолітного виконання (застосування штучного обігріву збільшує вартість будівництва та викликає загрозу збільшення термальної усадки бетону); улаштування залізобетонної плити після того як головні балки вже встановлені в прогін (що збільшує обсяги робіт в прогоні); порівняльно складніший розрахунок.

У сталезалізобетонних прогонових будовах залізобетонна плита може бути збірною, збірно – монолітною і монолітною. Для бетонування монолітної плити необхідні установка опалубки, проведення арматурних робіт на місці будівництва, укладання бетонної суміші. Виконання всіх цих робіт занадто трудомістке, догляд за бетоном під час його твердіння складний. Але монолітна плита забезпечує більш надійний зв'язок з упорами і краще працює в об'єднаному перетині. Збірні залізобетонні плити дозволяють значно прискорити темпи будівництва, особливо в місцевостях зі складними умовами, але вимагають спеціальних заходів для зв'язку з упорами і об'єднання плит в поздовжньому і поперечному напрямках.

В сталезалізобетонних прогонових будовах мостів важливим є надійне поєднання сталевих балки та залізобетонної плити для якісної сумісної роботи.

У випадку монолітної залізобетонної плити проїжджої частини (плити баластного корита) спільна робота залізобетонної плити з металевими балками, забезпечується використанням жорстких або гнучких металевих упорів (рис.1.10.).

Теоретичні та експериментальні дослідження об'єднання залізобетону і сталі жорсткими упорами виконані багатьма вітчизняними будівельними організаціями, Німеччини, Франції, США, Канади ряді інших країн (Johnson, R., & McRuddi, L., 2009), статичні дослідження сталезалізобетонних конструкцій на зрушення при повторних навантаженнях виявили непружний характер роботи жорстких упорів і накопичення залишкових переміщень зсуву (Корнієв, М. М., 2015). Залишкові переміщення з величиною того ж порядку, що і пружні, виникають вже на перших спробах навантаження. Було відзначено характерні зменшення модуля пружних деформацій у міру накопичення

залишкових переміщень. Вичерпування несучої здатності об'єднання в більшості випадків відбувається в результаті руйнування бетону плити внаслідок деформацій зминання (Корнієв, М. М., 2015).

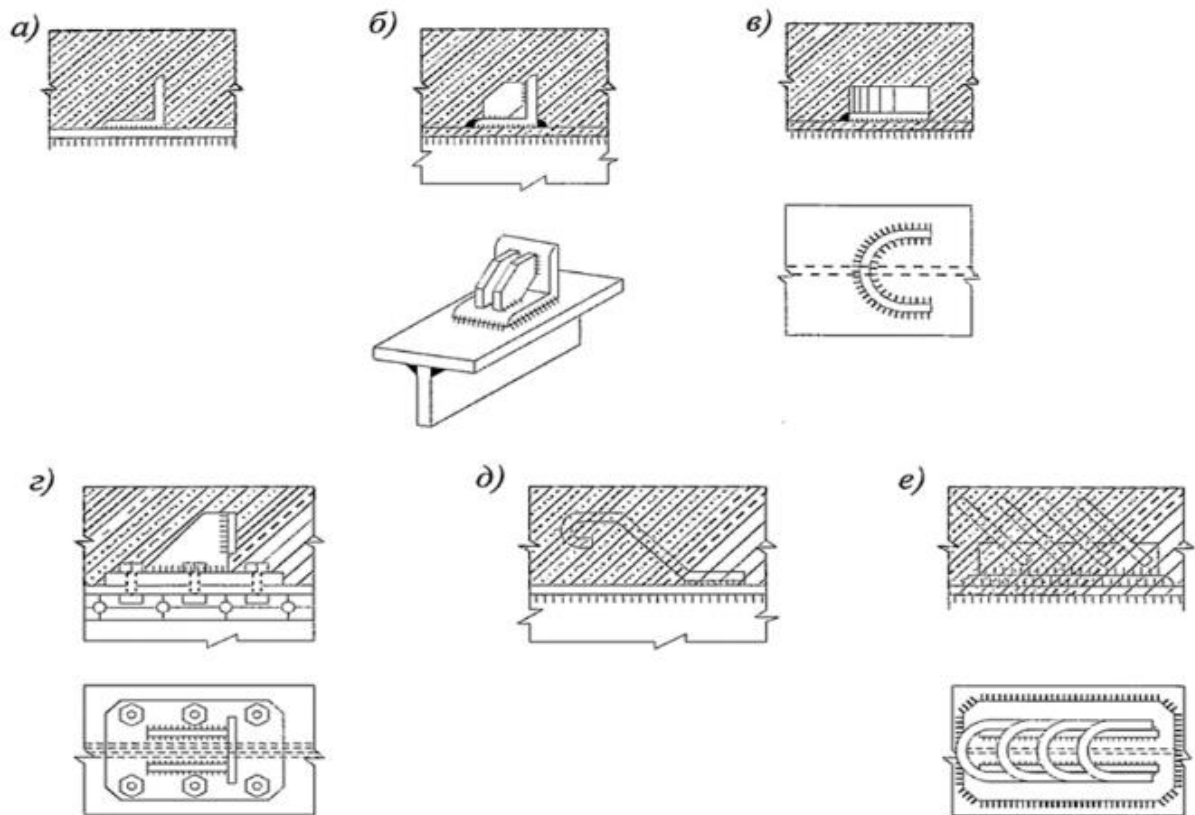


Рисунок 1.10. Приклади жорстких та гнучких металевих упорів
 а - жорсткі упори виконані з відрізків кутників; б – кутники зміцнені ребрами жорсткості; в – виконані з листової сталі, привареної безпосередньо до поясу балки; г - упори приварені до спеціального листу, який потім прикріплюють високоміцними болтами до верхнього поясу балки; д - гнучкі арматурні випуски виконані з обрізків арматурних стержнів; е – дуги приварені до верхнього поясу балки.

У гнучких упорів не має такого недоліку, також важливою перевагою гнучких арматурних зв'язків і з'єднань в порівнянні з жорсткими упорами є хороше сприйняття вертикальних зусиль розтягу між залізобетонною плитою і сталевий балкою, які виникають при роботі сталезалізобетонних прогонових будов. Аналіз розроблених конструкцій анкерів показав, що найбільш технологічним та надійним є використання гнучких анкерів, приварених напівавтоматичним методом (рис. 1.11.). Цей тип анкерів зараз отримав

найбільш широке використання у капітальному будівництві взагалі та у транспортному будівництві зокрема (Kuhlmann, U., Pascual, A. M., Ruopp, J., & Schorr, J., 2007). Використання даних упорів за кордоном регламентується документами (DIN EN ISO 14555:2006, 2006). вітчизняному будівництві, на сьогодні, відсутні подібні нормативні акти. Циліндричні стержні упорів, зварювальні пістолети та інше обладнання для приварювання гнучких упорів з голівками, випускають закордонні фірми “Нельсон”, “Кротон-Паркінсон”, “Пеко”, “Філіпс” та ін. У останні роки на ринку України з’явилося нове обладнання фірми “Нельсон”, яке здатне приварювати болти та шпильки від 5 до 32 мм. Це, безумовно, сприяє збільшенню продуктивності праці.



Рисунок 1.11. Анкера приварені напівавтоматичним методом

У разі використання збірної залізобетонної плити проїзної частини (плити баластного корита) для об’єднання елементів використовують високоміцні болти або шпильки. В такому випадку для передачі зрушуючих сил використовується переважно тертя, а при болто-клейовому об’єднанні для цієї ж мети використовується, крім того, зчеплення, що забезпечується клейовим складом (рис. 1.12.). Позитивною особливістю передачі зрушуючих сил між залізобетоном і сталлю з використанням високоміцних болтів, тобто тертям або

зчепленням, є менші місцеві збурення і концентрації зрушуючих зусиль і напружень, чим при використанні упорів або анкерів.

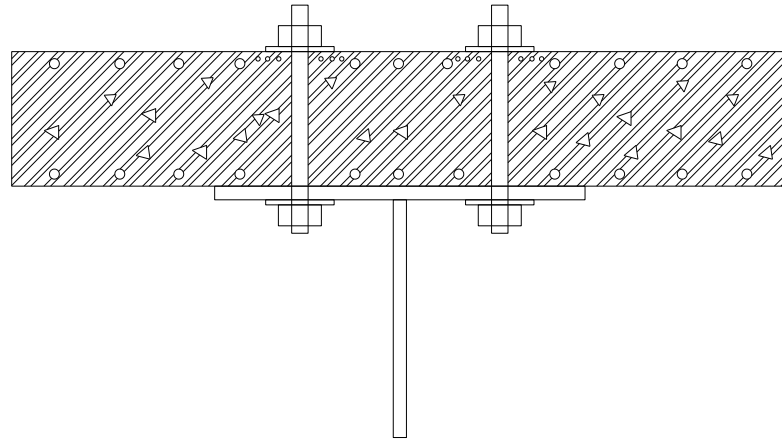


Рисунок 1.12. Об'єднання за допомогою високоміцних болтів

Зрушуючі сили передаються розосереджено силами тертя (або поєднанням тертя зі зчепленням) і сприймаються безпосередньо спертою на сталевий пояс поверхнею залізобетону. Обтискання шва і розосереджений характер передачі зусиль різко підвищують надійність роботи об'єднання під повторними навантаженнями. Високоміцні болти, що пропускаються крізь залізобетонну плиту і полицю сталевого поясу, забезпечують одночасно з обтисканням шва також і анкерування залізобетону на сталі. Високоміцні болти, що обтискають залізобетон, застосовують переважно при збірній залізобетонній плиті, проте можливе використання їх і при монолітній плиті. Перевага фрикційного або болто-клейового рішення визначається конкретними місцевими умовами.

В світовій практиці використовують поєднання металевих балок зі збірними залізобетонними плитами приварюванням гнучких штирьових упорів до верхніх поясів балок. Блоки збірних залізобетонних плит виготовляють з вікнами на всю висоту плити, або з глухими нішами, що мають отвори для подальшого заповнення сумішшю (рис. 1.13.).

Спільна робота балок і збірної залізобетонної плити може забезпечуватися за допомогою закладних гнучких упорів з головками або за допомогою спільного омонолічування випусків арматури.

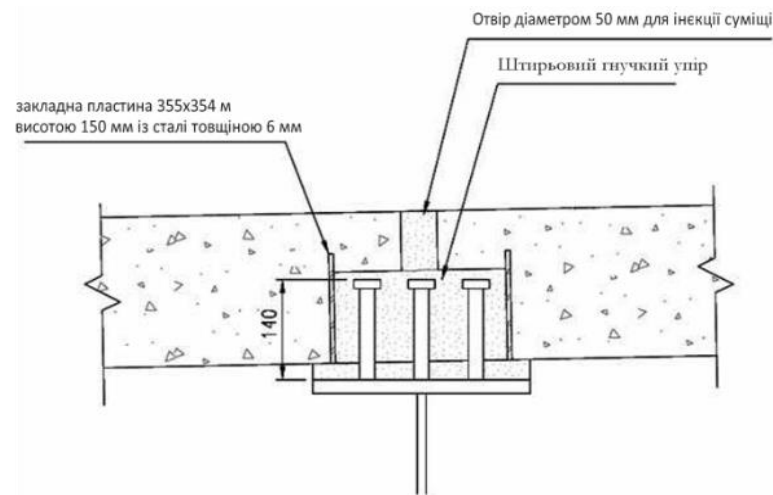


Рисунок 1.13. Варіант поєднання залізобетонної плити та металевої балки

Сталезалізобетонні прогонові споруди складаються з металевої частини, яка повинна проектуватися по нормам що застосовуються для металевих конструкцій та залізобетонної плити, проектування якої не повинно суперечити проектуванню залізобетонних конструкцій. При цьому слід враховувати властивості, притаманні лише сталезалізобетонним прогоновим будовам мостів.

Сьогодні в Україні видані та діють цілком або частково ряд державних будівельних норм України (ДБН) у області мостобудування (ДБН В.1.2-15:2009, 2009; ДБН В.2.3-22:2009, 2009; ДБН В.2.3-26:2010, 2011). У вітчизняних нормах викладені правила проектування сталезалізобетонних конструкцій які були прописані з попередніх норм СНиП 2.05.03-84*. Тобто норми не змінювались майже 40 років. За цей час суттєво змінилися можливості розрахункового аналізу конструкцій, також змінилася сама конструкція прогонових будов, змінилися підходи по врахуванню нелінійних процесів.

В середині 2013 року в Україні були видані Єврокоди і вже зараз можна виконувати проектування по Єврокодам. Але виконувати проектування в цьому випадку без достатнього досвіду не так просто, а для сталезалізобетонних прогонових будов мостів взагалі складно, так як треба користуватися трьома Єврокодами – бетонним, металевим та сталезалізобетонним, також враховувати їх додаткові розділи. Розрахунки по вітчизняним нормам можна доповнювати, а в деяких моментах дублювати розрахунками по Єврокодам.

Для прискорення темпів відновлення зруйнованих мостів з використанням металевих балок доцільним буде використання збірної накладної залізобетонної плити, яка дозволить збільшити ширину проїзної частини та покращити експлуатаційні характеристики покриття проїзної частини. До того це дозволить швидко розбирати прогонові будови та повторно використовувати на інших об'єктах. Індустріальне виготовлення збірних залізобетонних плит для поєднання з металевими балками мобілізаційного резерву дозволить створити резерв конструкцій для швидкого відновлення руху транспорту в кризових ситуаціях.

1.4.2 Використання накладної залізобетонної плити у поєднанні з залізобетонними балками, що раніше були у використанні

Повторне використання залізобетонних балок отриманих від розбирання мостів є важливим наявним матеріальним ресурсом для відновлення зруйнованих мостів.

Як приклад, завдяки повторному використанню залізобетонних балок вдалось побудувати тимчасовий міст на ближньому обході через р. Ворскла на км 137+620 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-12 Сими – Полтава (Єрмакова, І. А., & Нечипоренко, М. В., 2021). Були використані двопустотні балки П-16,45, на балки через вирівнюючий шар піску укладені дорожні плити 6Х2Х0,18 м, які були омонолічені між собою. Накладна плита з дорожніх плит в сумісну роботу з балками не включалися, але при цьому рівномірно розподіляла навантаження між ними. Практично доведено, що після тривалого використання балки зберегли несучу здатність та мають невелику кількість дефектів, тому задовольняють вимогам для пропуски навантаження.

Так само вже під час війни були відновлені по старій осі зруйновані автомобільні мости через р. Остер біля с. Крути Чернігівської, через р. Оскіл Харківської області та інші.

Особливістю прийнятих конструктивних рішень є улаштування монолітної залізобетонної плити включеної в сумісну роботу з балками прогонової будови.

При використанні накладної залізобетонної плити включеної в сумісну роботу з головними балками особливу увагу приділяють упорам які унеможливають взаємні переміщення та відриваючи зусилля, тим самим забезпечують напружено-деформований стан утвореного перерізу близьким до стану суцільного.

Найчастіше для з'єднання залізобетонних елементів використовують закладні металеві деталі з пластин закріплених в бетоні прямими або відігнутими анкерами (Салійчук, Л. В., 2006). (рис 1.14.), з подальшим їх зварюванням. Використання цього способу з'єднання закладається на стадії проектування та виготовлення елементів конструкції і майже не можливе при об'єднанні вже існуючих конструкцій.

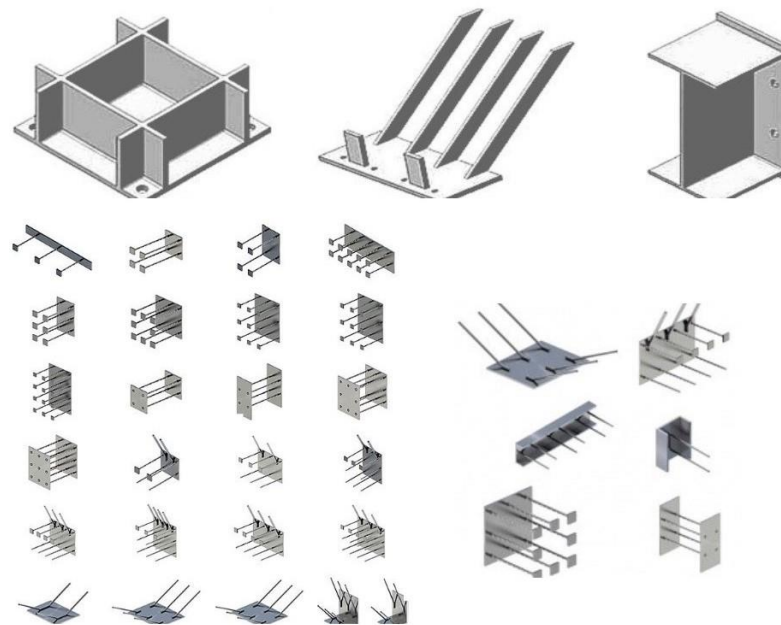


Рисунок 1.14. Металеві закладні анкери для залізобетону

В залежності від типу вживаних балок які використовуються для відновлення можливо застосування різних типів дискретних зав'язків, що застосовуються при реконструкції мостів (Кваша, В. Г., Ковальчук, Т. П., & Салійчук, Л. В., 2007). При використанні балок прогонових будов виконаних за типовими проектами вип. 56 і 56д застосовують гнучкі петльові анкери приварені до місцево оголеної верхньої поздовжньої арматури в кожному ребрі (рис 1.15. а). Застосовуючи струнобетонні балки накладну плиту об'єднували з існуючими балками за допомогою жорстких анкерів з кутників, вмонтованих в поздовжніх монолітних вставках підсилення балок (рис. 1.15.б).

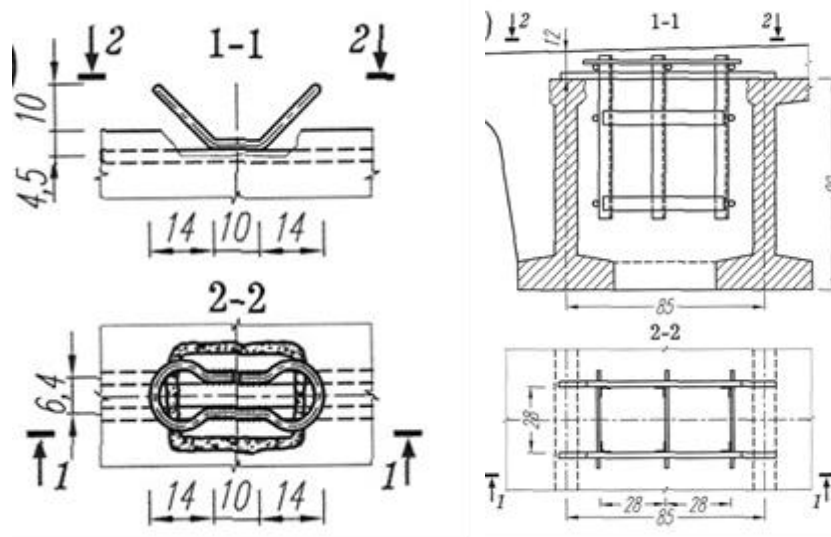


Рисунок 1.15. Деталі об'єднання накладної залізобетонної плити з вживаними балками:

а – гнучкі анкери приварені до місцево оголеної арматури;

б – вмонтовані жорсткі анкери з кутиків.

Попередньо напружені балки, армовані пучковою арматурою, об'єднують для сумісної роботи з накладною плитою петльовими анкерами, привареними до жорстких клеєштирьових упорів, що утворюють клеєстержневі анкери (Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г., 2008) (рис 1.16.).

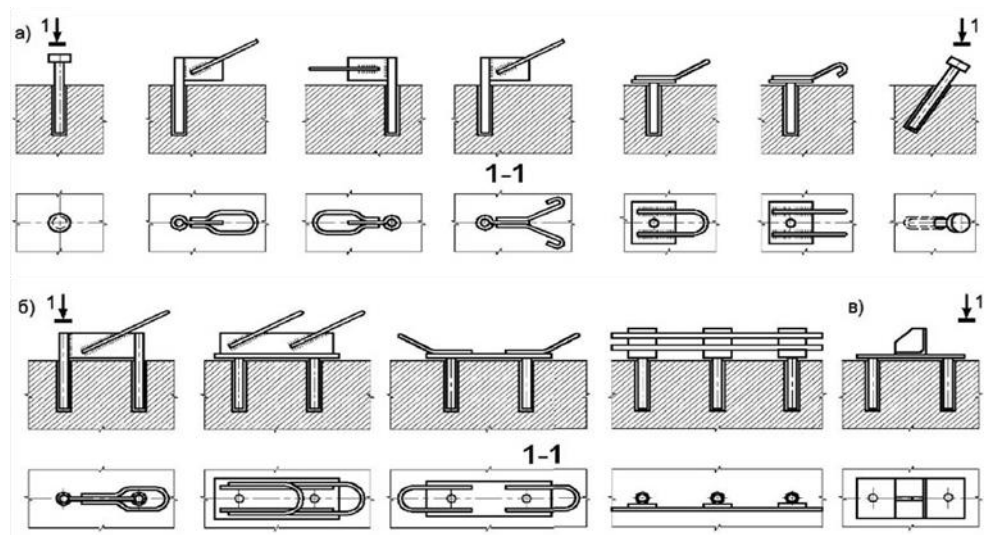


Рис. 1.16. Основні типи одиночних:

а - групових; б - клеєстержневих анкерів з анкерувальними елементами

Застосування накладної залізобетонної плити для реконструкції існуючих мостів є розповсюдженою практикою. Завдяки її улаштуванню покращується

просторова робота прогонової будови, відбувається розподіл навантаження між балками, також проводиться розширення проїзної частини.

При улаштуванні накладної залізобетонної плити поверх залізобетонних балок переважно використовують монолітні та збірно – монолітні плити.

Висновки до 1 розділу

1. Масштаби руйнувань транспортної інфраструктури вимагають мобілізувати усі наявні ресурси та засоби для швидкого відновлення руху транспорту через природні та штучні перешкоди.

2. Зважаючи на спроможності держави по відновленню зруйнованих транспортних об'єктів, для допомоги постраждалим регіонам, доцільним є тимчасове та короткотермінове відновлення.

3. Рішення прийняті при відновленні транспортних споруд потребують наукового супроводу, нормативно–правового забезпечення на етапах проектування, будівництва, відновлення, реконструкції та експлуатації.

4. Для мостів розроблено ефективні конструкції сталезалізобетонних прогонових будов. Сфера застосування сталезалізобетонних конструкцій є досить широкою, що обумовлює великий інтерес до їх поглибленого дослідження та проектування.

5. Розроблені надійні способи об'єднання в сумісну роботу металевих та залізобетонних балок із накладною залізобетонною плитою проїзної частини.

6. Використання накладної залізобетонної плити в поєднанні з наявним ресурсом балок дозволить забезпечити високі темпи відновлення транспортних об'єктів, і забезпечити їх надійну та безпечну експлуатацію протягом тривалого часу до капітального відновлення зруйнованих (пошкоджених) транспортних споруд.

2. ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ІЗ ЗВАРНИХ ШИРОКОПОЛОЧНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК

2.1. Досвід виконання робіт із використання наявного ресурсу зварних широкополочних двотаврових балок

Для подальшого дослідження обрані наявні на довготривалому зберіганні та часто вживані для технічного прикриття транспортних об'єктів прогонові будови виготовлені зі зварних широкополочних двотаврових балок $L_p = 18,53\text{ м}$ ($L_r = 18,00\text{ м}$) з металевими об'єднувальними елементами, використовуючи які будують низьководні мости на палевих опорах, на ближньому обході від зруйнованого (пошкодженого) мосту (рис. 2.1.).

Використовуючи зазначені прогонові будови лише протягом 2022 - 2023 років вдалося побудувати 20 мостових переходів з тимчасовими мостами на ближньому обході від зруйнованих та на 7 мостах відновити проїзд по старій осі.

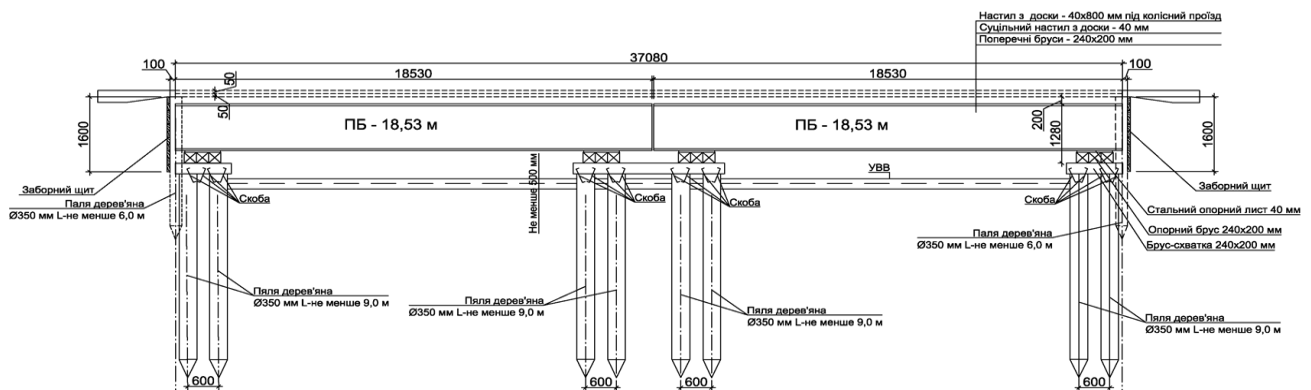


Рисунок 2.1. Конструкція типового низьководного мосту на ближньому обході (із звіту, 2022)

Така конструкція тимчасового мосту на ближньому обході є надійною, забезпечує високі темпи відновлення руху транспорту, економічно вигідна, так як використовується наявний матеріальний ресурс балок мобілізаційного резерву. Особовий склад підрозділів, які залучаються до будівництва підготовлений та постійно підвищують свою майстерність.

Використовуються прогонові будови виготовлені за типовим проектом сортаменту зварних широкополочних двотаврових балок із сталі 15ХСНД та прогонових будов із них для тимчасових залізничних мостів під навантаження Н-6 (Типовой проект, 1962). Прогонові будови запроектовані двох типів поперечного перерізу: дві та чотири балки під колію, передбачає 7 варіантів збирання по розрахунковій довжині 10,8; 11,7; 13,8; 15,9; 18,0; 21,0; 23,0 м.

Сортамент зварних двотаврових балок зі сталі 15ХСНД передбачає два профілі: А і В (таб.1).

Таблиця 1

Профіль	Вид перерізу	Вага 1 п.м., кг	Заводські марки, що виготовлені з профілю
А	ВЛ 980х12 2ГЛ 450х30	309	МА довжиною 18530 мм
Б	ВЛ 1004х12 2ГЛ 360х18	199	МБ Довжиною 12350 мм

Балки не мають ребр жорсткості (рис. 2.2.).

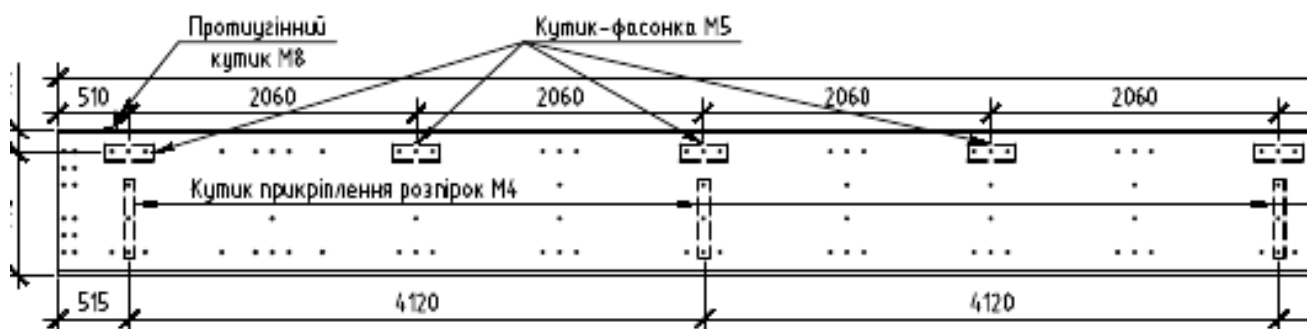


Рисунок 2.2. Фасад двотаврової широкополочної балка типу МА

(із типового проекту)

Повздовжні та поперечні в'язі (рис. 2.3.) виготовлені із сталі Ст 3 кріпляться до балок напівчистими та чорними болтами.

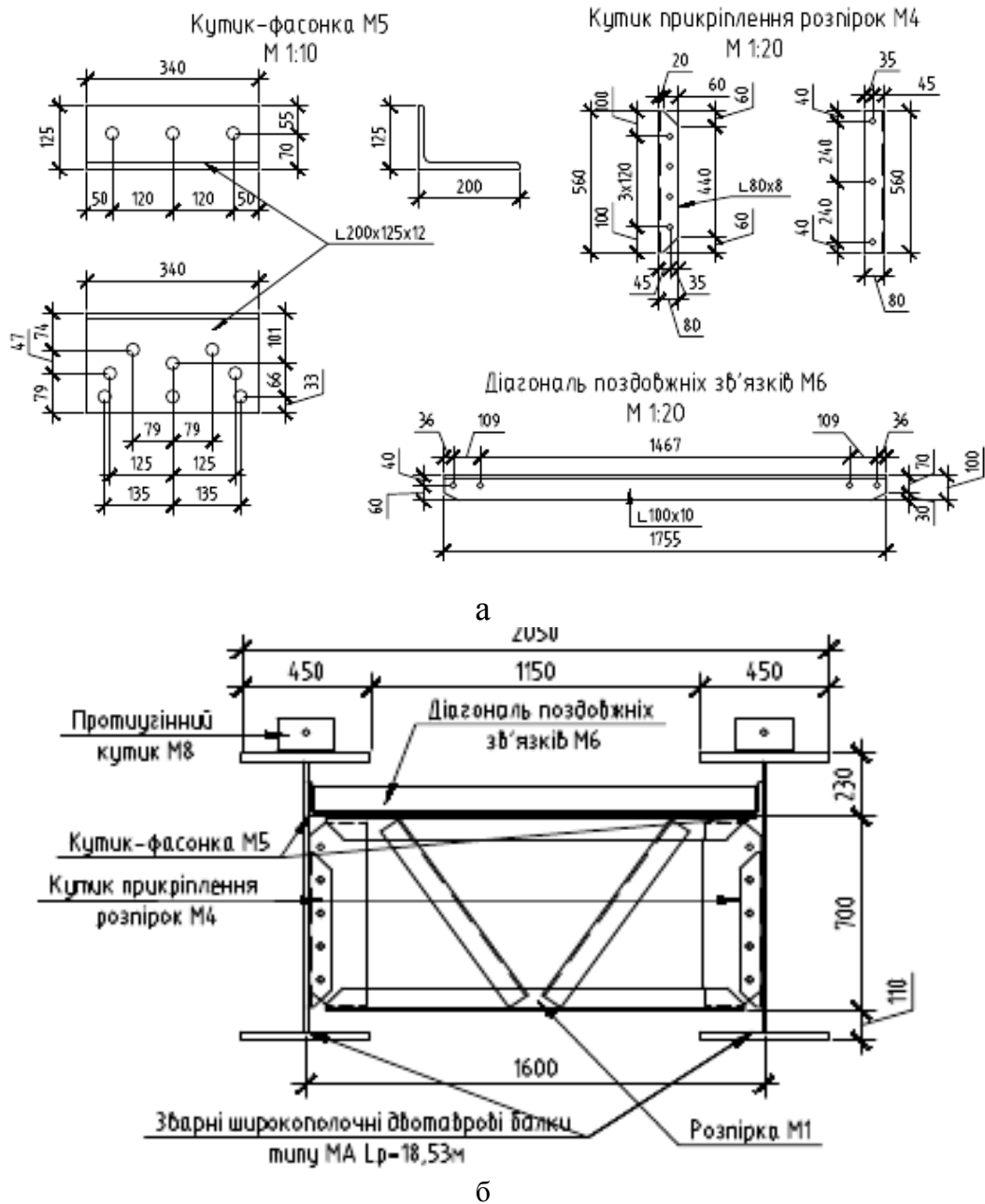


Рисунок 2.3. Об'єднання повздовжніми і поперечними зв'язками двотаврових зварних широкополочних балок типу МА:

а - повздовжні і поперечні зв'язки, б - поперечний переріз прогонової будови (із типового проекту, 2022)

Досвід спорудження тимчасових мостів з використанням зварних широкополочних двотаврових балок показав, що в переважній більшості металеві частини прогонових будов збираються на полігонах військових частин потім тягачами перевозяться до будівельного майданчика, на підходах до мосту на них закріплюють дерев'яні поперечини (рис. 2.4. а), після чого

встановлюють в прогін (рис. 2.4. б) і вже в прогоні улаштовують дощатий настил проїзної частини, тротуар та перила (рис. 2.4. в).



а

б

в

Рисунок 2.4. Етапи спорудження прогонових будов

- а – кріплення мостових брусів на підходах,
- б – встановлення прогонової будови в прогін,
- в – улаштування елементів мостового полотна.

(із звіту, 2022)

В кожний прогін мосту встановлюють по дві прогонові будови, кожна з яких виготовлена з двох двотаврових широкополочних балок, при цьому балки сусідніх прогонових будов не об'єднуються в сумісну роботу ніякими зв'язками. Габарит проїзної частини по ширині найчастіше становить 6 м, в окремих випадках 4,5 м, що забезпечує дві полоси для руху автомобільного транспорту.

Зважаючи на конструкцію прогонових будов можна відмітити що сусідні прогонові будови одному прольоті працюють окремо одна від одної.

Проаналізувавши досвід виконання робіт можна виділити три основні способи монтажу прогонових будов в прогін, які були успішно застосовані:

1. Встановлення прогонової будови з мостовим полотном в прогін за допомогою двох стрілових кранів.
2. Встановлення прогонової будови в прогін з використанням плашкоутів.
3. Встановлення в прогін головних балок прогонових будов з подальшим навісним монтажем з'єднувальних елементів та мостового полотна.

Як приклад першого способу можна вказати будівництво тимчасового автомобільного мосту через р. Ворскла біля с. Климентове Сумської області.

Умови будівельного майданчика були достатньо сприятливі та дозволяли в повному обсязі використати наявні будівельні машини. Прогонові будови збиралися на майданчику та тралом доставлялися на об'єкт будівництва. На підходах до мосту на прогонові будови за допомогою лапчастого болта кріпили дерев'яні поперечини 200X240 мм довжиною 3,2 м та 4 м. Прогонову будову для встановлення в прогін спочатку насували з берега штовхаючи екскаватором HYUNDAI Rodex на плашкоут. Потім прогонову будову виводили на плашкоутах паралельно місцю встановлення і піднімали в прогін за допомогою двох стрілових кранів КС-4561 та КСГ «PALFINGER» (рис. 2.5).



а



б



в



г

Рисунок 2.5. Встановлення прогонової будови з мостовим полотном в прогін за допомогою двох стрілових кранів:

а, б - повздовжнє насування прогонової будови екскаватором;

в, г - встановлення прогонової будови в прогін

(із звіту, серпень 2022)

Приклад другого способу – будівництво тимчасового мосту через річку Сіверський Донець поблизу населеного пункту Співаківка Харківської області. Особливістю цього об'єкту була наявність лише одного стрілового крану

необхідної вантажопідйомності, але зважаючи на місцеві умови, достатній рівень води в руслі, було вдало виконано монтаж.

Прогонові будови для встановлення в прогін спочатку насували з берега, бульдозером ДЗ-27С на плашкоут, який був заздалегідь підтоплений. На плашкоуті встановлювались дерев'яні бруси - підкладки, на які насувалась прогонова споруда. Потім з плашкоута відкачували воду, він піднімався та прогонову будову виводили паралельно місцю встановлення (рис. 2.6.). Далі плашкоут знов підтоплювався та прогонова споруда спиралась на опори, плашкоут виводили з-під неї. Далі на прогонові споруди влаштовувалось мостове полотно.



Рисунок 2.6. Встановлення прогонової будови за допомогою плашкоуту
(із звіту, жовтень 2022)

Прикладом третього способу монтажу є будівництво тимчасового мосту через р. Сіверський Донець на автомобільній дорозі в районі населеного пункту Байрак. Особливістю цього об'єкту була дуже обмежена зона для виконання робіт, слабкі ґрунти та близькість зруйнованого мосту не дозволяли в повній мірі використати спроможності техніки, зокрема стрілових кранів. З бази зберігання на об'єкт будівництва зварні широкополочні двотаврові балки $L_p=18,53\text{м}$ доставлялися тралом 3-ПТ-20, розвантажували одним стріловим краном SANY SPC 320. На підходах до мосту на балки кріпили болтами з'єднувальні кутики, вантажили на автомобіль КаМаз з причепом та підвозили паралельно прогону для встановлення в прогін (рис. 2.7.).



Рисунок 2.7. Підготовка балки для встановлення в прогін
(із звіту, жовтень 2022)

За допомогою двох стрілових кранів SANY SPC 320 балки прогонових будов встановлювались на надбудови опор в прогін. Монтаж здійснювався у дуже обмежених для маневру умовах, що вимагало від крановиків високої майстерності та синхронності дій (рис. 2.8.).



Рисунок 2.8. Встановлення балок прогонових будов в прогін.
(із звіту, жовтень 2022)

Після встановлення двотаврових балок в прогін їх об'єднували повздовжніми та поперечними зв'язями за допомогою болтів з гайками. Між балками улаштували риштування на яких перебував особовий склад.

Таким чином, розглянуті способи виконання робіт при будівництві однотипних конструкцій в залежності від місцевих особливостей об'єкта та

наявних технічних засобів. Висвітлені ефективні рішення, які мають перспективу подальшого використання та розвитку.

Особливістю виконання робіт є дуже трудомісткий етап улаштування дерев'яного мостового полотна, який потребує значної витрати часу.

2.2. Стан наявного на зберіганні майна металевих конструкцій

Не дивлячись на те що останнім часом, в умовах воєнного стану, в державі стоїть гостро питання що до скорочення термінів відновлення критично важливих об'єктів, в тому числі штучних транспортних споруд, використання конструкцій тривалого зберігання для їх відновлення можливе тільки при забезпеченні надійної роботи таких конструкцій. Для визначення їх надійності необхідно виконати комплекс спеціальних досліджень.

Головні балки що використовуються для зазначених прогонових будов тимчасових мостів вироблені із сталі 15ХСНД. Це конструкційна низьколегована сталь, що має високу міцність, певну антикорозійну стійкість та високий опір крихкому руйнуванню. Широко використовується при виготовленні мостових металоконструкцій звичайного та північного виконання. 15ХСНД – легований сплав, що містить хром, кремній, нікель та мідь. За рівнем вмісту шкідливих домішок сірки та фосфору відноситься до якісних сталей. Сталь 15ХСНД відрізняється досить високою холодостійкістю та зварюваністю. Сталь демонструє високу стійкість до іржі. Так, згідно з довідковими даними (ДСТУ 8817:2018), швидкість корозії сплаву в умовах соляного туману становить 0,0435...0,0573 мм/рік, у ґрунті – менше 0,0179 мм/рік, на повітрі – 0,0608 мм/рік.

Переважна більшість конструкцій які є на довготривалому зберіганні була виготовлена в другій половині минулого сторіччя і перебуває на зберіганні, в окремих випадках, більше 50 років. Тому доцільно розглянути питання відповідності наявного майна заявленим в типових проектах характеристикам.

Властивості матеріалів, що застосовуються в інвентарних мостових конструкціях вимагають перевірки в лабораторних умовах. Геометричні

характеристики, наявні дефекти перевіряються шляхом безпосереднього огляду і обстеженням неруйнівними методами.

Тому доцільні проведення теоретичних і експериментальних досліджень втомленості конструкцій та оцінювання їх надійності щодо забезпечення експлуатаційних якостей перед використанням.

Дослідження втомленості конструкцій довгострокового зберігання інвентарного мостового майна проводились теоретичним методом оцінювання надійності конструкцій, використовуючи результати металознавчих досліджень макроструктури, спектрального аналізу, сталі 15ХСНД металевих прогонових балок проведених на базі Львівського регіонального науково-технічного центру Держдор НДІ, кафедрі автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» під керівництвом кандидата технічних наук, доцента Ковалю Петра Миколайовича - Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна, кандидата технічних наук, доцента кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» Балабуха Ярослава Андрійовича.

