ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ……...
ВСТУП……..
РОЗДІЛ 1. ТЕХНІЧНИЙ СТАН ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПОЛІВ І НАПРУЖЕНЬ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ……
1.1. Технічний стан мостів України……..
1.2. Дефекти прогонових будов мостових конструкцій та проблеми забезпечення їх довговічності……
1.3. Аналіз температурних градієнтів у мостових конструкціях внаслідок кліматичних температурних впливів……..
1.4. Аналіз напружено-деформованого стану мостових конструкцій, що зумовлений температурним перепадом навколишнього середовища……..…
Висновки до розділу 1……
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИМІРЮВАНЯ ТЕМПЕРАТУР НА ПОВЕРХНЯХ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ……..
2.1. Температурні кліматичні впливи на мостові конструкції……...
2.2. Методика проведення експериментального дослідження розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостових конструкцій……
2.3. Результати експериментальних вимірювань розподілу температур на поверхнях балок прогонових будов мостів……...
2.3.1. Дослідження розподілу температур поверхнями сталебетонних мостів……

Висновки до розділу 2……
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПОЛІВ ТА ТЕРМОНАПРУЖЕНОГО СТАНУ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ……
3.1. Принципи розрахунку температурного поля та термонапруженого стану балок прогонових будов мостів…….
3.2. Аналіз та вибір програмного забезпечення для розрахунку температурних напружень та деформацій сталебетонних балок прогонових будов мостів…….
3.3. Програмний комплекс для розрахунку напруженого стану методом скінченних елементів…….
3.4. Просторова задача визначення термопружного стану сталебетонних балок прогонових будов мостів…….
3.4.1. Постановка крайової задачі теплопровідності……
3.4.2. Формулювання задачі теорії термопружності……
3.5. Розрахунок термонапруженого стану сталебетонних балок прогонових будов мостів……..
Висновки до розділу 3……
РОЗДІЛ 4. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА…….
4.1. Вступ…….
4.2. Основні принципи організації і управління будівництвом……
4.3. Розрахунок витрат на проведення робіт……...
Висновки до розділу 4……
РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ…….
5.1. Законодавча база…….
5.2. Техніка безпеки для проведення робіт…….
5.3. Дослідження виробничого шуму……..…….
Висновки до розділу 5……
РОЗДІЛ 6. БЕЗПЕКА В НАЗДВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....
5.1. Вступ……...…..

5.2. Забезпечення стійкості об’єкта при повенях……
5.3. Законодавча база…….
Висновки до розділу 6……
РОЗДІЛ 7. ЕКОЛОГІЯ…….
7.1. Умови експлуатації транспортних споруд……...……
7.2. Захист металевих конструкцій від корозії та впливу температур довкілля……..…
Висновки до розділу 7……..
РОЗДІЛ 8. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА……..
8.1. Підрахунок грошових виплат бригаді за діагностику однієї балки тепловізором Testo 875-1……...……
8.2. Підрахунок загальних витрат на проведення робіт тепловізором Testo 875-1……...……..
Висновки до розділу 8……..
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ…….
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ……...

ВСТУП

Залізничні та автодорожні мости – значна частка національного здобутку, одна із найважливіших складових інфраструктури України. Водночас догляд за ними знижується, їх стан погіршується, що призводить до закриття руху внаслідок незадовільного технічного стану чи аварій мостів. Це спричиняє значні соціальні та економічні втрати.

Моніторинг стану складної конструкції чи споруди, яка складається з різних конструкційних елементів, необхідно здійснювати шляхом неперервного вимірювання локальних деформацій найбільш відповідальних її елементів з подальшим розрахунком напружено-деформованого стану всієї конструкції шляхом використання відповідних математичних моделей. Таким чином, для створення системи моніторингу стану таких конструкцій потрібно розробити методику визначення напружено-деформованого стану балок прогонових будов мостових конструкцій, які перебувають під дією змінних кліматичних температурних впливів. Такі дослідження, разом із вивченням впливу дії статичних та змінних навантажень, є основою оцінки міцності та надійності прогонових будов мостових конструкцій.

У магістерській роботі наводяться результати експериментальних досліджень розподілу температури сталебетонними балками прогонових будов залізничних мостів Львівської залізниці.

Пропонуються математичні моделі теплопровідності та напружено-деформованого стану сталебетонних балок прогонових будов мостів.

Наводиться розрахунок температурних полів та напружено-деформованого стану сталебетонних балок прогонових будов мостів отриманий на основі чисельного моделювання методом скінченних елементів.

Актуальність теми. Останнім часом кількість прогонових будов мостових конструкцій, які мають серйозні проблеми із тріщинами, все збільшується. Серед потенційних причин появи таких тріщин потрібно відзначити температурні напруження. Тому потрібно провести дослідження з метою встановлення характеру термонапруженого стану прогонових будов мостів, які перебувають під дією добових, сезонних чи річних температурних перепадів навколишнього середовища.

Аналіз технічного стану залізничних та автодорожних мостів України показав, що 10% залізничних мостів та 54 % мостів на дорогах загального користування не задовольняють вимогам ДБН, 11 % мостів на дорогах загального користування потребують негайного капітального ремонту чи реконструкції. Це свідчить про те, що фізичний стан, як автодорожніх, так і залізничних мостів України – незадовільний, а це загрожує нормальному та безпечному функціонуванню споруд та дорожньої мережі. Прийняття науково обґрунтованих рішень щодо потреби у відновлювальному ремонті того чи іншого елемента споруди можливе на основі об’єктивних оцінок його технічного стану та залишкового ресурсу. Одним із ефективних способів оцінювання технічного стану конструкцій та споруд, що працюють при зовнішніх силових навантаженнях і змінних температурах, є моніторинг їхнього напружено-деформованого стану, який дозволяє отримати об’єктивну інформацію щодо історії навантаження елемента конструкції впродовж циклу його життя та визначити залишковий ресурс досліджуваного об’єкта.

Проблема визначення напружено-деформованого стану внаслідок дії змінних температур, що має місце в мостових конструкціях, носить комплексний характер і включає наукову, технічну та фахову складові. Для проведення значних за обсягом проектних робіт, які до того ж мають нестандартний характер, необхідно здійснити великий обсяг наукових досліджень. Наукові розробки необхідно трансформувати в технічні засоби, основою яких має стати певний програмний продукт, що міститиме як теоретичні моделі, так і експериментальні дані. За його допомогою і

проводитиметься проектування прогонових будов мостових споруд.

Мета і завдання дослідження. Метою магістерської роботи є провести експериментальні вимірювання розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостів та провести чисельний розрахунок температурних напружень та деформацій методом скінченних елементів.

Для досягнення зазначеної мети необхідно розв’язати наступні задачі:

- проаналізувати особливості впливу градієнтів температур на мостові конструкції у різний час доби та у різні пори року;
- провести експериментальні вимірювання розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостів;
- провести чисельний розрахунок температурних напружень та деформацій балок прогонових будов мостів методом скінченних елементів.

Об'єкт досліджень – термонапружений стан сталебетонних балок прогонових будов мостів.

Предмет досліджень – сталебетонні балки прогонових будов мостів.

Методи дослідження. Для дослідження температурних напружень та деформацій застосовано: метод скінченних елементів. Під час експериментів використано сучасне вимірювальне обладнання: тепловізор Testo 875-1, пірометр HT-822, електронний термометр моделі 1508.

Обробку експериментальних даних виконано на ПК із використанням спеціального програмного забезпечення: IRSoft 2, програмного комплеку FEMAP with MSC NASTRAN.

Наукова новизна одержаних результатів:

1. Вперше експериментально досліджено розподіл температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостів.

2. Отримано температурні градієнти у поперечному перерізі та вертикальному напрямі для сталебетонних балок прогонових будов мостів при розрахунку їх на температурні кліматичні впливи.

3. Встановлено, що температура у вертикальному напрямі сталебетонних

балок прогонових будов мостів розподіляється нерівномірно. Між металевою балкою та залізобетонною плитою сталебетонного моста різниця температур у теплий період року становить +15 ºС, а у холодний – -8 ºС.

4. Проведено чисельний розрахунок температурних напружень та деформацій методом скінченних елементів у програмному комплексі NX NASTRAN.

Практичне значення одержаних результатів:

1. Результати експериментальних вимірювань розподілу температури на поверхнях балок прогонових будов мостів можна використовувати при розрахунку мостових конструкцій на дію температурних кліматичних впливів.

2. Розроблена методика інженерної оцінки рівня температурних напружень внаслідок коливання добових, сезонних та річних температур навколишнього середовища, може бути використана інженерами мостовипробувних станцій Укрзалізниці, проектно-кошторисних відділів та державним агентством автомобільних доріг України (Укравтодор).

3. Результати роботи використані для проведення практичних робіт з дисципліни «Будова та експлуатація штучних споруд» на кафедрі «Рухомий склад і колія» – Львівської філії Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна.

РОЗДІЛ 1
ТЕХНІЧНИЙ СТАН ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПОЛІВ І НАПРУЖЕНЬ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Технічний стан мостів України

Аналіз експлуатаційних показників показав, що станом на 01.01.2012 р. на залізницях, які підпорядковані “Укрзалізниці”, експлуатується 7828 мостів (з них 7434 залізничних) загальною довжиною 229,8 км. На автомобільних шляхах України корпорацією “Укравтодор” на державних і місцевих дорогах експлуатується 16 191 автодорожних мостів із загальною довжиною 383,852 км [1].

Технічний стан залізничних та автодорожних мостів України характеризується показниками, які наведено відповідно на рис.1.1 та рис.1.2.

Із даних рисунків видно, що 10 % залізничних мостів та 54 % мостів на дорогах загального користування не задовільняють вимогам ДБН. 11 % мостів на дорогах загального користування потребують негайного капітального ремонту чи реконструкції [2].

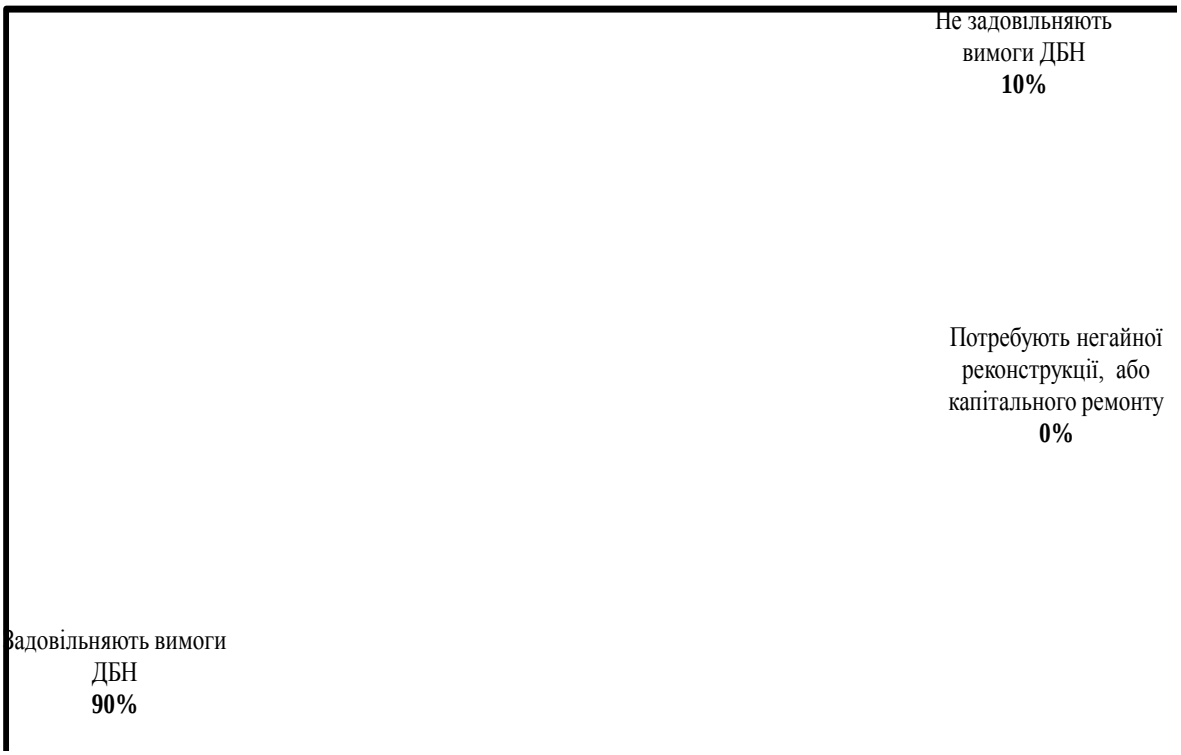

Рисунок 1.1 – Технічний стан мостів Укрзалізниці

Рисунок 1.2 – Технічний стан мостів Укравтодору

Стан мостів на залізницях дещо кращий, аніж на дорогах загального користування. Хоча кількість дефектних прогонових будов залізничних мостів щороку збільшується приблизно на 0,15%. Так, станом на 01.01.2012р. 12% металевих та 7% залізобетонних прогонових будов мають технічні дефекти, а 1,8 % потребують заміни через експлуатаційні дефекти (розшарування металу та тріщини), що буде висвітлено нижче. Дана ситуація зумовлена недостатнім фінансуванням на поточне утримання споруд. Зокрема Україна витрачає в 5–6 разів менше коштів, ніж Німеччина або ж Франція на поточний ремонт, а на капітальний ремонт – в 60 разів менше від США [3].

Тенденція до збільшення кількості дефектних споруд може зберігатися ще кілька років, оскільки майже 70% усіх штучних споруд залізниці перетне 50-ти, а 20% – 100 річний термін експлуатації. Споруди віком понад 100 років перебудовуються у плановому порядку, із врахуванням чого титульними планами капремонту штучних споруд щорічно має плануватися ліквідація все більшої кількості дефектних споруд.

Основні аспекти цього проведеного аналізу були предметом вивчення та узагальнення науковців та виробничників. І ще потребують подальшого дослідження та вивчення.

1.2. Дефекти прогонових будов мостових конструкцій та проблеми забезпечення їх довговічності

З точки зору експлуатаційних якостей найважливішою характеристикою моста є його довговічність. За останні роки в Україні значно більше почали будувати сталебетонні мости. Це обумовлено як ефективністю таких прогонових будов при прогонах довжиною 30 м, так і добре розвиненою металургійною промисловістю. Однак, є певні проблеми у забезпеченні їх довговічності, яка повинна становити 100 років. Саме довговічність моста у цілому, та окремих його частин зокрема, визначає під час експлуатації, потребу у проведенні тих чи інших ремонтних робіт. Тому необхідно визначити фактори, які впливають на довговічність таких мостів.

Зважаючи на це, дослідження факторів, які впливають на довговічність мостів, набувають, в останній час, усе більшу популярність, про що свідчать чисельні роботи [3-7].

У роботі [3] рекомендується розглядати довговічність мостів за схемою, наведеною на рис. 1.3.

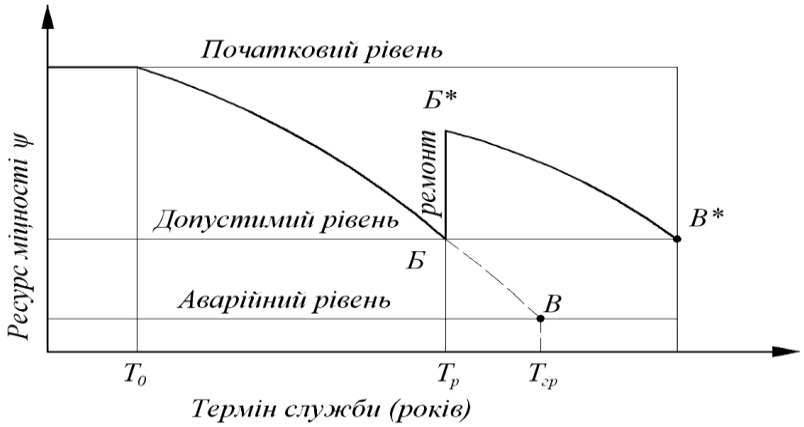

Рисунок 1.3 – Графік зниження довговічності мостової споруди

На даному графіку T_0 – період припрацювання, T_p – нормований (допустимий) термін служби, $T_{гр}$ – граничний термін служби.

Перш за все потрібно визначити таке поняття як моральне зношення. Під моральним зношенням мостової споруди розуміють невідповідність його несучої здатності та пропускної спроможності постійно зростаючим у процесі експлуатації вимогам при забезпеченні ефективної роботи автомобільного та залізничного транспорту [7]. Звідси випливають два види морального зношення. Перший зумовлений зростанням величини тимчасових навантажень, другий – збільшенням інтенсивності руху.

Дані багатьох досліджень [3, 6, 7] свідчать про те, що моральне зношення І-го виду, яке пов’язане зі зростанням величини тимчасових навантажень, впливає на зниження термінів служби прогонових будов мостів. Але на даний час вплив його на існуючі мости незначний. Це пов’язано, по-перше, із переважаючою частиною постійного навантаження у загальній величині зусиль і, по-друге, з тим, що збільшення напружень в основних несучих елементах залізобетонних прогонових будов мостів від новоуведених тимчасових

розрахункових навантажень компенсується запасом міцності матеріалів.

Зовсім інша картина спостерігається з моральним зношенням II-го виду, яке пов'язано із вичерпуванням пропускної спроможності мостової споруди.

Дослідження показують [4, 7, 8], що розрахункові терміни морального зношення, які залежать від інтенсивності руху, становлять від 7 до 41 років. Таке швидке моральне зношення II-го роду споруди пояснюють, по-перше, високими темпами зростання інтенсивності руху; по-друге тим, що при визначенні перспективної інтенсивності руху на мостах недостатньо враховувались особливості роботи мостів як своєрідних транспортних вузлів.

У дослідженнях фізичного зношення та визначення основних дефектів залізобетонних плит прогонових будов сталебетонних мостів, незалежно від виду, інтенсивності навантаження та типу армування, вчені [7-9] зазначають, що переважна більшість дефектів є наслідком: ушкоджень та несправностей гідроізоляції, що сприяє фільтрації води та вилуговуванню бетону; утворення тріщин різного виду; різноманітних пошкоджень та відколювань захисного шару бетону (рис. 1.4).

Рисунок 1.4 – Основні причини фізичного зношення залізобетонних плит сталебетонних прогонових будов мостів

Зазначені причини зношення спостерігаються у всіх плитах прогонових будов, але швидкість протікання зношення різна і залежить від типу армування, товщини плити, класу і щільності бетону та інших факторів. Час карбонізації захисного шару бетону залізобетонних плит прогонових будов обумовлений різними факторами і коливається у широких межах [5, 7].

Швидкість процесів, які відбуваються у плитах прогонових будов мостів спричинених зношеннями 1 і 2 (див. рис. 1.4) досліджені недостатньо.

Тріщини бетонних плит сталебетонних мостів виявленні у багатьох мостових конструкціях (рис. 1.5). Небезпеку їх наявності більшість авторів [6, 10] пов'язує з наступним розвитком корозії робочої арматури. Однак утворені у бетоні тріщини небезпечні також іншими наслідками: вони прискорюють карбонізацію прилеглих шарів бетону, сприяють руйнуванню бетону внаслідок поперемінного замерзання та відтаювання вологи, яка попадає у тріщини. При надмірному розвитку тріщин зменшується висота стиснутої зони та знижується міцність перерізу. Це сприяє розвитку значних деформацій внаслідок зменшення жорсткості поперечних перерізів, що часто є чинником пошкодження захисного шару і розвитку процесу за схемою зношення 3 (див. рис. 1.4). Ці чинники залежать від швидкості та процесів розповсюдження тріщин у прогонових будовах мостів, тобто зміна з часом довжини, ширини розкриття та напрямку тріщини, які досліджені мало.

Із цього випливає, що стабілізація ширини розкриття та довжини тріщин з часом є основною умовою та запорукою заданої довговічності.

Рисунок 1.5 – Тріщини залізобетонної плити сталебетонного моста (міст на 1475 км пк1 Львівської залізниці)

У багатьох мостах Укрзалізниці (рис. 1.6) та Укравтодору (рис. 1.7) виявленні характерні дефекти у вигляді корозії бетону й арматури.

При тривалому статичному навантаженні розрив сталевої арматури внаслідок корозії, як правило, відбувається без збільшення загальних деформацій, оскільки ураження арматури у зоні тріщин локалізується на невеликій довжині (від одного до кількох міліметрів). При динамічному навантаженні розкриття тріщин збільшується, що спричиняє прискорення корозії та зниження межі витривалості. Ці властивості підтверджують дослідження, виконані за допомогою методу акустичної емісії [3].

Рисунок 1.6. – Корозія бетону й арматури залізобетонної плити сталебетонного моста (міст на 1475км пк1 Львівської залізниці)

Рисунок 1.7 – Корозія бетону і арматури залізобетонної плити сталебетонного моста (міст на км 301+777 автодороги М-04)

Поверхнева корозія практично не впливає на механічні властивості сталі. Корозійні ушкодження у вигляді виразок спричиняють концентрацію

напружень. Ці висновки також підтвердили дослідження, що відображені у роботі [8].

Найрозповсюдженішими дефектами металевих головних балок сталезалізобетонних мостів слід вважати корозію металу (рис. 1.8), яка є складним електрохімічним процесом, що зумовлений різними факторами.

Рисунок 1.8 – Розшарування металу нижнього поясу балки прогонової будови (міст на км 77+873 автодороги Т-06-18)

Особливо інтенсивно корозійні процеси розвиваються при циклічних навантаженнях, характерних для мостів. Таке явище називають корозійною втомою. Тому, при обстеженнях мостів особливу увагу приділяють незахищеним металевим конструкціям, які зазнають тривалих динамічних впливів.

Дуже небезпечні тріщини у металі. Вони виникають переважно у зонах концентрації напружень: у висадках, місцях різкої зміни перерізу, наприклад, вузлових фасонках, у крайніх рядах заклепок вузлових з’єднань, поблизу зварних швів тощо. Утворення тріщин у більшості випадків можна пояснити зниженням міцності від втоми металу, внаслідок інтенсивних динамічних впливів тимчасового навантаження. Ймовірність утворення тріщин, особливо у зварених конструкціях, підвищується у мостах, які знаходяться у районах з великими кліматичними перепадами температур (наприклад, у східних районах України та Карпатах).

Матеріали, які застосовують у вітчизняному мостобудуванні регламентуються ДБН В.2.3-14:2006 [11]. У головних балках металевих мостів

використовують ті ж самі матеріали, що і в сталебетонних мостах. Тому і дефекти балок прогонових будов металевих мостів є такі ж, крім того у металевих конструкціях при недостатній жорсткості елементів або дії випадкових сил значної величини виникають місцеві деформації. Як приклад місцевих деформацій випинання вертикального листа та деформацій поясних листів наведено на рис. 1.9. У зварних конструкціях унаслідок деформацій зсідання зварних швів і недостатній правці листів на заводі часто спостерігають грибоподібні короблення поясів суцільних балок і випинання вертикальних листів між ребрами жорсткості.

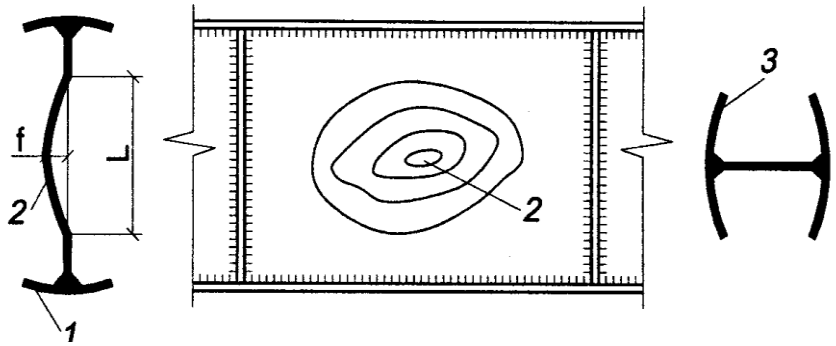

Рисунок 1.9 – Місцеві деформації:

1 – деформації поясів; 2 – деформації стінки; 3 – деформації вертикальних стінок

У сталебетонних мостах також особливу увагу приділяють порушенням міцності об’єднання залізобетонної плити з головними балками. Тут можливе виникнення тріщин та сколювань бетону (рис. 1.10). Поява таких дефектів у зонах об’єднання плити з балками знижують несучу здатність системи і мають бути ліквідовані негайно.

Рисунок 1.10 – Порушення міцності з’єднання залізобетонної плити з металевою балкою (міст на 1475 км пк1 Львівської залізниці)

Місце розташування дефектних елементів впливає на перерозподіл зусиль в поперечному перерізі споруди. Тому, при визначенні режимів руху великогабаритних транспортних засобів важливо враховувати кількість і місцеположення дефектних елементів.

Мости з металевими прогоновими будовами, які мають дефекти у вигляді розшарування металу (зменшення робочого перерізу елементів прогонових будов), потребують обмежень при проїзді ними великогабаритних транспортних засобів.

Із проведеного аналізу дефектності мостів очевидною є проблема здійснення проектних робіт з ремонту і реконструкції залізничних та автомобільних мостів. Прийняття науково обґрунтованих рішень про потребу у відновлювальному ремонті того чи іншого елемента споруди можливе на основі об’єктивних оцінок його технічного стану та залишкового ресурсу. Одним із найбільш ефективних способів оцінювання технічного стану конструкцій та споруд, які працюють при зовнішніх силових навантаженнях і змінних температурах, є моніторинг їхнього напружено-деформованого стану [12-14], який дозволяє отримати об’єктивну інформацію щодо історії навантаження елемента конструкції впродовж циклу його життя та визначити термін його експлуатаційної придатності.

1.3. Аналіз температурних градієнтів у мостових конструкціях внаслідок кліматичних температурних впливів

При проектуванні мостів і шляхопроводів одним з постійно діючих навантажень є температурні впливи.

За введеними в дію ДБН В.2.3-14 [14], нормативні температурні кліматичні впливи необхідно враховувати при розрахунках за граничними станами другої групи для мостів усіх систем. Визначення розрахункових температур при цьому базується на нормативній температурі довкілля (за яку рекомендовано вважати температуру повітря в теплий і холодний періоди року). Температуру елементів зі складним поперечним перерізом рекомендовано визначати як середньозважену за температурою окремих елементів (стінок, полиць та ін.). При цьому середню по перерізу нормативну температуру елементів або їхніх частин рекомендується приймати рівною:

– для бетонних і залізобетонних елементів у холодний період року, а для металевих конструкцій у будь-яку пору року – нормативній температурі довкілля;

– для бетонних і залізобетонних елементів у теплий період року нормативній температурі довкілля за винятком величини, чисельно рівної 0.2a, але не більше 10°С, де a – товщина елемента або його частини в сантиметрах, включаючи дорожній одяг проїзної частини автодорожніх мостів.

Вплив сонячної радіації на температуру елементів пропонується враховувати у вигляді додаткового нагрівання на 10°С освітленого сонцем поверхневого шару товщиною 15 см (включаючи одяг їздового полотна).

У той же час для сталебетонних прогонових будов норми [14] зобов'язують враховувати вплив нерівномірного розподілу температури за перерізом елементів, що викликаний зміною температури повітря і сонячною радіацією. В найбільш поширених зарубіжних нормативних документах AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) обумовлюються граничні значення розрахункових температур для металевих,

бетонних та дерев'яних елементів мостів для умов помірного та холодного клімату (табл. 1.1).

Таблиця 1.1

Інтервали змін температури за нормами AASHTO [79, 94]

Climate	Steel Aluminum(°C)	Concrete(°C)	Wood (°C)
Moderate	-15 to 50	-12 to 27	-12 to 24
Cold	-35 to 50	-18 to 27	-18 to 24

При проектуванні споруд враховують також розподіл температур по перерізу елементів прольотних будов. При цьому застосовують значення позитивних та негативних градієнтів, які регламентуються цими нормами. Наприклад, при проектуванні відомого моста San Francisco-Oakland Bay Bridge [15] приймались такі температурні ефекти:

– 27°C – середня температура;

– 17°C – підйом або зниження температури для бетону;

– 22°C – підйом або зниження температури для сталі;

– температурні градієнти для бетону двох видів – позитивний T1 =30,0°C та T2 =7,8°C та негативний T1 = –15,0°C та T2 = –3,9°C за графіками норм AASHTO;

– різниця температур в 11°C між верхньою та нижньою поверхнями балок для сталі.

Для визначення температурних напружень важливими є теоретичні та експериментальні дослідження розподілу температури в елементах прольотних будов внаслідок кліматичних та технологічних впливів. Такі дослідження описані в джерелах [16-22]. За даними вимірювань температур при обстежені балкового моста зі сталевими балками в Канаді та подальших розрахунків температурних напружень [16], були отримані висновки, що розподіл температур в конструкціях таких мостів повинен прийматися до урахування при проектуванні споруд. Особливо важливим визнане урахування весняних

температур, тому що стінки балок, які звернуті до сонця, у цей період нагріваються дуже швидко, тоді як температура бетону мостового настилу у той же час змінюється незначно. Для теплового аналізу конструкції пропонується ураховувати:

– геометричні характеристики поперечного перерізу;

– розташування та орієнтацію моста, які визначені географічною широтою та азимутом, тобто кутом між поздовжньою віссю моста та напрямком на північ;

– властивості матеріалів, такі як питома теплоємність, поглинальність сонячної радіації, коефіцієнт випромінювання, теплопровідність, коефіцієнт передачі теплоти конвекцією;

– пора року та час доби;

– атмосферні умови, що виражені даними про зміни температури, швидкості вітру;

– теплоту гідратації, якщо вона є.

Проаналізувавши результати теоретичних та експериментальних досліджень у роботах [23, 24] при дослідженні розподілу температури в бетонних зразках, доведено, що значний вплив має розподіл вологості на температурні поля. Швидкий приріст температури на ділянках, близьких від поверхні нагріву, внаслідок інтенсивного місцевого нагріву поверхні, та уповільнення нагріву більш віддалених ділянок в результаті втрат тепла на нагрів суміжних шарів бетону, призводить до збільшення часу нагріву периферійних шарів бетону і, відповідно, до збереження високого градієнту температур в часі. Тривимірне поширення температури спричиняє до відповідної направленості векторів температурного градієнту і теплового потоку. В досліджуваному випадку температурна задача розглядається як двовимірна в осесиметричній постановці.

Дослідження так званої „ефективної температури” моста, яка впливає на поздовжнє переміщення настилу виконувалось упродовж 5 років для трьох

мостів сезонними вимірюваннями за допомогою контрольно-вимірювальних приладів [22]. На спорудах використовувались крім того 4 установки для безперервної добової реєстрації температурного режиму в різні періоди року. Встановлено, що зміни ефективних температур мостів відповідають змінам середньомісячної температури повітря, і що температурні реакції конструкції моста не є лінійними, а мають складний характер. Тому було зроблено висновок, що проектні рішення, які застосовують припущення лінійної поведінки конструкції, можуть призвести до помилок.