Аналізуючи результати випробувань сталей балок (Балабух, Я. А., 2011) можна зробити такі висновки:

- в ході хімічного аналізу та дослідження структури було встановлено, що сталь, з якої виготовлені елементи зварних балок, відповідає марці 15ХСНД;

- сталь стінки відповідає вимогам ГОСТ 19281 щодо класу міцності 390, що гарантує її стійкість до деформацій та пошкоджень. Сталь полицок має структуру, характерну для термічно обробленої сталі, що надає їй необхідну міцність та жорсткість;

- макро- та мікроструктура сталі полицок двотавра свідчить про рядкове розташування неметалевих включень. Це явище призводить до характерного шаруватого зламу при динамічних випробуваннях на згин;

- неметалеві включення, розташовані рядками, можуть негативно впливати на зварюваність сталі, призводячи до шаруватого зламу зварного шва. Для покращення якості зварного шва та забезпечення надійності з'єднання

важливо правильно підібрати матеріали та метод зварювання. При монтажному зварному з'єднанні рекомендується провести його випробування;

- для монтажного об'єднання конструкції можна використовувати болтове з'єднання елементів;

- дослідження структури металу балок тривалого зберігання не виявило ознак старіння.

Результати металознавчих досліджень свідчать про можливість використання балок мобілізаційного резерву, тривалого зберігання, для проектування прогонових будов мостів.

2.3. Відповідність наявних на зберіганні конструкцій сучасним вимогам по тимчасовим навантаженням

Типовий проект сортаменту зварних широкополочних двотаврових балок із сталі 15ХСНД та прогонових будов із них для тимчасових залізничних мостів під навантаження Н-6 (Типовой проект, 1962) був розроблений у 1959 році та коректувався у 1961 році.

Під час проектування діяли норми 1947 року та 1962 року, відповідно ТУПМ – 47 (ТУПМ-47, 1948) та СН-200-62 (СН 200-62, 1961). В 1984 році були введені норми проектування СНиП 2.05.03-84* Мости і труби (СНиП 2.05.03-84*, 1984) які значно підвищували інтенсивність перспективного залізничного навантаження С14 на 50%, проте реальне навантаження на залізниці збільшилось приблизно на 10-12 %.

У зв'язку із особливостями сучасної війни, військові перевезення у прифронтовій зоні відбуваються переважно автомобільним транспортом без створення великих баз та складів, робота залізниці в зоні досягання артилерії противника, в переважній більшості, не відбувається, або значно обмежена. Тому, як бачимо з досвіду застосування цих конструкцій вони використовувались для відновлення та забезпечення руху автомобільного транспорту.

При перерахунку залізничного навантаження на автомобільне (Ключник, С. В., & Горбатюк, Ю. М., 2022) – розрахункове автомобільне

навантаження прогонових будов виготовлених з використанням цих балок еквівалентне Н30.

Зараз документом, який визначає тимчасові вертикальні навантаження від рухомого складу, є ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту мости та труби навантаження і впливи (ДБН В.1.2-15:2009, 2009). Навантаження від автомобільного транспорту приймається у вигляді смуг навантаження. Для автомобільних доріг I, II і III категорій, міських автомагістралей і магістральних вулиць загальноміського значення, а також для мостів довжиною понад 200 м незалежно від їхнього розташування приймається навантаження НК-100, для всіх інших автомобільних доріг та вулиць населених пунктів – НК-80 (ДБН В.1.2-15:2009, 2009).

В Україну надходить військова та спеціальна техніка західних зразків, постає питання її транспортування, розгортання та у разі необхідності евакуації. Важливим є аналіз навантажень, що можуть діяти на штучні транспортні споруди у військовий час.

Наприклад, вага танку Leopard 2 – 62 т, Abrams (в залежності від модифікації) – 61,3 т, до цього треба додати вагу додаткового обладнання, можливо, додаткового боєкомплекту і отримуємо завдання перевести вантаж вагою до 70 т.

Переміщення важкої техніки на великі відстані своїм ходом є недоцільним, тому найбільш популярним способом транспортування військової гусеничної техніки до передової є використання спеціальних тягачів з причепами або напівпричепами підвищеної вантажопідйомності.

З відкритих джерел інформації відомо, що до тягачів, які є на забезпечені Збройних Сил України відносяться МАЗ-537, радянського виробництва, сучасні, вітчизняні КрАЗТ17.0ЕХ «Титан-02», КрАЗ-6446 тип 3. Також анонсовано надходження американських тягачів OSHKOSH M1070 з напівприцепом M1000. Не виключено використання цивільних тягачів необхідної потужності та напівприцепів, причепів, тралів відповідної

вантажопідйомності, на ринку вантажоперевезень в нашій державі є пропозиції по перевезенню вантажів до 120 т.

Найважчі тягачі МАЗ-537 вагою до 23 т та OSHKOSH M1070 – 20,6 т, власна вага напівпричепів, наприклад M1000, складає майже 23 т. Так по дорозі буде рухатися тягач з причепом (напівпричепом) та корисним вантажем, загальною вагою до 120 т. Кількість осей тягача від 3 до 4, причепів, напівпричепів – від 2 до 10.

Розглянемо один із варіантів перевезення танку Abrams тягачем OSHKOSH M1070 з причепом M1000 (рис. 2.9).

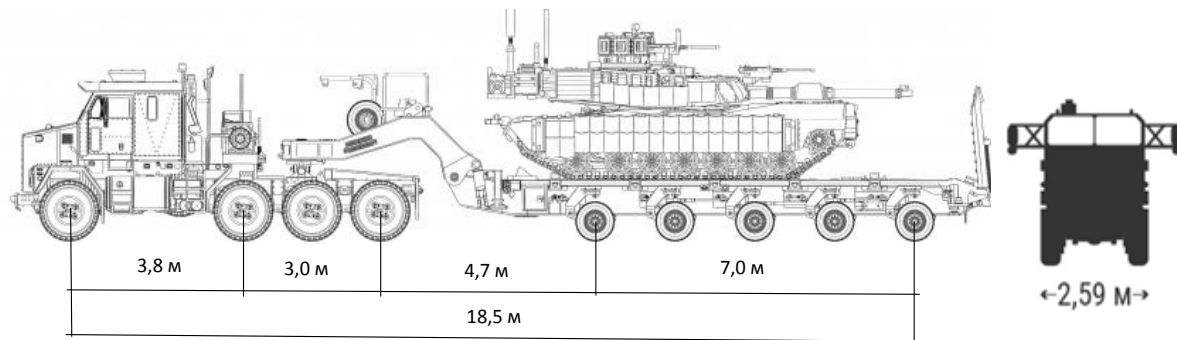


Рисунок 2.9. Схема розподілу навантаження при перевезенні важкого танку.

(тези конференції, Гернич, 2023)

Вантажопідйомність тимчасових мостів в країнах членах НАТО описано в стандарті STANAG 2021 (AEP-3.12.1.5/STANAG 2021:2017 (ed. 8), 2017) визначається номером військової класифікації вантажопідйомності (MLC), що встановлює безпечний обсяг навантаження представлений різними видами транспортних засобів, який може витримати дана конструкція. З розвитком бронетехніки та збільшенням ваги танків зросли вимоги до вантажопідйомності мостів. Протягом останніх двох десятиліть вимоги до вантажопідйомності значно зросли, від MLC 70T до MLC 100T і MLC 110W (Donaldson, P., 2017) (Т вказує на гусеничні транспортні засоби, а W - на колісні), а в особливих випадках, таких як понтонні мости, навіть до MLC120W.

Для штучних транспортних споруд важливим є відстань розподілення навантаження та кількість осей спирання. При визначенні класу навантаження

необхідно також враховувати довжину прогону (довжину завантаження лінії впливу).

Таким чином навантаження, які зараз повинні витримувати транспортні споруди, у тому числі тимчасові, на напрямках розгортання військ, відповідають визначеним вітчизняним навантаженням А15, НГ-60, НГ-80, НК-80, НК-100 (ДБН В.2.3-4:2015, 2015) (рис. 2.10.).

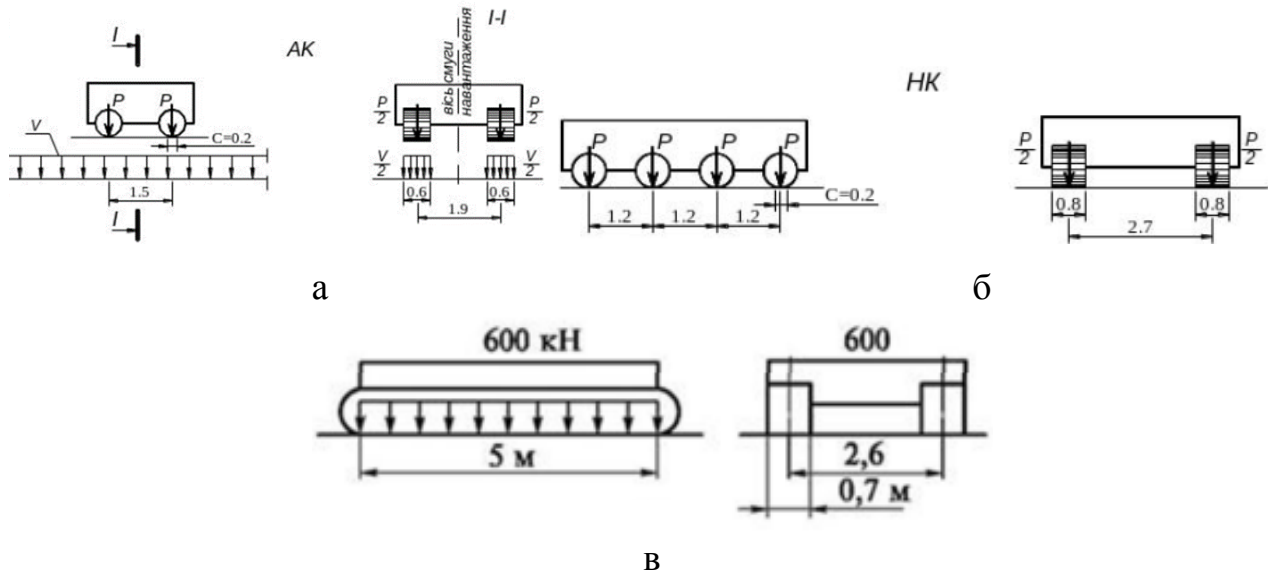


Рисунок 2.10. Схема тимчасового навантаження:

а - АК, б - НК, в - НГ-60

(із ДБН, 2009)

2.4. Напруження та деформації прогонових будов тимчасових мостів із зварних широкополочних двотаврових балок

При проектуванні тимчасових мостів можливо введення обмежень по навантаженню від транспортних засобів і швидкості їх руху, також можливо не дотримуватись вимог забезпечення плавності руху. Головне - це забезпечення надійності конструкції, безпечної її експлуатації.

Загальноприйнятим методом розрахунку елементів споруд є метод граничних станів, який ґрунтується на визначенні їх граничних станів. Граничний стан – це стан споруди або її елемента, за межами якого вони не відповідають вимогам експлуатації. Розглядаються дві групи граничних станів (ДБН В.2.3-22:2009, 2009), за межами яких споруда або її елемент не задовольняє вимоги експлуатації: граничні стани I групи (аварійне руйнування

конструкції); граничні стани II групи (ускладнення або зупинення нормальної експлуатації).

Розрахункові допустимі напруження в зазначених балках (Типовий проект, 1962): при врахуванні основних сил $R_y=235$ МПа; при врахуванні основних і допоміжних сил $R_y=275$ МПа.

Прогини прогонових будов повинні бути пружними. Як визначено у нормативних документах вертикальні прогини прогонових будов від рухомого складу для міських і автодорожніх мостів не повинні перевищувати $L/400$ (ДБН В.2.3-22:2009, 2009), де L – розрахунковий прогін, м. Однак, для однопрогонових розрізних і нерозрізних балкових прогонових будов допускається збільшувати граничні значення прогинів на 20 %.

Таким чином, у разі застосування прогонових будов з $L=18,00$ м, величина граничного вертикального прогину $1,2 \times 18,00 / 400 = 0,054$ м.

Висновки до 2 розділу

1. Зважаючи на широке застосування прогонових будов виготовлених за типовими проектами розроблені ефективні способи їх монтажу в прогін з урахуванням місцевих умов, наявних сил та засобів.

2. Наявний матеріальний ресурс балок тривалого зберігання, не зважаючи на свій вік, відповідає заявленим характеристикам.

3. Навантаження які повинні витримувати транспортні споруди, у тому числі тимчасові, на напрямках розгортання військ відносяться до найвищих зазначених у вітчизняній нормативній літературі НГ-60, НГ-80, НК-80, НК-100.

4. Доцільним є створення нових систем та покращення роботи існуючих конструкцій для пропуску навантаження використовуючи наявний матеріальний ресурс.

3. РОБОТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТУ ПІСЛЯ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

3.1 Мета дослідження, постановка завдань.

Сучасні тенденції мостобудування пов'язані з використанням нових високоміцних матеріалів, удосконаленням конструктивних форм та методів розрахунку, що призводить до полегшення конструкцій та відповідно зменшенню їх жорсткості, підвищенню чутливості до динамічних впливів. В свою чергу сталезалізобетонні прогонові будови мостів мають, порівняльно, більшу жорсткість. Залишається актуальним збереження й розвиток існуючих мостових споруд, можливість використання прогонових будов, запроектованих та виготовлених за типовими проектами в другій половині минулого століття для задоволення сучасним вимогам.

Метою дослідження було визначення величин напружень в елементах конструкції, деформацій головних балок існуючої сталезалізобетонної прогонової будови під дією навантаження.

Для досягнення сформульованої мети потрібно розв'язати такі завдання:

1. Проведення обстеження існуючого мостового переходу в цілому та сталезалізобетонної прогонової будови окремо визначені умови та особливості її експлуатації.

2. Проведення статичних випробувань при встановленні випробувального навантаження в положення, при яких в випробувальних елементах повинні виникати найбільші напруження та деформації.

3. Проведення динамічних випробувань, вимірювання частот власних та вимушених коливань прогонової будови, визначення динамічних прогинів головних балок, величин декрементів коливань.

4. Проведення аналізу отриманих результатів, формулювання висновків стосовно роботи сталезалізобетонної прогонової будови після тривалого періоду експлуатації.

3.2. Порядок проведення дослідження

Роботи виконані ГНДЛ штучних споруд Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Досліджено

було однопрогінний сталезалізобетонний міст з їздою на баласті споруджений у 1973 році на ділянці дороги Кривий Ріг – Сортувальна – Апостолове. Міст розташований на прямій з повздовжнім ухилом $i=1,5\%$ в бік Кривого Рогу.

У 1961 році за проектом розробленому Дніпрогіпротрансом на постійному обході в зоні Південного водосховища замість існуючої на той час залізобетонної труби отвором 3 м був споруджений однопрогінний сталезалізобетонний міст з їздою на баласті. Опори мосту відразу були спорудженні під дві залізничні колії. Прогонова будова була встановлена під одну колію залізниці яка на той час існувала, прогін був перекритий типовою зварною прогоною будовою з їздою на баласті $L_p=33,6$ м проектування Трансмостпроекта 1956 року (інв.№7577) з монолітною залізобетонною плитою.

В 1973 року, у зв'язку з проектуванням другої колії на вказаній ділянці залізниці, Дніпрогіпротрансом був розроблений проект металевого мосту з їздою на баласті під другу колію. Повна довжина мосту $L_n=47,3$ м, розрахункова довжина прогону $L_p=33,6$ м

У відповідності з вимогою Гіпропроекта, під мостом влаштований бетонний лоток отвором 3,0 м з відміткою дну 88,0 м. Існуюча до цього залізобетонна труба була частково розібрана, залишена частина труби була, що опинилася під конусами насипу, забита ґрунтом, а по кінцям її влаштовані бетонні екрани товщиною 80 см.

Насипи підходів відсипані з місцевих ґрунтів. Відкоси конусів вздовж мосту мають ухил 1:2 і нижче відмітки 98,27 закріплені залізобетонними плитами розміром 5X5 м товщиною 20 см. Вище відмітки 98,27 конуса мають закріплення на щєбні, а насип підходів вкрита бутовим камінням.

Основні відмітки мостового переходу, абсолютні в Балтійській системі висот:

Відмітка дну бетонного лотка	- 88,0
Відмітка горизонту меженних вод ГМВ	- 91,0
Відмітка горизонту високих вод ГВВ	- 96,5

Відмітка верху підферменників	- 98,03
Низ конструкції	- 98,55
Підшва рейки	- 101,97

Відстань між осями колій (повздовжніми осями прогонових будов мосту) дорівнює 435 см.

Берегові опори мосту (стояни) обсипного типу, з залізобетонними крилами, виконані на високому палевому ростверку. Палі - металеві, трубчасті $d_n=337$ мм, довжиною 15,75 м. В середині труб встановлений арматурний каркас і заповнено бетоном класу В25. Застосування металевих трубчастих паль обумовлено високою агресивністю ґрунтових вод, що не допускає використання бетону. Похилі ряди паль мають ухил 1:4.

Цільноперевозима прогонова будова $L_p=33,6$ м, $L_p=34,2$ м була виготовлена за проектом Ленгипротрансмоста (інв. №133411) під залізничне навантаження С14. Головні балки - цільнозварні зі сталі 15ХСНД, об'єднанні між собою повздовжніми та поперечними зв'язками (рис.3.1.). Оглядові пристосування виготовлені у вигляді металевих сходів в рівні нижніх поясів головних балок з зовнішньої сторони. Для переходу з прогонової будови на підферменні майданчики з кожної сторони влаштовані драбини, які мають перильне огороження.

По фасаді головних балок встановленні тільки вертикальні ребра жорсткості. Висота головної балки – 250 см, відстань між осями головних балок – 200 см, товщина стінки вертикального листа – 12 мм, вага металу прогонової будови – 46,8 т.

Мостове полотно з їздою на баласті, збірна залізобетонна плита баластного корита, виконана із залізобетонних блоків, об'єднаних із верхнім поясом головних балок для сумісної роботи. Матеріал залізобетонних блоків – бетон М 400, стики омонолічені бетоном – М 500.

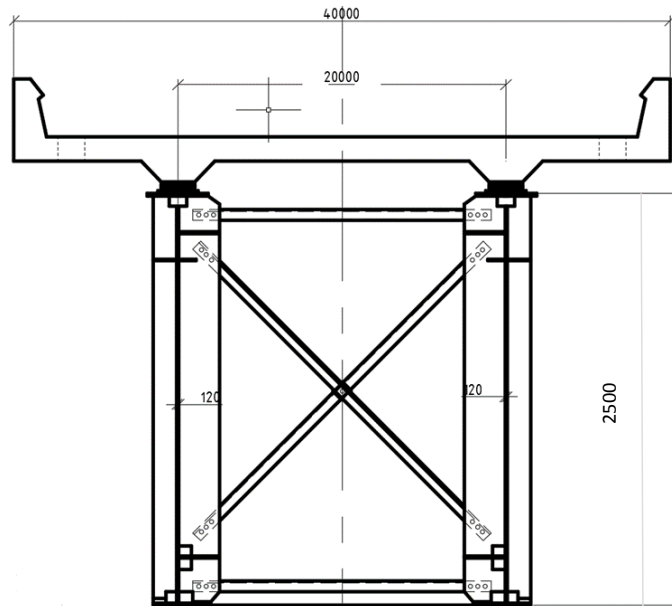


Рисунок 3.1. Поперечний переріз прогонової будови
(із роботи Гернич, 2022)

Опорні частини розроблені інститутом Гіпротрансмост (інв. № 44811) і придатні для районів з помірними кліматичними умовами.

Рухомі опорні частини влаштовані на опорі зі сторони станції Радущне. Конструкція рухомої опорної частини складається із верхнього балансира, шарніра, сектора і плити. Нерухомі опорні частини влаштовані з іншої сторони і складаються з верхнього і нижнього балансирів і шарніру.

Верхні балансири обох типів опорних частин мають суцільний переріз (без ребр). До прогонової будови балансири кріпляться за допомогою болтів. Сектори в рухомих опорних частинах виконані ребристими. Ширина циліндричної поверхні катання дорівнює 260 мм. Нижні балансири нерухомих опорних частин - ребристі і закріплені до підферменних плит анкерними болтами.

Матеріал опорних частин із вуглецевої сталі марки 25Л.

Для захисту рухомих опорних частин від сміття встановлені металеві футляри.

Мостове полотно типової конструкції - на баласті. Баласт - щебінь фракції 30-50 мм. В залізобетонних блоках влаштована цементна підготовка з повздовжнім і поперечним ухилом $i=0,03$, що забезпечує відвід води з

мостового полотна через водовідвідні трубки, які встановлені в кожному 20 блоці. Гідроізоляція укладена поверх цементної підготовки, яка захищає від проникнення вологи в блоки.

Тротуар влаштований з зовнішньої сторони мосту. Тротуарні консолі прикріплені к бортикам залізобетонних блоків, висота перильного огородження 2,5 м. Настил тротуару виконаний із залізобетонних блоків розміром 50x70 см, товщиною 4 см. Площадки укриття не влаштовувались.

На мосту і підходах укладені робочі рейки типу Р65 з довжиною ланок 25м. Стики рейок виконані з типовими 4-х дірковими накладками на чотири болта. Рейки на мосту і підходах прикріплені до дерев'яних шпал костиллями.

Контррейки виконані із старих рейок типу Р50, заведені за задні грані стоянів на 10 м і зведені до вісі колії, в кінці зроблений скіс кінців контррейок. Ланки контррейок об'єднані між собою типовими накладками на чотирьох болтах і пришиті до шпал двома костиллями без підкладки. Шпали соснові оброблені креозотом. Колія на мосту і підходах закріплена від уgonу типовими пружинними протиугонами.

При проведенні статичних випробувань в якості випробувального навантаження використовувався зчеп, сформований з двох, розташованих по кінцях, електровозів типу ЧС – 2, вагону – лабораторії та чотирьох завантажених до повної вантажопідйомності чотирьохвісних напіввагонів. При випробуваннях навантаження встановлювалось на прогоновій будові в положення, при яких в випробувальних елементах повинні виникати найбільші напруження та деформації $P_1 = 20,5$ т, $P_2 = 22$ т (рис. 3.2).

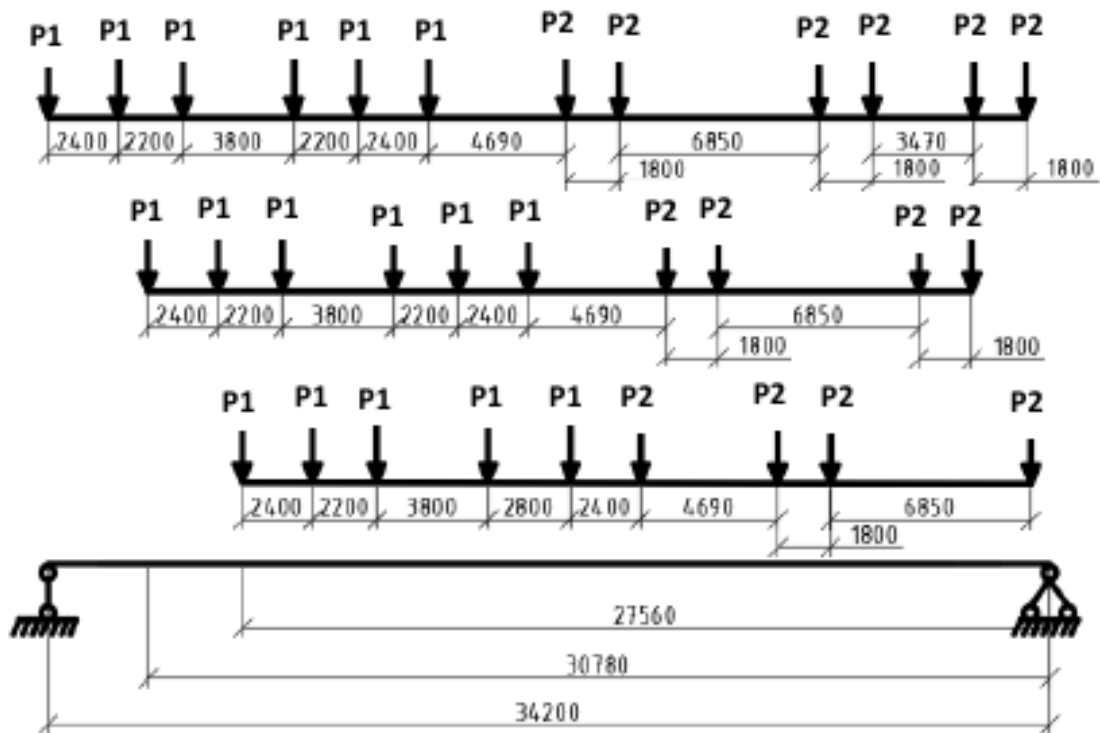


Рисунок 3.2. Схема завантаження прогонової будови при статичному випробуванні
(із роботи Гернич, 2022)

Для вимірювання фібрових деформацій в елементах прогонової будови використовувались тензорезистори наклеєні на поверхню елементів прогонової будови. Вимірювальний комплекс при статичних і динамічних випробуваннях окрім датчиків-перетворювачів (тензорезисторів) включав перехідний блок з двома спайдерами і ноутбук (рис. 3.3.).



Рисунок 3.3. Вимірювальний комплекс
(із роботи Гернич, 2022)

Аналогові електричні сигнали від тензорезисторів через екрановані кабелі подавались на Спайдери, де перетворювались в цифрові сигнали, які після підсилення подавались в пам'ять ноутбука. Прогини балок реєструвалися прогиномірами Аістова типу 6 ПАО з точністю вимірювань 0,01 мм.

Схема встановлення вимірювальних приладів (рис. 3.4.), дає можливість визначити напружено-деформований стан прогонової будови. Прилади №1÷6 – це тензорезистори встановлені в середині прогону, прилади №7÷10 – прогиномірами Аістова типу 6 ПАО (№9 та №10 встановлені в чверті прогону на відстані 8,4 м від рухомої опорної частини).

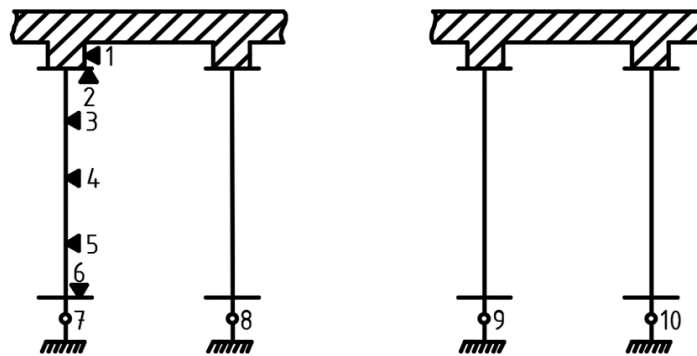


Рисунок 3.4. Схема встановлення вимірювальних приладів
(із роботи Гернич, 2022)

З метою визначення горизонтальної жорсткості прогонової будови були виміряні переміщення окремих точок мосту за допомогою індикаторів (месур) з ціною поділок 0,01 мм від статично прикладеного навантаження в горизонтальній площині відносно поруч розташованої прогонової будови (рис. 3.5.).

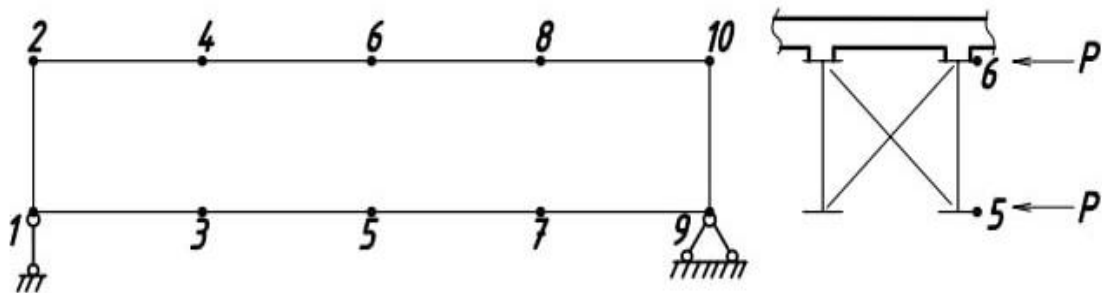


Рисунок 3.5. Схема встановлення приладів при визначенні горизонтальної жорсткості (із роботи Гернич, 2022)

Під час проведення динамічних випробувань, вимірювань частот власних та вимушених коливань в якості навантаження використовувався вищезазначений зчеп, який виконував «човникові» заїзди зі швидкістю 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 117 км/год. При кожній швидкості проводилось від 6 до 12 заїздів.

3.3. Результати досліджень

Під час обстеження мостового переходу детальну увагу було приділено підмостовому руслу, опори, опорні частини, прогонові будови, мостове полотно, колії на мосту та підходах.

Під час проведення обстеження стан берегових опор був задовільний, тріщини в підферменних плитах, тілі опори відсутні.

Опорні частини засмічені і нерегулярно очищаються від сміття. Поверхні опорних частин потребують фарбування, шарніри, сектори по площиннам катання, нижче плити не змащені графітовим мастилом. При огляді рухомих опорних частин були виявлені перекося секторів, які були змінені в площині нижньої плити.

Мостове полотно на мосту і підходах у задовільному стані. Окремі шпали мають значні механічні пошкодження, повздовжні тріщини. Шпальні ящики засмічені, баластна призма на мосту не сформована. Робочі рейки мають виробу 2 мм. Болти в вкладках по стикам робочих рейок затягнуті. Колія на мосту пришта на п'ять костелів, більшість з яких не тримають міцно.

Тротуар на мосту засипаний щебнем баласту.

Помітний незадовільний стан підходів до мосту, значні просадки колії на підходах.

Дефектів які могли впливати на роботу прогонової будови і тим самим на вантажопідйомність мосту та безпеку руху не виявлено.

Утворення тріщин в залізобетонних блоках в місцях омонолічувань та клеєвих з'єднаннях не виявлено. Для забезпечення нормальної експлуатації мосту і попередження розвитку корозії нижніх поясів головних балок та

горизонтальних повздовжніх зав'язків організований регулярний догляд та очищення цих елементів від сміття.

В процесі статичних випробувань за трьома схемами навантаження на прогонової будові фіксувались величини зазначені в таблиці 1, а саме: фіброві деформації у верхньому, нижньому поясах, а також у трьох точках (по висоті) вертикального листа в середині прогону (прилади 2, 3, 4, 5, 6); фіброві деформації в бетоні плити – в місці прикріплення до балки (прилад 1); вертикальні прогини в четвертях та в середині прогону (прилади 7, 8, 9, 10). Фіброві деформації автоматично перераховувались в напруження.

Таблиця 1

№ приладу	Схема завантаження			Розмірність величин
	1	2	3	
1	-1,18	-1,76	-1,47	МПа
2	-4,90	-5,88	-3,92	МПа
3	0	0	0	МПа
4	12,75	15,40	12,65	МПа
5	15,00	14,42	12,94	МПа
6	39,82	41,87	38,15	МПа
7	12,15	12,36	12,13	мм
8	13,50	13,70	13,50	мм
9	8,08	7,60	7,20	мм
10	9,00	9,35	9,20	мм

Як видно з результатів випробувань найбільші напруження в елементах прогонової будови виникли при схемі навантаження 2. Нейтральна вісь перерізу проходить через т. 3, за рахунок включення в сумісну роботу металевої балки та залізобетонної плити проїзду. Вертикальні переміщення пружні відповідають нормативним значенням. Однак слід зазначити, що вертикальні прогини в т.8, 10 дещо більші ніж в т.7, 9, це говорить про те, що вісь колії на мосту зміщена від проектного положення.

Результати вимірювання горизонтальних переміщень точок прогонової будови при статичних навантаженнях приведені в таблиці 2. Переміщення на опорах не були виявлені, тому в таблицю не включені.

Сила Р, кН	Переміщення, мм (сила прикладена в т.5)					
	т. 3	т. 4	т. 5	т. 6	т. 7	т. 8
22	0,25	0,15	0,45	0,20	0,25	0,20
44	0,55	0,30	1,00	0,40	0,55	0,30
88	1,00	0,65	2,20	0,90	1,15	0,62
110	1,70	0,90	2,95	1,25	1,55	0,89

Як видно при центральному прикладанні сили Р в т.5 (рис. 3.5) пружні деформації прогонової будови в горизонтальній площині майже симетричні, переміщення в т.3 схожі з переміщеннями в т.7, так само переміщення в т.4 схожі з переміщеннями в т.8.

При вивченні впливу динаміки прогонової будови на коливання рухомого складу один з вагонів був обладнаний датчиками для фіксування вертикальних сил V , що передаються від обресореної частини екіпажу на кожне колесо, горизонтальних зусиль H , що діють на кожну вісь, вертикальних деформацій Z , трьох пружинних комплексів. При динамічних випробуваннях безперервні вимірювання приладами дали змогу побачити, в подальшому, рух вагона – еталону на підході до мосту, на прогоновій будові і за мостом, звичайно, під час випробувань автоматично фіксувались моменти виїзду на міст та з'їзду з нього.

Графічно висвітлено залежність від швидкості руху значень горизонтальних сил H (рис. 3.6), вертикальних сил V (рис. 3.7), деформацій пружинних комплектів Z (рис. 3.8). На всіх графіках криві 1 – рух еталонного вагону перед мостом, 2 – по мосту, 3 – за мостом, 4 – рух по колії на підході до мосту.

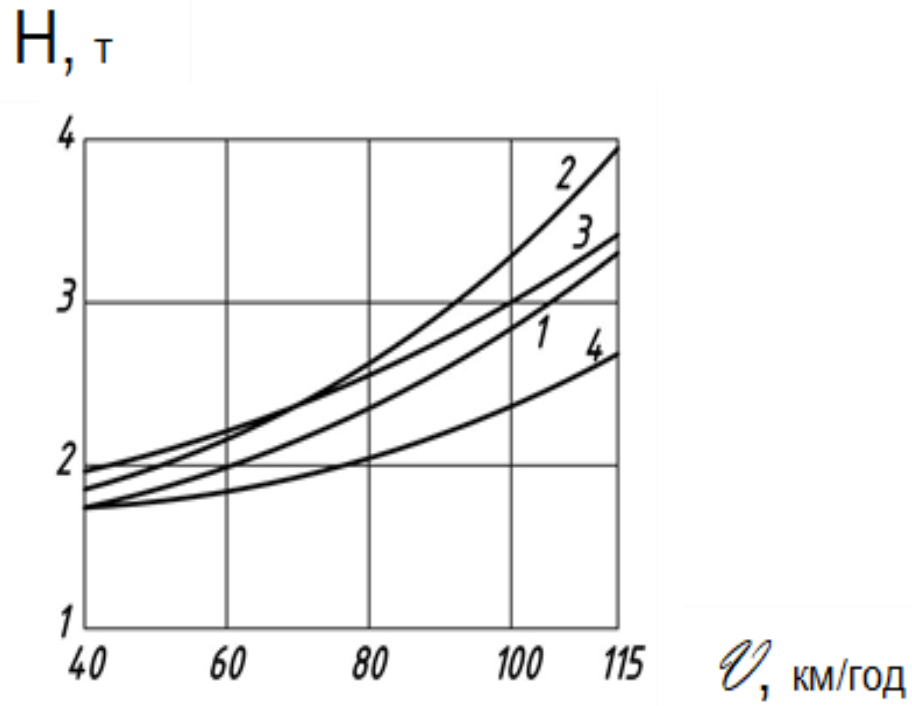


Рисунок 3.6. Залежність горизонтальних сил від швидкості руху потягу

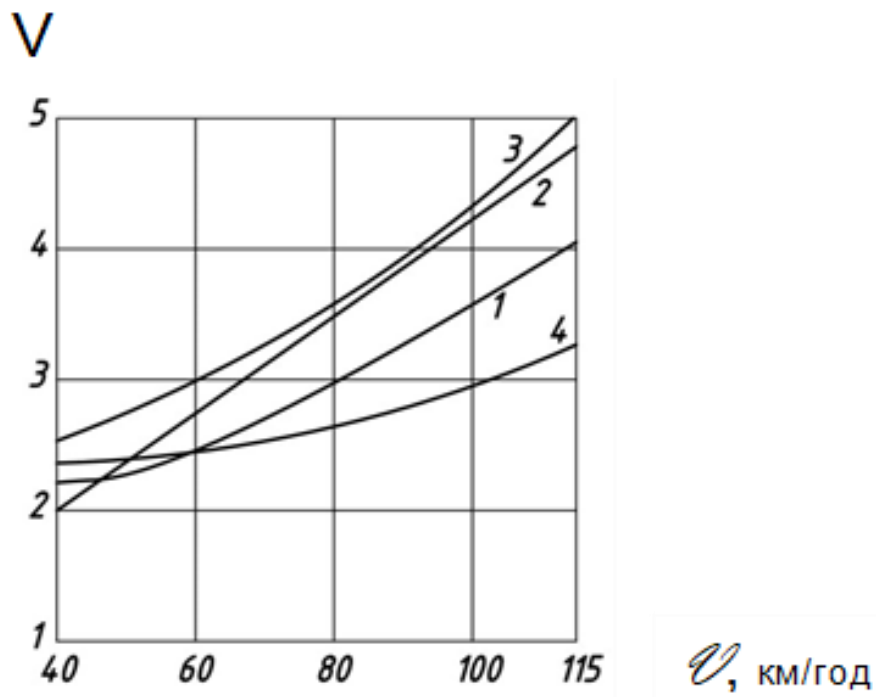


Рисунок 3.7. Залежність вертикальних сил від швидкості руху потягу

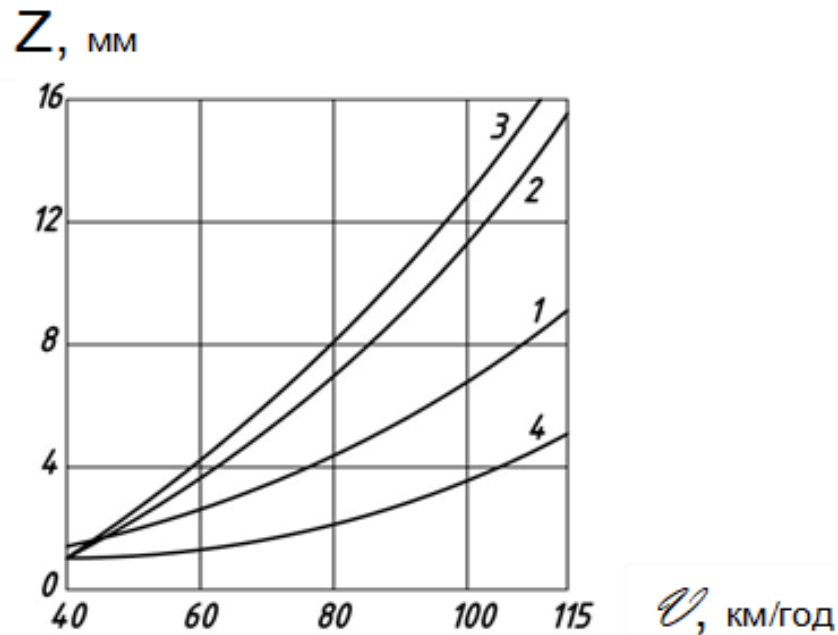


Рисунок 3.8. Залежність деформації пружинних комплектів від швидкості руху потягу

Як видно з графіків при збільшенні швидкості руху від 50 до 117 км/год вертикальні сили збільшуються в 2,1 рази на мосту і в 1,8 рази на підходах до нього, в той же час горизонтальні сили в 1,9 та в 1,7 рази відповідно. Найбільш чутливі до зміни швидкості руху потягу деформації пружинних комплектів, які на мосту, у вказаному діапазоні швидкостей, збільшуються в 9,7 рази, а перед ним в 5,6 рази.

Значні збудження отримані при русі по мосту пояснюється не силами взаємодії мосту з рухомим складом, тобто не коливаннями самої прогонової будови, а наявністю значних передмостових нерівностей колії в вертикальній площині, при проходженні яких рухомий склад зазнає збудження, що продовжуються в вагоні при русі по мосту. Подібні значні нерівності зустрічаються досить часто, підходи до мосту повинні бути рівномірними, тому оцінку динамічних якостей слід виконувати з урахуванням руху потягу на підходах де часто є передмостові ями. Самі прогонові будови подібної конструкції та прогону не впливають на коливання рухомого складу.

Основні результати динамічних випробувань після обробки наведені в таблиці 3.