Слід відзначити, що в розвинутих країнах оснащення мостів тепловими контрольно-вимірювальними приладами почалось приблизно з 1965р. [21]. У 1980 р. Європейським комітетом по бетону була створена спеціальна група з досліджень термічних ефектів – „Thermal Effects”. Вирішення питань визначення теплових потоків в прольотних будовах мостів у одномірній та двомірній постановках [21] показали:

– тепловий стан мостових настилів залежить від його геометрії і особливо від умов навколишнього середовища на границях;

– поздовжнє теплове подовження настилу та його кривизна залежать від умов навколишнього середовища та від географічного положення. У плитного моста при товщині плити 40 см це подовження може дорівнювати 0,40 мм/м;

– температура навколишнього середовища є найбільш важливим із зовнішніх теплових факторів. Кожному градусу зміни температури навколишнього середовища відповідає зміна приблизно на 120 Вт/м^2 повної енергії, що була накопичена за 12 годин упродовж дня;

– зовнішні фактори у вигляді температури і сонячної радіації пов’язані і залежать від географічного положення моста;

– різниця температури в стінках коробчастих балок за товщиною стінки може дорівнювати 15°С.

Метод визначення „ефективної температури” залізобетонних,

сталебетонних та металевих мостів запропонований в [17]. У статті наведені графіки та математичні залежності денної мінімальної ефективної температури моста від значень середніх температур в тіні за 24 години або за 48 годин. При цьому середня температура в тіні для 24 годин визначалась як середньоарифметичне значення суми температур: максимальної в тіні за попередню добу та мінімальної в тіні за поточну добу. Графіки відповідних температур були побудовані із застосуванням даних вимірювань температур, отриманих за допомогою термопар на реальних мостових спорудах протягом багатомісячних спостережень. За результатами досліджень розподілу температур за довжиною та у поперек залізобетонного моста з коробчастими балками у штаті Пенсільванія, з одночасним вимірюванням переміщень у вертикальному напрямку протягом одного року, зроблений висновок про можливість використання одномірної моделі процесу теплопередачі [18].

В останні роки у різних країнах продовжують виконувати дослідження кліматичних факторів, що впливають на напруження в мостових спорудах, проводять багаторічні експериментальні дослідження температурних градієнтів та теплових навантажень на мости [26-29]. Досліджуються також моделі процесу теплопередачі для прольотних будов залізобетонних та сталевих мостів з дорожнім одягом та без нього, моделі напружено-деформованого стану від дії температурних факторів з метою виявлення причин передчасного руйнування матеріалів конструкції [17, 21, 26, 27, 30, 155]. У [131] розглядаються моделі теплопередачі мостових плит – конвекція та радіація від верхньої та нижньої поверхні в навколишнє середовище та теплопровідність у межах плити (рис.1.11), а також наведені дані багаточасових вимірювань температур на реальних спорудах навесні, влітку, восени та взимку (рис. 1.12). Безперервною лінією на рис. 1.12 показана температура повітря, пунктиром – температура точки роси, точковою лінією – температура бетонної поверхні конструкції.

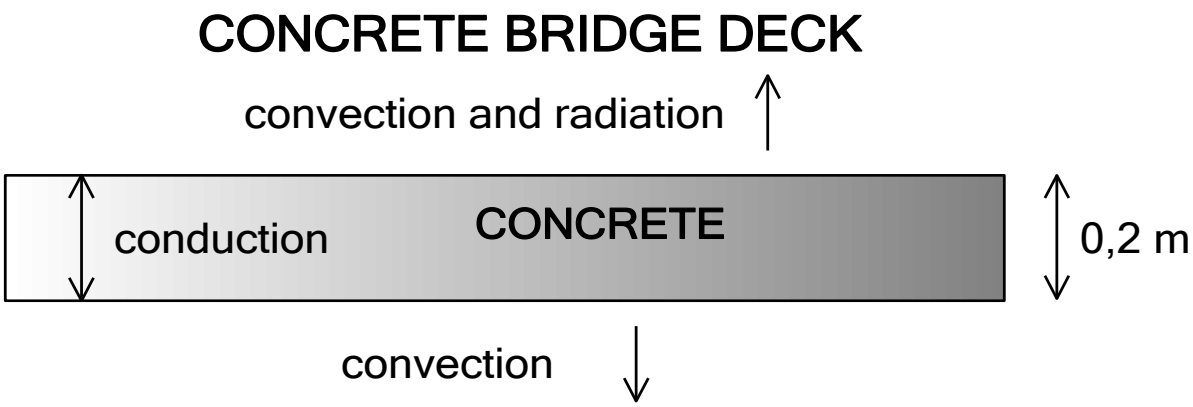

Рисунок 1.11 – Модель теплової взаємодії мостової плити і навколишнього середовища [26]

Дані деяких спостережень [31] температурних змін у мостових балках показали розбіжність реально визначених температур, значення яких становили від мінус 38°C до 40°C, від нормативних розрахункових за нормами AASHTO (від мінус 18°C до 27°C).

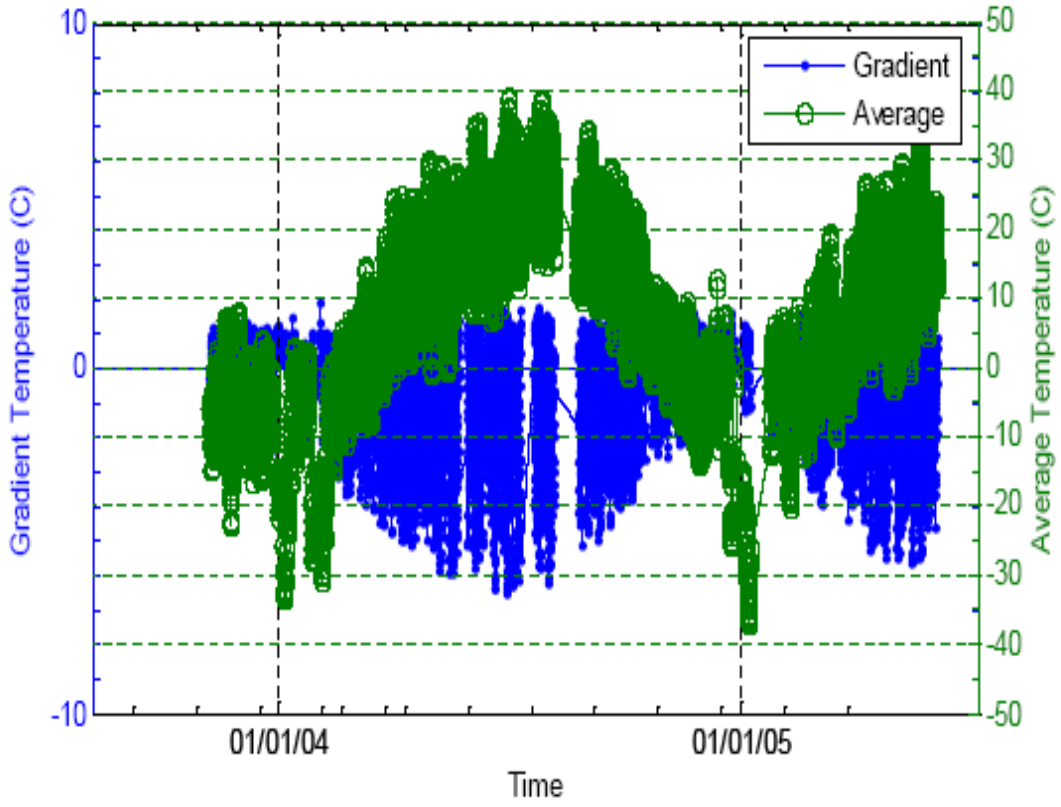

Рисунок 1.12 – Результати вимірювань середніх температур та градієнтів у бетонній прольотній будові мосту протягом 1 року [138]

Для аналізу процесів теплопередачі в мостових плитах і відповідних деформацій застосовуються в основному методи кінцевих різниць [16, 19, 21,26] та скінчених елементів [27, 28, 32, 33]. Слід відзначити, що при моделюванні процесів теплопередачі в плитах мостів у більшості робіт не враховуються шари дорожнього одягу. Це частково пояснюється складністю достовірного визначення необхідних теплофізичних характеристик деяких матеріалів, наприклад, бітумінозних.

Результати візуального прогнозування поведінки матеріалів під дією температурних кліматичних навантажень, які виконувались США наведені на рис. 1.13.

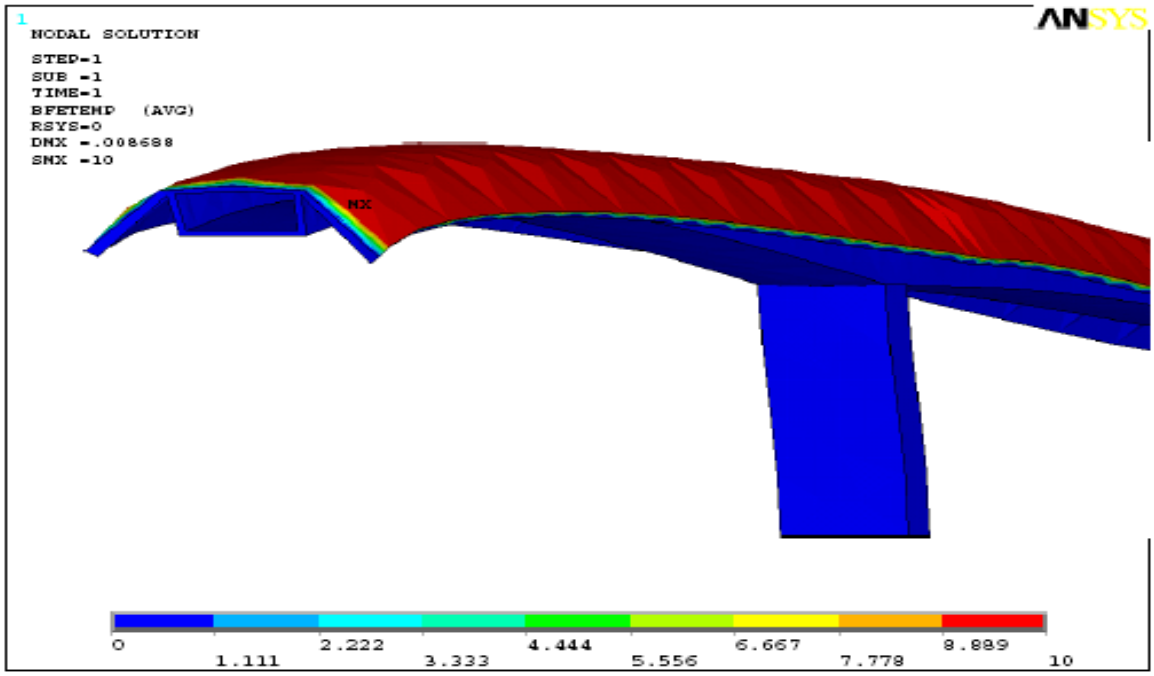

Рисунок 1.13 – Один із результатів розрахунку впливу температурного градієнту на елементи моста „Kealakaha Stream Bridge” [34]

При оцінці теплових ефектів на металевих прольотних будовах коробчастих мостів у Німеччині, від температури навколишнього середовища, була розроблена комп’ютерна модель [35]. Вона базувалася на урахуванні всіх зовнішніх кліматичних впливах та параметрах матеріалу для передачі тепла і тепловіддачі, які впливають на розподіл температури по балках рис. 1.14.

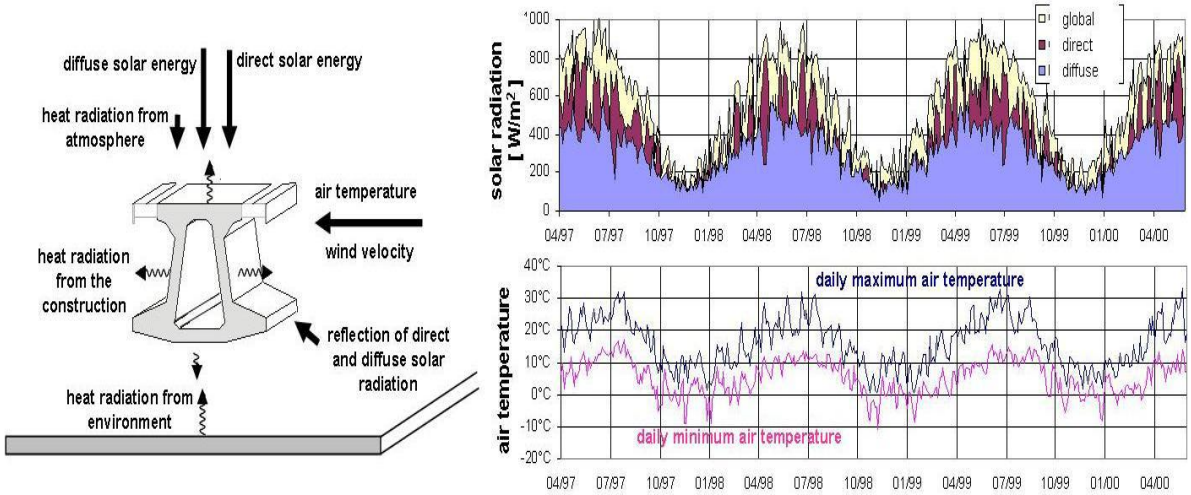

Рисунок 1.14 – Модель теплової взаємодії та середня температура

Як показали результати розрахунків розподілу температури по направляючому перерізу у вертикальному напрямку балки існує різниця температур ΔT між нижнім і верхнім краєм балки. При цьому горизонтальні перепади температури або еквівалент між бічними краями можна отримати від кожного розподілу температури з урахуванням конкретних форм поперечного перерізу. Точність довгострокового дослідження температурних перепадів показали, що температура впливає на деформації металевих та бетонних балок (рис.1.15).

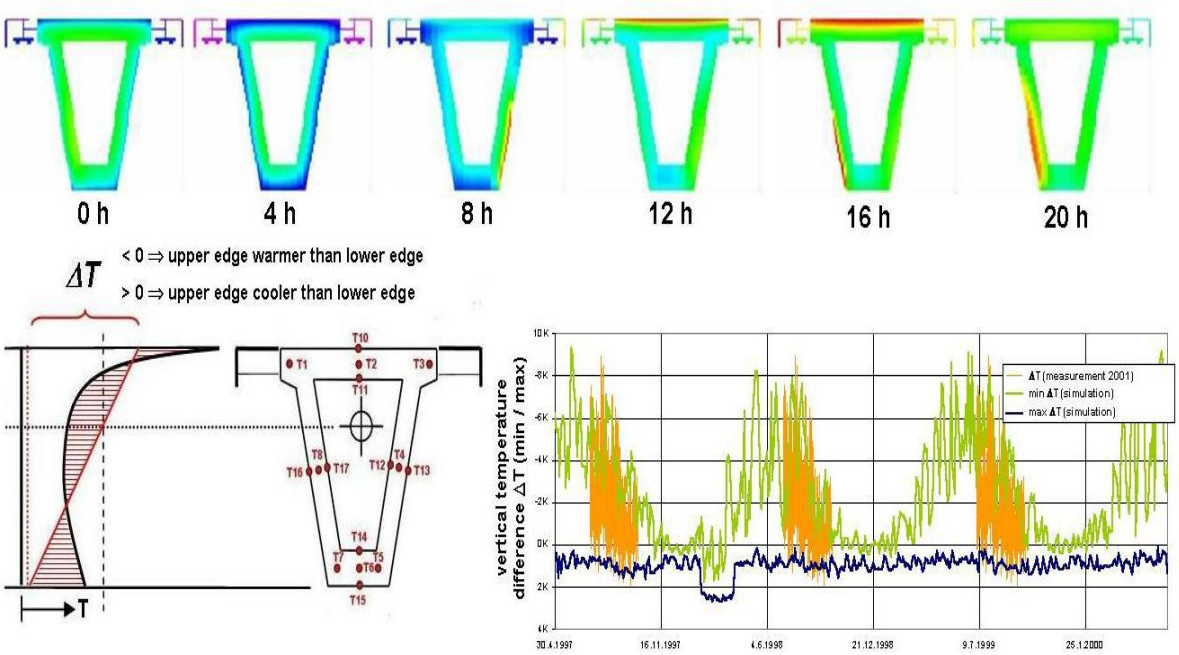

Рисунок 1.15 – Розрахунок вертикальних градієнтів температури

Для порівняння температурних градієнтів у залежності від кольору поверхні було зроблено дослідження при якому вимірювались температурні градієнти на необробленій поверхні та пофарбованій у білий колір. (рис.1.16). При цьому був прийнятий вертикальний перепад температури від червоної лінії, яка показана на рис. 1.16. Як показали дослідження необроблена поверхня має більші перепади температури ніж поверхня пофарбована у білий колір.

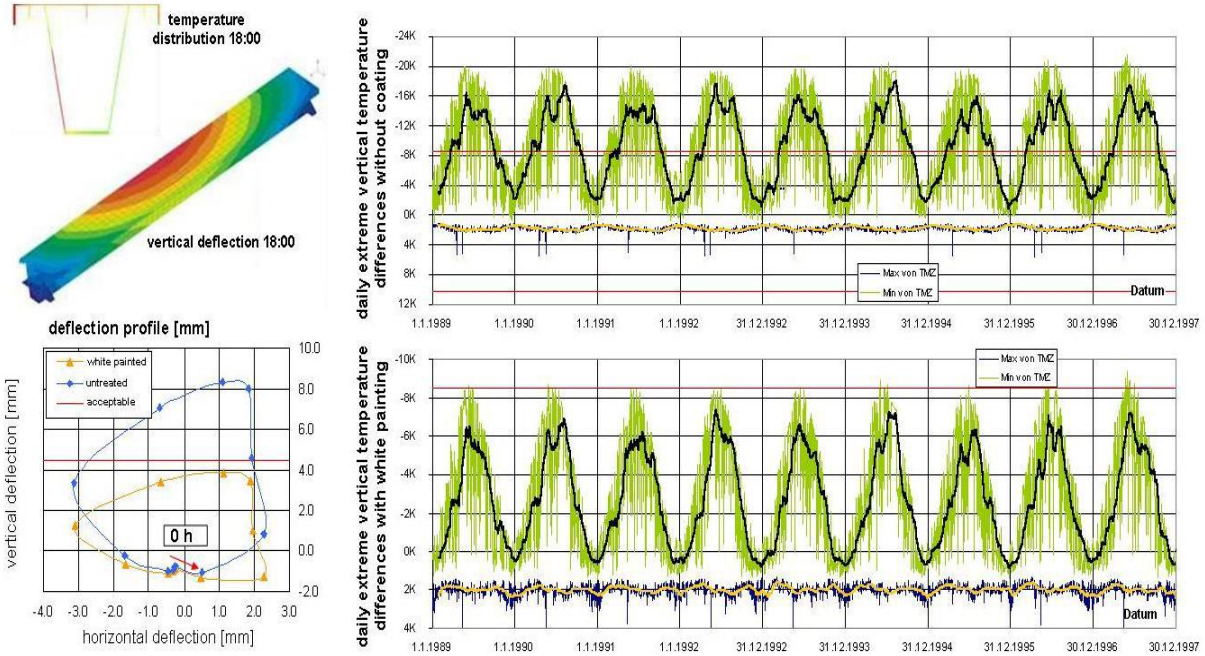

Рисунок 1.16 – Результати розрахунку розподілу температури у прольотній будові моста у залежності від кольору поверхні

При порівняні розподілу температури на стороні балки, яка знаходиться у тіні та на стороні, яка зазнає прямого сонячного випромінювання, видно, що освітлена сторона балки зазнає більшого впливу температури ніж та, яка знаходиься у тіні (рис.1.17).

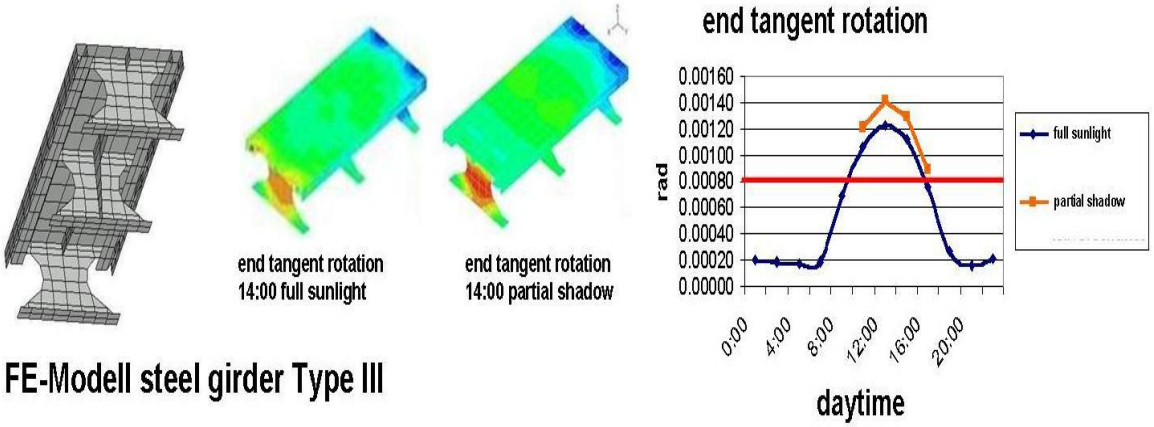

Рисунок 1.17 – Результати аналізу температурних градієнтів на подвійному прольоті сталевої балки змінного перерізу

1.4. Аналіз напружено-деформованого стану мостових конструкцій, що зумовлений температурним перепадом навколишнього середовища

Дослідження кліматичних температурних впливів на прольотні будови мостів з метою виявлення найбільш значущих, що можуть призвести до появи температурних напружень (деформацій) виконувалися протягом багатьох років [36, 37]. Розглядаються складові теплообміну мостових споруд з навколишнім середовищем. За даними [36], деякі фактори, такі як пряме та розсіяне випромінювання, піддаються безпосередньому вимірюванню і є досяжними. Складнощі виникають при визначенні параметрів обміну з навколишнім середовищем – таких, як теплове випромінювання, відбите випромінювання, тепловіддача та ін.

На стадії експлуатації зміна температуро-вологісних умов призводить до порушення гігрометричної рівноваги бетону з довкіллям, виникнення об’ємних деформацій і спричиняє зміну його напружено-деформованого стану. Це насамперед ініціює процес мікротріщиноутворення, що обумовлює падіння характеристик тріщиностійкості [38].

У роботі [30] відмічається, що коливання температури викликають вздовж прольоту мостів постійні здовження, а різниця температур – постійні

згини. Оскільки параметри, які визначають температурні навантаження, мають несталий характер, практична реалізація конкретних розрахункових задач з визначення екстремальних температурних згинів, подовжень та власних напружень тісно пов’язана з питаннями реєстрації фактичних температурних розподілів, наближених до експлуатаційних. Дослідження кліматичних температурних напружень в бетонних мостах у вертикальній площині для кліматичних умов Нової Зеландії та Канади наведені у [16, 20].

Напруження від теплових впливів, за даними проведених розрахунків [16], сягають значень в 100 МПа при стиску та 42 МПа при розтягуванні в балках нерозрізної конструкції.

Значення змін навколишньої температури в характері температурного розподілу в конструкції мостів коробчастої структури розглянуті в [19]. Відмічена обмежена кількість експериментальних даних про фактичний розподіл температури в конструкціях. Показано також, що від’ємні градієнти можуть призвести до появи більших за значенням напружень, ніж позитивні градієнти. Визначення напружень у бетонних балках коробчастого перерізу та в елементах бетонних опор реалізовано методом кінцевих різниць. Аналіз розрахунків показав, що підвищення температури навколишнього середовища в денні години збільшує температуру нижньої поверхні, при цьому напруження розтягу зменшуються. Далі під час вистигання нижньої поверхні внаслідок падіння зовнішньої температури, напруження в нижній поверхні підвищуються, незважаючи на те, що верхні шари мають більш низьку температуру, ніж в полуденні години. Тому різниця середніх температур верхньої та нижньої плит є важливим фактором появи напружень розтягу в нижній поверхні. У роботі [19] аналізу підлягали коробчасті балки з асфальтобетонним покриттям змінної товщини (від 0 до 150 мм). Результати показали, що більш товсті шари асфальтобетонного покриття стримують зміну температури на верхніх поверхнях балок, але практично не впливають на поведінку температур на нижній поверхні. Однак, завдяки ізоляційному ефекту, асфальтобетонне

покриття захищає від вистигання верхні шари у вечірні години. Таким чином, напруження в нижній поверхні змінюється не значно при змінах товщини шару асфальтобетонного покриття.

Тим часом дослідженнями [30] встановлено, що для отримання повних даних про напружений стан прольотних будов мостів від кліматичних температурних навантажень одномірного вирішення задачі (тільки в вертикальній площині) недостатньо. Потрібно враховувати багатоосьовий напружений стан.

Для більш об’єктивної оцінки змін температури в прольотній будові моста та виникаючих внаслідок цього деформацій проводяться довготривалі дослідження. Дані температурного моніторингу, що проводився протягом 4 років на мосту, наведені в роботі [39]. На рис. 1.16 показана схема розміщення давачів, на рис. 1.17 – деякі з отриманих результатів залежності „температура – деформація”.

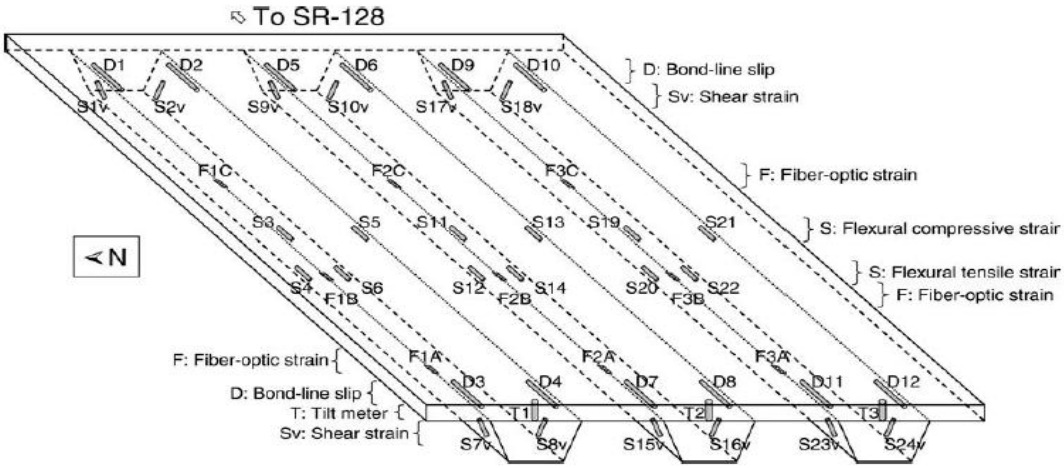

Рисунок 1.18 – Схема розміщення вимірювальних приладів на прольотній будові моста [39]

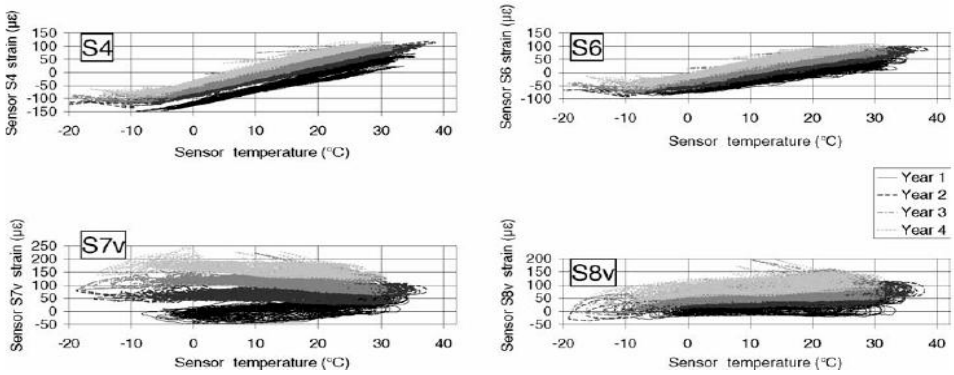

Рисунок 1.19 – Результати довгострокових вимірювань за даними [39]

Спостереження за температурними градієнтами в прольотній будові мосту та за деформаціями по перерізу конструкції (рис. 1.20 – 1.22) показали чітку кореляційну залежність деформацій від змін температури [40].

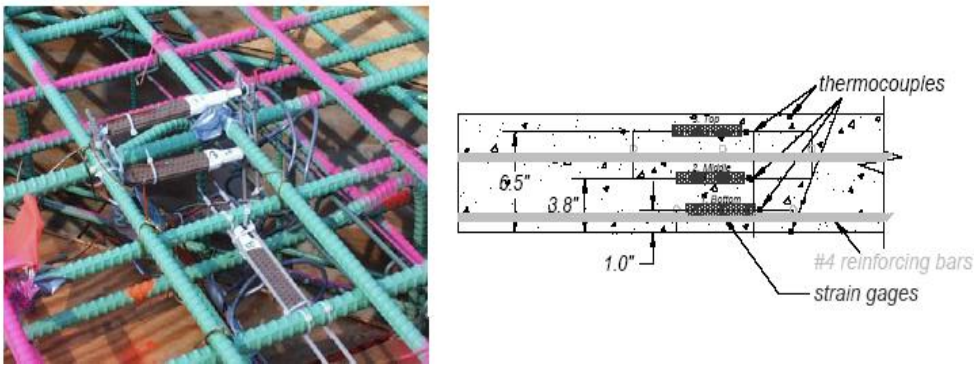

Рисунок 1.20 – Встановлення давачів для вимірювання температур та деформацій в товщі бетонної конструкції моста [40, 41]

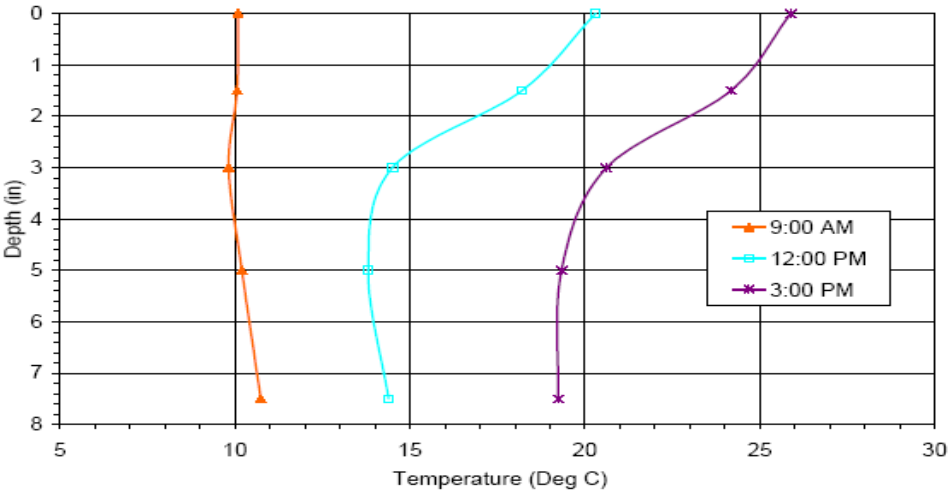

Рисунок 1.21 – Температурні градієнти у плиті моста [41]

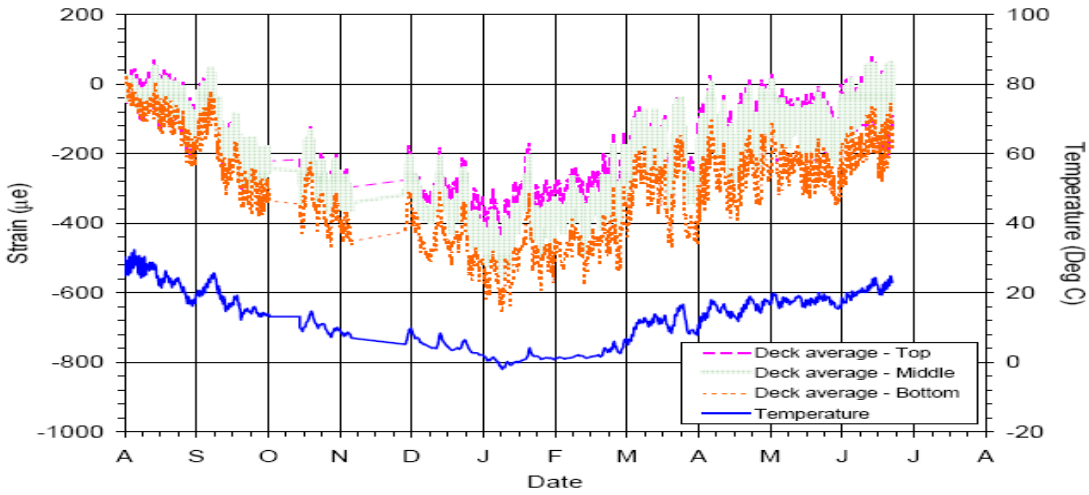

Рисунок 1.22 – Графік деформацій на верхній, середній та нижній поверхнях плити та температури повітря за даними вимірювань протягом 1 року [40]

При проектуванні мостів і шляхопроводів одними із постійнодіючих навантажень є температурні впливи.