№ з/п	Найменування величин	Одиниці виміру	Величина
1	Частота власних вертикальних коливань	Гц	4,60
2	Частота власних горизонтальних коливань	Гц	4,60
3	Декремент вертикальних коливань	-	0,25÷0,32
4	Декремент горизонтальних коливань	-	0,27÷0,3
5	Динамічний коефіцієнт	-	1,13

Розрахунковий період власних горизонтальних поперечних коливань для сталезалізобетонних прогонових будов залізничних мостів має бути не більше $0,01L$ і не перевищувати 1,5 с (ДБН В.2.3-22:2009, 2009), в нашому випадку 0,336 с, що відповідає частоті коливань 2,97 Гц. Експериментальні значення 4,60 Гц отримано за 1 формою власних коливань. Інші форми власних коливань не виявлені, що проблематично при не достатньо великій величині прогону та великій жорсткості сталезалізобетонної конструкції (Редченко, В. П., 2017).

Декремент коливань найбільше залежить від матеріалу конструкції і для будівельних конструкцій в більшості випадків становить:

- для сталевих конструкцій $\delta=(0,04...0,15)$;
 - для напружених залізобетонних конструкцій $\delta= (0,07...0,25)$;
 - для ненапружених залізобетонних конструкцій $\delta=(0,15...0,45)$
- (Редченко, В. П., 2010).

Експериментальні значення декременту коливань сталезалізобетонної прогонової будови становлять в горизонтальному напрямі $0,27\div0,32$, в вертикальній площині $0,27\div0,3$, що відповідає нормальній роботі конструкції при сумісній роботі конструкції та достатню жорсткість. На результати також впливає однопрогінність моста, та сили тертя в опорних частинах.

Динамічний коефіцієнт відповідає нормативним значенням для елементів сталевих та сталезалізобетонних прогонових будов, (крім основних елементів головних ферм нерозрізних прогонових будов) незалежно конструкції мостового полотна (на баласті або поперечках):

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1,28$$

де, $\lambda = 33,6$ м, розрахункова довжина прогону (довжина завантаження лінії впливу).

Отримане експериментальне значення динамічного коефіцієнту 1,13 свідчить про достатній запас міцнісних характеристик прогонової будови, належний експлуатаційний догляд та вплив сумісної роботи металевої балки та залізобетонної плити.

Висновки до 3 розділу

1. В результаті статичних і динамічних випробувань отримані данні, які свідчать про несучу здатність та деформаційні якості сталезалізобетонної прогонової будови мосту після тривалого періоду експлуатації.

2. Знайдені значення прогинів, частот власних вертикальних і горизонтальних коливань вказують на те, що сумісна робота сталевий балки та залізобетонної плити забезпечена в достатній мірі та відповідає аналітичним припущенням.

3. Проведена перевірка роботи несучих конструкцій сталезалізобетонної прогонової будови залізничного мосту в експериментальному режимі під навантаженням від рухомого складу, перевірка якості будівельно-монтажних робіт та забезпеченням безпеки руху і довговічності споруд залізничного проїзду.

4. Сталезалізобетонні споруди відповідають закладеним аналітичним припущенням та здатні забезпечувати стабільну роботу протягом тривалого часу.

4. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПРОГОНОВИХ БУДОВ ВИГОТОВЛЕНИХ З ЗВАРНИХ ШИРОКОПОЛОЧНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК ДОВГОТРИВАЛОГО ЗБЕРІГАННЯ

4.1. Напрями проведення аналізу напружено-деформованого стану прогонових будов з використанням зварних широкополочних двотаврових балок

Для подальших досліджень напружено–деформованого стану прогонових будов виготовлених із зварних широкополочних двотаврових балок $L_p = 18,53$ м (Типовой проект, 1962). обрано два основних напрямки: перший – зміна характеристик поперечного перерізу прогонової буди; другий – зміна розрахункової схеми прогонових будов.

Заміна характеристик поперечного перерізу прогонової будови, включала розгляд таких варіантів:

1. Дві балки з дерев'яним мостовим полотном.
2. Дві балки з залізобетонною плитою проїзної частини не включеною в сумісну роботу з балками.
3. Дві балки з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з балками (сталезалізобетонна прогонова будова).
4. Чотири балки об'єднані в сумісну роботу залізобетонною плитою різної товщини.

При заміні розрахункової схеми прогонових будов були використанні такі варіанти виконання:

1. Нерозрізна двохпрольотна прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном (два двотаври в перерізі).
2. Нерозрізна трьохпрольотна прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном (два двотаври в перерізі).
3. Нерозрізна двохпрольотна прогонова будова з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з балками (сталезалізобетонна прогонова будова), (два двотаври в перерізі).

4. Нерозрізна трьохпрольотна прогонова будова з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з балками (сталезалізобетонна прогонова будова), (два двотаври в перерізі).

5. Нерозрізна двохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова під дві смуги руху (чотири двотаври в перерізі).

6. Нерозрізна трьохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова під дві смуги руху (чотири двотаври в перерізі).

Усі моделі попередньо підготовлені в програмному забезпеченні Autodesk AutoCAD та виконані у 3D із використанням об'ємних тіл. Розрахунки виконанні у програмному забезпеченні ANSYS в модулі Mechanical.

4.2. Напружено-деформований стан при зміні характеристик поперечного перерізу прогонової будови

4.2.1. Напружено-деформований стан двох балок з дерев'яним мостовим полотном.

Цей варіант виконання прогонової будови з використанням балок, що досліджуються, зараз широко застосовуються на об'єктах будівництва (відновлення) транспортних споруд.

При створенні моделі товщина та ширина листів головних балок мають мінімальний розмір скінченого елемента 20 мм, довжина скінченого елемента вздовж балок складає 70 мм. Загальна кількість елементів становить 111090 та 631764 вузлів (рис.4.1.). Така деталізація є досить точною, що у порівнянні із менш точною моделлю 93208 елементів має розходження у результатах менш ніж 0.03%.

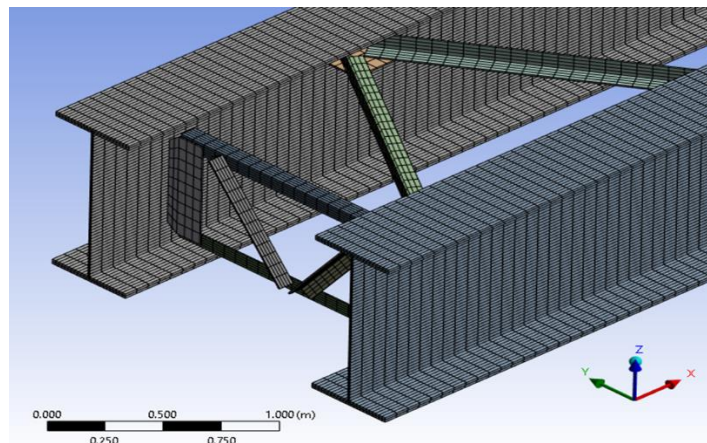


Рисунок 4.1. Розподіл головних балок на скінчені елементи

Тимчасове навантаження розміщено згідно правил поперечної розстановки та прикладено на балки із врахуванням дійсного ексцентриситету смуг руху відносно до вісей балок.

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом $\gamma_c=1,1$.

Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага дерев'яного мостового полотна 1.59 кН/м на одну балку із врахованим коефіцієнтом $\gamma_c=1,2$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 3,53 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45,18 кН/м на смугу із врахованими коефіцієнтами $\gamma_v=1.4$, $1+\mu=1.27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

Результати прогинів беруться всередині прольоту посередині нижніх горизонтальних листів виключаючи вплив на результати від їхнього повороту (рис. 4.2.). Максимальне значення прогину – 28.7 мм.

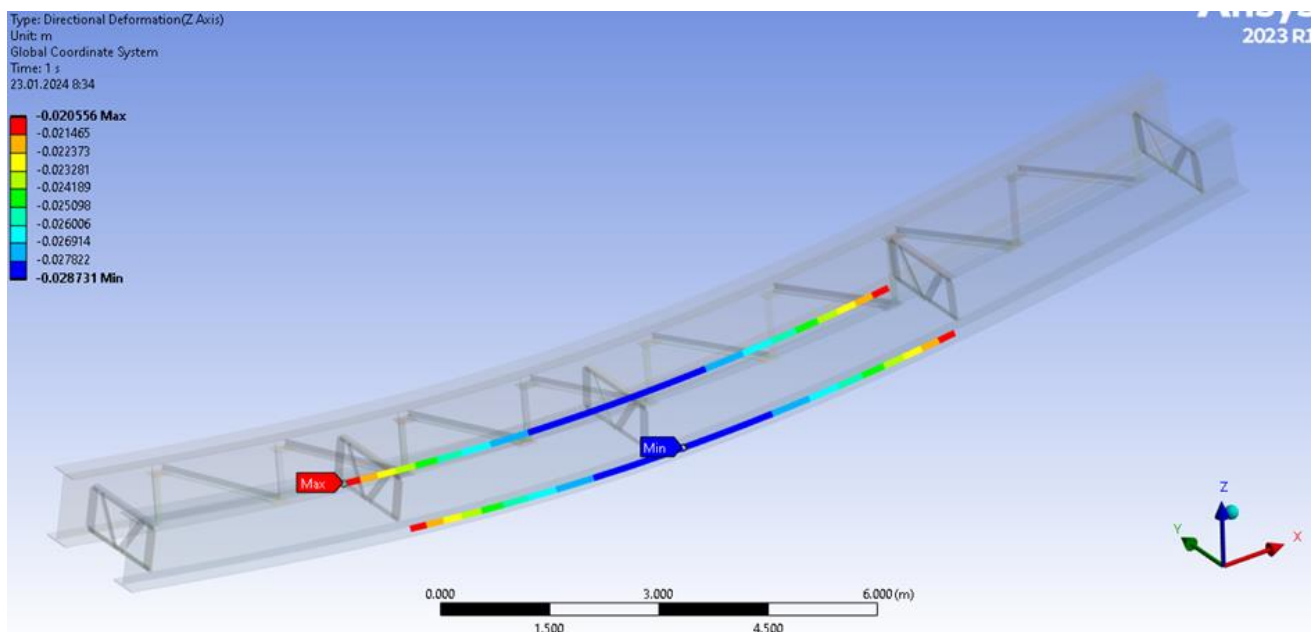


Рисунок 4.2. Визначення прогинів, прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном (дві балки)

Максимальні головні напруження виникають всередині прольоту у нижньому поясі (нижньому горизонтальному листі балки) (рис.4.3.) і становлять – 84,37 МПа.

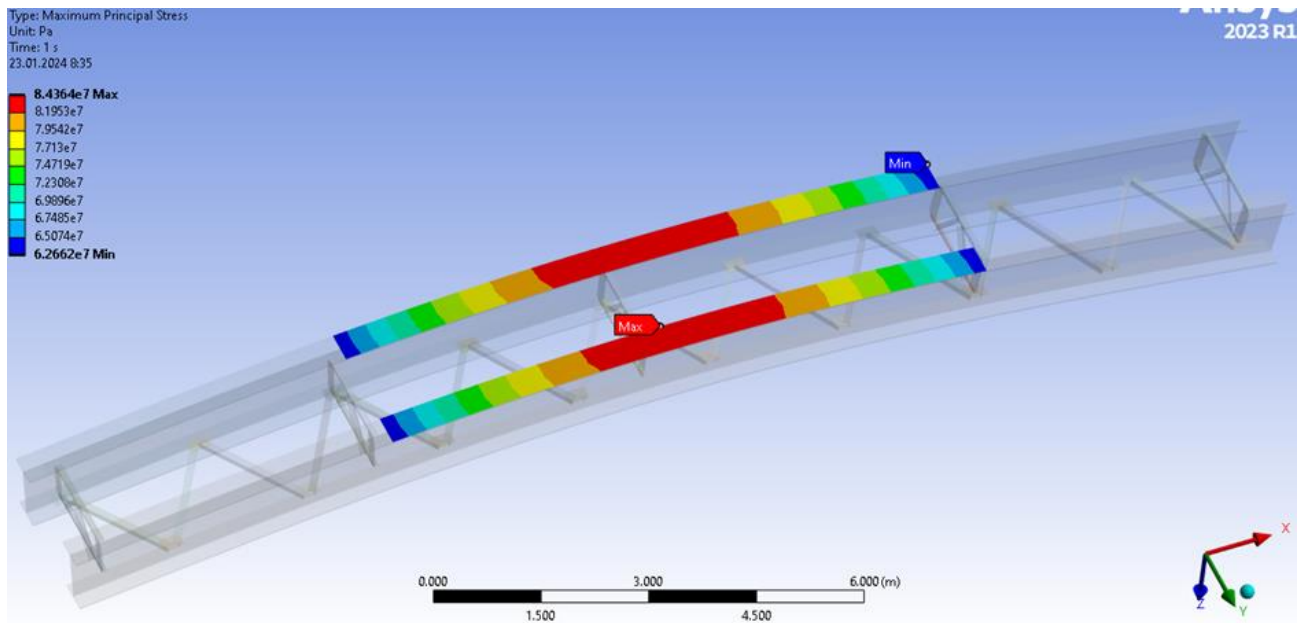


Рисунок 4.3. Визначення головних напружень, прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном (дві балки)

Проміжний висновок: Напружено-деформований стан прогонових будов, виготовлених із зазначених металевих балок з дерев'яним мостовим полотном, забезпечує пропуск тимчасового навантаження еквівалентного Н-30.

При будівництві та експлуатації мостів з використанням прогонових будов з дерев'яним мостовим полотном були виявлені такі недоліки:

- великий обсяг ручної праці, при улаштуванні мостового полотна;
- улаштування мостового полотна займає тривалий час;
- має недостатню надійність при інтенсивному русі транспорту.

Тому пропонується замінити дерев'яне мостове полотно на залізобетонну плиту проїзної частини і дослідити роботу прогонової будови зі зміненими характеристиками поперечного перерізу.

4.2.2. Напружено-деформований стан двох балок з залізобетонною плитою проїзної частини не включеною в сумісну роботу з балками.

Розподіл на скінчені елементи відповідає попередній моделі.

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15.66 кПа;

- власна вага залізобетонної плити шириною 3 м становить 13,78 кН/м на прольот із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,25$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15.31 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45,18 кН/м на смугу із врахованими коефіцієнтом надійності по тимчасовому навантаженню $\gamma_v=1,4$, динамічним коефіцієнтом $(1+\mu)=1,27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

Результати прогинів, так само, беруться всередині прольоту посередині нижніх горизонтальних листів, виключаючи вплив на результати від їхнього повороту (рис. 4.4.). Максимальне значення прогину – 33.6 мм.

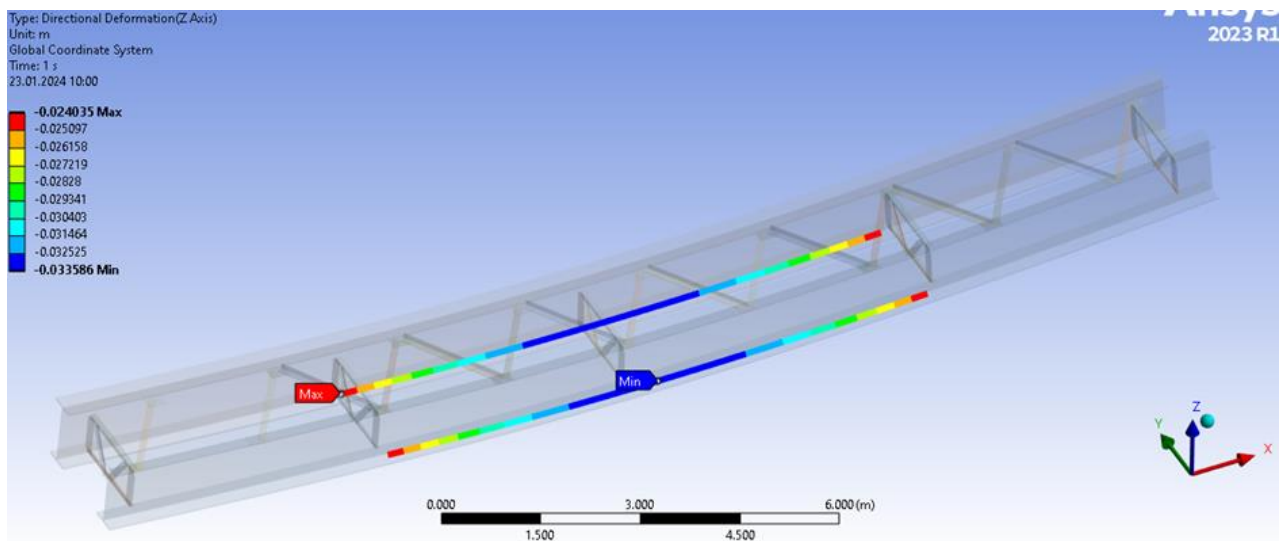


Рисунок 4.4. Визначення прогинів, прогонова будова з залізобетонною плитою проїзної частини (дві балки)

Максимальні головні напруження також виникають всередині прольоту у нижньому поясі (нижньому горизонтальному листі) металевої балки (рис.4.5.) і становлять – 98,63 МПа.

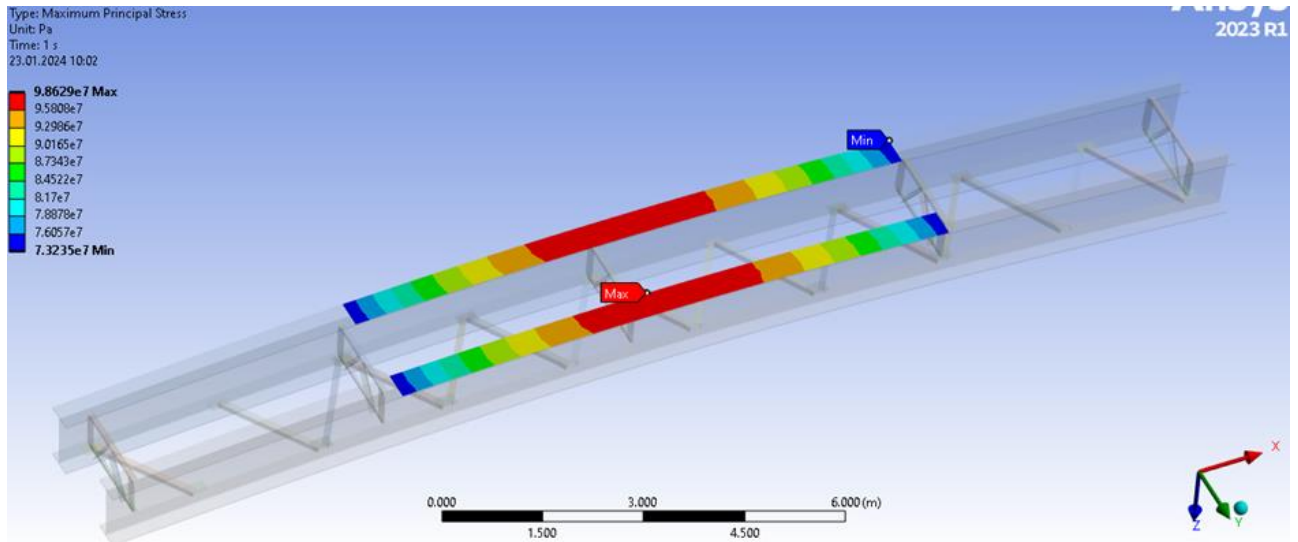


Рисунок 4.5. Визначення головних напружень, прогонова будова залізобетонною плитою проїзної частини (дві балки)

Проміжний висновок: Як помітно за рахунок збільшення власної ваги конструкції (вага залізобетонної плити 15,31 кПа, дерев'яного мостового полотна 3,53 кПа) при використанні залізобетонної плити проїзної частини збільшилися прогини і максимальні напруження в елементах прогонової будови в порівнянні з варіантом улаштування дерев'яного мостового полотна, але вони не перевищують граничнодопустимих значень. Це дає можливість покращити технологічність спорудження прогонової будови за рахунок зменшення кількості ручної праці та підвищити експлуатаційні характеристики проїзної частини.

4.2.3. Напружено-деформований стан двох балок з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з балками.

Прогонова будова, у якій залізобетонна плита проїзної частини включена в сумісну роботу з металевими головними балками, має назву сталезалізобетонна прогонова будова.

Розбивання балок та в'язів на скінчені елементи відповідає попередній моделі. Мінімальний розмір сторони скінчені елемента залізобетонної плити по вертикалі – 40 мм, вздовж прогону – 70 мм (рис.4.6.). Загальна кількість елементів становить 193018 та вузлів 1025733. Така деталізація є досить

точною, що у порівнянні із більш грубою розбивкою плити (152586 елементів в моделі) має розходження у результатах напружень менш ніж 0,01%.

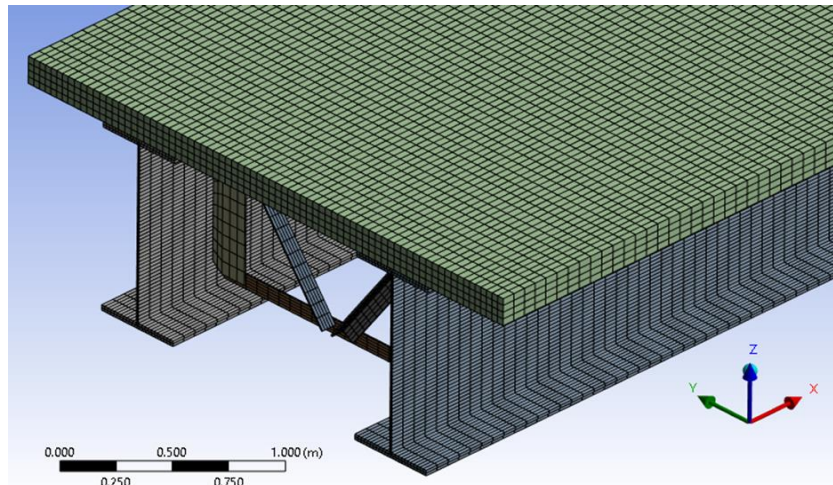


Рисунок 4.6. Розподіл залізобетонної плити на скінчені елементи

Включення залізобетонної плити в сумісну роботу з головними металевими балками конструкції досягається через створення абсолютно жорстких контактів між нижньою площиною залізобетонної плити та верхньою площиною верхніх горизонтальних листів двотаврових балок. Абсолютна жорсткість говорить про максимальну передачу зсувних зусиль між двома матеріалами та моделює повну взаємодію між даними елементами.

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки становить 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага залізобетонної плити шириною 3 м становить 13,78 кН/м на прогін із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1,25$. Розподілений тиск на поверхню плити склав 4,59 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45,18 кН/м на смугу із врахованими коефіцієнтом надійності по тимчасовому навантаженню $\gamma_v = 1,4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu) = 1,27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

Максимальне значення прогину виникає в середині прольоту і становить 18,3 мм (рис.4.7.). Максимальні головні напруження у нижньому поясі (нижньому горизонтальному листі) металевих балок становлять 81,95 МПа (рис.4.8.).

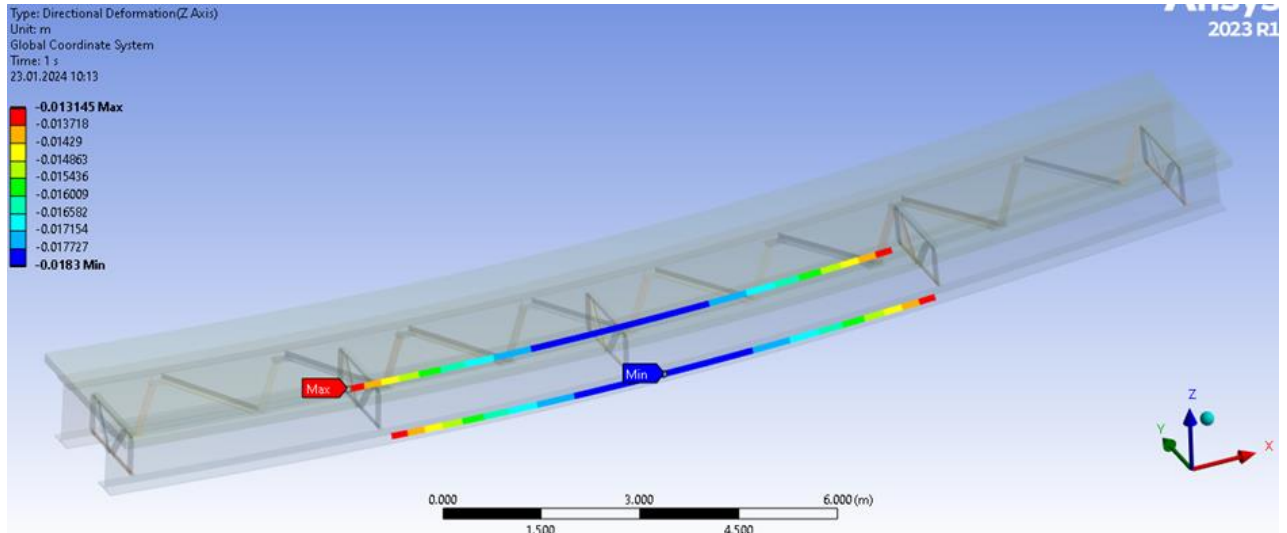


Рисунок 4.7. Деформований стан прогонової будови при включені в роботу залізобетонної плити

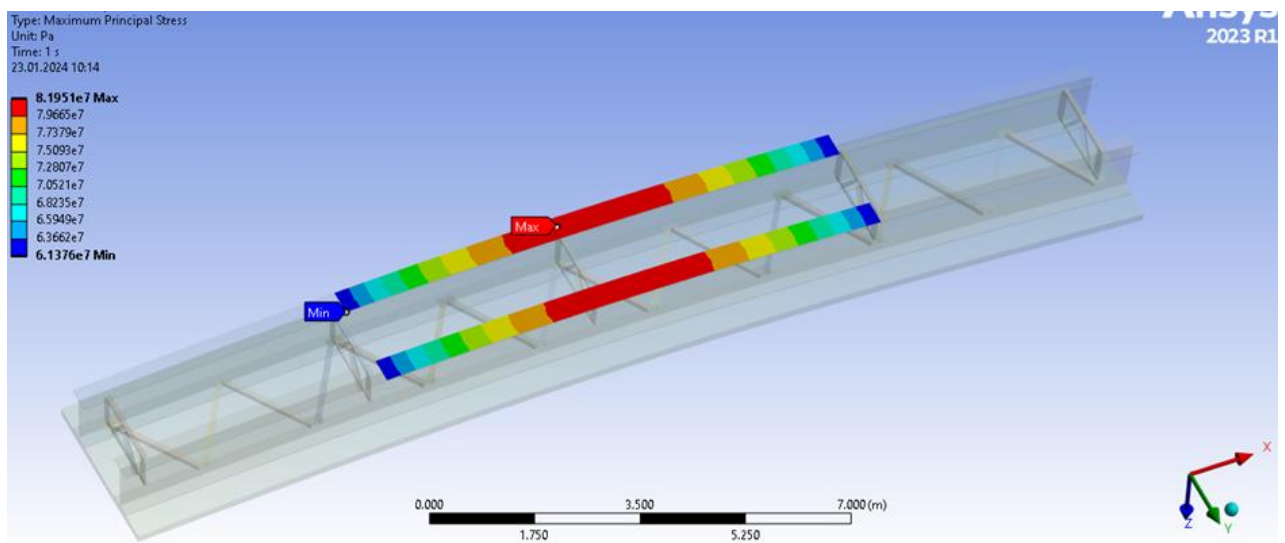


Рисунок 4.8. Напружений стан прогонової будови при включені в роботу залізобетонної плити

Так розглянуто напружено-деформований стан вихідної прогонової будови, та запропоновані варіанти заміни дерев'яного мостового полотна на залізобетонну плиту автопроїзду.

Власна вага залізобетонної плити більше за власну вагу дерев'яного мостового полотна (табл. 4.1.), тому збільшуються постійні навантаження,

внаслідок чого при вільному обпиранні залізобетонних плит на головні металеві балки збільшуються максимальні прогини та максимальні головні напруження (табл. 4.2.).

Таблиця 4.1.

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Власна вага балок, кН/м	Власна вага мостового полотна, кН/м	Тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 на прогін, кН/м	Сумарне значення власної ваги, кН/м	Сумарне значення усіх навантажень кН/м
З дерев'яним мостовим полотном	14,1	3,18	45,18	17,28	62,46
З зал. бет. плитою не включеною в сумісну роботу	14,1	13,78	45,18	27,88	73,06
З зал. бет. плитою включеною в сумісну роботу	14,1	13,78	45,18	27,88	73,06

Таблиця 4.2.

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Максимальний прогин в нижньому поясі балок, мм	Збільшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Збільшення максимальних напружень, %
З дерев'яним мостовим полотном	28,7	15	84,36	15
З зал. бет. плитою не включеною в сумісну роботу	33,6		98,63	

Проміжний висновок: У разі включення в сумісну роботу залізобетонної плити автопроїзду і головних металевих балок прогонова будова працює як сталезалізобетонна, ефект від сумісної роботи помітно не лише в порівнянні з варіантом коли залізобетонна плита не включена в роботу (табл. 4.3.), але й в порівнянні з варіантом коли прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном (табл. 4.4.).

Таблиця 4.3.

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Максимальний прогин в нижньому поясі балок, мм	Зменшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Зменшення максимальних напружень, %
З зал. бет. плитою не включеною в сумісну роботу	33,6	45	98,63	17
З зал. бет. плитою включеною в сумісну роботу	18,3		81,95	

Таблиця 4.4.

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Максимальний прогин в нижньому поясі балок, мм	Зменшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Зменшення максимальних напружень, %
З дерев'яним мостовим полотном	28,7	36	84,36	3
З зал. бет. плитою включеною в сумісну роботу	18,3		81,95	

Проміжний висновок: Таким чином, можна запропонувати заміну дерев'яного мостового полотна на залізобетону плиту автопроїзду.

У випадку коли прогонова будова буде експлуатуватися тимчасово і підлягатиме демонтажу доцільно використовувати збірну залізобетону плиту автопроїзду, не включену в сумісну роботу із головними металевими балками. Це зменшить кількість ручної праці, підвищить темпи спорудження, покращить експлуатаційні характеристики автопроїзду. При цьому зменшення вертикальної жорсткості і вантажопідйомності прогонової будови становитиме 15%.

У випадку коли експлуатація споруди планується протягом тривалого часу, є сили і засоби для улаштування монолітної або збірно - монолітної плити проїзду, доцільно використовувати прогонову будову як сталезалізобетонну, при цьому, в порівнянні із дерев'яним мостовим полотном (плитою не включеною в роботу), значно 36% (45%) покращиться жорсткість прогонової будови і вантажопідйомність збільшиться 3% (17%).

4.2.4. *Напружено-деформований стан чотирьох балок з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з балками.*

Так як одна прогонова будова з двох металевих балок відстань між вісями якими становить 1,6 м, ширина плити автопроїзду 3 м, не забезпечує дві смуги руху транспорту доцільно буде розглянути варіант знаходження в одному прольоті мосту двох прогонових будов із суцільною залізобетонною плитою шириною 6 м, таким чином з'ясувати здатності залізобетонної плити розподіляти навантаження від транспорту між балками.

Розбивання балок та в'язів на скінчені елементи відповідає попереднім моделям для металевих балок та залізобетонної плити (рис. 4.9.). Загальна кількість елементів становить 390292 та вузлів 2068005.

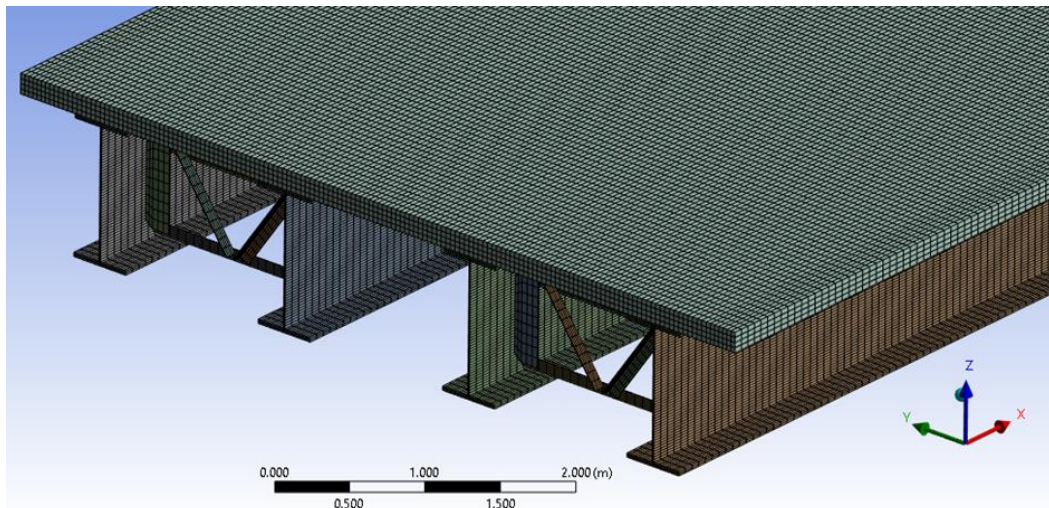


Рисунок 4.9. Розподіл прогонової будови на скінчені елементи

Такий варіант прогонової будови дозволяє забезпечити дві смуги руху транспорту, тимчасове навантаження по схемі НК, АК (рис. 4.10.).

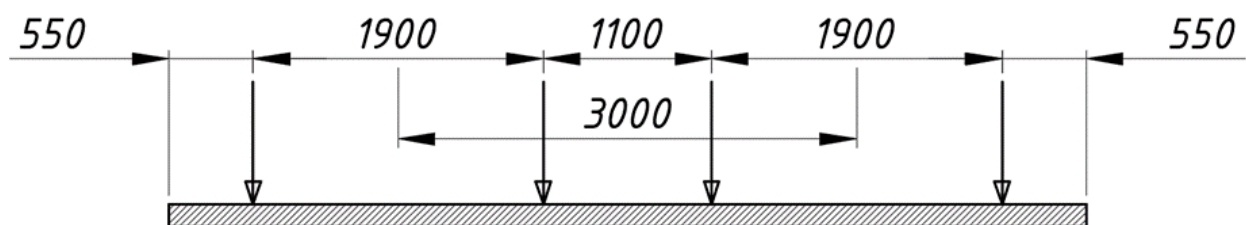


Рисунок 4.10. Розташування смуг руху в поперечному перерізі

Розглянемо варіант завантаження однієї смуги руху транспортом. Для наочності товщина плити була прийнята така ж як і у розглянутих раніше варіантах 15 см.

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки становить 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага залізобетонної плити шириною 6 м становить 27,56 кН/м на прольот із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1.25$. Розподілений тиск на поверхню плити склав 4.59 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45,18 кН/м на смугу руху із врахованими коефіцієнтом надійності по тимчасовому навантаженню $\gamma_v = 1.4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu)=1,27$. Розподілений тиск на розрахункову ширину колеса 0,6 м склав 37.65 кПа.

Значення прогину (вертикального переміщення) крайньої балки смуги руху під тимчасовим навантаженням становить 17,6 мм (рис.4.11.). Максимальні головні напруження у нижньому поясі крайньої балки смуги руху під тимчасовим навантаженням становить – 81.84 МПа (рис.4.12.).

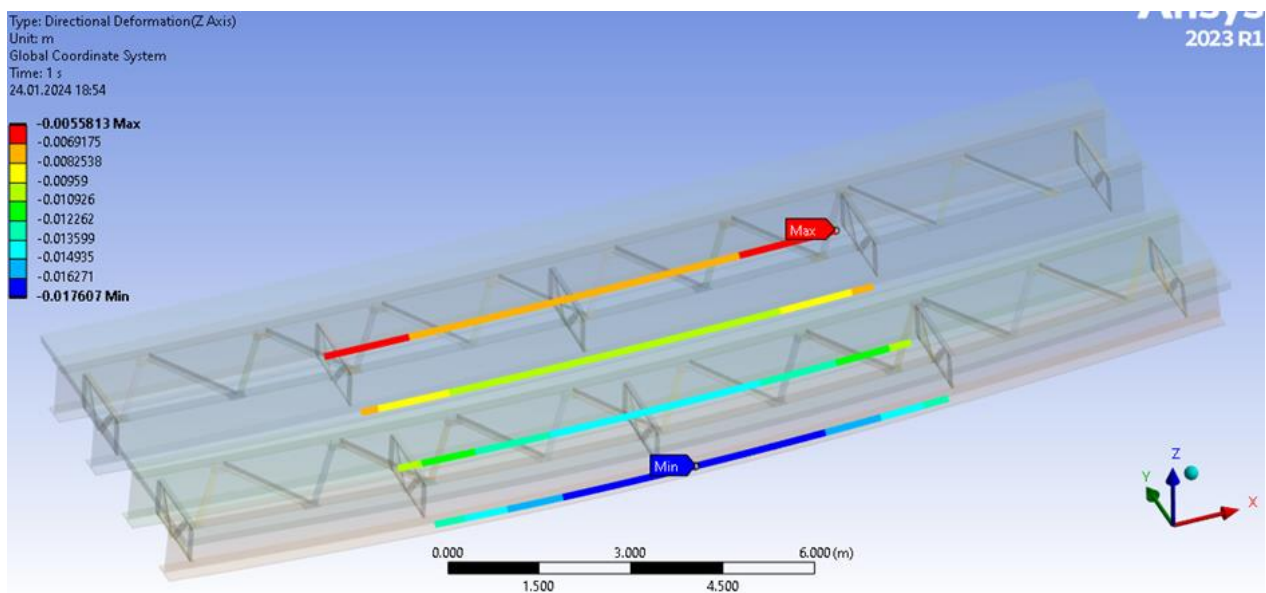


Рисунок 4.11. Деформований стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні однієї смуги руху, товщина плити $h=15$ см

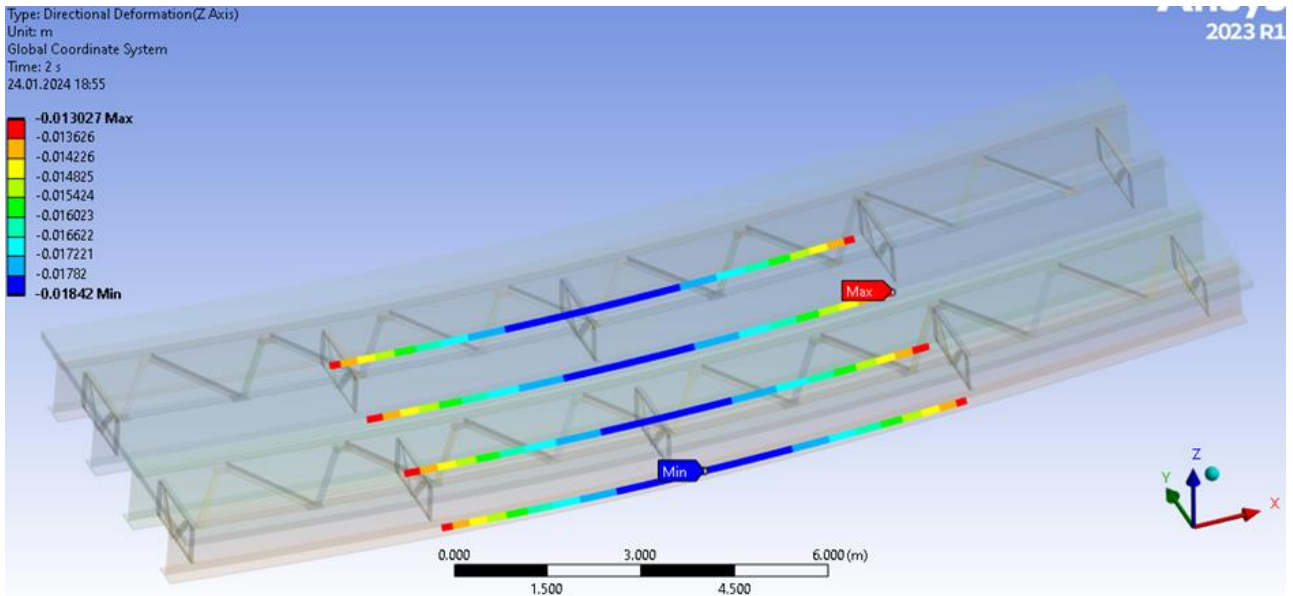


Рисунок 4.12. Напружений стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні однієї смуги руху, товщина плити $h=15$ см

Можна порівняти результати досліджень (табл. 4.5.) роботи прогонових будов з двома та чотирма головними балками при завантаженні однієї смуги руху тимчасовим навантаженням при однаковій товщині плити $h=15$ см.

Таблиця 4.5

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Зменшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Зменшення максимальних напружень, %
З двома головними валками	18,3	4	81,95	0,1
З чотирма головними балками	17,6		81,84	

Проміжний висновок: Помічено що залізобетонна плита проїзної частини товщиною $h=15$ см при завантаженні однієї смуги руху тимчасовим навантаженням еквівалентним Н-30 майже не розподіляє навантаження між головними балками в поперечному напрямку, так як різниця у напруженнях та деформаціях в порівнянні з прогоновою будовою з двома головними балками не значна.