Виходячи із аналізу вважаю за доцільне зазначити, що незважаючи на нагальну потребу у врахуванні температурних градієнтів при визначенні термонапруженого стану балок прогонових будов мостів, в Україні не приділяється належна увага цій проблемі. Хоча протягом останніх п’яти років

спостерігаються значні та різкі перепади температур навколишнього середовища і збільшується діапазон їх зміни (влітку максимальна температура зростає, взимку – мінімальна знижується), що підкреслює актуальність даної магістерської роботи.

Висновки до розділу 1

Із проведеного аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Значна кількість дефектних прогонових будов мостових конструкцій та розбіжності між українськими і закордонними нормативними документами щодо врахування розподілу температури у мостових конструкціях, за яким визначається напружено-деформований стан прогонових будов мостів, підкреслюють потребу у дослідженнях температурних полів та напружень мостових конструкцій.

2. Наведений перелік основних дефектів і пошкоджень, які трапляються у мостах, дає можливість прогнозувати працездатність мостів на певних відрізках часу. Встановлено, що після 20-30 років експлуатації майже у всіх мостах з'являються тріщини, замокання та корозія бетону у залізобетонній плиті та корозія металевих головних балок.

3. Напруження від температурних впливів є значними, що підкреслює необхідність розробки методики розрахунку температурних напружень та деформацій у мостових конструкціях, які експлуатуються на території України.

4. Температурний стан прогонових будов визначається, в основному, геометрією споруди, географічним положенням, напрямом повздовжньої осі моста і навколишніми атмосферними умовами.

РОЗДІЛ 2
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИМІРЮВАНЯ ТЕМПЕРАТУР НА ПОВЕРХНЯХ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

2.1. Температурні кліматичні впливи на мостові конструкції

Конструкції залізничних та автодорожних мостів і шляхопроводів під час експлуатації зазнають дії комплексу кліматичних факторів [42-48]. Основні кліматичні впливи на мостову споруду наведені на рис. 2.1.

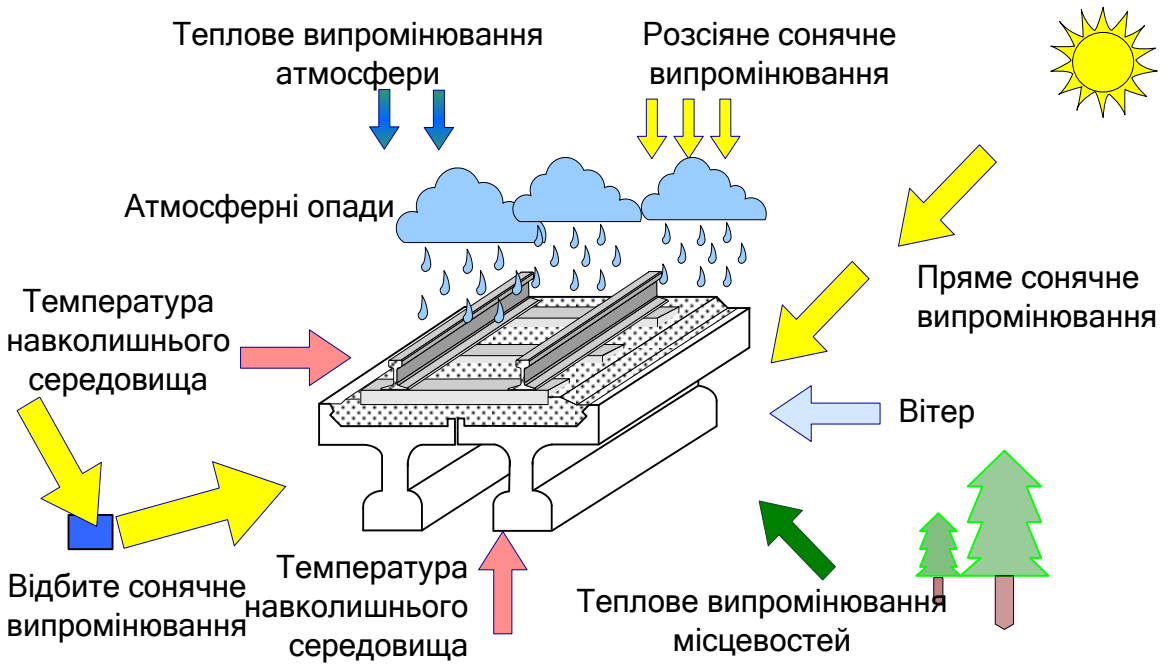

Рисунок 2.1 – Кліматичні впливи на мостову споруду

Крім зазначених кліматичних факторів у теплообміні мостової споруди із навколишнім середовищем відіграють роль теплові технологічні впливи, наприклад, такі, що виникають при улаштуванні гідроізоляції та покриттів з гарячих асфальтобетонних сумішей.

Процес визначення температурних полів та напружено-деформованого

стану балок прогонових будов мостів від змінних добових, сезонних та річних температурних перепадів навколишнього середовища, розіб'ємо на кілька етапів.

Першим, та дуже важливим етапом при вивченні температурних впливів на мостові конструкції та зумовлених ними температурних напружень і деформацій, є експериментальні вимірювання розподілу температури на поверхнях балок прогонових будов мостів внаслідок кліматичних або технологічних впливів, що зазначено у працях [43, 45, 47, 49, 50, 51].

Другий етап – створення моделі для розрахунку температурних полів та напружень. При цьому модель повинна бути такою, яка моделює дійсну роботу реальної конструкції [48, 52, 53].

Наступний етап за максимальних додатних значень влітку, мінімальних від'ємних значень взимку та максимальних температурних перепадів навесні, за розробленими моделями розрахунок термонапруженого стану балок прогонових будов мостів [52].

2.2. Методика проведення експериментального дослідження розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостових конструкцій

Для оцінки характеру розподілу температури на поверхнях балок прогонових будов мостів і для визначення відповідних крайових умов проводились експериментальні вимірювання розподілу температури на їх зовнішній та внутрішній поверхнях сталебетонних залізничних мостів.

Вимірювання температур поверхонь балок прогонових будов здійснювали тепловізором Testo 875-1 та пірометром HT-822 згідно методик, які опубліковані в керівництвах [54, 55]. Температура навколишнього середовища контролювалася за допомогою електронного термометра TENMARS TM-740 (рис. 2.2, *a*-*c*).

При виконанні досліджень розподілу температур за допомогою тепловізора Testo 875-1 на місцевості отримували картини розподілу

температур, які у подальшому оброблялися у лабораторних умовах (рис. 2.3). Можливості тепловізора дозволили отримати характер розподілу температури на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов залізничних мостів та автодорожнього шляхопроводу.

a

B

c

Рисунок. 2.2 – Процес проведення вимірювань температур на поверхнях балок прогонових будов мостів:

a –вимірювання за допомогою тепловізора; *b* – вимірювання за допомогою тепловізра та пірометра; *c* – вимірювання розподілу температур за допомогою пірометра та вимірювання температури навколишнього середовища за допомогою електронного термометра

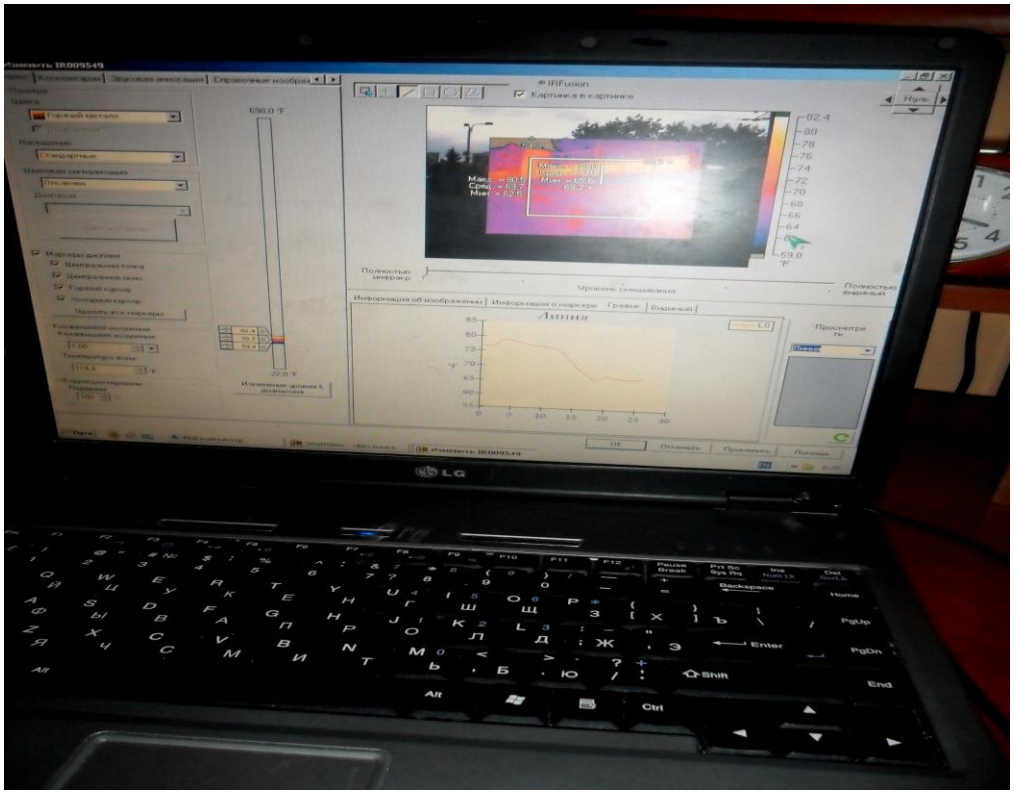

Рисунок. 2.3 – Процес обробки експериментальних вимірювань розподілу температур у лабораторних умовах

Вимірювання температур за допомогою пірометра HT-822 проводили у характерних точках балок прогонових будов мостів. Схема точок вимірювання температури та результати експериментальних вимірювань розподілу температур на поверхнях балок прогонових будов, які проводили у 2014 р. та їх аналіз висвітлено і розглянуто далі.

2.3. Результати експериментальних вимірювань розподілу температур на поверхнях балок прогонових будов мостів

2.3.1. Дослідження розподілу температур на поверхнях сталебетонних мостів

Об’єктом досліджень розподілу температури на поверхнях сталебетонної балки була прогонова будова залізничного моста, яка розташована на перегоні Підзамче – Львів, 1476 км пк1 Львівської залізниці. Її поздовжня вісь орієнтована із північного заходу на південний схід. Експериментальні дослідження розподілу температури проводили у 2014 р.

Конструктивна схема досліджуваної прогонової будови сталебетонного моста наведена на рис. 2.4, *a*. Схема точок вимірювання температури на рис. 2.4, *b*.

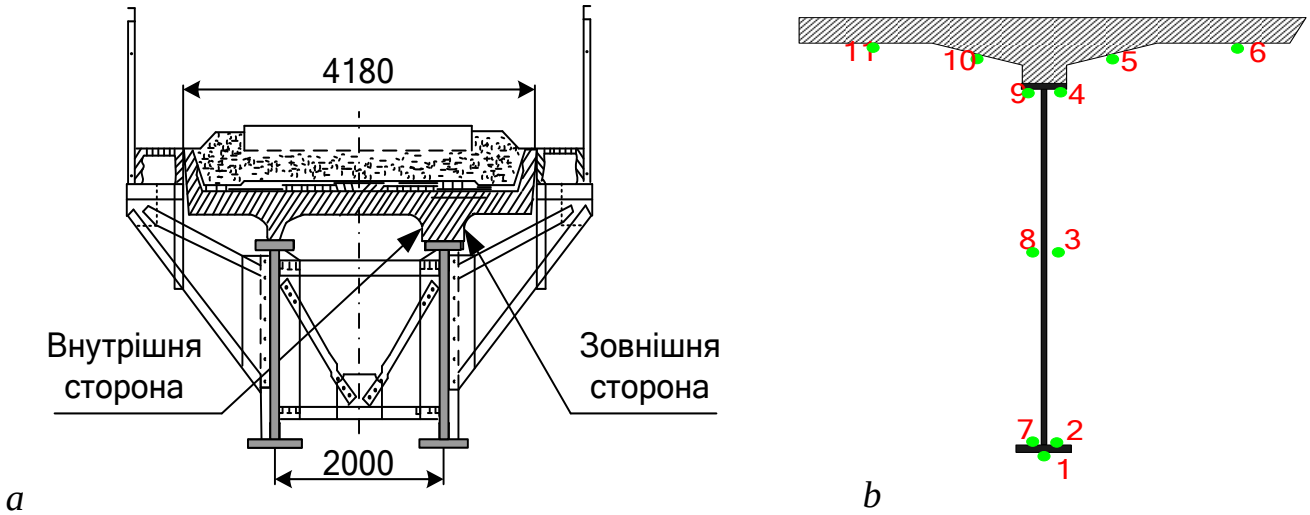

Рисунок 2.4 – Поперечний переріз досліджуваної сталебетонної прогонової будови залізничного моста:

a – загальний вигляд; *b* – схема точок вимірювання температур

Результати розподілу температур на поверхнях балок прогонової будови, які отримані у березні 2014 р. із використанням тепловізора Testo 875-1, наведені на рис. 2.5, 2.6.

Можливості тепловізора дозволили отримати картини температур поверхонь, окремих дефектних зон в денні та нічні години доби.

Комп’ютерна обробка результатів вимірювань дозволила визначити температуру будь-якої точки знімку. Це уможливлює надання попередньої оцінки градієнтам температури.

Із температурного профілю сталебетонної балки моста (показаний стрілками із пунктирних ліній рис. 2.5) видно, що температура розподіляється

неоднаково у вертикальному напрямі балки. Найнижчі градієнти температур на внутрішній поверхні сталебетонної балки, при температурі зовнішнього середовища +3 ºС, були зафіксовані у залізобетонній плиті у межах від -1,0 ºС до -1,8 ºС у той час, як у металевій балці температура змінювалася у межах від +0,2 ºС до -0,6 ºС.