Якщо завантажити дві смуги руху, максимальне значення прогину (рис. 4.13.) становить 18.4 мм, максимальні головні напруження у нижньому поясі у центрі завантаженого прогону (рис. 4.14.) становлять 83.2 МПа.

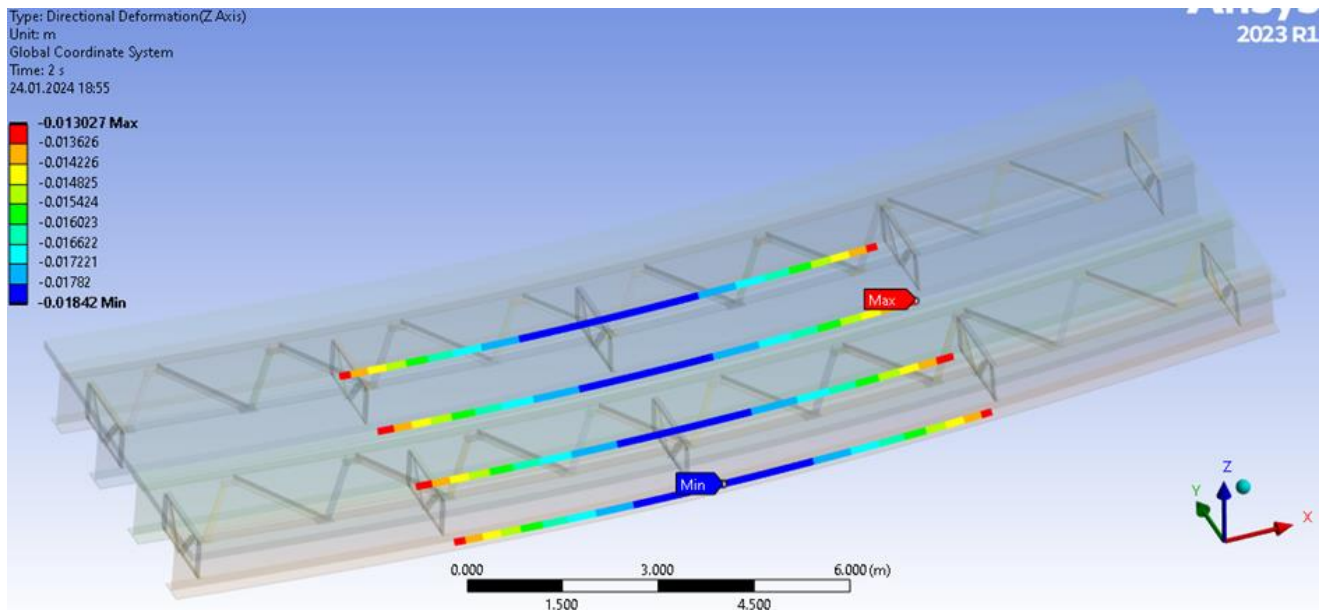


Рисунок 4.13. Деформований стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні двох смуг руху, товщина плити $h=15$ см

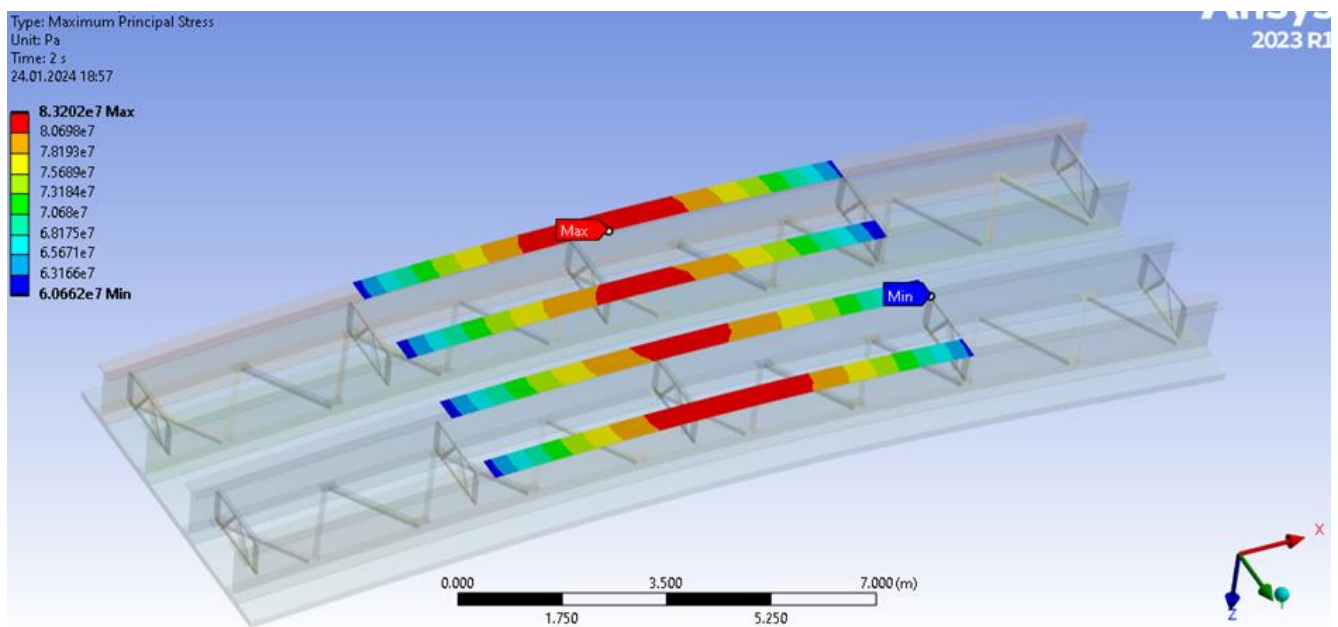


Рисунок 4.14. Напружений стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні двох смуг руху, товщина плити $h=15$ см

Проміжний висновок: При завантаженні двох смуг руху напружено-деформований стан прогонової будови з чотирма головними балками майже такий як і у прогонової будови з двома балками завантаженої однією смугою руху. Це в черговий раз підтверджує адекватність створених моделей та проведених розрахунків.

4.2.5. *Напружено-деформований стан чотирьох балок при збільшені товщини залізобетонної плити проїзної частини включеної в сумісну роботу з балками.*

Для проведення порівняльного аналізу здатності залізобетонної плити розподіляти навантаження між головними балками в поперечному напрямку збільшимо товщину плити h до 20 см. Розбивання балок та в'язів на скінчені елементи відповідає попередній моделі, загальна кількість елементів сягає 432320 та вузлів 2237391. Прикладення тимчасового навантаження відповідає попередній моделі (завантажуємо одну смугу руху транспортом).

Розрахункова модель відповідає попередній моделі. Відрізняється навантаження власної ваги плити:

- власна вага залізобетонної плити шириною 6 м становитиме 36,75 кН/м на прогін із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,25$. Розподілений тиск на поверхню плити склав 6,125 кПа.

При такому варіанті комплектування прогонової будови максимальне значення прогину крайньої балки (під тимчасовим навантаженням) становить 16,5 мм (рис. 4.15.). Максимальні головні напруження у нижньому поясі крайньої балки (під тимчасовим навантаженням) – 80.86 МПа (рис.4.16.).

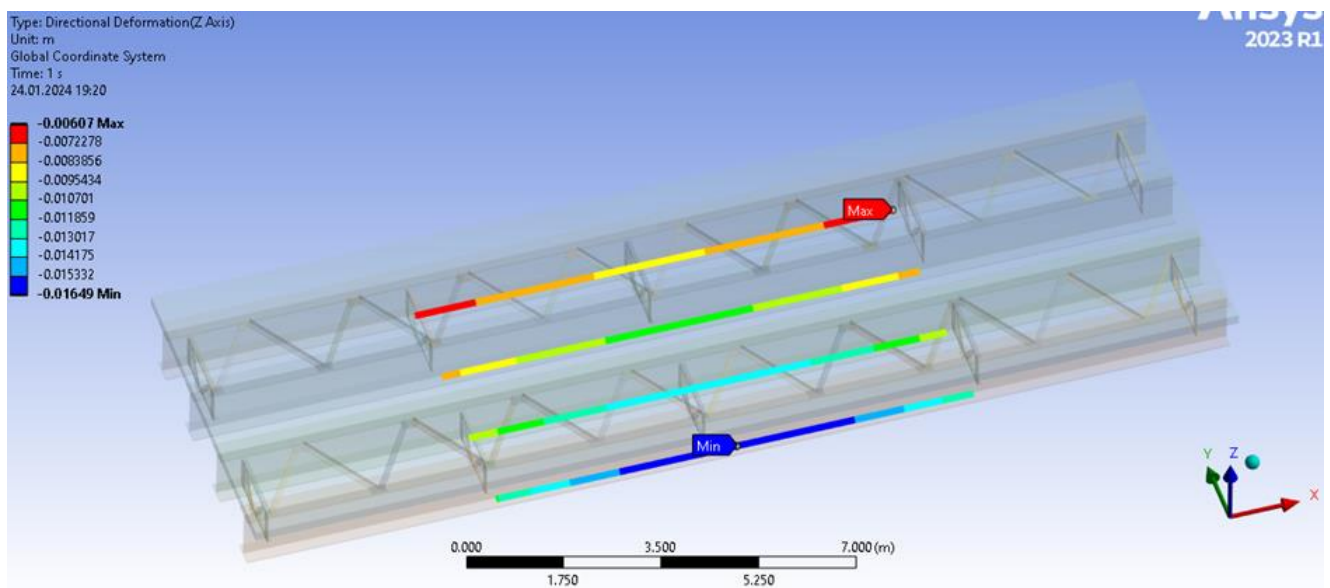


Рисунок 4.15. Деформований стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні однієї смуги руху, товщина плити $h=20$ см

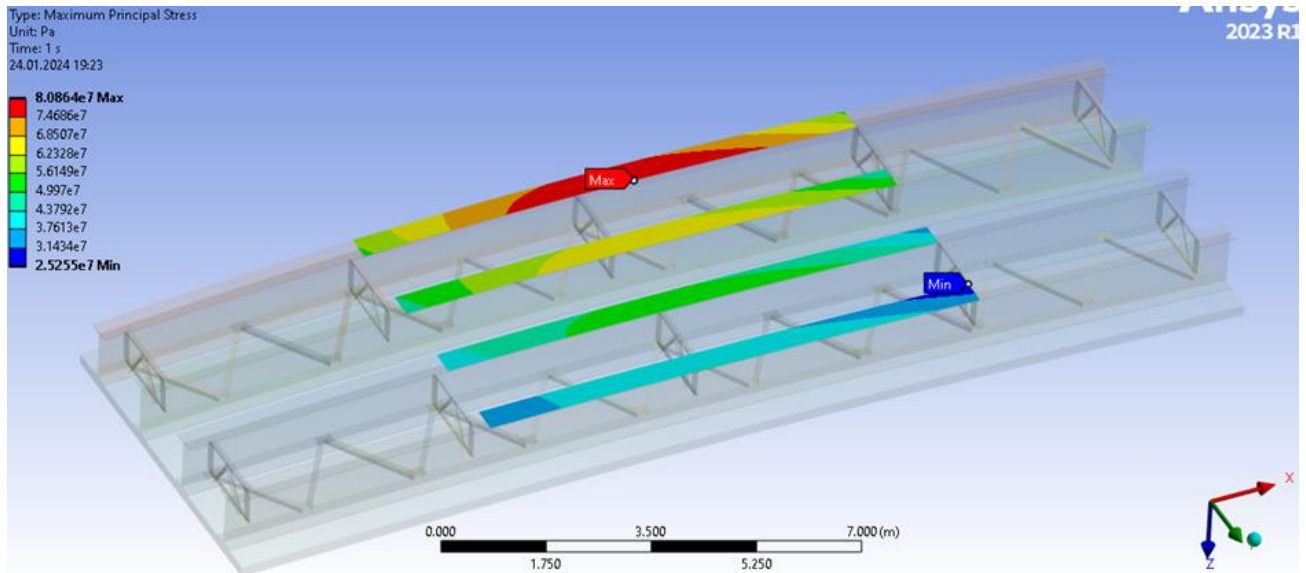


Рисунок 4.16. Напружений стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні однієї смуги руху, товщина плити $h=20$ см

За рахунок збільшення товщини плити до 20 см збільшилась власна вага залізобетонної плити, здатність плити розподіляти напруження між балками покращилась, значення напружень і деформацій майже не змінилися (табл. 4.6).

Таблиця 4.6.

Прогонова будова з чотирма головними балками, товщина плити h , см	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Зменшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Зменшення максимальних напружень, %
15	17,6	1	81,84	1
20	16,5		80.86	

При завантаженні двох смуг руху транспортом, максимальне значення прогину (рис. 4.17.) становить 17,6 мм, максимальні головні напруження у нижньому поясі по середині завантаженого прогону (рис. 4.18.) становлять 84,43 МПа.

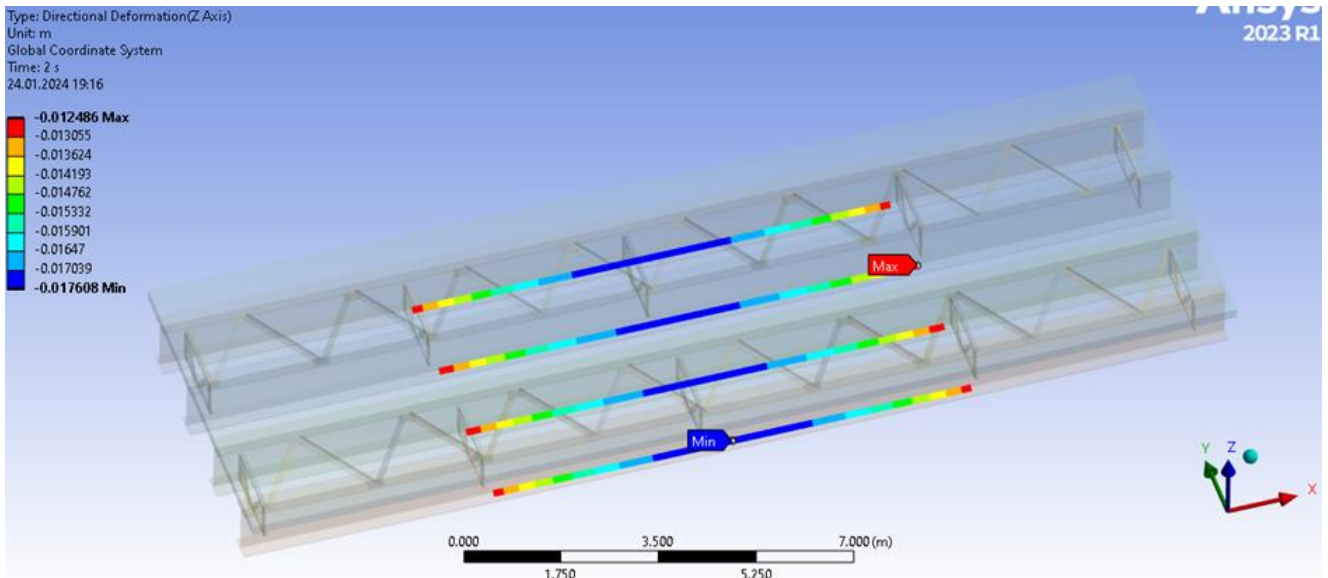


Рисунок 4.17. Деформований стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні двох смуг руху, товщина плити $h=20$ см

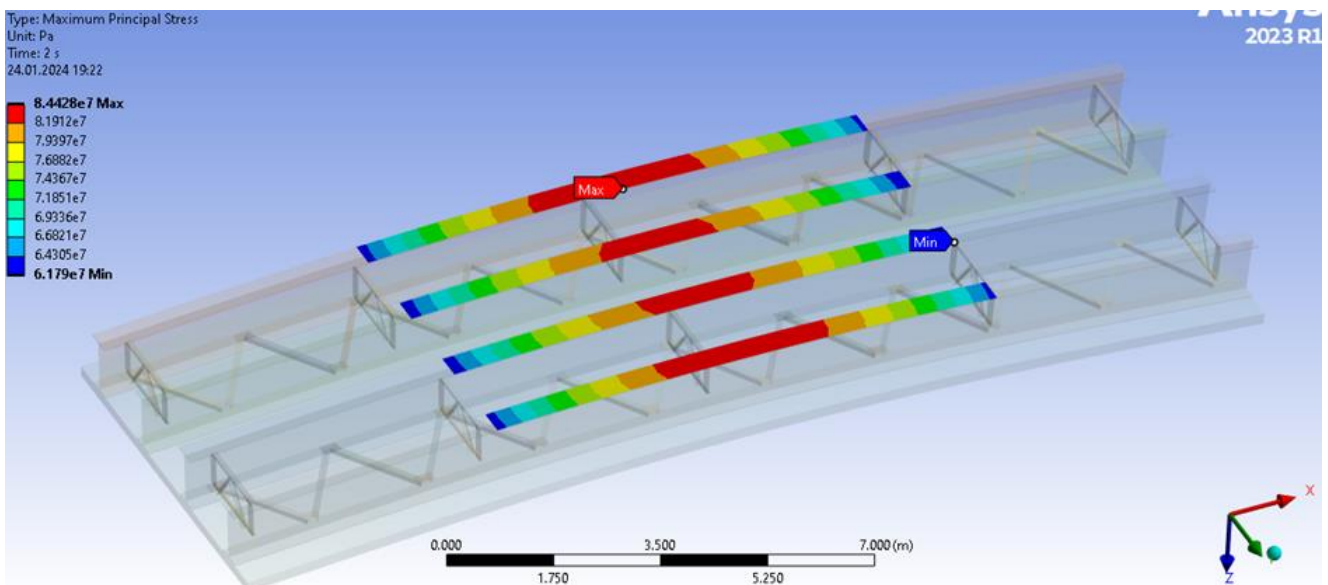


Рисунок 4.18. Напружений стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирма балками при завантаженні двох смуг руху, товщина плити $h=20$ см

Порівнюючи варіант завантаження двох смуг руху прогонової будови з чотирма балками при товщині плити 15 і 20 см (табл. 4.7.), помічено, що при збільшенні товщини залізобетонної плити при завантаженні двох смуг навантаження зростає поперечна жорсткість прогонової будови, при цьому за рахунок збільшення власної ваги прогонової будови збільшуються головні

напруження у нижньому листі металевих балок. Це свідчить про те, що збільшувати товщину плити більше 15 см не доцільно.

Таблиця 4.7.

Прогонова будова з чотирма головними балками, товщина плити h, см	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Зменшення максимального прогину, %	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа	Збільшення максимальних напружень, %
15	18.4	5	83,20	2
20	17.6		84.43	

Проміжний висновок: При збільшенні товщини залізобетонної плити підвищення жорсткості не має переваги через збільшення власної ваги плити, збільшуючи товщину плити покращуємо показники розподілення навантаження від однієї смуги завантаження на усі балки ця властивість може бути використана при пропуску одиночного навантаження, наприклад НК-80.

4.3. Напружено-деформований стан прогонової будови з чотирьох балок в різних варіантах улаштування мостового полотна при дії навантаження НК-80

4.3.1. Напружено-деформований стану прогонової будови з чотирьох балок з дерев'яним мостовим полотном при дії тимчасового навантаження НК - 80.

Розбивання на скінчені елементи відповідає попереднім моделям.

Навантаження НК - 80 в поперечному перерізі розміщуємо у найбільш не вигідному положенні (рис. 4.20), таким чином зважаючи на відстань між осями коліс будуть завантажені обидва прогони прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном.

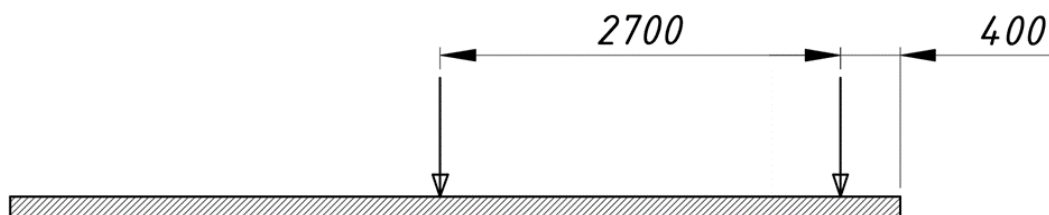


Рисунок 4.20. Схема розміщення навантаження НК-80 поперек мосту на двох прогонових будовах з дерев'яним мостовим полотном

Розміщення навантаження вздовж прольоту (рис.4.21.) підібрано таким чином аби викликати найбільші напруження та вертикальні переміщення в елементах прогонової будови. Навантаження від НК-80 на вісь становить 348,92 кН із врахованими коефіцієнтом надійності за тимчасовим навантаженням $\gamma_v = 1.4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu) = 1.27$. Розподілений тиск на ширину коліс склав 218.08 кН/м.

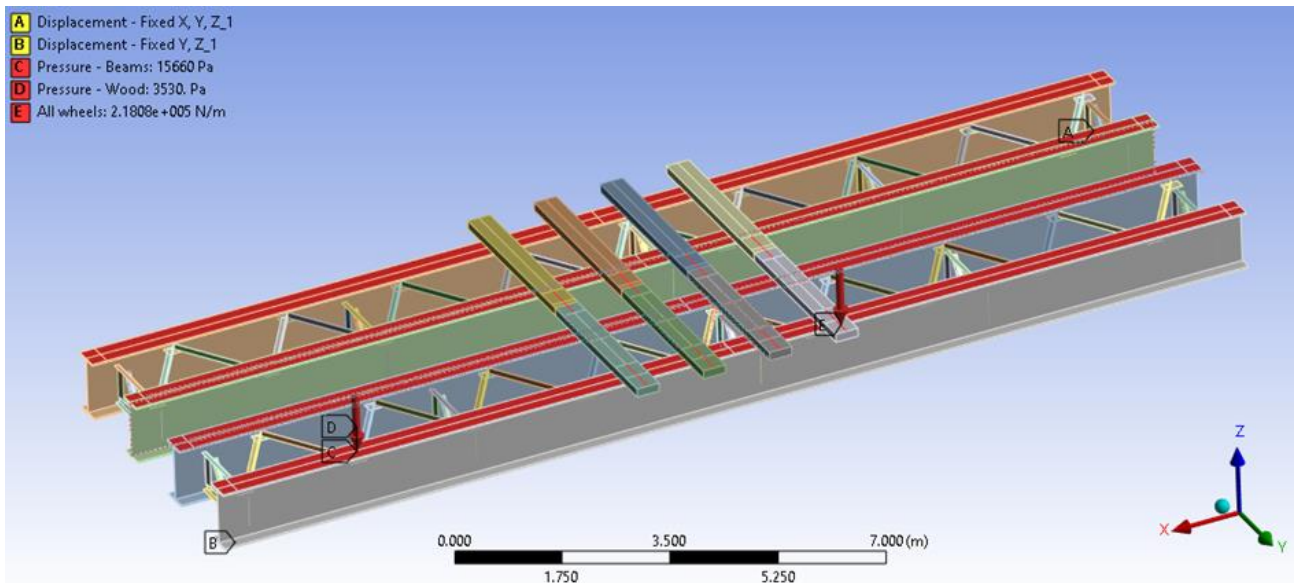


Рисунок 4.21. Розміщення навантаження НК - 80 вздовж мосту при якому виникають найбільші напруження та вертикальні переміщення

Інші види навантажень:

- власна вага однієї балки становить 7.05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1.1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15.66 кПа;

- власна вага дерев'яних поперечин становить 1.59 кН/м на одну балку із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1.2$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 3.53 кПа.

При завантаженні прогону тимчасовим навантаженням НК-80 максимальне значення прогину виникає під крайньою балкою прогонової будови (рис. 4.22.) з того боку прогонової будови куди зміщено тимчасове навантаження і становить 58,3 мм. Максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі (нижньому горизонтальному листі) по середині крайньої балки в бік якої зміщено тимчасове навантаження (рис. 4.23.) і становлять 208.87 МПа.

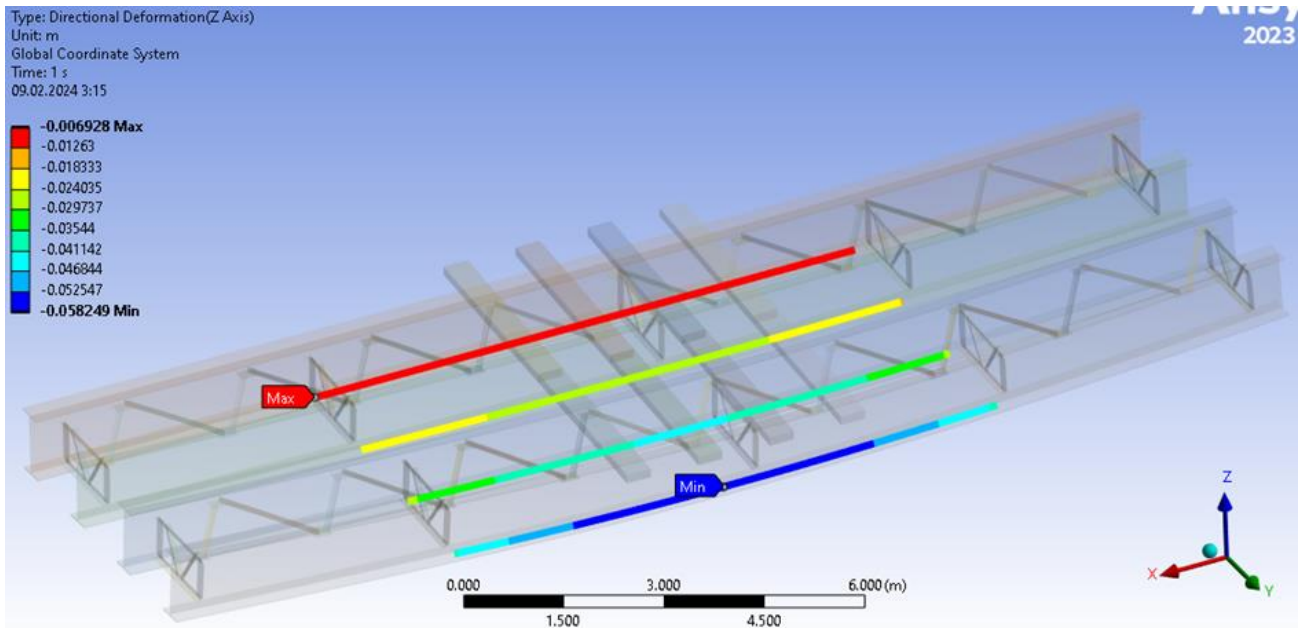


Рисунок 4.22. Деформований стан прогонової будови з чотирьох балок з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

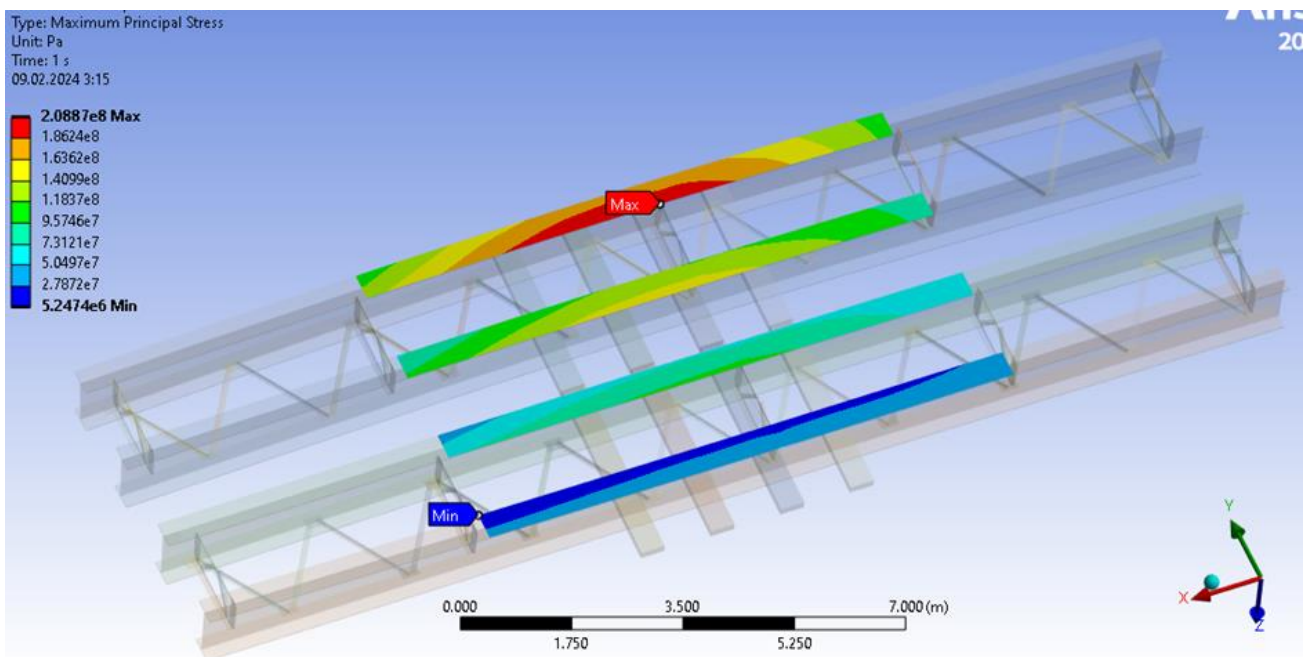


Рисунок 4.23. Напружений стан прогонової будови з чотирьох балок з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

Проміжний висновок: Дві прогонові будови з дерев'яним мостовим полотном в одному прольоті здатні витримати навантаження НК-80, але при

цьому прогини (58,3 мм) перевищують гранично допустимі значення (54 мм), запас міцності головних балок становить 12% ($R_{\max}=208.87$ МПа, $R_y=235$ МПа).

Такий варіант прогонових будов можливо застосовувати при тимчасовому та короткотерміновому будівництві (відновленні) транспортних об'єктів на дорогах по яких заплановано рух тимчасового навантаження, що не перевищує НК-80.

4.3.2 Напружено-деформований стан прогонової будови з чотирьох балок з залізобетонною плитою проїзної частини не включеною в роботу під тимчасове навантаженням НК-80.

Розглядається питання створення прогонової будови з чотирьох металевих двотаврових балок і залізобетонної плити проїзної частини не включеної в сумісну роботу з балками. Цей варіант може виникнути при улаштуванні збірної залізобетонної плити з дорожніх плит при тимчасовому будівництві (відновленні)

Розбивання на скінчені елементи відповідає попереднім моделям. Розрахункова модель (рис. 4.24.) завантажена згідно визначеної схеми прикладення тимчасового навантаження НК-80 в найбільш не вигідному положенні.

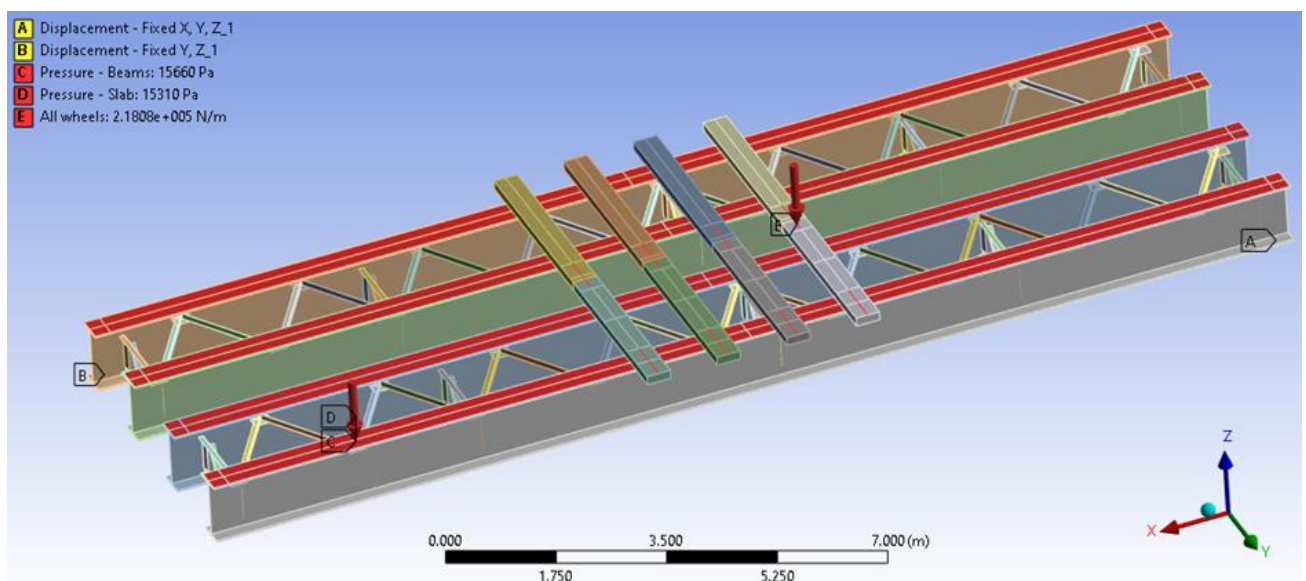


Рисунок 4.24. Розрахункова модель і розміщення тимчасового навантаження НК-80 вздовж мосту

При завантаженні прогону тимчасовим навантаженням НК-80 максимальне значення прогину виникає під крайньою балкою прогонової будови (рис.4.25.) з того боку куди зміщене навантаження і становить 62.9 мм. Максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі по середині крайньої балки (рис. 4.26.) і становлять 222,70 МПа.

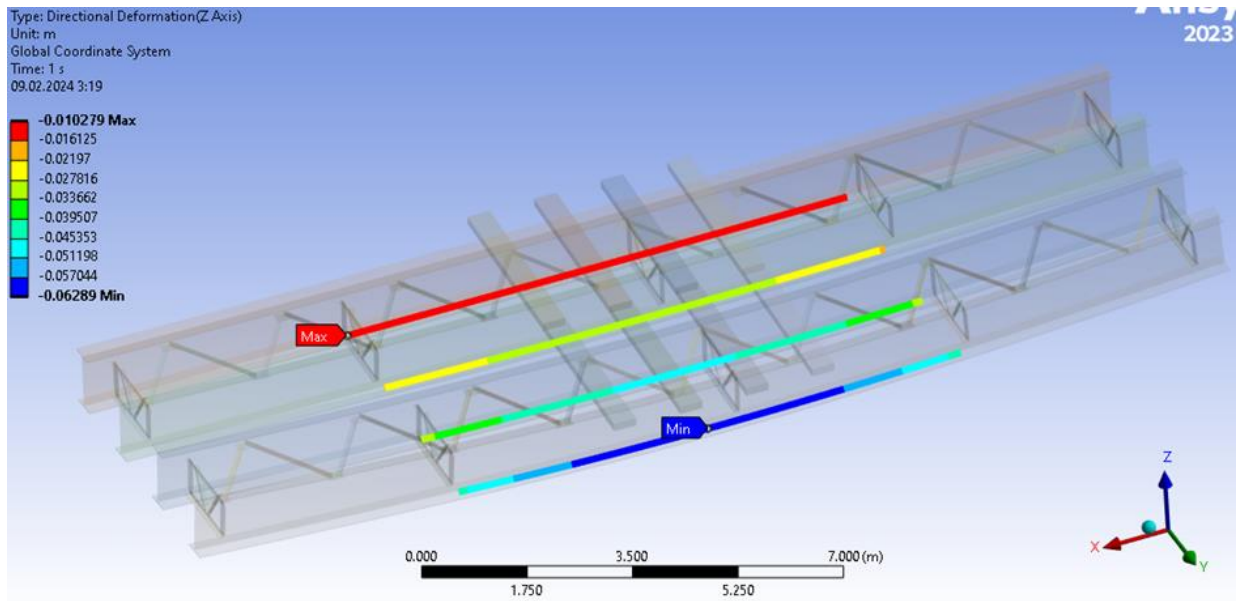


Рисунок 4.25. Деформований стан прогонової будови з чотирьох балок з залізобетонною плитою проїзної частини при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

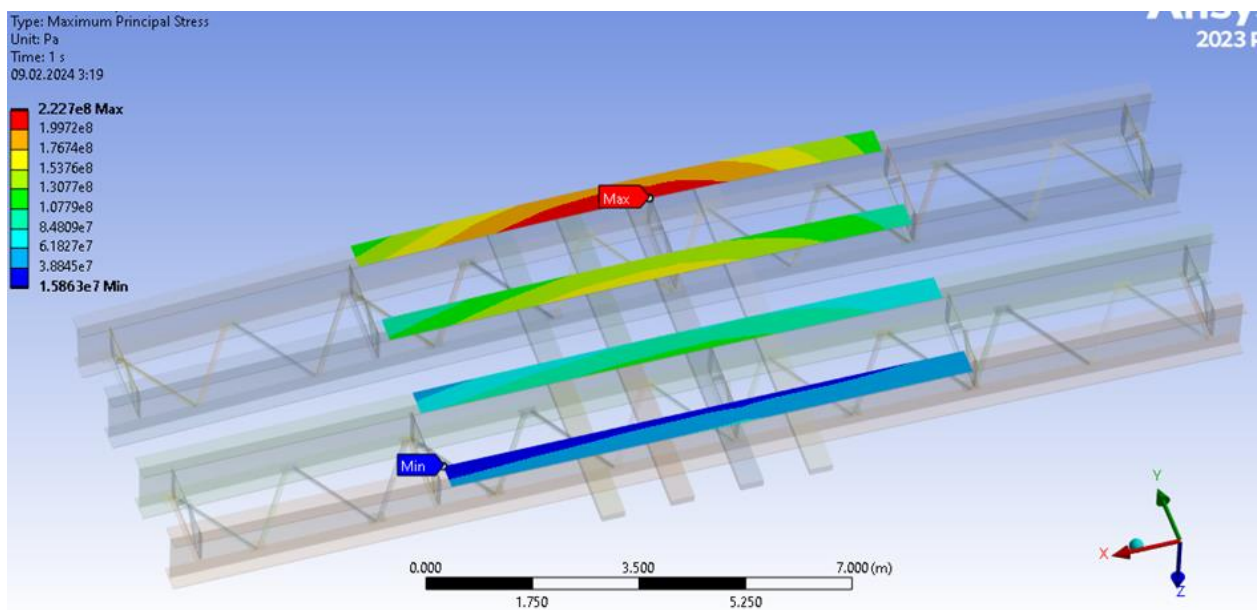


Рисунок 4.26. Напружений стан прогонової будови з чотирьох балок з залізобетонною плитою проїзної частини при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

Показники напружень і прогинів збільшилися за рахунок збільшення власної ваги мостового полотна залізобетонна плита 27,56 кН/м, дерев'яне мостове полотно 6,36 кН/м.

Проміжний висновок: при використанні прогонової будови з чотирьох металевих балок довготривалого зберігання із залізобетонною плитою проїзної частини не включеною в роботу завантаженої тимчасовим навантаженням НК-80 прогини перевищують граничні значення на 16%, напруження на 95% вичерпали запас балок.

Такий варіант прогонових будов забезпечить відносно безпечний пропуск зазначеного тимчасового навантаження, але це буде викликати значні вертикальні переміщення прогонової будови.

4.3.3. Напружено-деформований стан прогонової будови з чотирьох балок з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в роботу (сталезалізобетонна) під навантаженням НК-80.

Створення сталезалізобетонної прогонової будови із чотирьох металевих балок і залізобетонної плити проїзної частини включеної в сумісну роботу доцільно використовувати якщо споруда що будується (відновлюється) буде експлуатуватися тривалий час.

Постійні та тимчасові навантаження і способи їх прикладання аналогічні попередній моделі, залізобетонна плита включена в сумісну роботу з головними металевими балками.

При завантаженні прогону навантаженням НК - 80 максимальне значення прогину виникає під крайньою балкою прогонової будови (рис. 4.27.) і становить 33,5 мм. Максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі по середині завантаженого прогону (рис. 4.28.) і становить 174,07 МПа.