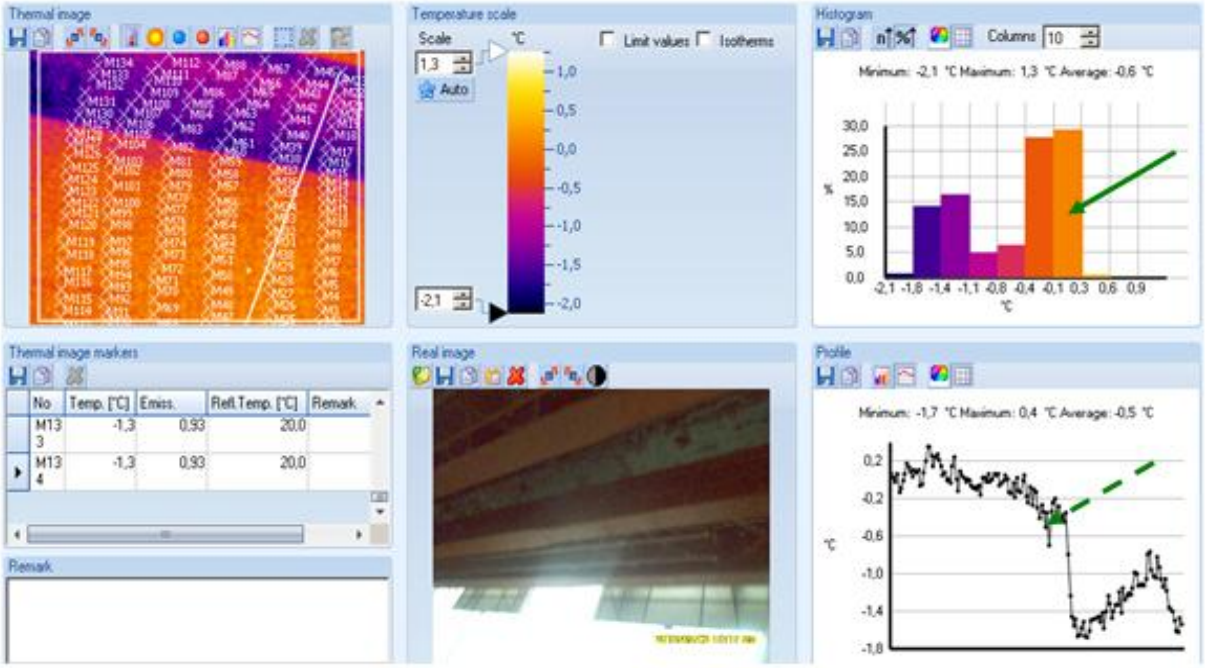

Рисунок 2.5 – Розподіл температур на внутрішній стороні сталебетонної балки моста перегону Підзамче – Львів, 1476 км пк 1 Львівської залізниці

На зовнішній поверхні сталебетонної балки температура розподіляється таким чином: у плиті залізобетонної балки температура змінюється у межах від -1,1 ºС до -1,4 ºС (рис. 2.6), у той час, як на поверхні металевої балки температура змінюється у межах від 0,0 ºС до -0,4 ºС.

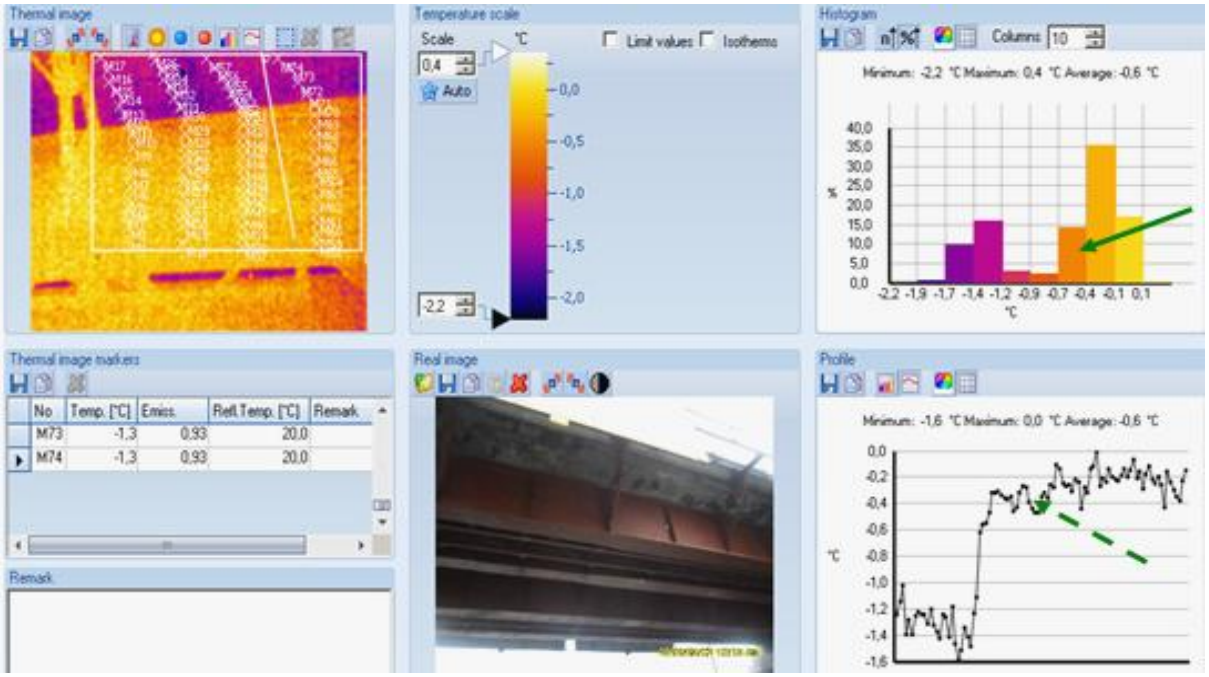

Рисунок 2.6 – Розподіл температур на зовнішній стороні сталебетонної балки моста перегону Підзамче – Львів, 1476 км пк 1 Львівської залізниці

Гістограми розподілу температур на внутрішній та зовнішній сторонах сталебетонної балки (показані стрілками із суцільних ліній на рис. 2.5, 2.6) показують, що температура поверхні на внутрішній стороні сталебетонної балки у межах від -2,1 ºС до -1,1 ºС зустрічається близько 40 %, а від 0 ºС до -0,4 ºС – 60 %. На зовнішній стороні балки температура у межах від -1,8 ºС до -1,2 ºС зустрічається близько 30 %, а від 0,2 ºС до -0,7 ºС – 70 %.

Характерні точки, в яких проводилося вимірювання температури сталебетонної прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1476 км пк 1 Львівської залізниці, за допомогою пірометра HT-822, наведені на рис. 2.4, *b*. Результати досліджень розподілу температури, які були отримані у лютому, квітні та липні та серпні 2014 р. для зовнішньої та внутрішньої сторін сталебетонної балки, наведені у табл. 2.1.

Таблиця 2.1.

Дані вимірювання розподілу температури на зовнішній та внутрішній сторонах сталебетонної балки прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1476 км пк1 Львівської залізниці

Дата вимірювання	Час доби, год	Температура повітря, °С	Точки вимірювання температури										
		T_t	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7	T_8	T_9	T_{10}	T_{11}
23.02.2014	6:40	-13,2	-11,9	-12,2	-12,7	-12,2	-11,7	-12,4	-12,4	-12,7	-12,2	-12,7	-12,4
23.02.2014	9:30	-12,2	-11,5	-11,4	-12,3	-10,4	-11,6	-12,2	-11,9	-12,3	-11,4	-11,5	-12,0
23.02.2014	2:30	-7,1	-11,5	-8,4	-8,0	-8,2	-9,3	-11,4	-11,9	-12,3	-11,2	-9,3	-11,1
23.02.2014	5:30	-6,5	-11,2	-5,4	-5,8	-5,5	-9,2	-11,0	-11,8	-11,8	-11,2	-8,9	-10,3
23.02.2014	8:30	-9,4	-12,3	-7,5	-7,2	-7,3	-10,7	-11,5	-12,6	-12,6	-12,2	-10,3	-11,8
23.02.2014	1:30	-10,1	-12,8	-9,5	-9,4	-12,6	-11,7	-11,7	-12,9	-12,9	-12,6	-11,4	-12,0
24.02.2014	0:30	-11,7	-13,0	-13,1	-13,0	-13,2	-12,5	-12,2	-13,3	-13,4	-13,2	-12	-12,7
24.02.2014	3:30	-12,3	-13,2	-13,1	-13,6	-13,7	-12,3	-12,7	-13,6	-13,6	-13,7	-12,4	-12,9
24.02.2014	6:30	-10,2	-12,8	-11,7	-12,7	-12,3	-12,4	-12,9	-12,3	-12,7	-12,3	-12,5	-12,5
24.02.2014	9:30	-6,1	-8,3	-8,3	-8,7	-8,6	-12,8	-12,0	-8,6	-8,7	-8,6	-12,2	-12,9
24.02.2014	2:30	-5,2	-7,5	-8,3	-8,7	-8,0	-11,7	-11,4	-8,0	-8,4	-8	-11,7	-11,7
24.02.2014	5:30	0,0	-5,4	-5,2	-5,9	-5,7	-6,4	-7,3	-5,7	-5,9	-5,7	-8,3	-6,7
24.02.2014	8:30	1,2	-4,2	-4,1	-4,7	-4,5	-5,8	-7,5	-4,5	-4,7	-4,5	-7,4	-6,3
25.04.2014	5:00	+6,4	+2,0	+3,2	+3,8	+3,8	-6,8	-5,6	+2,1	+1,8	1,6	-6,2	-5,3
25.04.2014	8:00	+7,4	+2,4	+2,7	+2,8	+2,9	-5,6	-7,0	+2,9	+2,1	2,4	-6,9	-5,0
25.04.2014	1:00	+6,3	+2,2	+2,0	+1,6	+2,1	-6,2	-7,7	+1,8	+1,9	2,1	-7,4	-7,0
26.04.2014	2:00	+7,7	+3,6	+3,8	+4,2	+4,1	-4,6	-6,2	+3,6	+3,7	3,6	-5,8	-5,7
26.04.2014	5:00	+9,2	+5,9	+6,2	+6,8	+7,2	-5,6	-5,7	+5,7	+5,5	5,7	-4	-4,7

26.04. 2014	8:00	+7,1	+5,3	+4,7	+5,0	+5,3	-3,7	-5,9	+5,3	+5,0	5,4	-5,9	-5,6
5.07. 2014	6:40	19,4	28,7	8,5	28,4	27,3	26,5	26,8	28,4	29,3	26,7	26	23,5
5.02. 2014	9:40	25,3	29,6	29,7	31,6	29,3	26,3	26,3	29,4	30,4	29,3	26,5	26,2
5.07. 2014	2:40	31,4	32,8	22,9	33,8	34,5	28,8	24,5	32,6	32,7	32,5	25,3	27,3
5.07. 2014	5:40	33,3	35,7	36,5	37,9	37,7	29,5	26,7	35,3	35,4	35,3	29,4	28,4
5.07. 2014	8:40	32,2	34,7	34,4	35,5	35,2	28,9	26,6	34,2	34,2	34,2	26,1	27,1
5.07. 2014	1:40	28,5	31,3	31,5	31,4	31,0	26,3	24,1	31,0	31,0	30	23,4	26,0
7.07. 2014	6:40	15,4	25,5	35,3	25,3	25,1	22,7	23,7	35,1	35,3	25,1	22,5	21,1
7.07. 2014	9:40	18,5	27,6	27,5	27,5	27,2	23,9	24,2	37,2	37,5	27,2	24,7	22,0
7.07. 2014	2:40	27,0	30,5	30,6	30,7	32,3	27,7	27,5	30,2	30,7	30,3	25	26,3
7.07. 2014	5:40	30,0	32,4	32,7	32,5	35,2	20,2	29,5	32,3	32,5	32,2	27,1	29,2
7.07. 2014	8:40	29,3	31,7	31,7	31,8	31,5	28,8	28,8	31,3	31,8	30,5	26,4	27,3
7.07. 2014	1:40	22,2	30,5	30,5	30,7	30,5	27,5	27,8	30,3	30,7	29,5	25,3	26,3
15.08. 2014	2:45	20,3	20,5	20,5	21,4	19,3	21,3	21,5	20,3	20,7	20,5	18,0	18,7

Для знаходження найбільшої величини перепаду температури між металевою балкою та залізобетонною плитою, за яким будемо визначати напружено-деформований стан прогонової будови, дослідимо розподіл температури на їх стику. Точки, які взяті для аналізу на зовнішній стороні металевої балки, мають у табл. 2.1 номер 4, а залізобетонної плити – номер 5. Відповідно точки, які взяті для аналізу на внутрішніх сторонах, мають номери 9 та 10.

Аналіз перепаду температури між металевою балкою та залізобетонною плитою на внутрішній стороні прогонової будови засвідчив, що максимальна величина перепаду температури зафіксована 26.04.2014 р., коли при сонячній погоді о 18:00 год. металева балка прогрілася до додатної температури +5,3 ºС, а залізобетонна плита мала від’ємну температуру -5,6 ºС. При цьому

температурний перепад склав +10,9 ºС. Станом на 26.04.2014 р. о 12:00 год. зафіксовано температуру металевої балки +3,6 ºС, а залізобетонної плити – -5,7 ºС, відповідно температурний перепад рівний +9,3 ºС.

Як видно із табл.2.1 влітку при сонячній погоді відбувається більш рівномірне нагрівання як металевої балки, так і залізобетонної плити. У добу 05.07.2014 р. максимальний перепад температури між металевою балкою та залізобетонною плитою було зафіксовано о 15:40 год., він дорівнював +4,9 ºС. Взимку йде охолодження балки, станом на 23.02.2014 р. о 18:30 год. температурний перепад склав -2,4 ºС.

Аналіз перепаду температури між металевою балкою та залізобетонною плитою на зовнішній стороні прогонової будови виявив, що максимальна величина перепаду температури зафіксована 26.04.2014 р., коли при сонячній погоді о 15:00 год. металева балка прогрілася до температури +5,3 ºС, а залізобетонна плита мала температуру -5,6 ºС. При цьому температурний перепад склав +10,9 ºС. Станом на 25.04.2014 р. о 15:00 год. зафіксовано температурний перепад +9,2 ºС.

Наведені результати показують, що існує різниця температур в суміжних зонах конструкції, але потрібно багато експериментальних досліджень розподілу температур в різні періоди року для мостів різних конструкцій та матеріалів, що працюють в кліматичних умовах України, щоб зробити узагальнення з приводу завдання середніх значень температур конструкції для розрахунків, як це передбачено нормами [14].

Висновки до розділу 2

Базуючись на результатах виконаних експериментальних досліджень розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостів у різні години доби та пори року встановлено:

1. Температура металевої балки сталебетонного моста має температуру вищу від температури навколишнього середовища на 10 ºС.

2. При ясній погоді у поперечному перерізі балок прогонових будов мостів виникає перепад температур, який для залізобетонної плити сталебетонної балки рівний – +10ºС у теплий період року. У холодний період року перепад температур для залізобетонної плити сталебетонної балки рівний – -10 ºС.

3. Температура у вертикальному напрямі сталебетонних балок прогонових будов мостів розподіляється нерівномірно. Між металевою балкою та залізобетонною плитою сталебетонного моста різниця температур у теплий період року становить +15 ºС, а у холодний – -8 ºС.

4. Метеорологічні умови, особливо хмарність призводить до рівномірного розподілу температури по об’єму мостової конструкції.

РОЗДІЛ 3
ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПОЛІВ ТА ТЕРМОНАПРУЖЕНОГО СТАНУ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

3.1. Принципи розрахунку температурного поля та термонапруженого стану балок прогонових будов мостів

Складні умови роботи елементів сучасних мостів і шляхопроводів, різноманітність їх форм, матеріалу та габаритів призводять до надзвичайно важких та коштовних натурних або напівнатурних експериментів. У зв'язку з цим виникає необхідність розробки та застосування різних обчислювальних методів, які дозволяють відносно в короткий термін і з невеликими витратами отримувати достовірні дані про роботу інженерних споруд.

Практичне визначення температурних полів та напружень у більшості випадків є складним завданням і тому важко знайти їх точний розв'язок при строгій математичній постановці завдань. У результаті цього інженер повинен у своїх розрахунках або замінювати дійсну конструкцію більш простою, оцінюючи за допомогою фізичних міркувань допущену таким чином помилку, або застосовувати наближений метод дослідження.

Зокрема, вплив змінних температурних перепадів навколишнього середовища на роботу прогонових будов автодорожніх та залізничних мостів вивчений недостатньо, що підтверджується у роботах [56-64].

Послідовність розрахунків напружено-деформованого стану балок прогонових будов мостів розділено на два етапи. На першому етапі розраховується температурний стан, а на другому – температурні напруження та деформації. Під температурним станом розуміється сукупність температурних полів у конструкції, які змінюються з часом за рахунок неперервного тепловиділення бетону при гідратації цементу і теплообміну

конструкції із навколишнім середовищем.

Найрозповсюдженішими в інженерній практиці є моделі для розрахунку міцності конструкцій. Розрахунок напружено-деформованого стану, викликаного температурними полями, менш розповсюджений та вивчений [42].

Окремо необхідно відзначити питання створення математичної моделі реальної конструкції. З одного боку, модель повинна найбільш повно відтворювати роботу реальної конструкції. А з іншого, модель не повинна бути дуже складною. Відхилення при конструюванні моделі в той чи інший бік може призвести до її невідповідності реальній конструкції або до ускладнення моделі до такого ступеня, що це не дозволить виконати розрахунки навіть на найпотужніших обчислювальних машинах.

Вважається, що найкращою (з точки зору опису фізичних процесів, наприклад, напружено-деформованого стану) моделлю реальної конструкції є тривимірна модель. Особливо це підтверджується для несиметричних споруд. Двовимірні моделі можуть програвати тривимірним у точності розв’язків, але дають суттєвий виграш у просторі.

У більшості випадків вибір розмірності реальної конструкції залежить від досвіду інженера, який виконує розрахунки, та від потужності обчислювальної техніки, на якій будуть виконуватись обчислення.

Останнім часом перевага все ж таки віддається тривимірному моделюванню, як такому, що реально моделює роботу мостів.

Таким чином, вибір моделі при розрахунках інженерних конструкцій є одним із найбільш відповідальних етапів. Першим та дуже важливим етапом підготовки моделі до розрахунку є призначення їй розмірності [52]. У даній роботі розроблено двовимірні (2D) та тривимірні (3D) моделі. Також з метою оцінки та прогнозування температурних напружень розроблено одновимірну модель.

3.2. Аналіз та вибір програмного забезпечення для розрахунку температурних напружень та деформацій сталебетонних балок прогонових будов мостів

Складні умови роботи елементів сучасних мостів і шляхопроводів, різноманітність їх форм, матеріалу та габаритів призводять до надзвичайно важких та коштовних натурних або напівнатурних експериментів. У зв'язку з цим виникає необхідність розробки та застосування різних обчислювальних методів, які дозволяють відносно в короткий термін і з невеликими витратами отримувати дані про роботу інженерних споруд.

Найрозповсюдженішими в інженерній практиці є моделі, що описують міцність та методи розрахунку конструкції. Розрахунок за деформаціями, а тим більше, визначення напружено-деформованого стану (НДС) від температурних полів менш розповсюджені та вивчені.

Окремо необхідно відзначити питання створення математичної моделі реальної конструкції. З одного боку, модель повинна найбільш повно відтворювати роботу реальної конструкції. А з іншого, модель не повинна бути дуже складною. Відхилення при конструюванні моделі в той чи інший бік може призвести до невідповідності моделі реальній конструкції, або до ускладнення моделі до такого ступеню, що це не дозволить виконати розрахунки навіть на найпотужніших обчислювальних машинах.

Таким чином, вибір моделі при розрахунках інженерних конструкцій є одним з найбільш відповідальних етапів. Першим та дуже важливим етапом підготовки моделі до розрахунку є призначення їй розмірності.

Вважається, що найкращою (з точки зору опису фізичних процесів, наприклад, Н.Д.С.) моделлю реальної конструкції є тримірна модель. Особливо це підтверджується для несиметричних споруд. Двомірні моделі можуть програвати тримірним в точності рішень, але дають суттєвий виграш у просторі.

У більшості випадків вибір розмірності реальної конструкції залежить від досвіду інженера, який виконує розрахунки, та від потужності обчислювальної техніки, на якій будуть виконуватись розрахунки.

Останнім часом перевага все ж таки віддається тримірному моделюванню, як такому, що реально моделює роботу мостів.

Сьогодні в арсеналі інженерів є як відносно прості методи розрахунку опору матеріалів і будівельної механіки, так і складні методи кінцевих різниць, кінцевих і граничних елементів.

Методи розрахунку інженерних споруд, зокрема і автодорожніх та залізничних мостів та шляхопроводів, можна поділити на варіаційні і проекційні. Не звертаючись до математичної суттєвості постановки крайових задач, потрібно відзначити наступне:

– варіаційна постановка є поодиноким випадком проекційних методів і, як наслідок, менш бажана (розповсюдженість варіаційних методів в інженерній справі відноситься до 70-х –початку 80-х років минулого століття);

– використанням проекційних методів розрахунку можна вирішити більш широке коло інженерних та наукових задач;

– основою сучасних проекційних методів вирішення крайових задач є методи Рітца і Галеркина;

– чисельною реалізацією таких методі є різні варіанти методу кінцевих елементів (МКЕ).

Як зазначалось, математичною основою МКЕ є метод Рєлея-Рітца, який шляхом мінімізації потенціальної енергії дозволяє звести задачу до системи лінійних рівнянь рівноваги (СЛРР). Область застосування МКЕ суттєво розширилась, коли було показано, що рівняння для елементів конструкції можуть бути отримані за допомогою методів зважених нев’язок, особливо метода Галеркина. Встановлення цього факту сприяло теоретичному обґрунтуванню МКЕ, оскільки дозволило застосувати його при вирішенні багатьох типів диференційних рівнянь. МКЕ став основним методом розрахунку складних конструкцій і процесів, що описуються диференційними рівняннями або системами диференційних рівнянь. Завдяки появі швидкодіючих ЕОМ, метод кінцевих елементів сьогодні є безумовним лідером у реалізації

програмних продуктів для інженерів.

Основна ідея МКЕ полягає в тому, що будь-яку безперервну величину (напруження, переміщення, температуру тощо) можна апроксимувати моделлю, яка складається з окремих елементів. На кожному з них досліджувана безперервна величина апроксимується кусочно-безперервною функцією, яка базується на значеннях досліджуваної безперервної величини в кінцевому числі точок елемента, що розглядається.

У загальному випадку, безперервна величина зазделегідь невідома, і потрібно знайти її значення в деяких внутрішніх точках області. Дискретну модель, однак, дуже легко побудувати, якщо спочатку припустити, що відомі чисельні значення цієї величини в окремих внутрішніх точках області (вузлах). Після цього можна перейти до загального випадку.

Найчастіше при розробці дискретної моделі безперервної величини приймають такі рішення:

а) область визначення безперервної величини розбивається на кінцеве число менших областей – кінцевих елементів (КЕ). Ці елементи мають загальні вузлові точки і в сукупності апроксимують форму області;

б) в області, яка розглядається, фіксується кінцева кількість точок. Такі точки називають вузловими або просто вузлами;

в) значення безперервної величини в кожній вузловій точці спочатку вважається відомим. Однак необхідно пам’ятати, що ці значення в дійсності ще потрібно знайти шляхом накладення на них додаткових обмежень залежно від фізичної суттєвості задачі;

г) з використанням значення досліджуваної безперервної величини у вузлових точках і ту або іншу апроксимуючу функцію, визначають значення досліджуваної величини у середині області.

У суцільному середовищі число точок зв’язку є безкінечним, і саме це становить основну складність отримання рішень. Застосування поняття ”кінцевий елемент” – спроба подолати цю складність шляхом розбивання суцільного тіла на окремі елементи, що взаємодіють між собою тільки у

вузлових точках, в яких вводяться фізичні сили, еквівалентні поверхневим напруженням, що розподіляються на границі елементів. Якщо така ідеалізація припустима, то задача зводиться до звичайної задачі будівельної механіки, яка може бути вирішена чисельно.

Звичайно, вирішення задачі з використанням МКЕ складається з наступних основних етапів:

а) визначення розмірності моделі;

б) розробка креслень конструкції;

в) розміщення навантажень і визначення опор (граничних умов);

г) вибір виду КЕ і виду апроксимуючих функцій;

д) розбивання моделі на сітку кінцевих елементів;

ж) чисельне рішення системи рівнянь (виконується автоматично і може займати досить багато часу);

з) аналіз результатів.

Коротко зупинимось на розрахункових системах, які застосовуються для розрахунку мостових конструкцій. Із таких відомих розробок можна виділити: програмні комплекси ЛИРА та SCAD; програми EXEL що базується на модулях ExpertM і ExperQ з розрахунку міцності конструкцій та їх елементів; ANSYS – лідер в області кінцево-елементних розрахунків; ProEngineer і SolidWorks (дві потужні системи твердотільного моделювання); Nastran і Cosmos; системи, що позиціонуються на ринку як ком’ютерні алгебри – MathCAD, Matematica та MATLAB (останню можна виділити, оскільки в ній є потужний блок вирішення диференційних рівнянь pdetool); COMSOL Multiphysics (FEMLAB) – системи моделювання і розрахунків задач, що базуються на диференційних рівняннях в часткових похідних; ABAQUS (програма містить багато модулів, зокрема модуль для розрахунку мостових конструкцій); DIANA (аналіз залізобетонних конструкцій); BRIGADE, PENTAGON – Bridge і LUCAS (призначені спеціально для розрахунку мостових конструкцій).

Кожна з перелічених програм має свої переваги і недоліки. Крім того, потрібно урахувати їх досяжність.

За допомогою програм FEMAP 10.3.1. та ANSYS можна виконувати тепловий аналіз для таких задач:

- стаціонарна теплопровідність;
- нестаціонарний температурний режим;
- розрахунок температурних напружень і деформацій.

Стаціонарний тепловий аналіз визначає розподіл температур у конструкції і кондуктивні теплові потоки при стабільному її стані. Можна задавати такі “навантаження”, як конвективна тепловіддача з поверхні, теплові потоки, щільність теплових потоків, потужність теплових джерел і задані температури. Аналіз може бути лінійним або нелінійним.

У лінійному процесі теплопередачі, який встановився, відсутній вплив “теплових” мас (питомих теплоємностей) і не ураховується залежність теплофізичних властивостей матеріалу від температури. Похідна температури за часом {T} дорівнює нулю, а коефіцієнти матриці ефективної теплопровідності постійні. В такому випадку розв’язувальне рівняння зводиться до вигляду:

$$[K]\{T\} = \{Q\}. \tag{3.1}$$

Ця система лінійних сумісних рівнянь вирішується за одну ітерацію, використовується для розрахунку процесів кондуктивного та лінійного конвективного переносу тепла.

У нелінійному стаціонарному аналізі теплопередачі не розглядаються ефекти, які залежать від часу (відсутні “теплові” маси), однак теплофізичні властивості матеріалів (включаючи також коефіцієнт конвективної тепловіддачі з поверхні) можуть змінюватися з температурою; крім того, може існувати променистий теплообмін.

Механізм радіаційного теплообміну задається трьома різними способами. Для моделювання переносу тепла випромінюванням між двома точками

простору використовують лінійний радіаційний кінцевий елемент. Для опису радіаційного теплообміну між поверхнею та точкою використовується кінцевий елемент поверхневого випромінювання. При вирішенні задач, що належать до декількох поглинальних та випромінювальних поверхонь, використовується матричний генератор. В останньому випадку є можливість урахувати повне або часткове перекриття поверхонь, також задати вузол в просторі, який поглинає або випромінює енергію. В загальному випадку переносу тепла випромінюванням щільність радіаційного теплового потоку {Q} є функцією швидше T^4, аніж T і характер процесу нелінійний.

У нелінійному аналізі матриця теплопровідності є функцією температури, і вирішення задачі досягається шляхом інтегрування. В програмі ANSYS ітераційна процедура заснована на методі Ньютона – Рафсона, який передбачає вирішення послідовності лінійних задач для отримання нелінійного приближення. Таким чином, рівняння для нелінійної стаціонарної задачі теплопровідності має вигляд:

$$[K]_i\{T\}_{i+1} = \{Q^4\} - \{Q^{NR}\}_i. \qquad (3.2)$$

Це рівняння на першій ітерації вирішується при деякій початковій температурі (яка може бути задана користувачем); в наступних ітераціях для обчислення коефіцієнтів матриці теплопровідності застосовуються значення температур, отримані при попередній ітерації. Процес ітерацій продовжується, доки не отримується збіжність рішення, тобто, поки не буде виконаний встановлений користувачем критерій збіжності. Збіжність контролюється за величиною нев’язки вектора навантажень (потоку тепла) і/або за зміною температури від ітерації до ітерації.

Результати рішення, для лінійного та нелінійного аналізу, становлять значення температури і щільність потоку у вузлах. Ці дані можуть бути використані при постпроцесорній обробці для побудування поля ізотерм в розрахунковій моделі. Можливості постпроцесора дозволяють отримувати таку специфічну інформацію, як значення температурних градієнтів або потоків у

вузлах і в центрі, а також щільність теплового потоку крізь поверхні випромінювання (поглинання). Інформація видається в табличній або графічній формі.

Нестаціонарний процес. Нестаціонарний тепловий аналіз застосовують для отримання розподілу температури в конструкції як функції часу і для визначення теплових потоків при передачі і акумулюванні тепла в системі. Нестаціонарна теплопровідність має справу з лінійними і нелінійними задачами. Види теплових навантажень і нелінійностей, які використовуються, такі ж, як у випадку стаціонарної теплопровідності.

Для вирішення нестаціонарної задачі рівняння

$$[C]\{T'\}+[K]\{T\}=\{Q\}, \qquad (3.3)$$

містить доданок, який відповідає за акумулювання тепла, слід проінтегрувати за часом.

Після отримання рішення можна використовувати стадію постпроцесорної обробки для побудування полів розподілу температур і таблиць або графіків потрібної інформації (температурні градієнти, щільність теплового потоку тощо) для будь-якого моменту часу нестаціонарного процесу. Крім того, для обраних точок моделі можна отримати графіки залежності температури від часу та інші вихідні дані.

MATLAB Partial Differential Equations Toolbox (PDE Toolbox). MATLAB – це потужне інтерактивне середовище для моделювання і розрахунків більшості наукових і інженерних задач, які базуються на диференційних рівняннях в частинах похідних (PDE) методом скінчених елементів. З таким програмним пакетом можна розширювати стандартні моделі, що використовують одне диференційне рівняння (прикладний режим), в мультифізичні моделі для розрахунку зв’язаних між собою фізичних явищ.

У програму вбудовані фізичні режими, де коефіцієнти PDE задаються у вигляді зрозумілих фізичних властивостей і умов, таких як: теплопровідність, теплоємність, коефіцієнт тепловіддачі, об’ємна потужність тощо, залежно від

обраного фізичного розділу. Перетворення цих параметрів у коефіцієнти математичних рівнянь виконується автоматично. Взаємодія з програмою можлива стандартним способом – через графічний інтерфейс користувача (GUI), або програмуванням за допомогою “скриптів” на мові MATLAB.

Програма базується на системі диференційних рівнянь в частинних похідних. Існує три математичні засоби задання таких систем: коефіцієнтна форма, призначена для лінійних і близьких до лінійних моделей; генеральна форма для нелінійних моделей; слабка форма (Weak form), для моделей з PDE на границях, ребрах або для моделей, які використовують умови зі змішаними і похідними за часом.