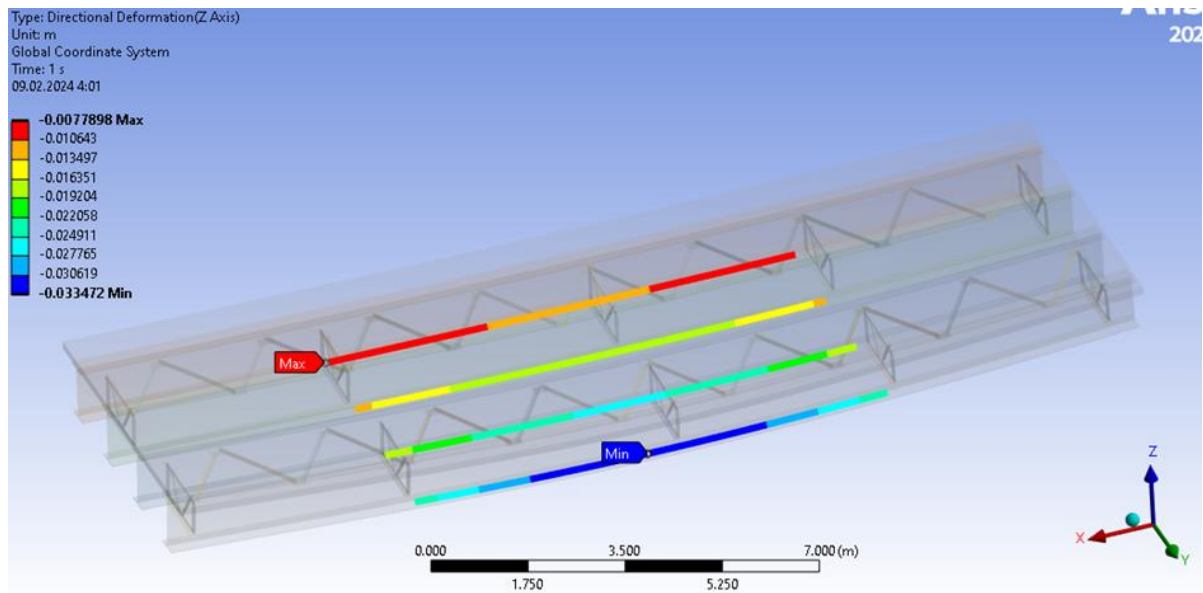


Рисунок 4.27. Деформований стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирьох балок при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

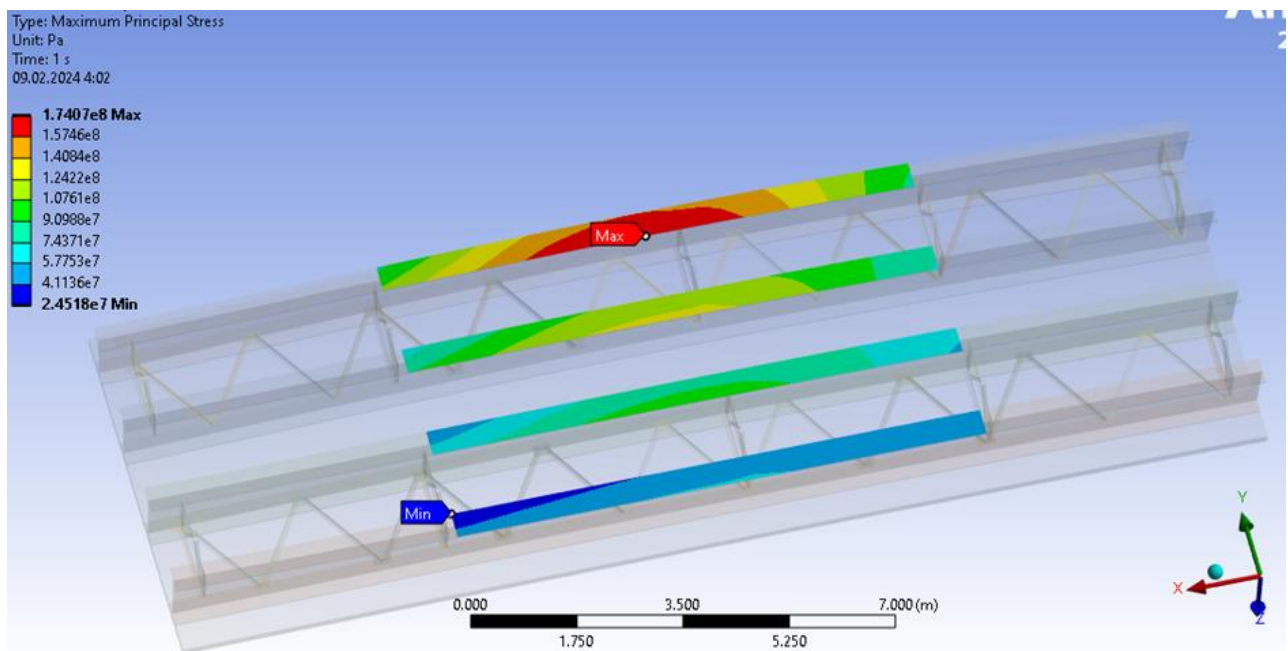


Рисунок 4.28. Напружений стан сталезалізобетонної прогонової будови з чотирьох балок при завантаженні тимчасовим навантаженням НК-80

Порівнюючи результати завантаження різних варіантів прогонових будов з використанням чотирьох балок типового проекту тимчасовим навантаженням НК - 80 (табл. 4.8.) можна підкреслити, що варіанти використання прогонових будов із дерев'яним мостовим полотном та залізобетонною плитою проїзної

частини не включеною в спільну роботу з головними балками можливо використовувати для пропуску тимчасових навантажень, які не перевищують навантаження НК-80 при тимчасовому та короткотерміновому будівництві (відновленні) транспортних споруд, при цьому конструкція витримає рухоме навантаження, але будуть виникати значні вертикальні переміщення прогонової будови.

Таблиця 4.8.

Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Прогин в нижньому поясі балок, мм			Напруження в нижньому поясі балок, МПа		
	f_{\max}	f	Різниця	R_{\max}	R_y	Різниця
З дерев'яним мостовим полотном	58,3	54	Перевищує на 8 %	208,87	235	Запас 12 %
З зал. бет. плитою не включеною в сумісну роботу	62,9		Перевищує на 16 %	222,70		Запас 6 %
Сталезалізобетонна	33,5		Запас 38%	174,07		Запас 26%

При використанні прогонових будов із залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу з головними балками (сталезалізобетонну) вертикальні прогини і напруження, що виникають від тимчасового навантаження НК-80, будуть мати значний запас по відношенню до граничнодопустимих значень. Це підтверджує переваги сталезалізобетонних прогонових будов в порівнянні з іншими можливими варіантами використання наявного ресурсу балок тривалого зберігання.

Такі прогонові будови будуть відповідати встановленим вимогам навіть у разі застосування їх при капітальному будівництві (відновленні) і здатні забезпечити надійність транспортних споруд.

4.4. Напружено-деформований стан прогонової будови при зміні розрахункової схеми прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном

4.4.1. Напружено-деформований стан при об'єднанні прогонових будов в двоохрільотну нерозрізну систему з дерев'яним мостовим полотном.

Металеві широкополочні двотаврові балки мають незмінні розміри по довжині прольоту тому є можливість об'єднати декілька прогонових будов в нерозрізну систему. Вузол об'єднання двох і більше прогонових будов в одну нерозрізну не є складним і може бути вироблений безпосередньо на будівельному майданчику.

В першому варіанті розглянемо об'єднання двох прогонових будов в нерозрізну двохпрольотну систему. Для можливості порівняння напружено-деформованого стану взята балочна прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном проїзної частини.

Розбивання на скінчені елементи відповідає розрахунку розрізного прогону на дерев'яних поперечинах. Загальна кількість елементів сягає 222180 та вузлів 1263528 (рис. 4.29.).

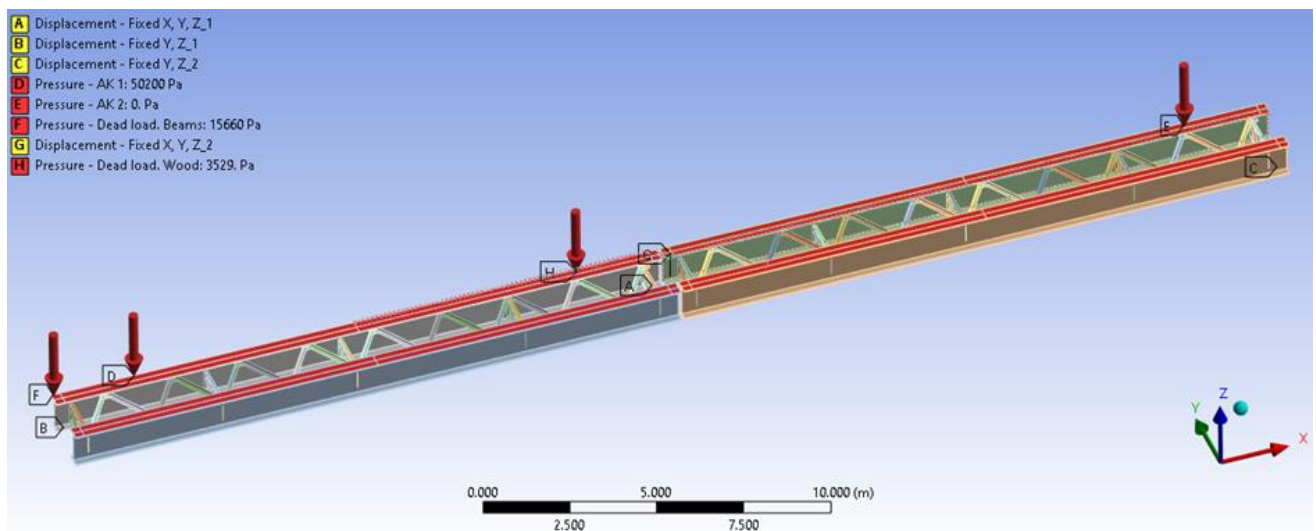


Рисунок 4.29. Розрахункова схема двохпрольотної прогонової будови

Закріплення моделі посередині системи шарнірно-нерухоме, з двох боків – шарнірно-рухоме.

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки становить 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага дерев'яного мостового полотна становить 1.59 кН/м на одну балку із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,2$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 3,53 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 45,18 кН/м на смугу із врахованими коефіцієнтом надійності по тимчасовому навантаженню $\gamma_v=1,4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu) = 1,27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

Прикладення тимчасового навантаження виконано згідно з правил поперечної розстановки та прикладене на прогонову будову із врахуванням дійсного ексцентриситету смуг коліс відносно до осей балок.

При завантаженні одного прольоту тимчасовим навантаженням максимальне значення вертикального прогину (рис.4.30.) виникає в середині прольоту і становить 17.7 мм. Максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі по середині завантаженого прольоту (рис. 4.31.) і становить 57.78 МПа.

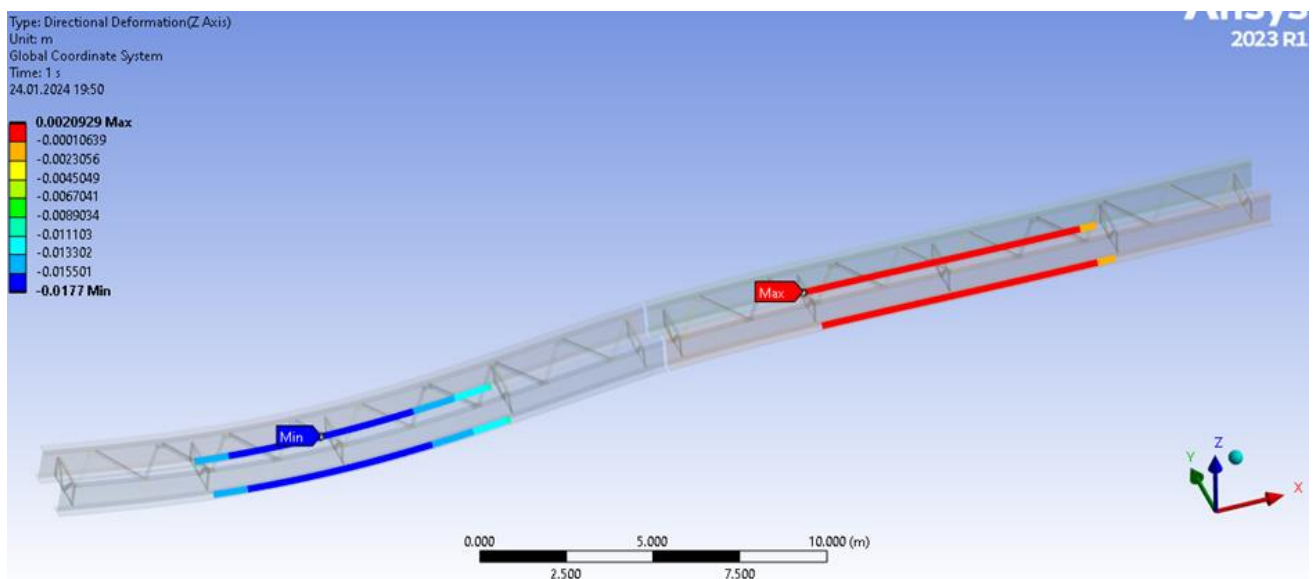


Рисунок 4.30. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні одного прольоту тимчасовим навантаженням

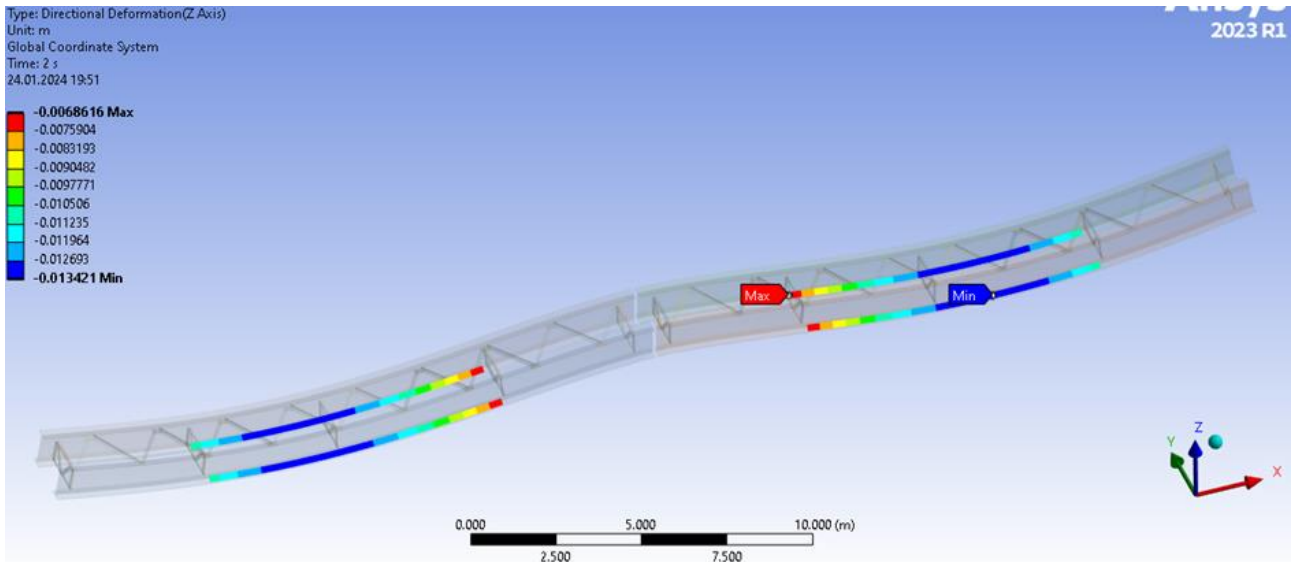


Рисунок 4.31. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні одного прольоту тимчасовим навантаженням

При завантаженні двох прольотів максимальне значення вертикального прогину (рис. 4.32) виникає в середині обох прольотів і становить 13,4 мм. Максимальні головні напруження у нижніх поясах прольотів (рис. 4.33.) становлять 48,84 МПа.

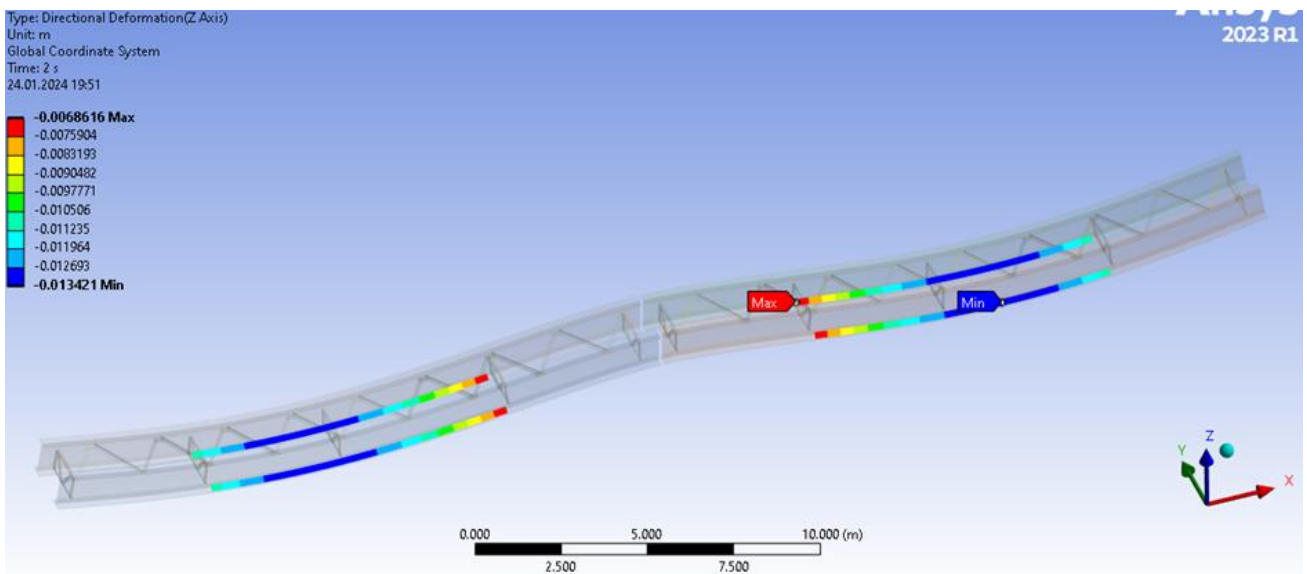


Рисунок 4.32. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні двох прольотів

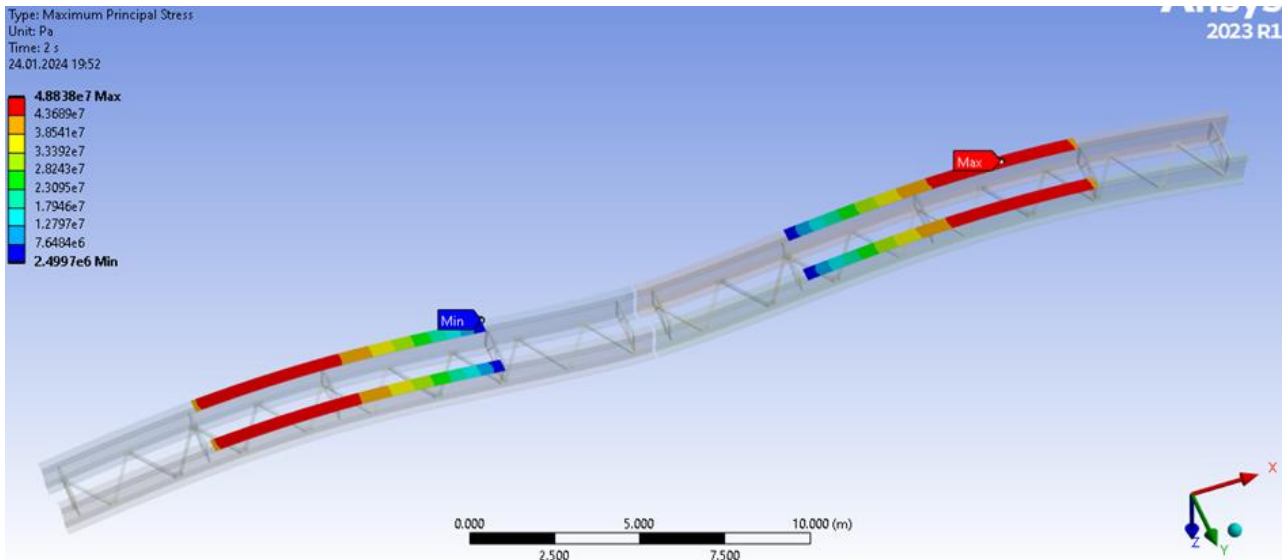


Рисунок 4.33. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні двох прогонів

4.4.2. Напружено-деформований стан при об'єднанні прогонових будов в трьохпрольотну нерозрізну систему.

Розрахункова схема (рис. 4.34) при розподілі на скінчені елементи відповідає попередній моделі. Загальна кількість елементів сягає 333270 та вузлів 1895492. Закріплення моделі на одній з проміжних опор шарнірно-нерухоме, усі інші – шарнірно-рухомі.

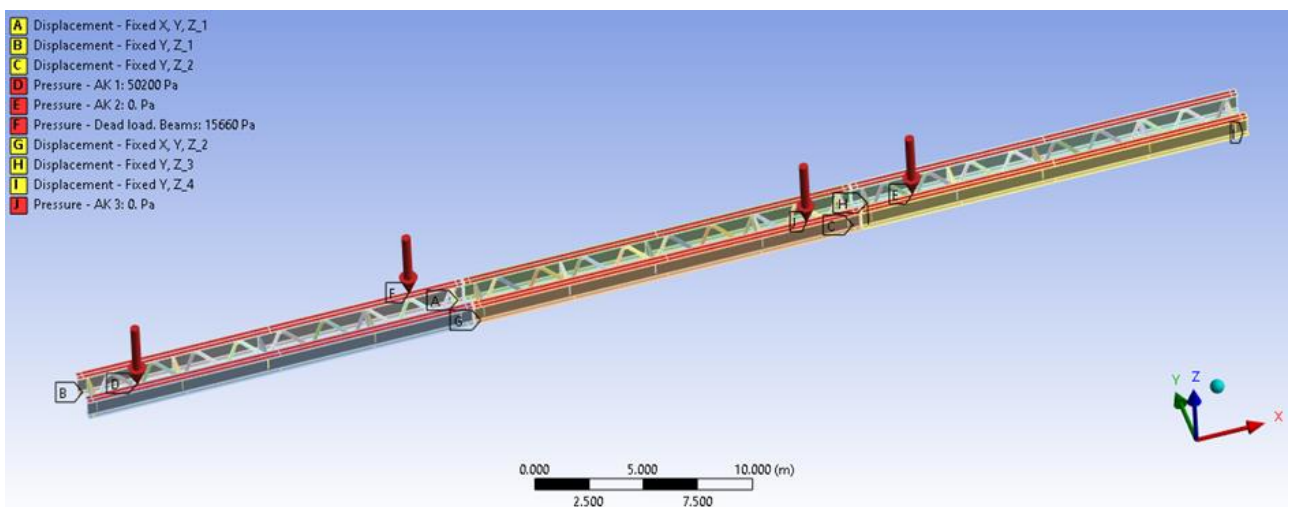


Рисунок 4.34. Розрахункова схема трьохпрольотної прогонової будови

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки становить 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c = 1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага дерев'яного мостового полотна становить 1,59 кН/м на одну балку із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,2$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 3,53 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45.18 кН/м на одну смугу із врахованими коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_v = 1,4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu) = 1,27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

При завантаженні одного крайнього прольоту тимчасовим навантаженням максимальний вертикальний прогин (рис. 4.35.) становить 18,00 мм, максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі двотаврових балок (рис. 4.36.) і становлять 58.51 МПа.

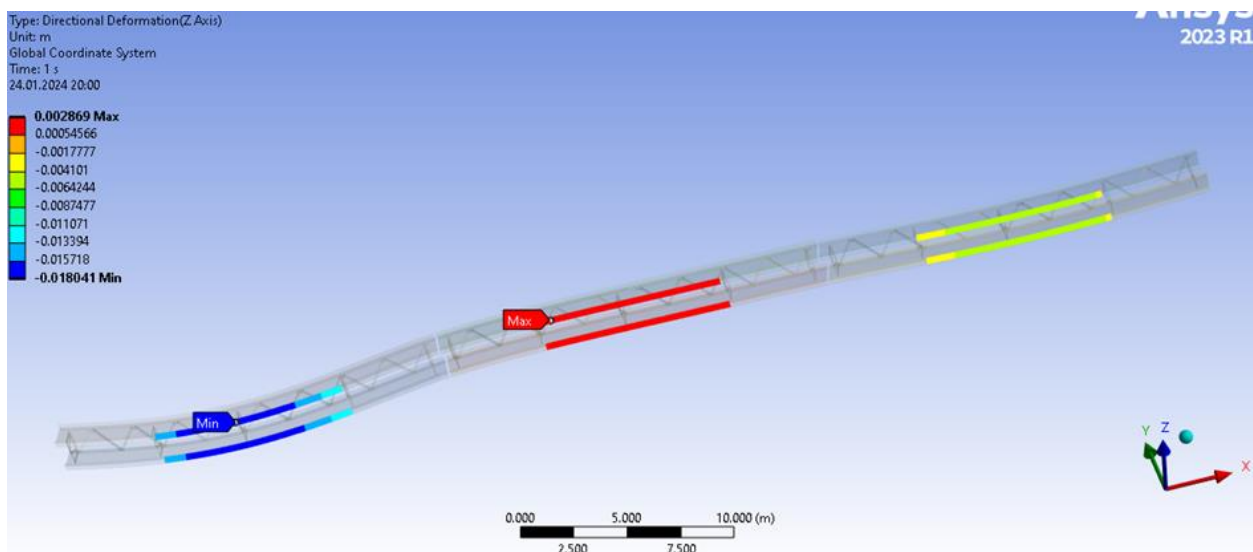


Рисунок 4.35. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням одного крайнього прольоту

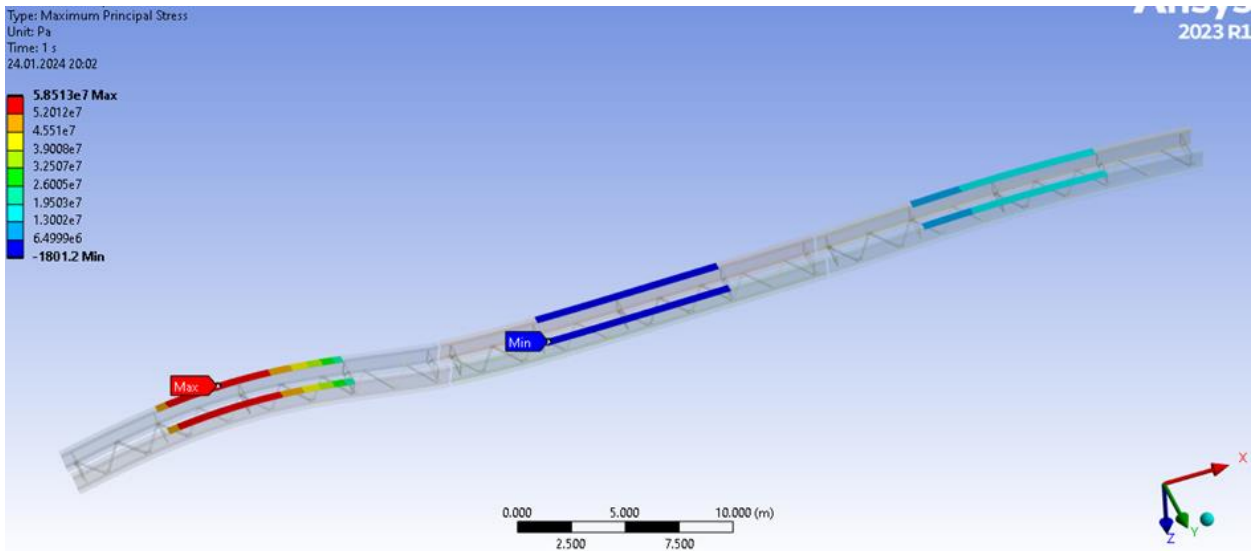


Рисунок 4.36. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням одного крайнього прольоту

При завантаженні одного центрального прольоту нерозрізної прогонової будови тимчасовим навантаженням максимальний вертикальний прогин (рис. 4.37.) буде становити 11,4 мм, максимальні головні напруження у нижньому поясі головних балок (рис. 4.38.) будуть становити 39,48 МПа.

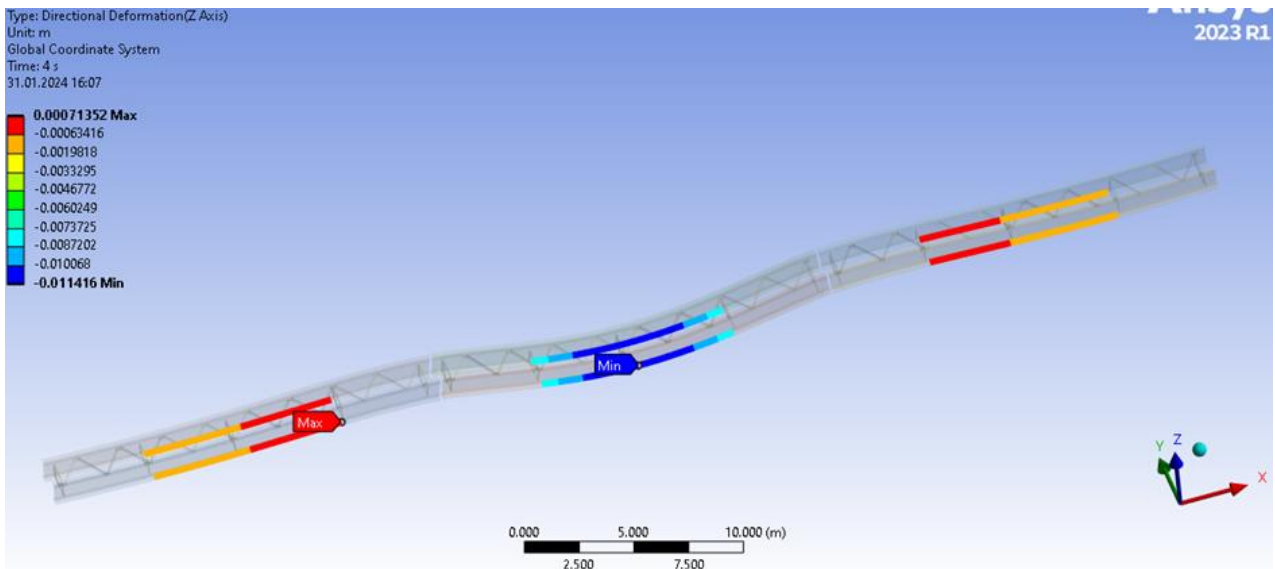


Рисунок 4.37. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням одного центрального прольоту

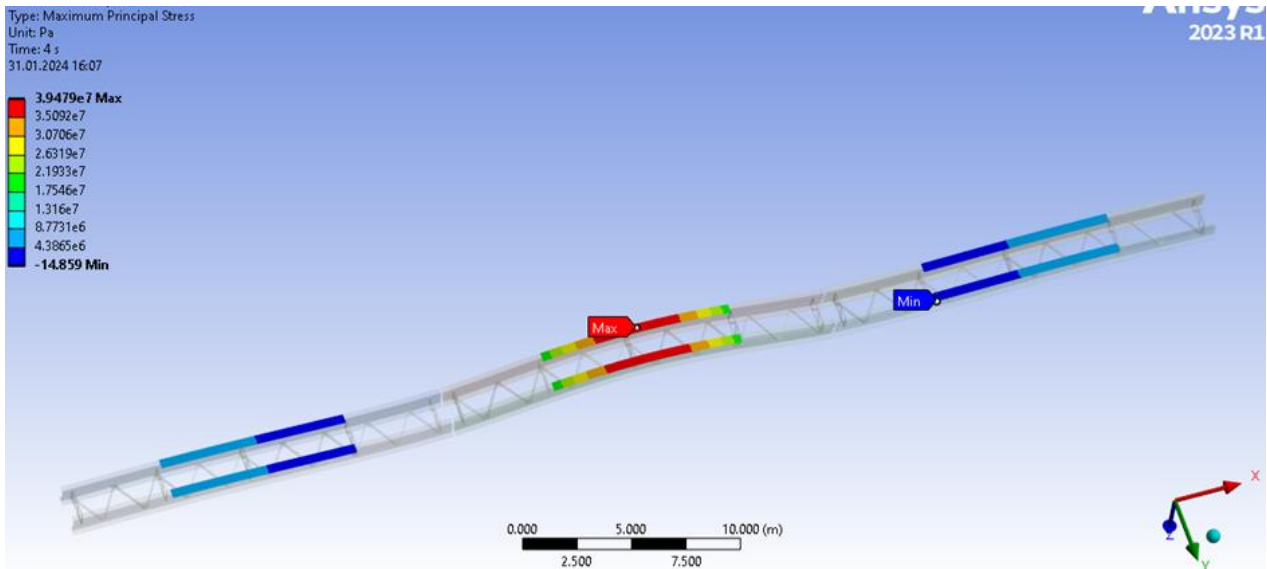


Рисунок 4.38. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням одного центрального прольоту

При завантаженні двох крайніх прольотів нерозрізної прогонової будови тимчасовим навантаженням максимальний вертикальний прогин (рис. 4.39.) буде становити 19.0 мм, максимальні головні напруження у нижньому поясі головних металевих балок (рис. 4.40.) будуть становити 60,67 МПа.

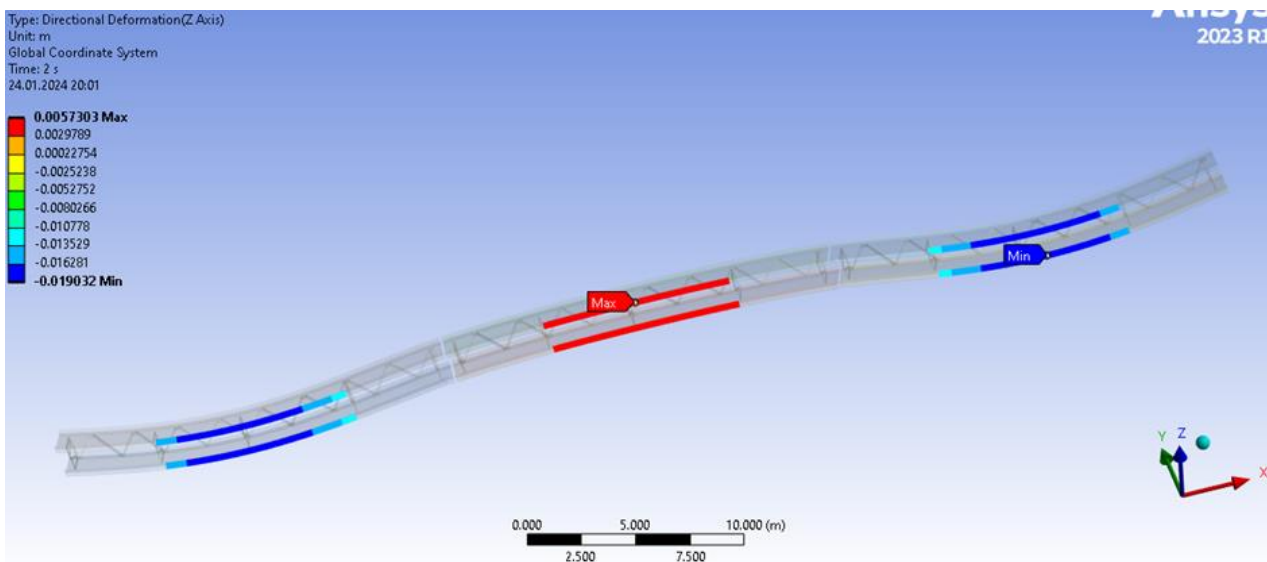


Рисунок 4.39. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням двох крайніх прольотів

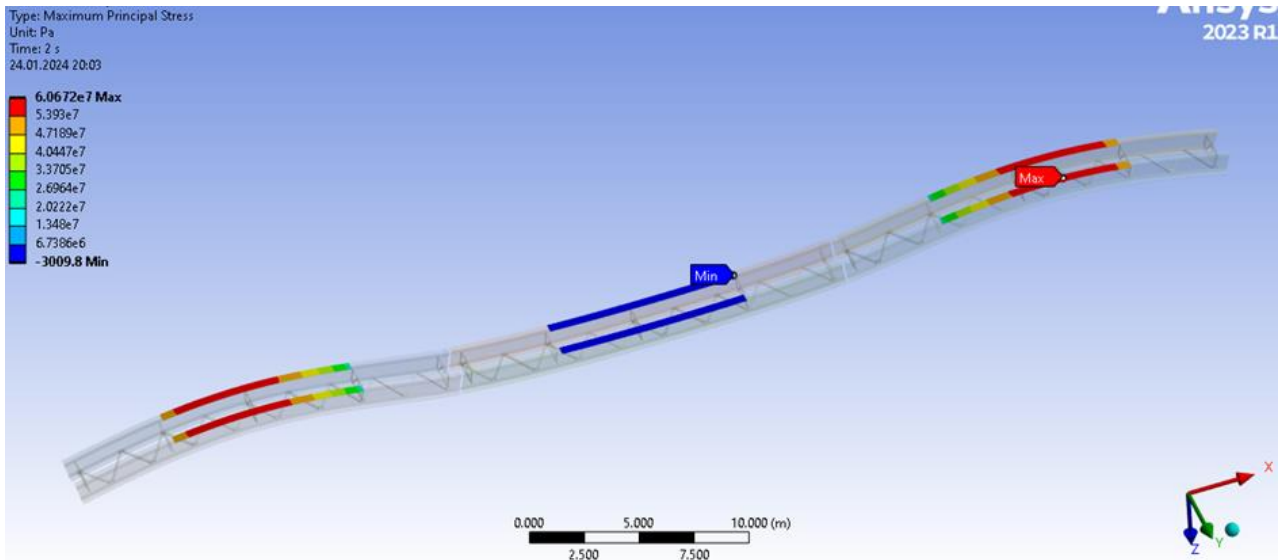


Рисунок 4.40. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням двох крайніх прольотів

При завантаженні всіх трьох прольотів нерозрізної прогонової будови максимальний прогин виникає у крайніх прогонах (рис. 4.41.) і становить 15.7 мм, максимальні головні напруження виникають у нижньому поясі крайніх прольотів (рис. 4.42.) і становлять 60,67 МПа.

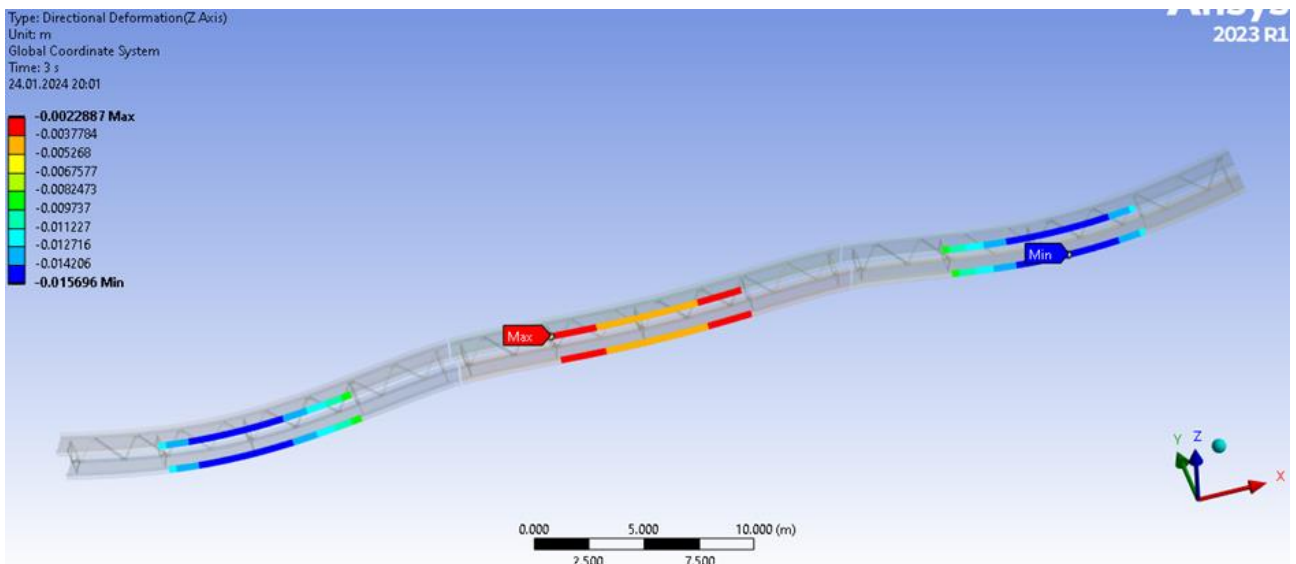


Рисунок 4.41. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням трьох прольотів

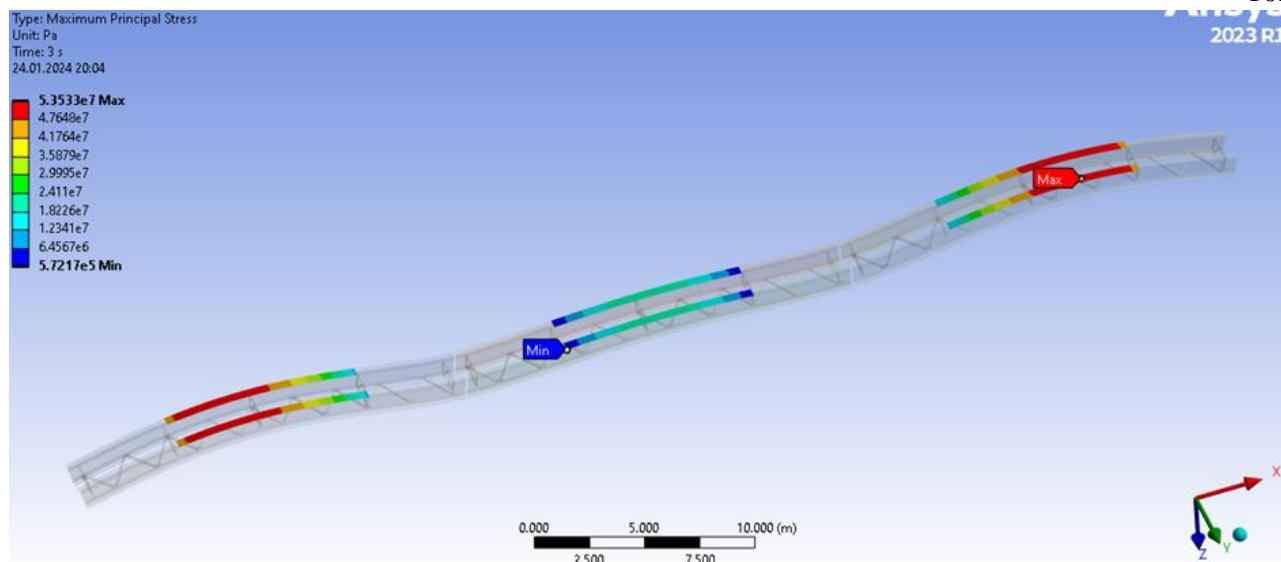


Рисунок 4.42. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з дерев'яним мостовим полотном при завантаженні тимчасовим навантаженням трьох прольотів

Таким чином можна порівняти напружено-деформований стан балочної (розрізної) прогонової будови і нерозрізних (двохпрольотних, трьохпрольотних) прогонових будов виготовлених з однакових металевих балок довготривалого зберігання з дерев'яним мостовим полотном при сприйнятті постійного і тимчасового навантажень (табл. 4.9.).

Таблиця 4.9.

Прогонова будова з дерев'яним мостовим полотном	Кількість завантажених одночасно прольотів	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа
Балочна прогонова будова	1	28,7	84,36
Нерозрізна двухпрольотна прогонова будова	1	17,7	57,78
	2	13,4	48,84
Нерозрізна трьохпрольотна прогонова будова	1 крайній	18,00	58,51
	1 центральний	11,4	39,48
	2 крайні	19,0	60,67
	3	15,7	60,67

Проміжний висновок: Поєднання типових прогонових будов з дерев'яним мостовим полотном в нерозрізні системи значно зменшує максимальні вертикальні прогини прогонової будови та головні напруження в елементах головних металевих балок.

Провівши аналіз роботи прогонової будови з залізобетонною плитою не включеною в роботу з головними металевими балками (п.4.2) можна спрогнозувати, що аналогічно до нерозрізних прогонових будов з дерев'яним мостовим полотном, нерозрізні прогонові будови з залізобетонною плитою проїзної частини не включеної в сумісну роботу з головними балками також значно змінять напружено - деформовані характеристики в бік зменшення.

4.5. Напружено-деформований стан прогонової будови при зміні розрахункової схеми прогонової будови з залізобетонною плитою проїзної частини включеною в сумісну роботу

4.5.1. Напружено-деформований стан при об'єднанні прогонових будов в двохпрольотну нерозрізну систему.

Розрахункова схема (рис. 4.43.) при розподілі на скінчені елементи відповідає попереднім моделям. Розбивання балок та в'язів на скінчені елементи, для проведення подальшого порівняльного аналізу, відповідає розрізній моделі. Загальна кількість елементів сягає 386036 та вузлів 2051466.

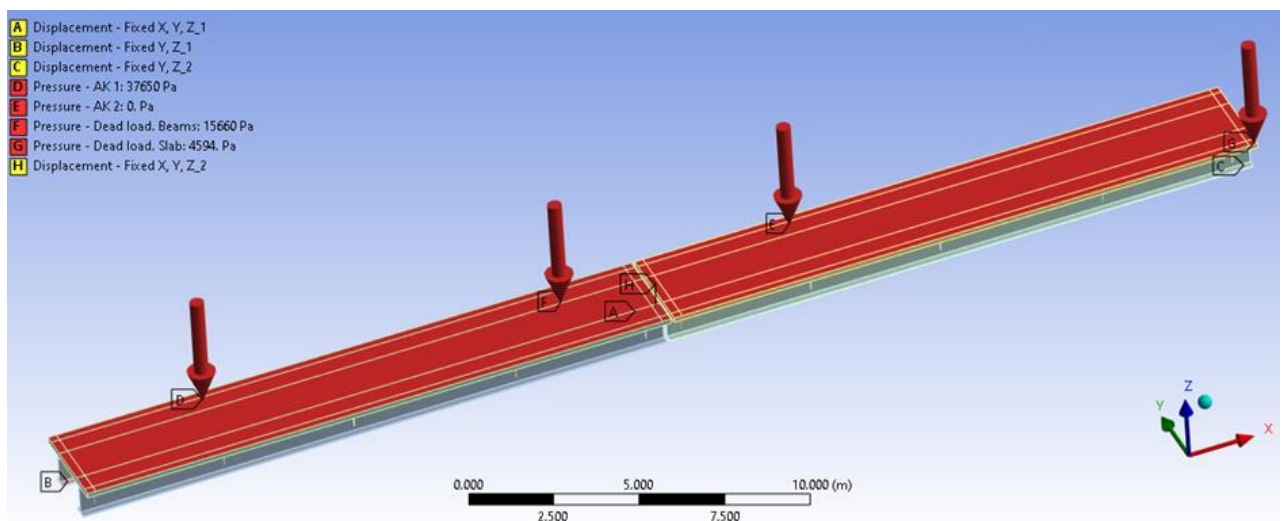


Рисунок 4.43. Розрахункова схема двохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою

Враховані наступні навантаження:

- власна вага однієї балки складає 7,05 кН/м із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,1$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 15,66 кПа;

- власна вага залізобетонної плити шириною 3 м становить 13,78 кН/м на прольот із врахованим коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_c=1,25$. Розподілений тиск на поверхню плити склав 4,59 кПа;

- тимчасове навантаження еквівалентне Н-30 становить 45,18 кН/м на смугу із врахованими коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_v=1,4$ і динамічним коефіцієнтом $(1+\mu) = 1,27$. Розподілений тиск на верхні полиці балок склав 50,2 кПа.

При завантаженні одного прогону тимчасовим навантаженням максимальне значення вертикального прогину в прольоті (рис. 4.44.) становить 11.5 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі (рис. 4.45) становлять 56.01 МПа.

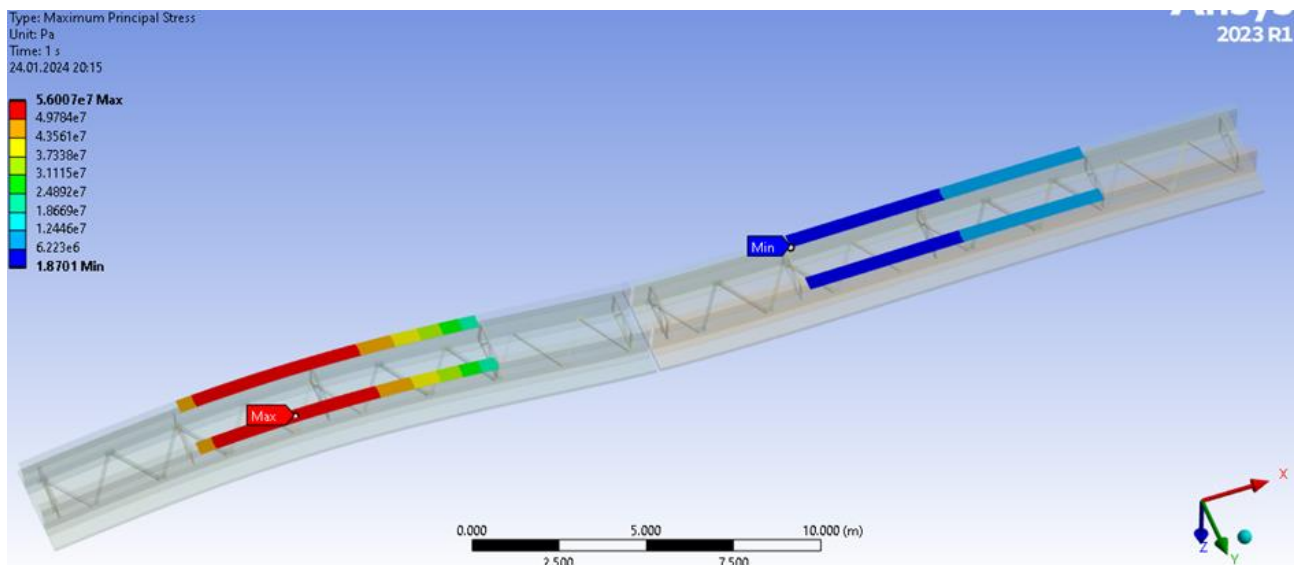


Рисунок 4.44. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні одного прольоту

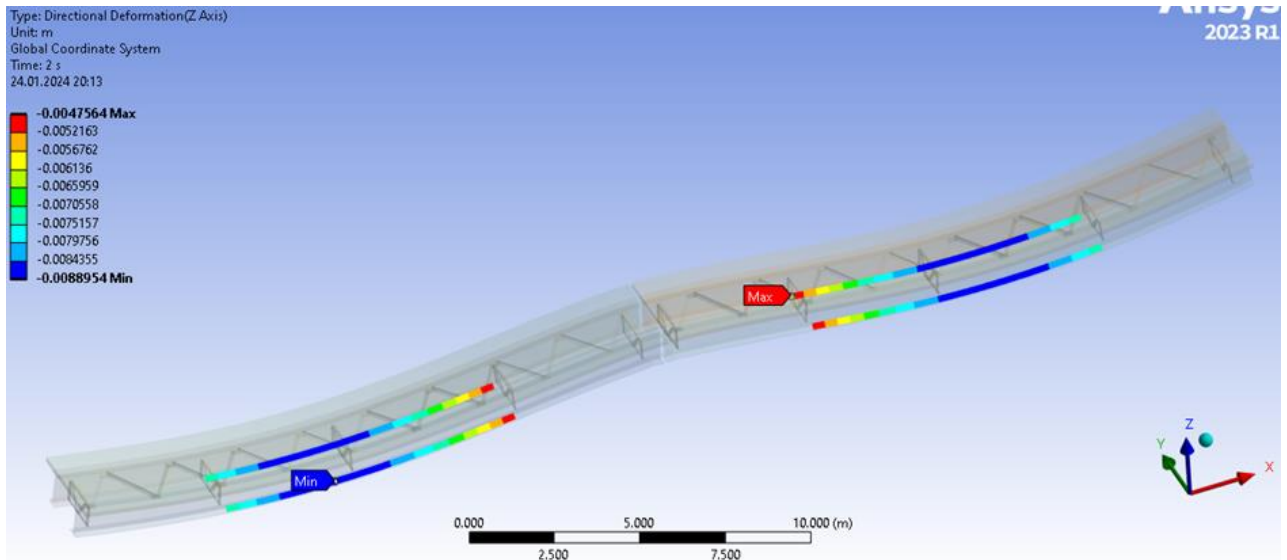


Рисунок 4.45. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні одного прольоту

При завантаженні двох прогонів тимчасовим навантаженням одночасно максимальне значення вертикального прогину в прольоті (рис. 4.46.) становить 8,9 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі головних балок (рис. 4.47.) становлять 47,55 МПа.

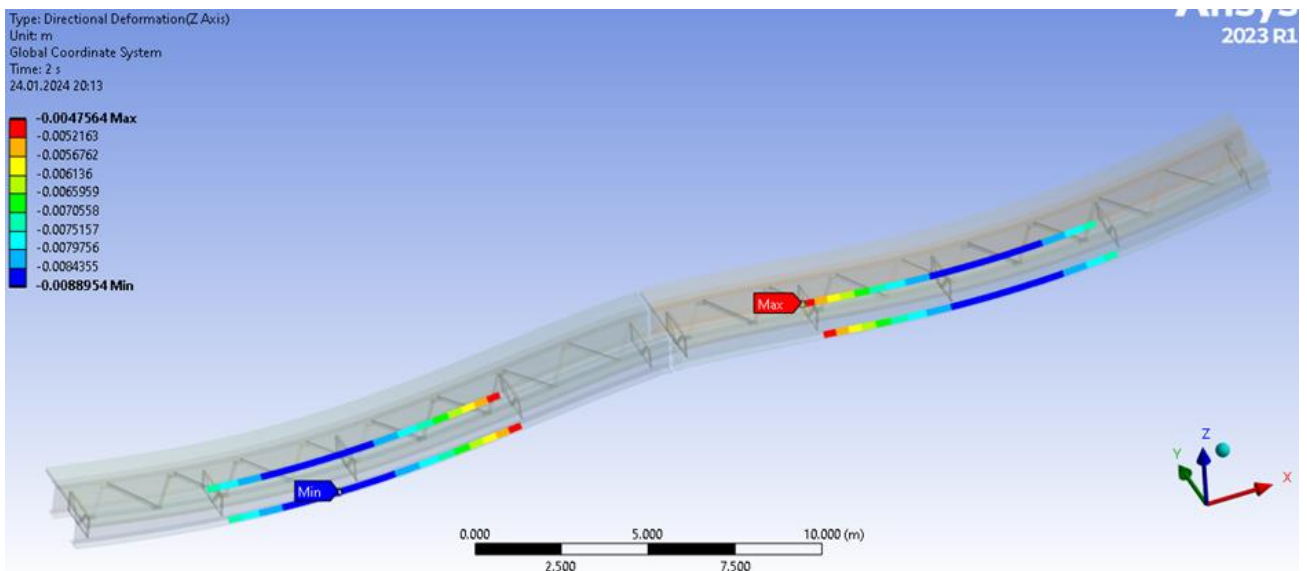


Рисунок 4.46. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням двох прольотів одночасно

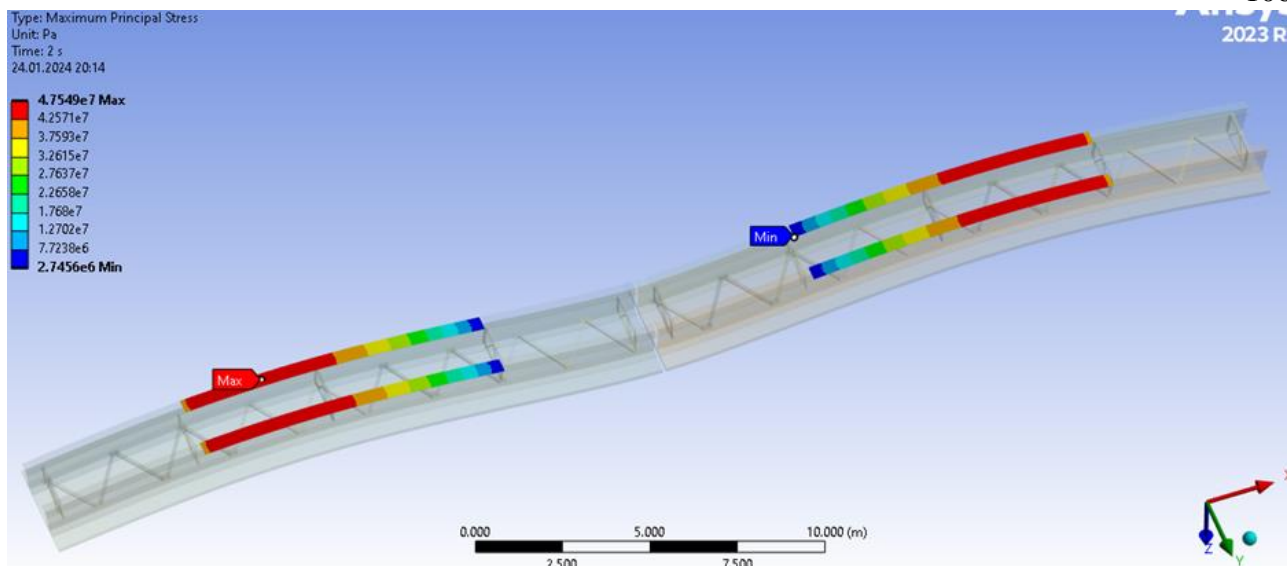


Рисунок 4.47. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням двох прольотів одночасно

4.5.2. Напружено-деформований стан при об'єднанні прогонових будов в трьохпрольотну нерозрізну систему.

Розрахункова схема (рис. 4.48.) при розподілі на скінчені елементи відповідає попереднім моделям. Загальна кількість елементів сягає 579054 та вузлів 3077199.

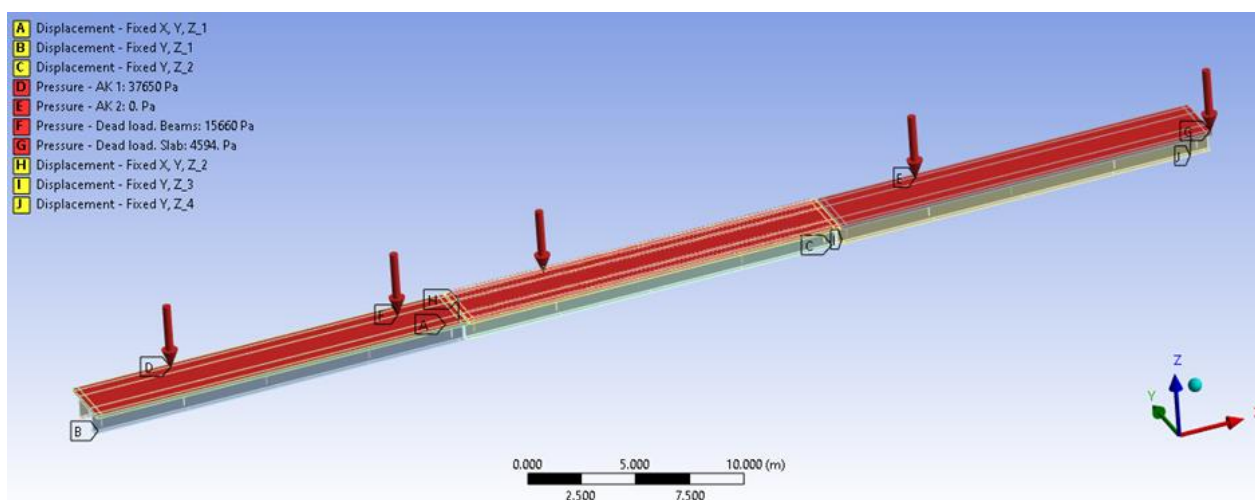


Рисунок 4.48. Розрахункова схема трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою

Постійні і тимчасові навантаження аналогічні попередньому варіанту завантаження прогонової будови.

При завантаженні тимчасовим навантаженням одного крайнього прольоту прольоту максимальне значення вертикального прогину (рис. 4.49.) виникає в середині прольоту що завантажується і становить 11,9 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі (нижньому горизонтальному листі) головних балок (рис. 4.50.) в такому випадку будуть становити 57,43 МПа.

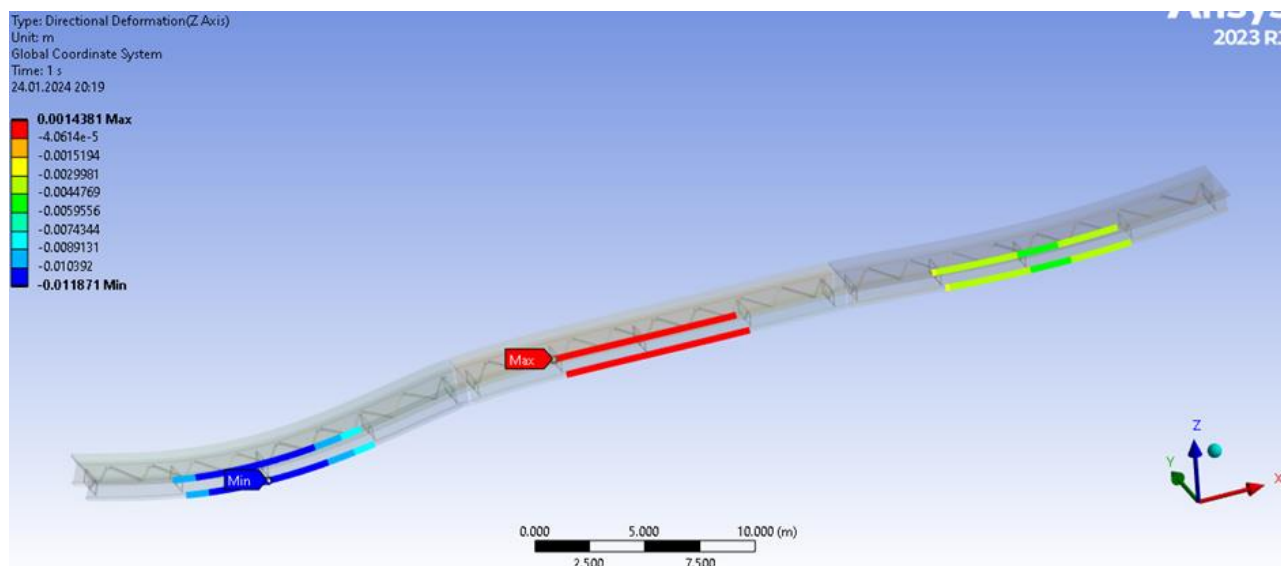


Рисунок 4.49. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням одного крайнього прольоту

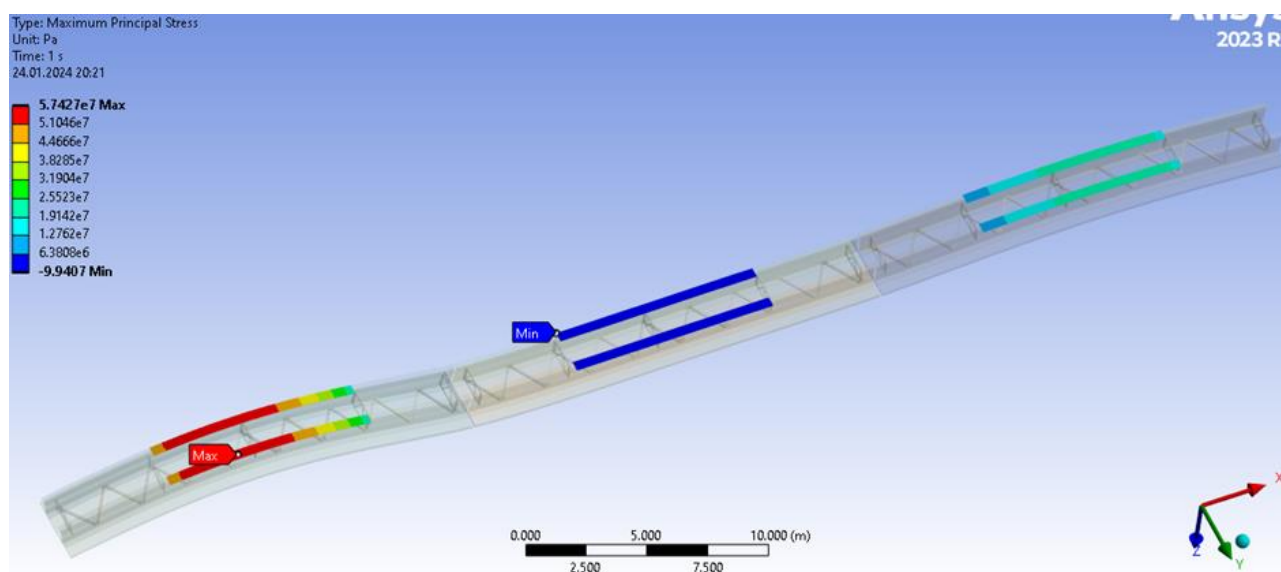


Рисунок 4.50. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням одного крайнього прольоту

При завантаженні тимчасовим навантаженням одного центрального прольоту максимальне значення вертикального прогину (рис. 4.51.) виникає в середині прольоту що завантажується і становить 7,3 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі головних балок (рис. 4.52.) становлять 37,0 МПа.

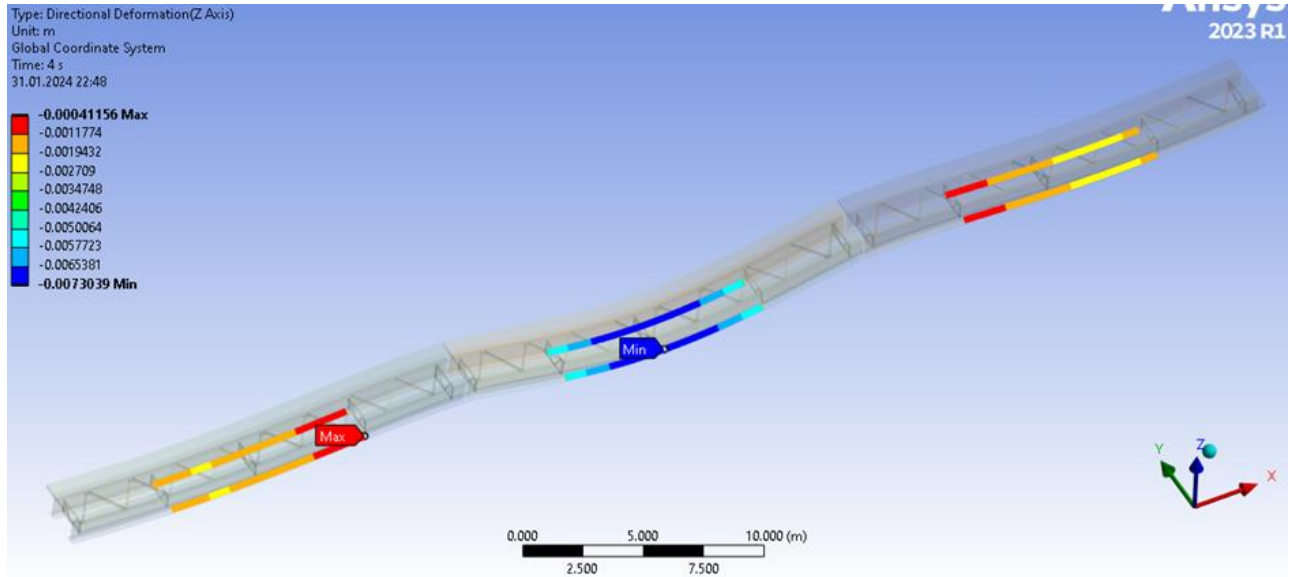


Рисунок 4.51. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням одного центрального прольоту

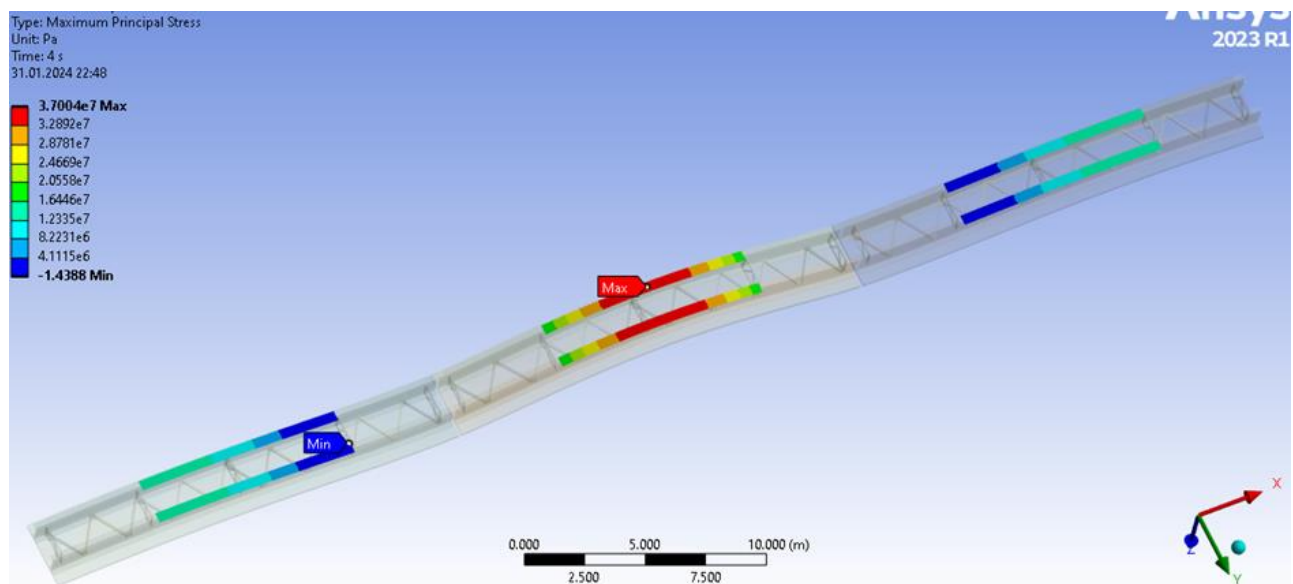


Рисунок 4.52. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням одного центрального прольоту

При завантаженні тимчасовим навантаженням двох крайніх прольотів одночасно максимальне значення вертикального прогину (рис. 4.53.) становить 12,5 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі головних балок (рис. 4.54.) становлять 59,77 МПа.

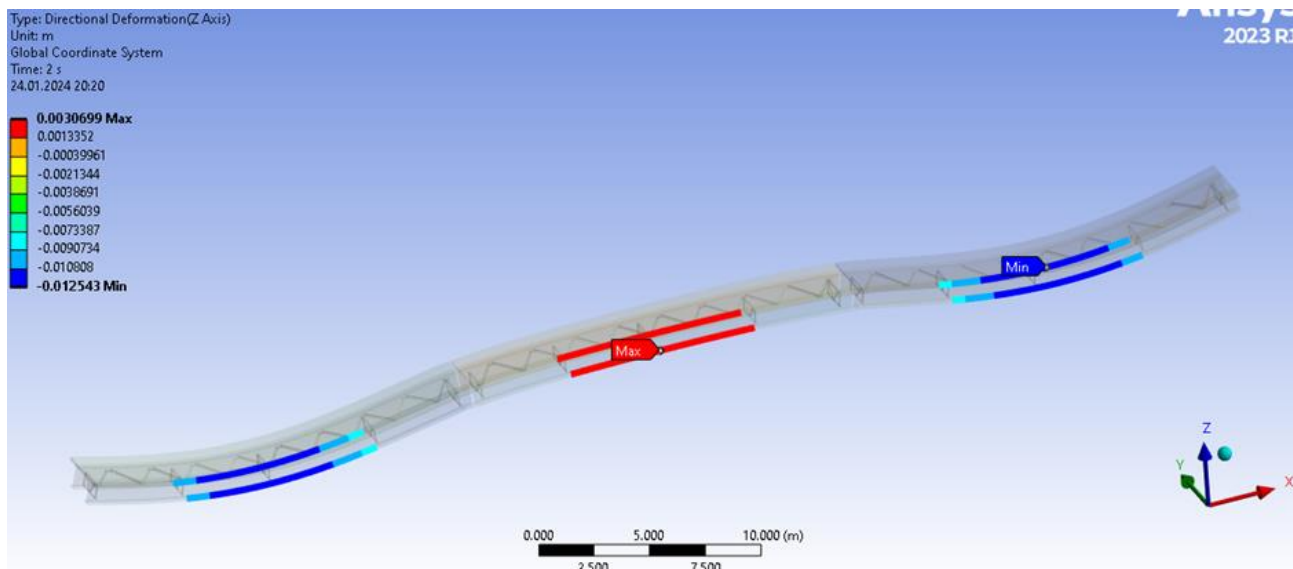


Рисунок 4.53. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням двох крайніх прольотів одночасно

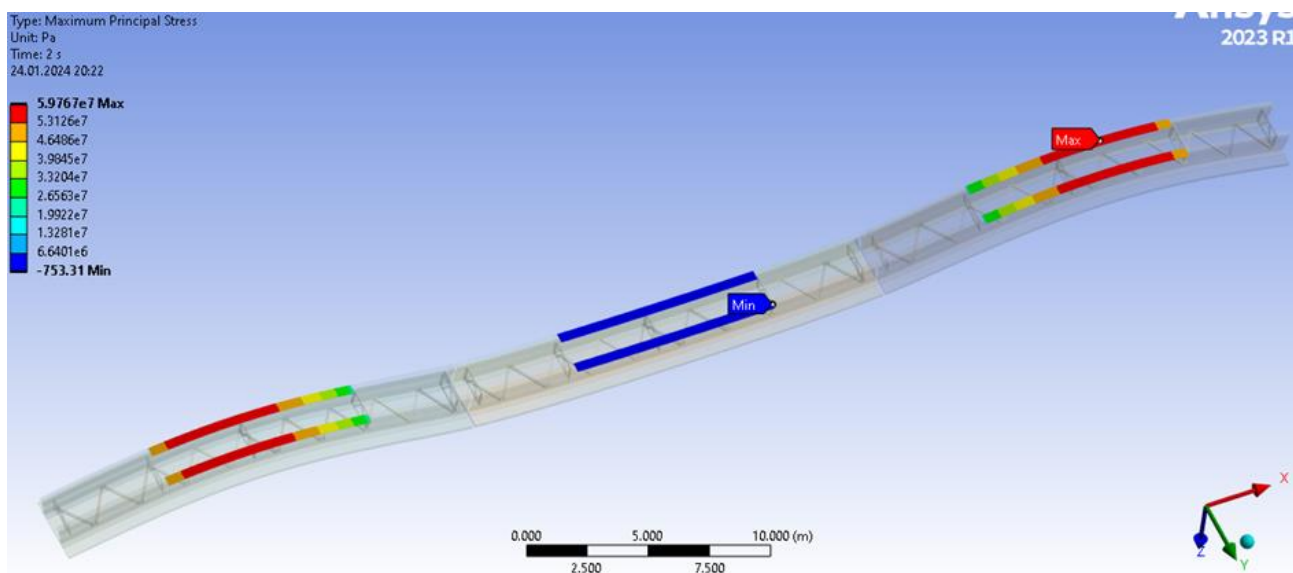


Рисунок 4.54. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні тимчасовим навантаженням двох крайніх прольотів одночасно

При завантаженні тимчасовим навантаженням трьох прольотів одночасно максимальне значення прогину (рис. 4.55.) становить 10,5 мм. Максимальні головні напруження у нижньому поясі головних балок (рис. 4.56.) становлять 52,83 МПа.

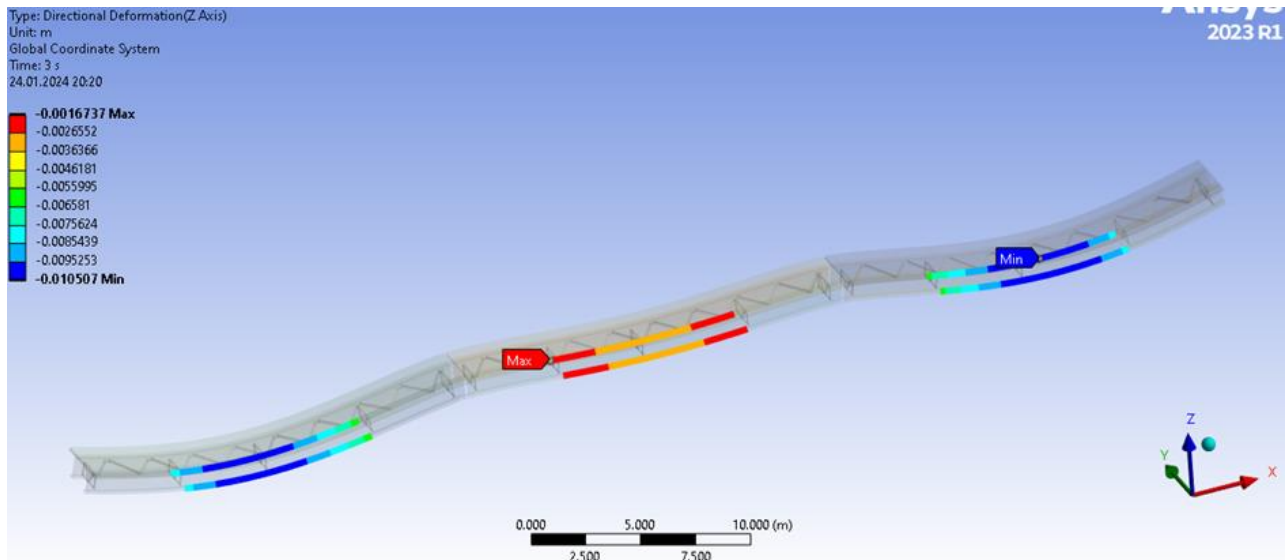


Рисунок 4.55. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні трьох прольотів одночасно

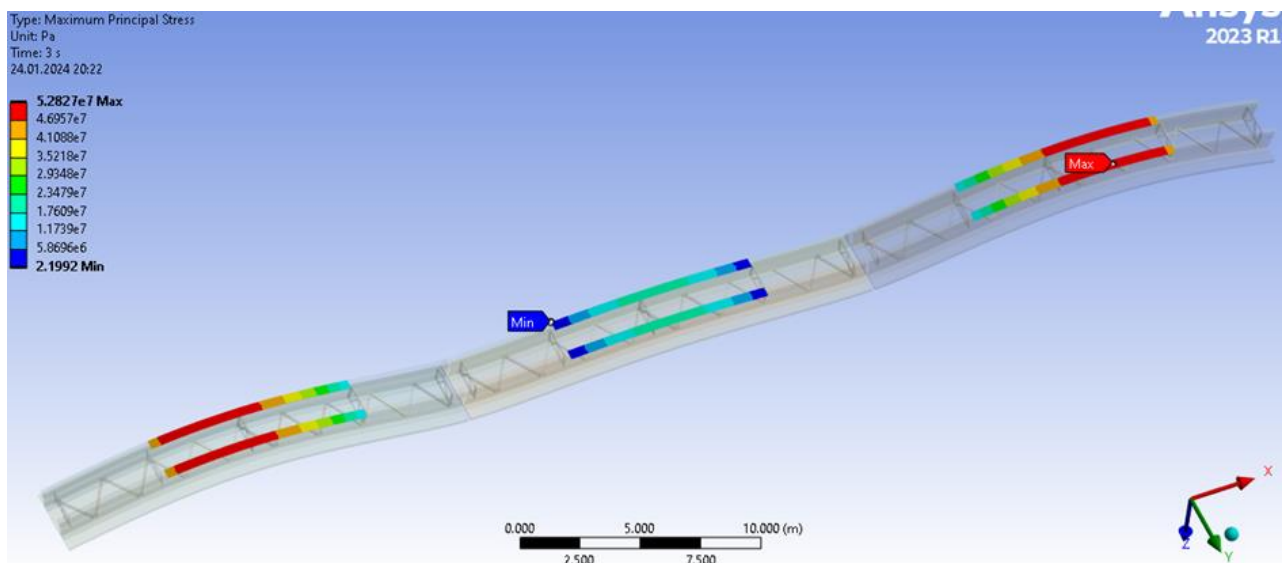


Рисунок 4.56. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з залізобетонною плитою при завантаженні трьох прольотів одночасно

Таким чином можна порівняти напружено-деформований стан різних варіантів прогонових будов виготовлених з наявних балок тривалого зберігання із залізобетонною плитою проїзної частини однакової товщини $h=15$ см (табл.4.10).

Прогонова будова з залізобетонною плитою	Кількість завантажених одночасно прольотів	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа
Балочна прогонова будова плита не включена в роботу	1	33,6	98,63
Балочна сталезалізобетонна прогонова будова	1	18,3	81,95
Нерозрізна двохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова	1	11,5	56,01
	2	8,9	47,55
Нерозрізна трьохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова	1 крайній	11,9	57,43
	1 центральний	7,3	37,0
	2 крайні	12,5	59,77
	3	10,5	52,83

Проміжний висновок: при одночасній зміні характеристик поперечного перерізу і розрахункової схеми прогонової будови можна досягнути значного покращення жорсткісних характеристик прогонової будови і зменшення напружень в елементах головних балок.

4.6. Напружено-деформований стан сталезалізобетонної нерозрізної прогонової будови з двома смугами руху транспорту

4.6.1. Напружено-деформований стан двохпрольотної сталезалізобетонної нерозрізної прогонової будови з двома смугами руху транспорту.

Для забезпечення двох смуг руху автомобільного транспорту при тимчасовому відновленні і будівництві мостів найменша ширина проїзної частини, для V категорії дороги, повинна становити не менше 4,5 м, тому необхідно забезпечити чотири зварні широкополочні балки в перерізі.

Розрахункова схема двохпрольотної нерозрізної прогонової будови під дві смуги руху автомобільного транспорту (рис.4.57) при розподілі на скінчені елементи відповідає попередній моделі. Загальна кількість елементів сягає

780584 та вузлів 4136010. Закріплення моделі на проміжній опорі шарнірно-нерухоме, усі інші – шарнірно-рухомі.

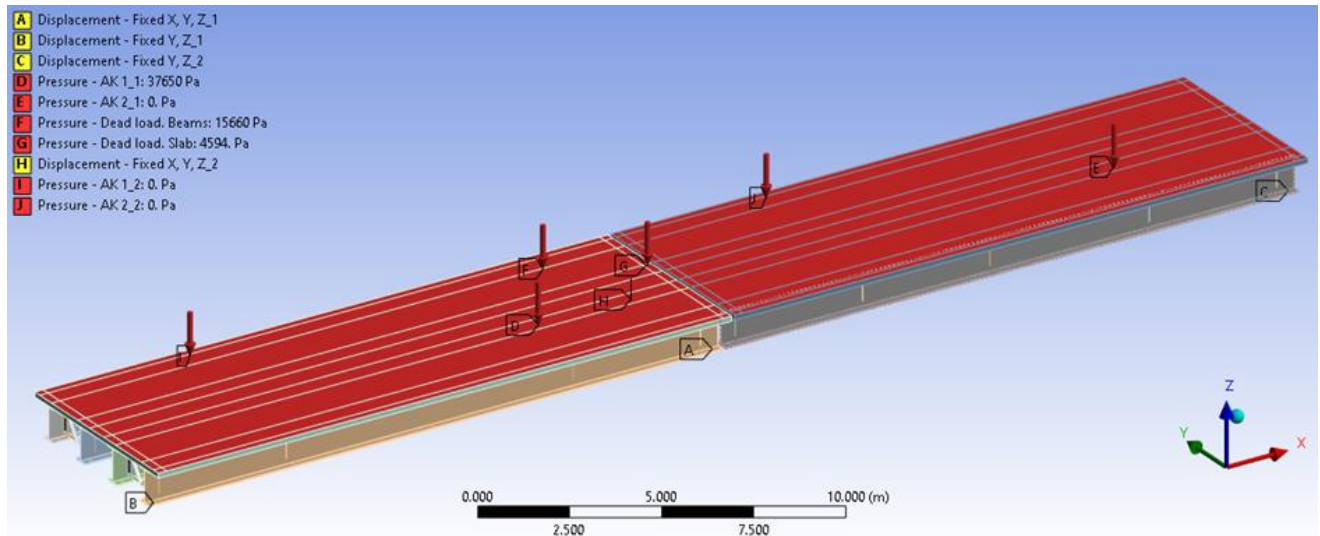


Рисунок 4.57. Розрахункова схема двохпрольотної прогонової будови під дві смуги руху транспорту

Тимчасове навантаження для завантаження моделі еквівалентне Н-30 ($\gamma_v=1.4$, $1+\mu=1.27$). Постійне навантаження - відповідно попереднім завантаженням.

Розглянуто чотири варіанти завантаження двохпрольотної нерозрізної прогонової будови під дві смуги руху транспорту:

- перший варіант – завантажена одна смуга на один прольот: деформований стан (рис. 4.58), напружений стан (рис. 4.59);
- другий варіант – завантажена одна смуга на два прольоти одночасно: деформований стан (рис. 4.60), напружений стан (рис. 4.61);
- третій варіант – завантажено дві смуги на один прольот: деформований стан (рис. 4.62), напружений стан (рис. 4.63) ;
- четвертий варіант – завантажено дві смуги на два прольоти одночасно: деформований стан (рис. 4.64), напружений стан (рис. 4.65)

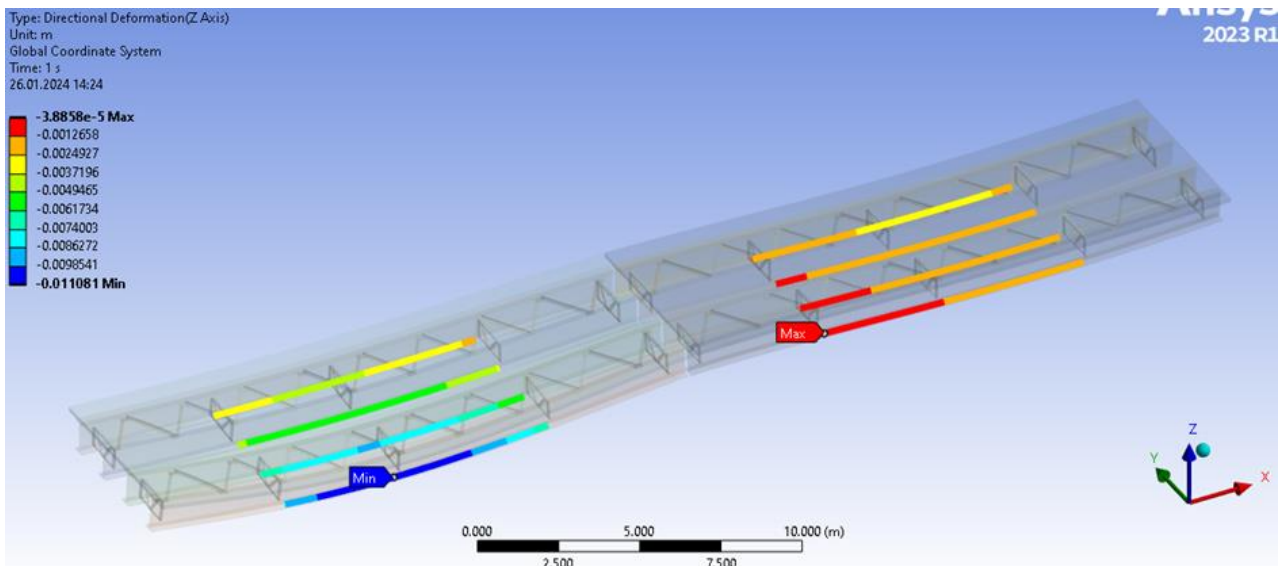


Рисунок 4.58. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на одному прольоті

Найбільший вертикальний прогин виникає в середині прольоту який завантажено тимчасовим навантаженням і дорівнює 11,1 мм.

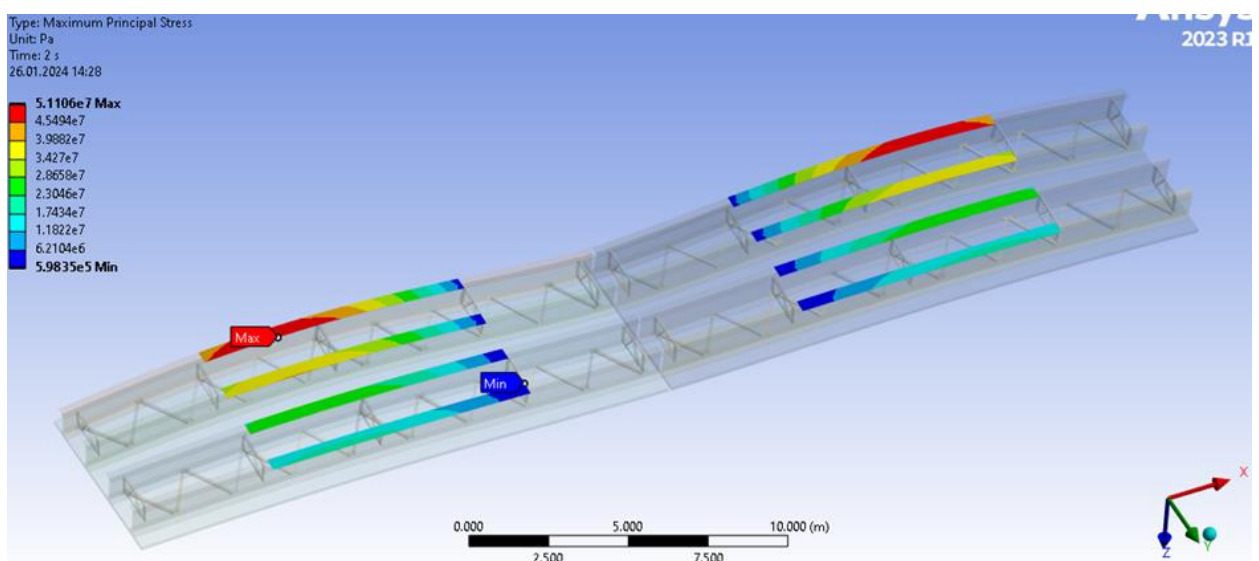


Рисунок 4.59. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на одному прольоті

Найбільші напруження виникають під дією тимчасового навантаження в крайній головній балці в середині прольоту у нижньому горизонтальному листі і становлять 58.18 МПа.

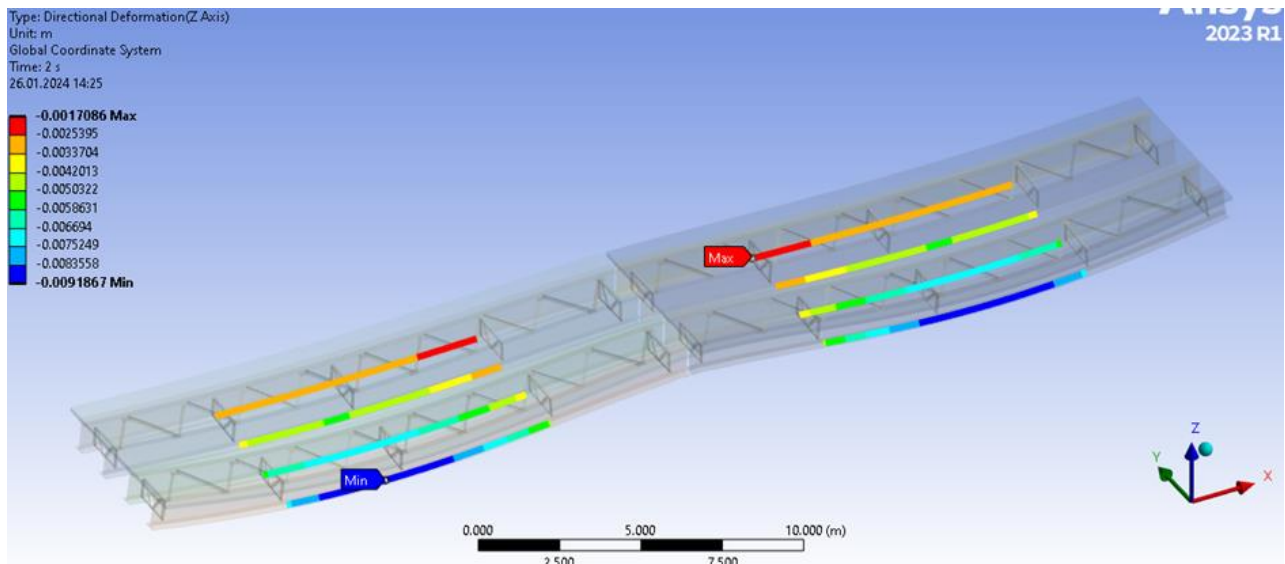


Рисунок 4.60. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на двох прольотах

При завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на двох прольотах максимальний вертикальний прогин виникає в середині одного з прольотів і становить 9,2 мм.

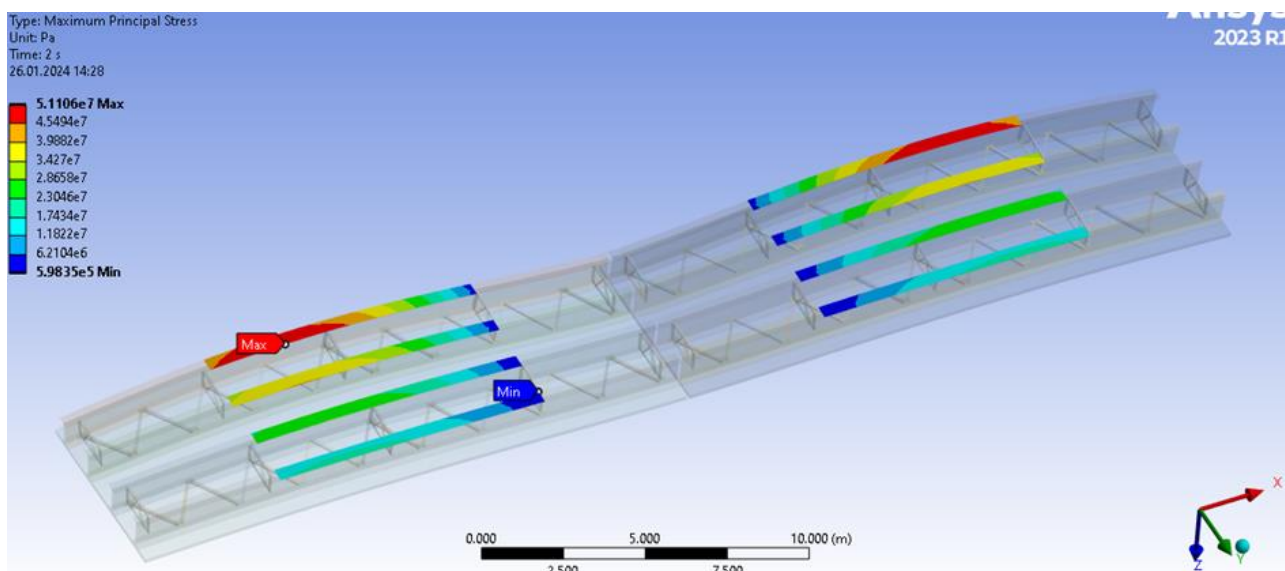


Рисунок 4.61. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на двох прольотах

Напруження, при цьому, в крайній головній балці під смугою яка завантажена є максимальними і становлять 51,1 МПа.

Напруження і деформації в елементах протилежної в перерізі балки є на порядок нижчими, що підтверджує низьку здатність не товстої залізобетонної плити розподіляти навантаження в поперечному напрямку прогонової будови.

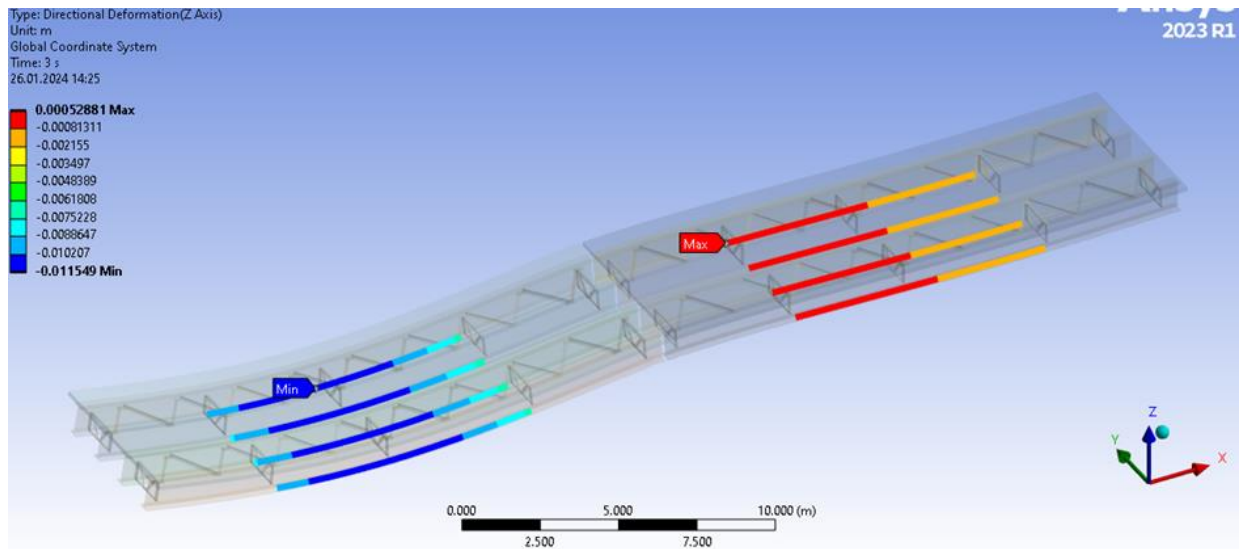


Рисунок 4.62. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на одному прольоті

При завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху одного з прольотів максимальні напруження і вертикальний прогин виникають в середині навантаженого прольоту однакові у всіх балках і становлять 57,1 МПа та 11,6 мм відповідно.

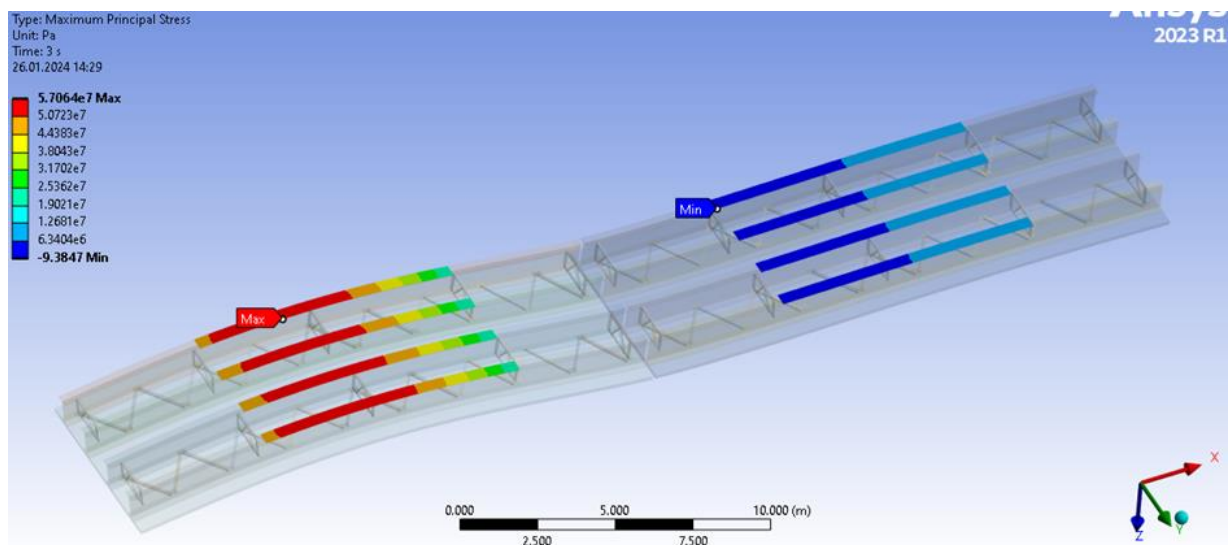


Рисунок 4.63. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на одному прольоті

При завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху одного з прольотів максимальні напруження і вертикальний прогин виникають в середині навантаженого прольоту однакові у всіх балках і становлять 57,1 МПа та 11,6 мм відповідно.

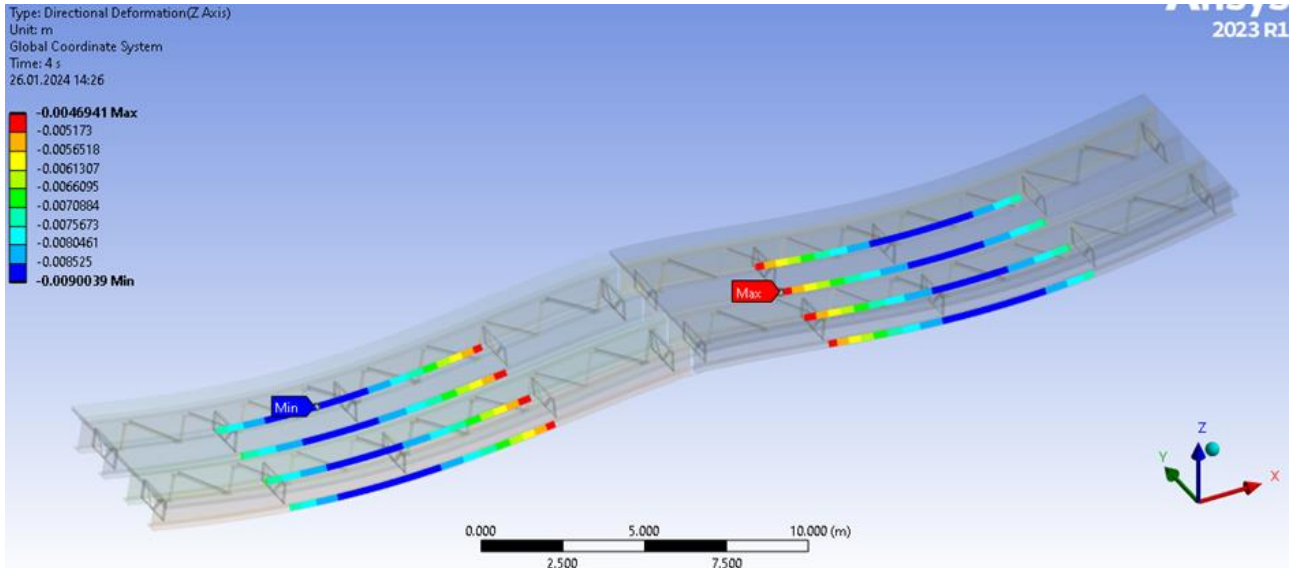


Рисунок 4.64. Деформований стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на двох прольотах

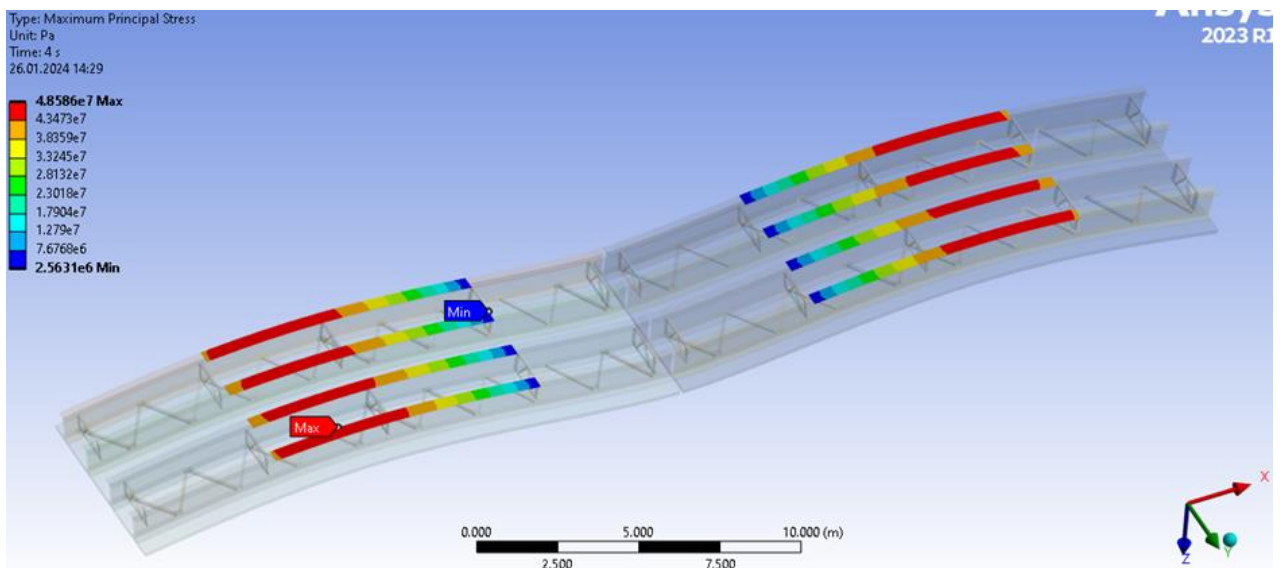


Рисунок 4.65. Напружений стан нерозрізної двохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на двох прольотах

При завантаженні обох прольотів двома смугами руху прогонова будова показує найменші значення вертикальних переміщень (прогинів) та найменші

значення напружень в елементах головних металевих балок, 9,0 мм та 48,6 МПа відповідно.

Результати завантаження тимчасовим навантаженням двохпрольотної сталезалізобетонної прогонової будови з двома смугами руху (табл. 4.11) свідчать про значний запас міцності і жорсткості вище розглянутої прогонової будови, найкраще прогонова будова працює при симетричному завантаженні обох прольотів, ефект від сумісної роботи металевої балки і залізобетонної плити є очевидним.

Таблиця 4.11.

Прогонова будова з залізобетонною плитою	Схема завантаження	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа
Двохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова з двома смугами руху	одна смуга на один прольот	11,1	58,18
	одна смуга два прольоти одночасно	9,2	51,11
	дві смуги на одному прольоті	11,6	57,06
	дві смуги на двох прольотах одночасно	9,0	48,59

4.6.2. Напружено-деформований стан трьохпрольотної сталезалізобетонної нерозрізної прогонової будови з двома смугами руху транспорту.

Розрахункова схема трьохпрольотної сталезалізобетонної нерозрізної прогонової будови під дві смуги руху автомобільного транспорту (рис.4.6б) при розподілі на скінчені елементи відповідає попереднім моделям. Загальна кількість елементів сягає 1170876 та вузлів 6204015. Закріплення моделі на одній з проміжних опор шарнірно-нерухоме, усі інші – шарнірно-рухомі.

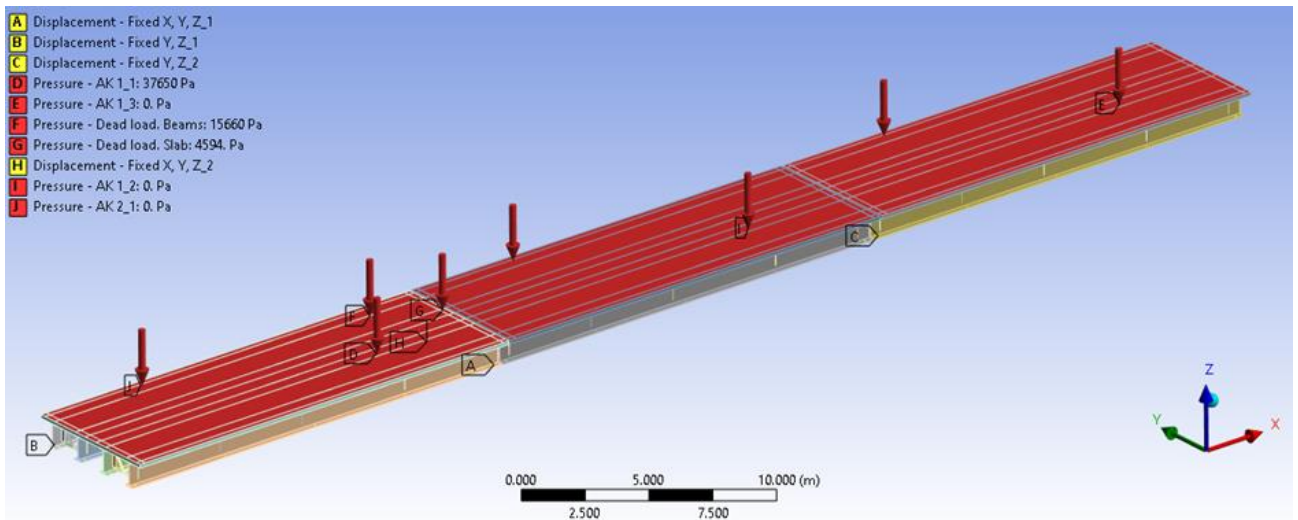


Рисунок 4.66. Розрахункова схема трьохпрольотної сталезалізобетонної прогонової будови під дві смуги руху транспорту

Інтенсивність постійного та тимчасового навантаження, які розглядаються, відповідають попередній моделі.

Розглянуто шість варіантів завантаження нерозрізної прогонової будови під дві смуги руху тимчасовим навантаженням:

- перший варіант – завантажена одна смуга на одному крайньому прольоті: деформований стан (рис. 4.67), напружений стан (рис. 4.68);
- другий варіант – завантажена одна смуга на двох крайніх прольотах одночасно: деформований стан (рис. 4.69), напружений стан (рис. 4.70);
- третій варіант – завантажена одна смуга на трьох прольотах одночасно: деформований стан (рис. 4.71), напружений стан (рис. 4.72);
- четвертий варіант – завантажено дві смуги на одному крайньому прольоті одночасно: деформований стан (рис. 4.73), напружений стан (рис. 4.74);
- п'ятий варіант – завантажено дві смуги на крайні двох прольотах одночасно: деформований стан (рис. 4.75), напружений стан (рис. 4.76);
- шостий варіант – завантажено дві смуги на трьох прольотах одночасно: деформований стан (рис. 4.77), напружений стан (рис. 4.78).

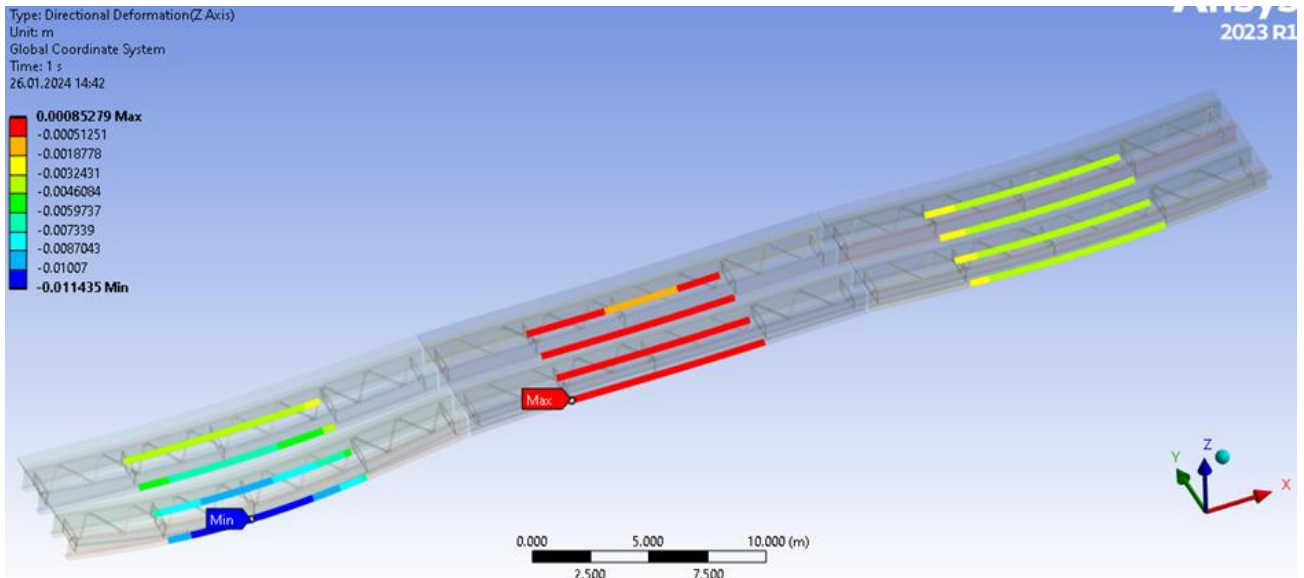


Рисунок 4.67. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на одному прольоті

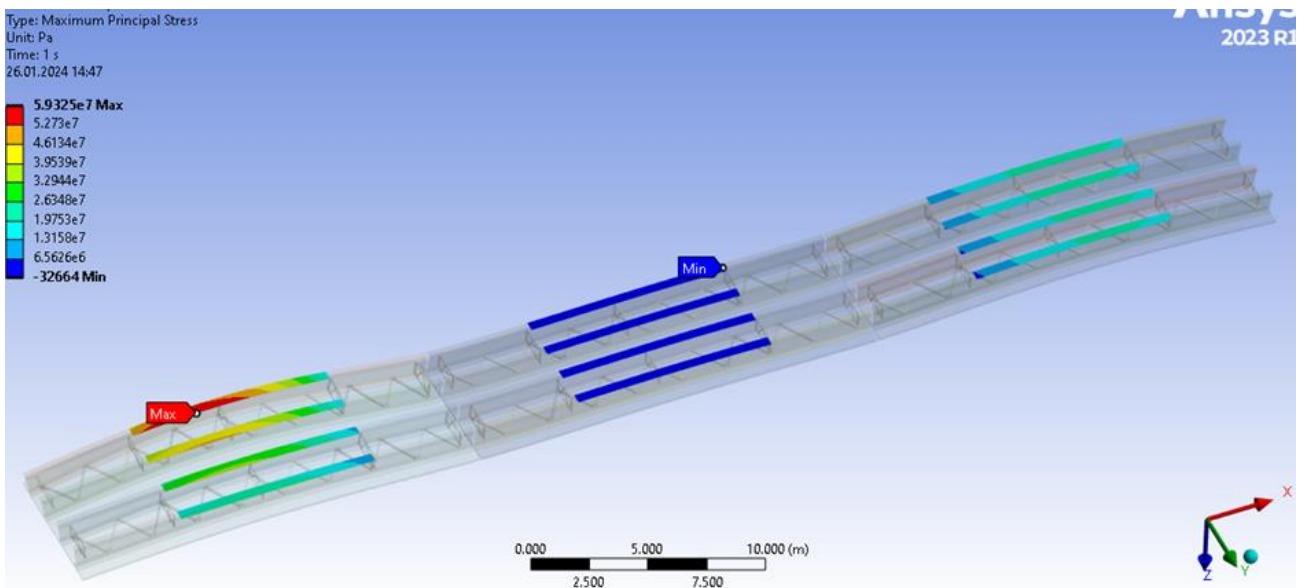


Рисунок 4.68. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на одному прольоті

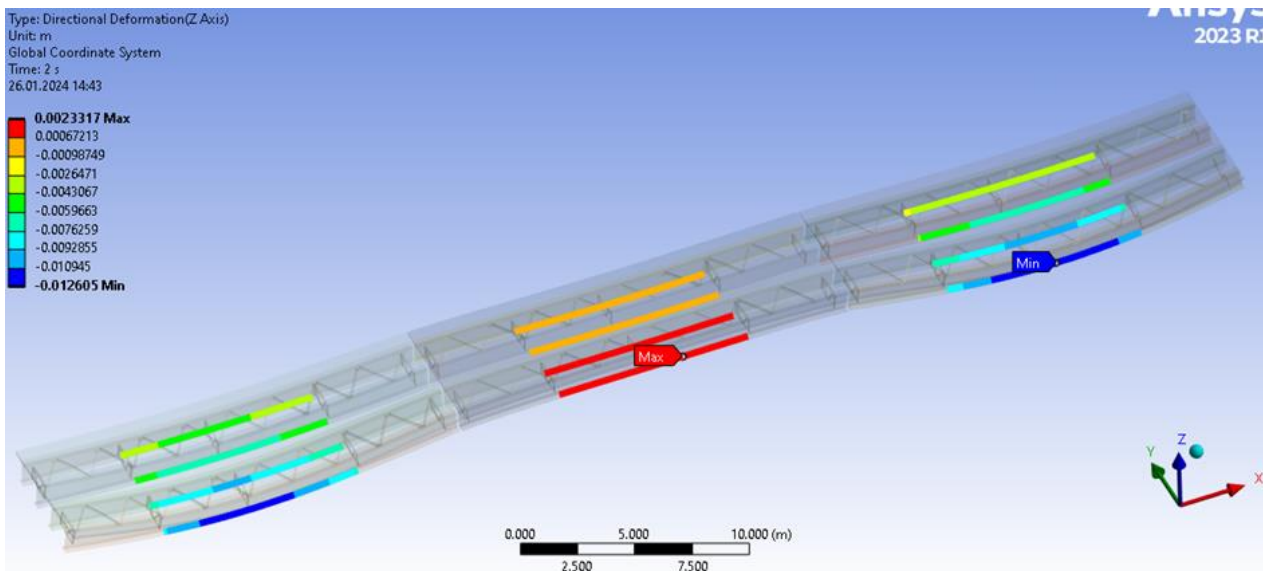


Рисунок 4.69. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на двох прольотах

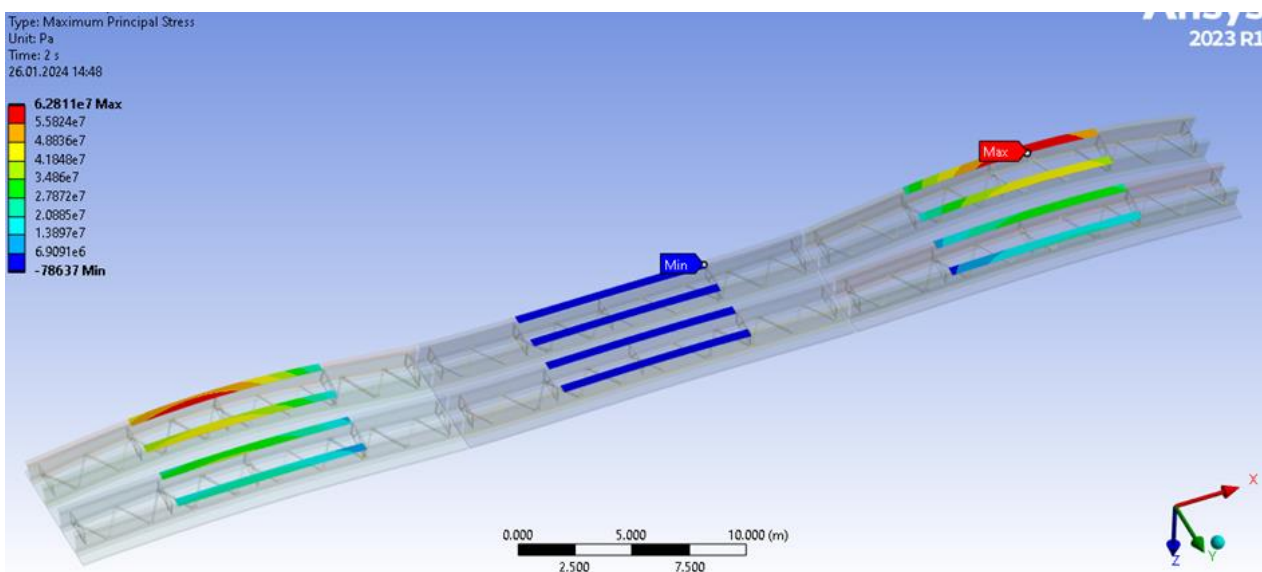


Рисунок 4.70. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на двох прольотах

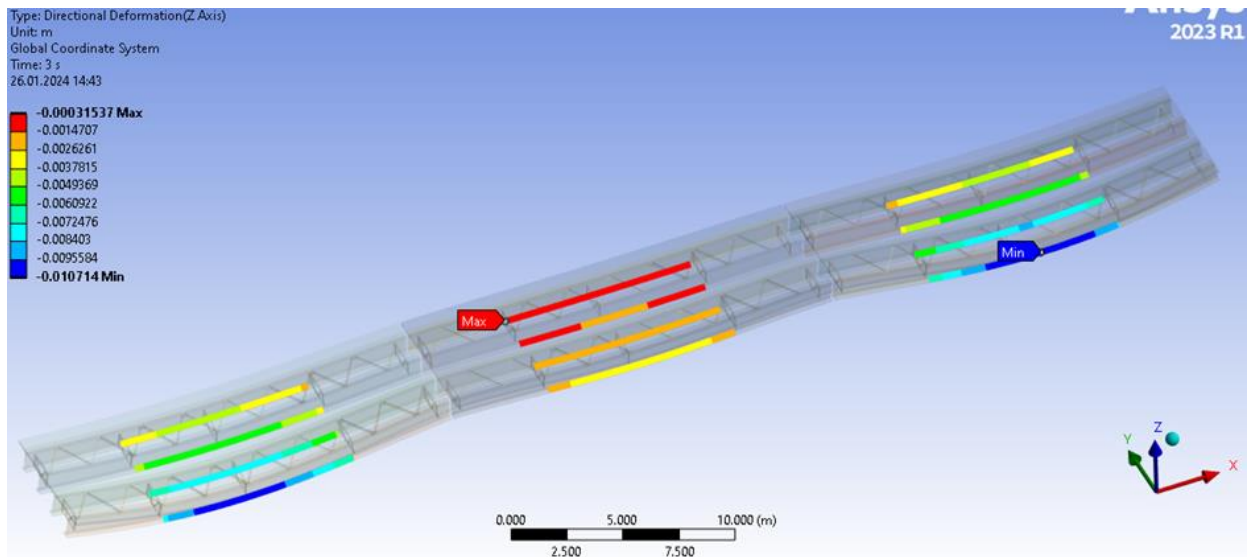


Рисунок 4.71. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на трьох прольотах

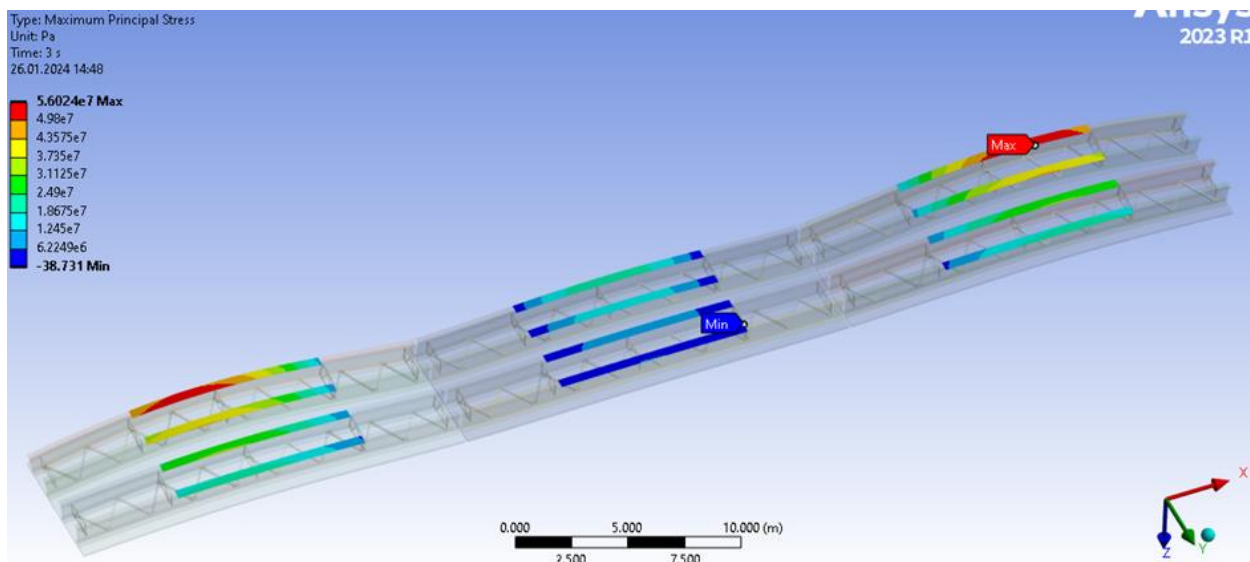


Рисунок 4.72. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням однієї смуги руху на трьох прольотах

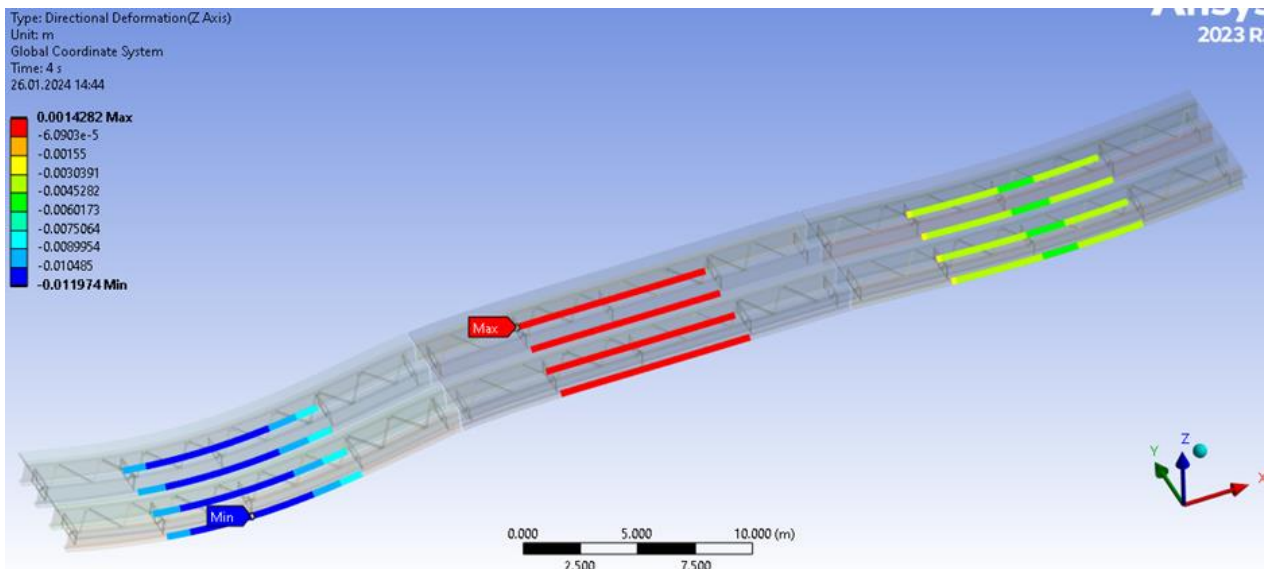


Рисунок 4.73. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на одному прольоті

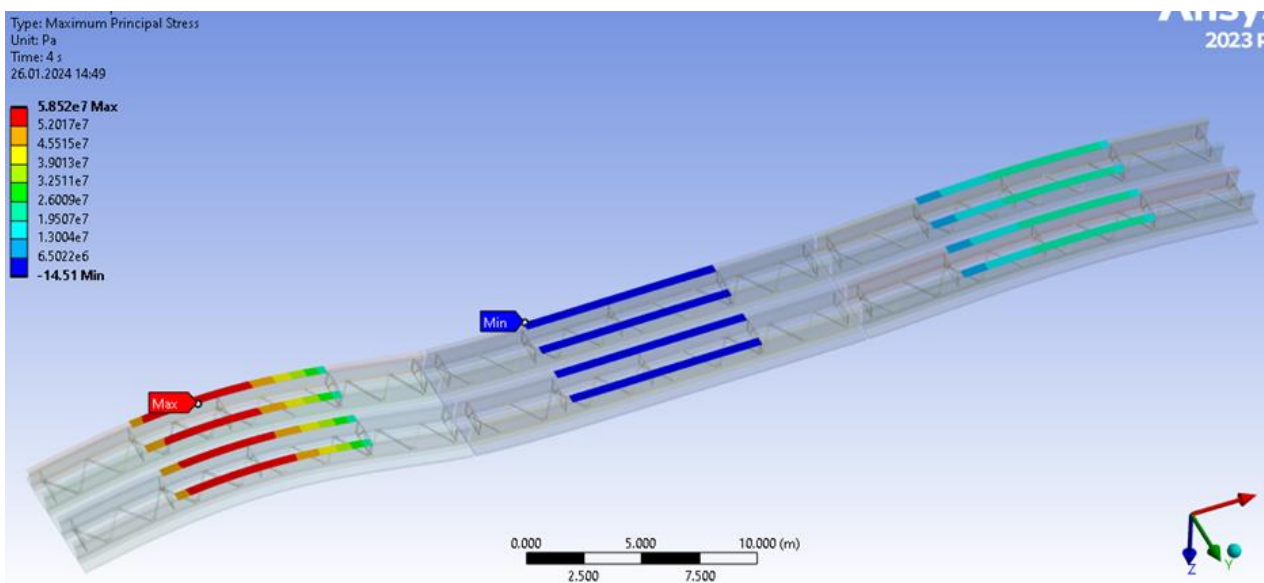


Рисунок 4.74. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на одному прольоті

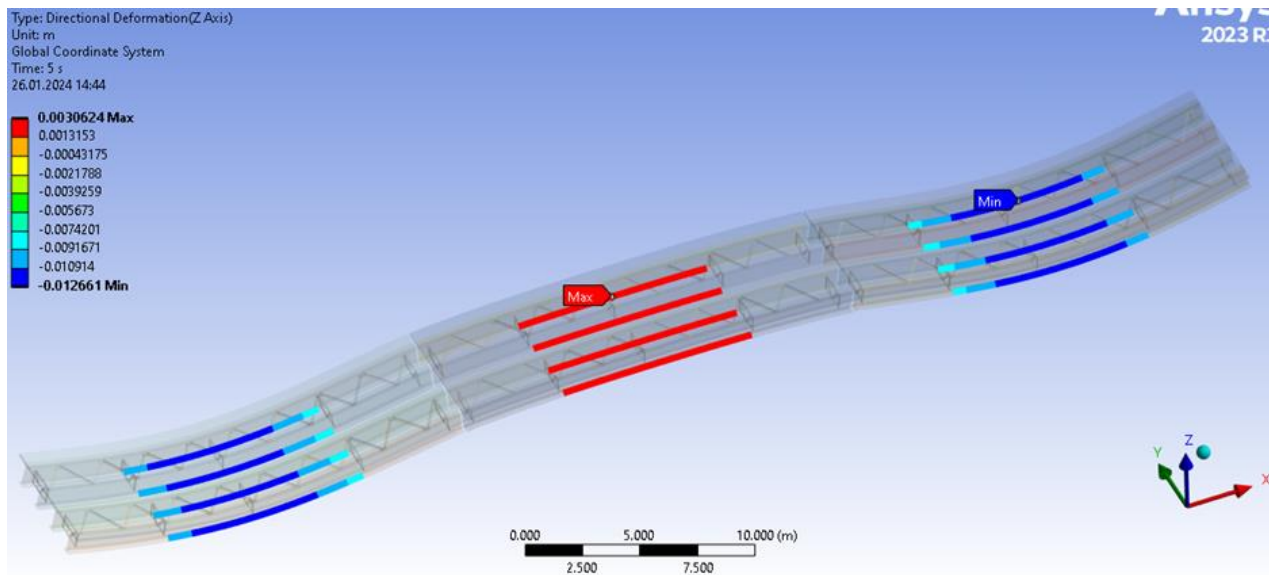


Рисунок 4.75. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на двох прольотах

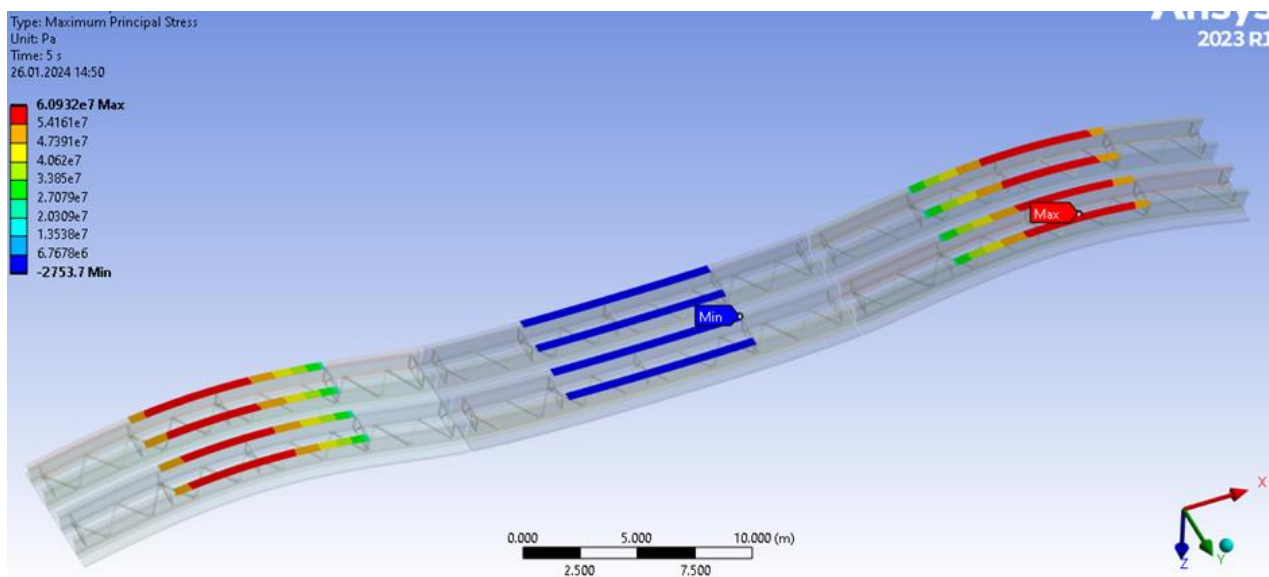


Рисунок 4.76. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на двох прольотах

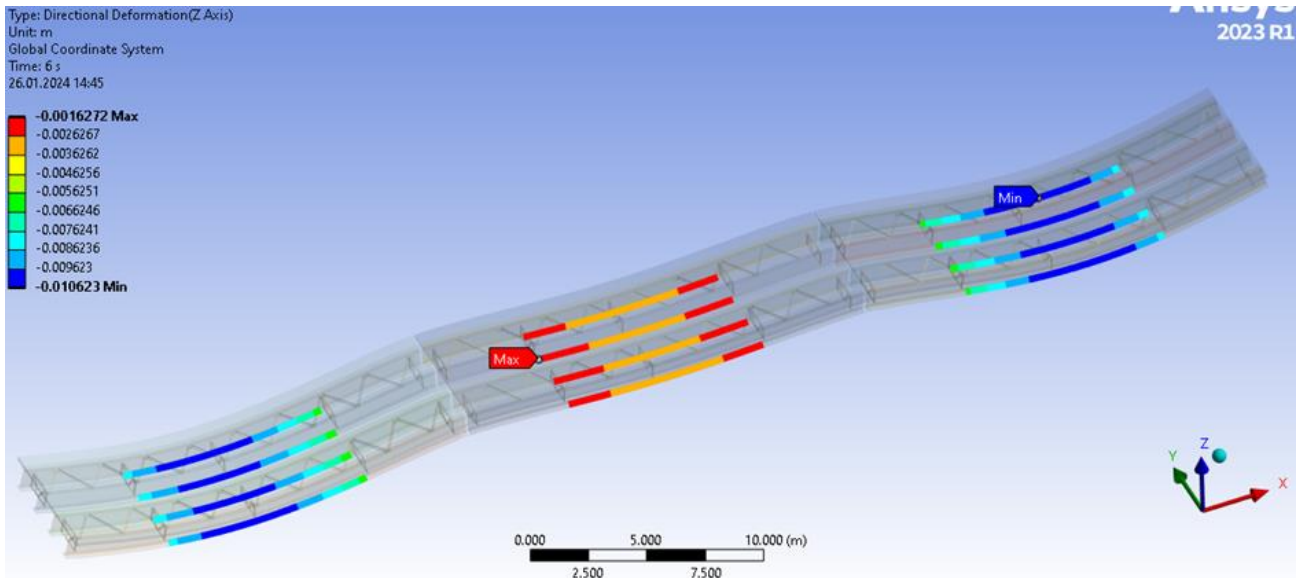


Рисунок 4.77. Деформований стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на трьох прольотах

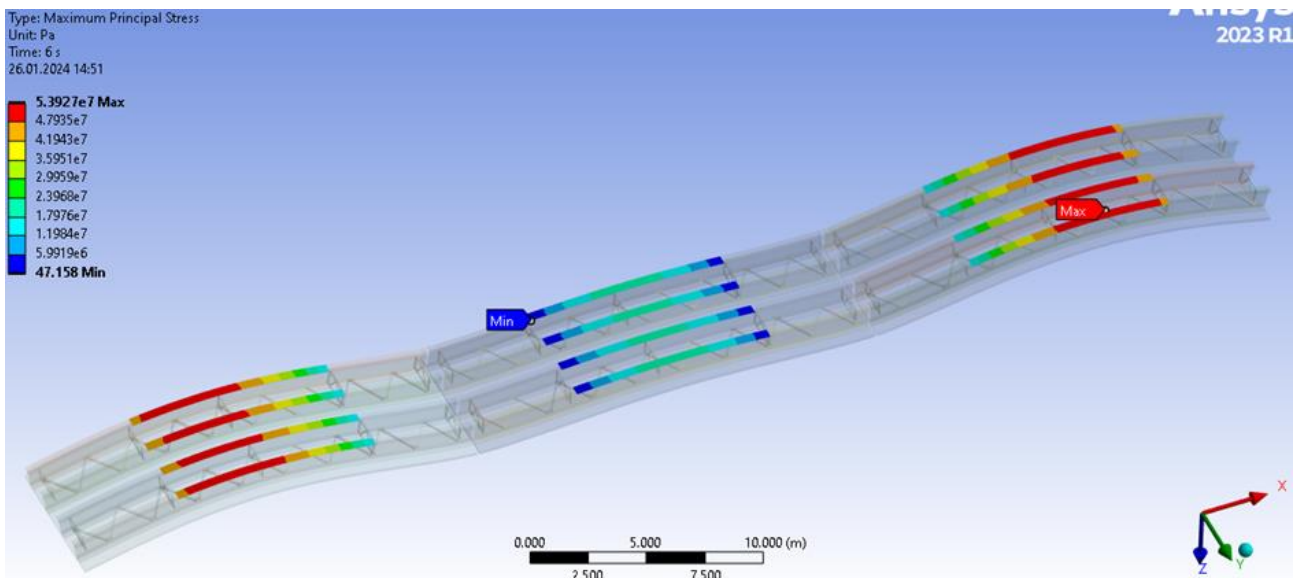


Рисунок 4.78. Напружений стан нерозрізної трьохпрольотної прогонової будови з двома смугами руху транспорту при завантаженні тимчасовим навантаженням двох смуг руху на трьох прольотах

Результати отриманих вертикальних прогинів і головних напружень в елементах металевих балок (табл. 4.12.) свідчать про значний ресурс

сталезалізобетонних прогонових будов виготовлених із металевих балок тривалого зберігання.

Таблиця 4.12.

Прогонова будова з залізобетонною плитою	Схема завантаження	Максимальний прогин в нижньому поясі балки, мм	Максимальне напруження в нижньому поясі балок, МПа
Трьохпрольотна сталезалізобетонна прогонова будова з двома смугами руху	одна смуга на одному крайньому прольоті	11,4	59,33
	одна смуга на двох крайніх прольотах одночасно	12,6	62,8
	одна смуга на трьох прольотах одночасно	10,7	56,02
	дві смуги на одному крайньому прольоті одночасно	12,0	58,52
	дві смуги на крайні двох прольотах одночасно	12,7	60,93
	дві смуги на трьох прольотах одночасно	10,6	53,93

Висновки до 4 розділу

1. При використанні дерев'яного мостового полотна дві прогонові будови в одному прольоті при тимчасовому будівництві (відновлені) здатні витримати навантаження НК-80.

2. Використання залізобетонної плити проїзної частини не включеної в роботу з головними балками забезпечує пропуск сучасного навантаження і доцільно влаштовувати при застосуванні збірної залізобетонної плити. Це дозволить підвищити темпи будівництва (відновлення) і покращить експлуатаційні характеристики проїзної частини.

3. У випадку зміни характеристик поперечного перерізу прогонової будови найкращий результат показала сталезалізобетонна прогонова будова.

4. Об'єднання прогонів в нерозрізну систему дає покращення роботи прогонової будови, знижує напруження в головних балках і вертикальні прогини прогонових будов, може забезпечити переміщення найважчих зразків техніки.

ВИСНОВКИ

1. Національна транспортна інфраструктура зазнала значних руйнувань внаслідок війни росії проти України. Для швидкого налагодження логістики доцільним є відновлення руху транспорту будівництвом тимчасових мостів на ближньому обході та тимчасове відновлення зруйнованих частин мостів. Рациональне використання наявного майна конструкції довготривалого зберігання (мобілізаційного резерву) є запорукою швидкого економічного та соціального відновлення держави.

2. Аналіз досвіду використання наявного ресурсу інвентарних конструкцій показав, що розроблені ефективні, зручні для виконання, типові проекти тимчасових мостів та в залежності від наявних сил і засобів відпрацьовані дієві методи виконання робіт при їх будівництві. Але при цьому виявлені певні недоліки конструкцій, що використовуються і тому є потреба наукового обґрунтування інших способів застосування зазначених конструкцій.

3. Наявний ресурс зварних широкополочних двотаврових балок довготривалого зберігання, не зважаючи на свій вік, відповідає заявленим характеристикам та має резерв для розширення сфери їх застосування.

4. Експериментальні випробування сталезалізобетонної прогонової будови після тривалої експлуатації довели відповідність закладеним аналітичним припущенням та здатні забезпечувати стабільну роботу протягом тривалого періоду експлуатації, що спонукає адаптувати досвід їх застосування при відновленні зруйнованих (пошкоджених) транспортних споруд.

5. В сучасний період навантаження які повинні витримувати транспортні споруди, особливо на напрямках розгортання військ, становлять 60 + тон - при русі гусеничної техніки своїм ходом, що відповідає вітчизняному навантаженню НГ-60, НГ-80, при перевезенні військової техніки тягачами 100 + тон, а це відчиняє А15, НК-80, НК-100.

6. Параметричний аналіз напружено-деформованого стану створених скінчено-елементних моделей при зміні характеристик поперечного перерізу і розрахункових схем прогонових будов виготовлених із наявного ресурсу зварних широкополочних двотаврових балок довготривалого зберігання показав, що:

- розрахунками підтверджено, що зважаючи на висоту балок 1 м для використання їх як металевих прогонових будов обмежувачим критерієм є

вертикальний прогин прогонової будови 58,3 мм (при $f_{гр}=54$ мм) під тимчасовим навантаженням НК-80, тобто вона недостатньо жорстка, при цьому по напруженням є запас 12%;

- визначено, що залізобетонна плита проїзної частини товщиною 15 см мало впливає на розподілення навантаження в поперечному напрямі, збільшення товщини плити збільшує власну вагу прогонової будови і як наслідок напруження в елементах балок, тому збільшення залізобетонної плити не доцільне;

- при створенні сталезалізобетонних прогонових будов із наявних металевих балок вертикальна жорсткість таких прогонових будов покращується на 36 % (18,3 мм проти 28,7 мм), при майже однакових головних напруженнях в елементах металевих балок (81,95 МПа проти 84,36 МПа) в порівнянні з прогоновими будовами з дерев'яним мостовим полотном;

- при зміні розрахункової схеми прогонової будови на нерозрізну систему, двохпрольотну і трьохпрольотну, вертикальний прогин зменшується що найменше на 37% (18,0 мм проти 28,7мм), головні напруження в елементах балок зменшуються на 28 % (60,7 МПа проти 84,4 МПа) в порівнянні з балочною проговною будовою;

- найкращі міцнісні і жорсткісні показники показали сталезалізобетонні нерозрізні прогонові будови вертикальні прогини $f_{max}<12$ мм (при $f_{гр}=54$ мм), головні напруження в елементах балок $R_y <60$ МПа (при $R_{гр}=235$ МПа), що свідчить про значний ресурс наявних балок, можливість пропуску найбільших навантажень і збільшення довжини прольотів.

7. Запропоновані варіанти використання наявного ресурсу балок довготривалого зберігання, а саме:

- у разі використання зазначених балок для створення металевих прогонових будов, з дерев'яним або залізобетонним мостовим полотном, такі прогонові будови доцільно використовувати для тимчасового будівництва (відновлення) з веденням обмежень по вантажопідйомності, швидкості руху, дистанції між транспортними засобами;

- сталезалізобетонні прогонові будови, розрізні і нерозрізні, можуть бути використані при капітальному відновленні транспортних об'єктів і мають ресурс для збільшення довжини прольоту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Acrow Corporation of America. (2009). *Acrow 700XS panel bridge technical handbook*. Acrow Corporation, Parsippany, NJ, 1-67.

AEP-3.12.1.5/STANAG 2021:2017 (ed. 8). (2017). *Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles*. Retrieved from <https://www.antpedia.com/standard/1620311906-8.html>

Ario, I. & Kim, H. A. (2006). Michell Problem for the Stiffness Formation of Structural Design in 3 Dimensional Space. *The Proceedings of OPTIS, 2006.7(0)*, 179-184. DOI: <https://doi.org/10.1299/jsmeoptis.2006.7.179>

Ario, I. (2006). *Structure with the Expanding and Folding Equipment as a Patent No. 2006-037668*.

Ario, I. (2012). Development of the Folding Bridge Mobilebridge™ for a Emergency & Recovering Bridge based on the Smart Bridge Concept. *Bulletin of the Graduate School of Engineering, Hiroshima University*, 60(1), 1-12.

Ario, I., & Chikahiro, Y. (2015). A New Type of Bridge, Mobilebridge® to Super-Quickly Recover a Bridge. *World Journal of Engineering and Technology*, 3(03), 170-176. DOI: <https://doi.org/10.4236/wjet.2015.33c025>

Ario, I., & Nakazawa, M. (2010). Non-linear dynamic behaviour of multi-folding microstructure systems based on origami skill. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 45(4), 337-347. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2009.11.010>

Ario, I., & Watson, A. (2009). Structural stability of multi-folding structures with contact problem. *Journal of Sound and Vibration*, 324(1-2), 263-282. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2009.01.057>

Ario, I., Furukawa, Y., Tanaka, Y., Chikahiro, Y., Matumoto, S., Nakazawa, M., Tanikura, I., & Ono, S. (2010). Dynamic Vibration of a Prototype Deployable Bridge Based on MFM. *The Proceedings of the 9th World Congress on Computational Mechanics and 4th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics WCCM/APCOM*, 181-189.

Ario, I., Tanaka, Y., Nakazawa, M., Furukawa, Y., & Chikahiro, Y. (2009). Research and development of the high-efficiently foldable structure (Analysis). *Proc. of Space Structure and Material Symposium in JAXA*, 25, 104-107.

Ario, I., Tanaka, Y., Nakazawa, M., Furukawa, Y., & Chikahiro, Y. (2010). Development of the prototype of a new emergency bridge based on the concept of optimized structure. *Journal of Structural Engineering, JSCE*, 64A, 1-12. DOI: <https://doi.org/10.11532/structcivil.56A.1>

Balabukh, Y., & Kindratovych, O. (2009). Reliability evaluation of the storable bridges structures. *Materialy konferencyjne "Zespolone konstrukcyje mostove*, 29-39.

Buonopane, M. (2002). Modular Causeway Systems : Hitting the Beach With the U.S. Army. *Applications of Advanced Technologies in Transportation (2002)*, 241-248. DOI: [https://doi.org/10.1061/40632\(245\)31](https://doi.org/10.1061/40632(245)31)

Cluff, L. S. (2004). Effects of the 2004 Sumatra-Andaman Earthquake and Indian Ocean Tsunami in Aceh Province. *The Bridge*, 27(1), 12-16.

Deming, M. A. (2009). Lightweight Modular Causeway System: Logistics advanced concept technology demonstration. *Army Logistician*, 41(4), 50-51.

DiMarco, A. (2004). Bridging the gap - modernizing Army bridge units. *Engineer*, 34(2), 20-21.

DIN EN ISO 14555:2006. (2006). *Welding - Arc Stud Welding Of Metallic Materials (ISO 14555:2006)*; German Version EN ISO 14555:2006 (Foreign Standard). Retrieved from <https://webstore.ansi.org/standards/din/dineniso145552006>

Donaldson, P. (2017). Combat engineering update. *Military Technology*, 12, 29-32.

Ferguson, B. (2010). State-of-the-art equipment bridges the gap. *Air Force*. Retrieved from <https://www.af.mil/News/Article-Display/Article/116800/state-of-the-art-equipment-bridges-the-gap/>

Fowler, J. E., Resio, D. T., Pratt, J. N., Boc, S. J., & Sargent, F. E. (2006). Innovations for future gap crossing operations. *Engineer Research and Development Center Vicksburg Ms Coastal and Hydraulics Lab*, 1-5.

Hanus, J. P., Bank, L. C., Velazquez, G. I., & Ray, J. C. (2006). A Multi-Disciplinary Approach to Conceptual Design of Innovative Infrastructure Systems. *Building Integration Solutions*, 1-12.

Holnicki-Szulc, J., Pawlowski, P., & Wiklo, M. (2003). High-performance impact absorbing materials-the concept, design tools and applications. *Smart Materials and Structures*, 12(3), 461-467. DOI: <https://doi.org/10.1088/0964-1726/12/3/317>

Johnson, R., & McRuddi, L. (2009). Popular Structures of Composite Concrete Bridges. *World Composite Structures: 18th International Conference on Steel Structures*, 116-129.

Kovacs, G., & Spens, K. M. (2007). Humanitarian logistics in disaster relief operations. *International Journal of Physical Distribution and Logistics Management*, 37(2), 99-114. DOI: <https://doi.org/10.1108/09600030710734820>

Kuhlmann, U., Pascual, A. M., Ruopp, J., & Schorr, J. (2007). Recent developments in composite structures. *Connections between Steel and Concrete*, 27-42.

McEntire, D. A. (1999). Issues in disaster relief: Progress, perpetual problems, and prospective solutions. *Disaster Prevention and Management*, 8(5), 351-361. DOI: <https://doi.org/10.1108/09653569910298279>

Padgett, J., DesRoches, R., Nielson, B., Yashinski, M., Kwon, O.-S., Burdette, N., & Tavera, E. (2008). Bridge damage and repair costs from Hurricane Katrina. *Journal of Bridge Engineering*, 13(1), 6-14. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2008\)13:1\(6\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2008)13:1(6))

Popov, V., & Voitsehivskiy, O. (2020). The effective method of strengthening of reinforced concrete beam bridges by arrangement of the horizontal steel-concrete cover system. *Proceedings of the fib symposium 2020: Concrete structures for resilient society*, 12, 1258-1264.

Potts, K. (2009). Construction during World War II: Management and financial administration. *Proceedings on the 25th Annual ARCOM (Association of Researchers in Construction Management) Conference*, 847-856.

Russell, B. R., & Thrall, A. P. (2013). Portable and Rapidly Deployable Bridges: Historical Perspective and Recent Technology Developments. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 1074-1085.
DOI: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000454](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000454)

Saatcioglu, M., Ghobarah, A., & Nistor, I. (2006). Performance of Structures in Indonesia during the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami. *Earthquake Spectra*, 22(3_suppl), 295-319.
DOI: <https://doi.org/10.1193/1.2209171>

Tanaka, Y., Ario, I., Nakazawa, M., Furukawa, Y., & Chikahiro, Y. (2009). Research and development of the high-efficiently foldable structure (Experiment). *Proc. of Space Structure and Material Symposium in JAXA*, 25, 108-111.

Thomas, A. S., & Kopczak, L. R. (2005). From Logistics to Supply Chain Management: The Path Forward in the Humanitarian Sector. *Fritz Institute*, 1-15.

Балабух, Я. А. (2008). Використання сучасних методів для розрахунку сталезалізобетонних будов мостів після тривалої експлуатації. *Дороги і мости: збірник наукових праць*, 8, 13-21.

Балабух, Я. А. (2008). Робота анкерних з'єднань залізобетонної плити і балок сталезалізобетонних мостів. *Дороги і мости: збірник наукових праць*, 10, 5-8.

Балабух, Я. А. (2010). *Міцність, деформації та експлуатаційні якості сталезалізобетонних мостів* : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Львів.

Балабух, Я. А. (2011). Дослідження металу балок тривалого зберігання. *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*, 39, 13-17.

Більченко, А. В., Кіслов, О. Г., & Бадаєва, О. А. (2008). Концепція розвитку будівництва, експлуатації і ремонту мостових споруд до 2012 р. в м. Харкові. *Науковий вісник будівництва*, 48, 71-73.

Борщов, В. І., & Солдатов, К. І. (1998). Визначення вантажопідйомності сталезалізобетонних прогонових будівель за міцністю. *Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення*, 31-34.

Борщов, В. І., & Солдатов, К. І. (1998). Визначення вантажопідйомності об'єднаних поперечних перерізів сталезалізобетонних прогонових будівель на витривалість. *Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення*, 29-31.

Дарієнко, В. В. (2006). Методика проведення експериментальних досліджень гнучких анкерів у нерозрізних сталезалізобетонних балках. *Вісник СНАУ: серія "Будівництво"*, 9(11), 40-43.

Дарієнко, В. В. (2008). Розрахунок сталезалізобетонних балок при частковому анкеруванні. *Будівельні конструкції: "Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація": збірник наукових праць*, 70, 191-198.

ДБН В.1.2-14:2018 (2018). *Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд*. Київ: Мінрегіонбуд. України.

ДБН В.1.2-15:2009 (2009). *Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливи*. Київ: Мінрегіонбуд. України.

ДБН В.2.3-22:2009 (2009). *Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування*. Київ: Мінрегіонбуд. України.

ДБН В.2.3-26:2010 (2011). *Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування*. Київ: Мінрегіонбуд. України.

ДБН В.2.3-4:2015 (2015). *Автомобільні дороги. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво*. ДП «Національний інститут розвитку інфраструктури» (ДП «НІРІ»).

ДСТУ 9181:2022 (2022). *Споруди транспорту. Мости автодорожні. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів*. Київ.

Єрмакова, І. А., & Нечипоренко, М. В. (2021). Повторне використання мостових балок в якості прогонових будов тимчасових мостів. *Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології*, 24, 97-111. DOI: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2021.24.097>

Закон України "Про мобілізаційну підготовку та мобілізацію" (із змінами і доповненнями) (1993). *Верховна Рада України*. Retrieved from <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3543-12#Text>

Закон України «Про оборону України» (із змінами і доповненнями) (1992). *Верховна Рада України*. Retrieved from <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1932-12#Text>

Закон України «Про транспорт» (із змінами і доповненнями) (1994). *Верховна Рада України*. Retrieved from <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/232/94-%D0%B2%D1%80#Text>

Закон України «Про функціонування єдиної транспортної системи України в особливий період» (із змінами і доповненнями) (1998). *Верховна Рада України*. Retrieved from <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/194-14#Text>

Загора, О. Л., Линник, Г. О., & Марочка, В. В. (2010). Експериментальні дослідження несучої здатності повздовжніх балок залежно від типу мостового полотна. *Теорія і практика будівництва*, 662, 193-196.

Кваша, В. Г. (2006). Досвід ремонту та реконструкції мостів України. *Теорія і практика будівництва*, 562, 38-49.

Кваша, В. Г., Ковальчук, Т. П., & Салійчук, Л. В. (2007). Досвід розширення балкових залізобетонних прольотних будов монолітною залізобетонною накладною плитою. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка"*, 602, 80-93.

Кваша, В. Г., Салійчук, Л. В., & Рачкевич, В. С. (2008). Розширення прольотної будови автодорожного моста з її підсиленням зміною статичної схеми без влаштування деформаційних швів. *Дороги і мости*, 9, 106-111.

Кир'ян, В. І., Книш В. В., & Линник, Г. О. (2006). Продовження терміну експлуатації зварних металевих прогонових будов з тріщинами втоми. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 73, 121-126.

Кир'ян, В. І., Книш В. В., & Линник, Г. О. (2009). Забезпечення працездатності зварних суцільностінчатих прогонових будов залізничних мостів. *Наука та прогрес транспорту*, 27, 181-189.
DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2009/14293>

Кислов, А. Г., & Безбабичева, О. И. (2009). О розробці концепції збереження і розвитку мостових споруд. *Труды 69 Междунар. науч.-практ. конф. «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта*, 112-114.

Ключник, С. В., & Горбатюк, Ю. М. (2022). Досвід відновлення зруйнованих автомобільних штучних споруд. *Мости та тунелі: Теорія, дослідження, практика*, 22, 49-54.

Коваль, П. М., & Балабух, Я. А. (2007). Будівництво сталезалізобетонних мостів із балок тривалого зберігання. *Тези доповідей Міжнародної наук.-практ. конфер. «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*. Дніпропетровськ: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 29-31.

Коваль, П. М., & Балабух, Я. А. (2007). Оцінювання надійності збережуваних конструкцій мостів. *Дороги і мости: збірник наукових праць*, 7, 261-270.

Коваль, П. М., & Балабух, Я. А. (2007). Практичні методи оцінювання залишкового ресурсу сталезалізобетонних мостів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 16(1), 376-381.

Коваль, П. М., & Балабух, Я. А. (2008). Експериментальне визначення придатності металевих балок після тривалого зберігання для будівництва автодорожнього моста. *Дороги і мости: збірник наукових праць*, 9, 112-118.

Коваль, П. М., Балабух, Я. А., Сташук, П. М., & Фаль, А. Є. (2006). Випробування автодорожнього сталезалізобетонного шляхопроводу на автомобільній дорозі Київ-Одеса. *Будівельні конструкції*, 65, 220-227.

Коваль, П. М., Балабух, Я. А., Фаль, А. Є., & Сташук, П. М. (2006). Дослідження елементів прогонових будов сталезалізобетонного моста. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 14, 475-480.

Коваль, П. М., Лучко, Й. Й., & Фаль, А. Є. (2003). Дослідження роботи сталезалізобетонних прогонових будов мостів. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій*, 5, 505-512.

Кожушко, В. П., & О. Голеско. (2008). Возможность использования пролетных строений, выполняемых по типовым проектам для пропуска современной нагрузки. *Матеріали Всеукраїнського научно-технічного семінару молодих вчених та аспірантів «Підвищення надійності штучних споруд на автомобільних дорогах України»*, 63-67.

Корнієв, М. М. (2015). *Сталезалізобетонні мости: теоретичний і практичний довідник по проектуванню*.

Корнієв, М. М. (2003). *Сталеві мости: теоретичний та практичний посібник з проектування*. Київ.

Коротин, В. Н. (2004). Совершенствование технологии изготовления железобетонных плит безбалластного мостового полотна. *Вестник мостостроения*, 3-4, 40-45.

Лантух-Лященко, А. І., Кир'ян, В. І., Коваль, П. М. (2002). *Настанови з визначення технічного стану мостів*. ТАУ, Київ: Логос.

Линник, Г. О. (2008). Дослідження несної здатності прогонових будов металевих мостів з різними типами мостового полотна. *Дороги і мости*, 9, 141-144.

Лучко, Й. Й., Сулим, Г. Т., & Кир'ян, В. І. (2004). *Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності*. Львів: Каменяр.

Редченко, В. П. (2010). *Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій*: монографія. Дніпропетровськ "Пороги".

Редченко, В. П. (2017). *Динамічні випробування мостів. Частина 2: Вільні коливання, модальний контроль*: монографія. Дніпро: Пороги.

Салійчук, Л. В. (2006). Дослідження роботи гнучких анкерів в закладних деталях і з'єднаннях залізобетонних конструкцій. *Вісник Теорія і практика будівництва*, 562, 81-96.

Салійчук, Л. В., & Кваша, В. Г. (2008). Застосування клеєстержневих анкерів при реконструкції мостів. *Дороги і мости*, 9, 220-227.

Семко, О. В., Гасенко, А. В., & Дарієнко, В. В. (2009). Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів. *Вісник ОДАБА. Серія: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд*, 33, 140-145.

Семко, О. В., Гудзь, С. А., & Дарієнко, В. В. (2007). Експериментальні дослідження однопролітних сталезалізобетонних балок із гнучкими анкерами системи "NELSON". *Зб. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 20, 89-94.

Семко, О. В., Гудзь, С. А., & Дарієнко, В. В. (2008). Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 16, 344-351.

Семко, О. В., Гудзь, С. А., & Дарієнко, В. В. (2008). Методи врахування перерозподілу зусиль у нерозрізних сталезалізобетонних балках. *Дороги і мости*, 9, 234-242.

Семко, О. В., Дарієнко, В.В., & Білярчик, В. Р. (2007). Результати проведення експериментальних досліджень гнучких анкерів на зріз. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 43, 499-504.

Сердюк, Л. І., Семко, О. В., & Дарієнко, В. В. (2006). Аналіз існуючих методів розрахунку гнучких анкерів для з'єднання сталезалізобетонних конструкцій. *Зб. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 18, 155-161.

СН 200-62 (1961). *Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб*, Трансжелдориздат.

СНиП 2.05.03-84* (1984). *Мости і труби*. Центральний науково-дослідний інститут транспортного будівництва (ЦНДІБ).

Стороженко, Л. І., Тимошенко, В. М., Нижник, О. В., Гасій, Г. М., & Мурза, С. О. (2008). *Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій*. Полтава: АСМІ.

Страхова, Н. Є., Голубєв, В. О., Ковальов, П. М., & Тодиріка, В. В. (2002). *Експлуатація і реконструкція мостів*. Київ: Видавництво НТУ.

Типовой проект сортамента сварных широкополочных двутавровых балок из стали 15хСНД и пролетных строений из них для временных железнодорожных мостов под нагрузку Н-6. (1962). Москва, Упр. ж.-д. войск.

ТУПМ-47 (1948). *Технические условия проектирования мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи*. Трансжелдориздат, Москва.

Шестериков, В. И. (2004). Прогнозування работоздатності сталезалізобетонних прогонових будов. *Автомобільні дороги та дорожнє будівництво*, 69, 267-272.