Застосовуючи ці засоби, можна змінювати типи аналізу, зокрема:

– стаціонарний і перехідний аналіз;
– лінійний і нелінійний аналіз;
– модальний аналіз і аналіз власних частот.

Для вирішення PDE, PDE Toolbox використовує метод кінцевих елементів (FEM). Програмне забезпечення запускає кінцево-елементний аналіз разом з сіткою, яка враховує геометричну конфігурацію тіл та контроль помилок з використанням різноманітних чисельних рішень. Оскільки багато фізичних законів є в формі PDE, можна моделювати широкий спектр наукових і інженерних явищ із багатьох областей фізики, таких як: акустика, хімічні реакції, дифузія, електромагнетизм, гідродинаміка, фільтрування, тепломасообмін, оптика, квантова механіка, напівпровідникові пристрої, опір матеріалів і багато інших.

Крім перелічених, програма дозволяє за допомогою змінних в’язів (coupling variables) поєднувати моделі в різних геометріях і зв’язувати між собою моделі різних розмірностей.

Для створення і розрахунку задачі рекомендується наступна послідовність дій:

а) вибирається розмірність моделі, визначається фізичний розподіл в Model

Navigator (навігатор моделей) кожному розділу відповідає певне диференційне рівняння і визначається стаціонарний або нестаціонарний аналіз температурного поля;

б) визначається робоча область і задається геометрія;

в) задаються вихідні дані, залежності змінних від координат та часу;

г) вказують теплофізичні властивості і початкові умови;

ґ) вказують граничні умови;

д) задають параметри моделі і будується сітка;

е) визначаються параметри вирішального пристрою і запускається розрахунок;

є) налагоджується режим відображення;

ж) виводяться результати.

Системи диференційних рівнянь в часткових похідних PDE є математичною основою PDE Toolbox. Інакше такі рівняння в математиці називають рівняннями математичної фізики. Система диференційних рівнянь, доповнена граничними і початковими умовами, називається крайовою задачею. Таке уявлення крайової задачі називається диференційним формулюванням задачі математичної фізики, воно може бути стаціонарним та нестаціонарним. Всі PDE в системі MATLAB та PDE Toolbox вирішуються кінцево-елементними методами (FEM). В PDE Toolbox підтримуються проекційні методи кінцевих елементів, які є підчисельністю методів зважених нев’язок. Метод зважених нев’язок дозволяє описувати крайові задачі безпосередньо в проекційному формулюванні.

З точки зору методів чисельного рішення, PDE зручно класифікувати за наступними ознаками:

- за кількістю вимірювань простору, в якому задані рівняння;
- за максимальними порядком просторових диференційних операторів;
- за максимальним порядком тимчасових диференційних операторів;
- за лінійністю;

- за математичною структурою фізичного поля, яке моделюється.

За кількістю вимірювань PDE бувають одномірні (1D), двомірні (2D), тримірні (3D) і в загальному випадку – багатомірні. В системі MATLAB та PDE Toolbox підтримуються 1D, 2D, 3D рівняння.

За максимальним порядком просторових диференційних операторів PDE бувають першого, другого і в загальному випадку – більш високого порядку. В PDE Toolbox підтримуються PDE різних порядків, причому допускається наявність практично будь-яких просторових диференційних операторів більш низького порядку.

За максимальним порядком тимчасових диференційних операторів вирізняють стаціонарні (еліптичні, без тимчасових диференційних операторів), параболічні (з тимчасовими диференційними операторами першого порядку), гіперболічні (з тимчасовими диференційними операторами другого порядку), а також PDE більш високого порядку. Перші три типи PDE підтримують в системі MATLAB та PDE Toolbox. Вони мають такі назви в цій системі: стаціонарні (Stationary), нестаціонарні (Time dependent), хвиляве розширення нестаціонарних PDE (Wave extension).

Лінійність або нелінійність PDE значно впливає на чисельні алгоритми вирішення. Кінцево-елементна технологія дозволяє вирішувати лінійні PDE в термінах звичайних матричних операцій. При вирішенні нелінійних крайових задач неминуче застосування ітераційних алгоритмів, які можуть повільно сходитись або бути чисельно нестабільними, що призводить до суттєвого збільшення об’єму потрібних обчислювальних ресурсів (в пам’яті ЕОМ) і часу обчислювань. Лінійні і нелінійні крайові задачі підтримуються в системі MATLAB та PDE Toolbox.

За математичною структурою фізичного поля, яке моделюється, розрізняють скалярні, векторні, тензорні, матричні та інші PDE. В системі MATLAB та PDE Toolbox підтримуються MATLAB та PDE Toolbox або у вигляді мультифізичних моделей. Векторні і тензорні PDE порівняно легко приводять до

скалярно-матричної форми.

Для рішення PDE сьогодні широко застосовують три пакети розширення MATLAB. Одномірні матричні параболічні рівняння першого порядку вирішуються в ядрі MATLAB (функції pdepe, pdeval). Клас матричних еліптичних, параболічних і гіперболічних PDE вирішуються в PDE Toolbox.

3.3. Програмний комплекс для розрахунку напруженого стану методом скінченних елементів

З метою вивчення статичних деформацій мостів з дорожнім одягом під дією температурних навантажень, розроблені методика і програма розрахунку. Методика базується на методі кінцевих елементів (МКЕ) в тримірній постановці. Оскільки подібні тіла мають, як правило, складну конфігурацію, для отримання точних результатів практично завжди бажано застосовувати розрахунки саме в тримірній постановці.

Основні рівняння і метод рішення. У цій постановці задача про статичні деформації просторового тіла зводиться до вирішення варіаційного рівняння [65]:

$$\int_V [\sigma_{ik}\delta\varepsilon_{ik} + \frac{1}{2}\sigma_{ik}^0\delta(u_{s,i}u_{s,k})]dV - \int_V P_i\delta u_i dV = 0\,, \qquad (3.4)$$

де σ_{ik} – тензор напружень; σ_{ik}^0 – тензор початкових напружень; u_i – вектор переміщень; P_i – задані об’ємні сили.

Елементи тензору деформацій описуються залежностями Коші:

$$\varepsilon_{ik} = \frac{1}{2}(u_{i,k} + u_{k,s})\,. \qquad (3.5)$$

Тензорезистори деформацій і напружень зв’язані співвідношенням, що виражає закон Гука:

$$\sigma_{i,k} = \lambda\varepsilon_u\delta_{i,k} + 2\mu\varepsilon_{i,k}, \qquad (3.6)$$

де μ, λ – Коефіцієнти Ляме; $\delta_{i,k}$ – символ Кронекера.

Рівняння (3.4) вирішується з нульовими кінематичними граничними

умовами на поверхні тримірного тіла:

$$u_{i,s} = 0\,. \tag{3.7}$$

Застосування ізопараметричної концепції методу кінцевих елементів дозволяє виразити потрібну функцію переміщень і геометрію кінцевого елементу через однакові функції форми:

$$\begin{cases} u_i = N^m(\xi,\eta,\varsigma)u_i^m \\ x_i = N^m(\xi,\eta,\varsigma)x_i^m \end{cases}, \tag{3.8}$$

де $N^m(\xi,\eta,\varsigma)$ – функції форми m-го вузла елементу; u_i^m, x_i^m – відповідно переміщення і координати m-го вузла в і-му напрямку (підсумовування за індексами, що повторюються).

В існуючих бібліотеках кінцевих елементів для кожного типу кінцевих елементів функції форми мають власний конкретний вигляд.

Як базові кінцеві елементні обрані: криволінійний гексагональний об’ємний елемент НК60 з 20 вузлами і криволінійний об’ємний елемент з 10 вузлами в формі тетраедру. Функції форми 20-ти вузлового елементу такі:

$$\begin{cases} N_l = \frac{1}{8}(1+\xi\xi_l)(1+\varsigma\varsigma_l)(1+\eta\eta_l)(\xi\xi_l+\varsigma\varsigma_l+\eta\eta_l-2),\ l=1,2,\ldots 8; \\ N_l = \frac{1}{4}(1-\eta^2)(1+\xi\xi_l)(1+\varsigma\varsigma_l),\ l=10,12,14,16; \\ N_l = \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1+\varsigma\varsigma_l)(1+\eta\eta_l),\ l=9,11,13,15; \\ N_l = \frac{1}{4}(1-\varsigma^2)(1+\xi\xi_l)(1+\eta\eta_l),\ l=17,18,19,20, \end{cases} \tag{3.9}$$

де l – номер вузла.

Варіаційну постановку задачі записуємо так:

$$\int_V^0 \sigma_{i,k}\delta\varepsilon_{i,k}^0 dV - \int_V P_i \delta u_{i,k}^0 dV = 0\,. \tag{3.10}$$

З урахуванням залежностей (3.7-3.19), вирішення рівняння (3.10) зводиться до вирішення системи лінійних алгебраїчних рівнянь:

$$Ku^0 = F, \tag{3.11}$$

де K, F – відповідно глобальні матриця жорсткості і вектор навантаження всієї системи, складені з матриць жорсткості $[K]^{(e)}$ і векторів навантажень $f^{(e)}$ окремих елементів.

У загальному випадку для матриці жорсткості елемента можна записати:

$$[K]^{(e)} = \int_{V^{(e)}} [B]^T [D][B] dV, \tag{3.12}$$

де $[B]$– матриця, яка відбиває зв'язок деформацій і переміщень, отримана з геометричних виразі Коші; $[D]$ – матриця пружних постійних матеріалу.

Обчислення матриці жорсткості елементу (3.4) шляхом послідовного перемноження окремих матриць нераціонально. Підвищити ефективність обчислення можливо за допомогою відомої методики, згідно з якою вираз для елементів матриці жорсткості має вигляд:

$$K_{i,j}^{mn} = \int_{V^e} [\lambda N_i^m N_j^n + \mu(N_k^m N_k^n \delta_{i,j} + N_j^m N_i^n)] dV, \tag{3.13}$$

де $(i, j, k = 1...3; m, n = 1...s)$; s – загальна кількість вузлів сітки кінцевих елементів.

Попереднє обчислення масиву: $w_{ijk}^{mn} = \int_{V^{(e)}} N_i{}^m Nj^n dV$, дає можливість запобігти проведенню великої кількості однакових операцій.

Замінивши в масиві змінні, отримуємо:

$$\begin{cases} \dfrac{dN^m}{dx_i} = J_{ij}^{-1} \dfrac{dN^m}{d\xi_1}; \\ dV = \det J_{ij} d\xi_1 \xi_2 \xi_3, \end{cases} \tag{3.14}$$

де $J_{i,j}^{-1}$ – матриця, зворотна матриці Якоби $J_{i,j} = \dfrac{dx_i}{d\xi_j}$.

Визначення елементів масиву зводиться до обчислення методом Гаусса – Лежандра інтегралів типу:

$$\int_{V^{(e)}} \varphi(N_i^m N_j^n) = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} f(\xi_1,\xi_2,\xi_3)\det J d\xi_1 d\xi_2 d\xi_3 =$$
$$= \sum_{\alpha}\sum_{\beta}\sum_{\gamma} W_\alpha^m W_\beta^n W_\gamma^p f(\xi_\alpha^{(m)},\xi_\beta^{(n)},\xi_\gamma^{(p)}), \quad (3.15)$$

де $\xi_\alpha^{(m)}$, $\xi_\beta^{(n)}$, $\xi_\gamma^{(p)}$ – координати вузлів; W_α^m, W_β^n, W – відомі вагові коефіцієнти.

Кінцевий вираз для матриці жорсткості кінцевого елементу має вигляд:

$$K_{i,j}^{mn} = \lambda w_{i,j}^{mn} + \mu(w_{kk}^{mn} + w_{ij}^{mn}). \quad (3.16)$$

На основі наведених рівнянь (3.12-3.15) можна отримати матрицю жорсткості і вектор навантаження всієї системи (3.16), для чого використовуємо в розробленій методиці топологічну матрицю індексів [66].

Таким чином, з вирішення рівняння (3.36) отримуємо вектор переміщень u^0, що описує деформований стан.

3.4. Просторова задача визначення термопружного стану сталебетонних балок прогонових будов мостів

3.4.1. Постановка крайової задачі теплопровідності

Прогонову будову моста будемо моделювати балкою, віднесеною до прямокутної декартової системи координат x, y, z. Припустимо, що

температура балки не залежить від часу. Тоді рівняння теплопровідності матиме вигляд

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} = 0, \quad (3.17)$$

Теплообмін між балкою та навколишнім середовищем визначається за рівнянням

$$\frac{\partial t}{\partial n} = t^*(x,y,z) \text{ на } S, \quad (3.18)$$

де n – зовнішня нормаль до поверхні балки; $t^*(x,y,z)$ – задана функція; S – поверхня балки.

3.4.2. Формулювання задачі теорії термопружності

При визначенні напружено-деформованого стану балки використаємо рівняння теорії термопружності [108-110].

Рівняння рівноваги мають вигляд

$$\begin{aligned} &\frac{\partial\sigma_1}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_{12}}{\partial y}+\frac{\partial\sigma_{13}}{\partial z}=0,\\ &\frac{\partial\sigma_2}{\partial y}+\frac{\partial\sigma_{23}}{\partial z}+\frac{\partial\sigma_{21}}{\partial x}=0,\\ &\frac{\partial\sigma_3}{\partial z}+\frac{\partial\sigma_{31}}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_{32}}{\partial y}=0, \end{aligned} \tag{3.19}$$

де $\sigma_{21}=\sigma_{12};\sigma_{31}=\sigma_{13};\sigma_{32}=\sigma_{23};\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3,\sigma_{12},\sigma_{13},...,\sigma_{32}$ – компоненти тензора напружень.

Співвідношення Дюамеля – Неймана подамо у вигляді

$$\begin{aligned} &e_1=\frac{1}{E}\left[\sigma_1-\nu\left(\sigma_2+\sigma_3\right)\right]+\alpha t,\\ &e_2=\frac{1}{E}\left[\sigma_2-\nu\left(\sigma_3+\sigma_1\right)\right]+\alpha t,\\ &e_3=\frac{1}{E}\left[\sigma_3-\nu\left(\sigma_1+\sigma_2\right)\right]+\alpha t, \end{aligned} \tag{3.20}$$

$$e_{12}=\frac{1}{G}\sigma_{12},\ e_{23}=\frac{1}{G}\sigma_{23},\ e_{31}=\frac{1}{G}\sigma_{31},$$

де $G=\dfrac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль зсуву; $e_1,e_2,e_3,e_{12},e_{23},e_{31}$ – компоненти тензора деформацій.

Компоненти деформацій зв’язані з переміщеннями співвідношеннями Коші:

$$e_1=\frac{\partial u}{\partial x};\quad e_2=\frac{\partial v}{\partial y};\quad e_3=\frac{\partial w}{\partial z};\ e_{12}=\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x};\quad e_{23}=\frac{\partial v}{\partial z}+\frac{\partial w}{\partial y};\ e_{31}=\frac{\partial w}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial z}. \tag{3.21}$$

3.5. Розрахунок термонапруженого стану сталебетонних балок прогонових будов мостів

На основі співвідношень (3.17) та (3.18) визначемо температурні поля, а з

використанням співвідношень (3.19) і (3.20) – напружено-деформований стан сталебетонної балки. При цьому розрахунок термонапруженого стану будемо виконувати при максимальних додатніх та мінімальних від'ємних температурах, зафіксованих у процесі вимірювання розподілу температур на поверхнях балок прогонової будови сталебетонного моста. Згідно з табл. 2.1 максимальні величини додатних температур зафіксовані 05 липня 2014 р. о 15 год. 40 хв., коли температура поверхні металевої балки становила +37,9ºС, а залізобетонної плити – +29,5ºС. Перепад температури між металевою балкою та залізобетонною плитою дорівнював +8,4ºС. Мінімальні величини температур та теплових потоків зафіксовані 24 лютого 2014 р. о 03 год. 30 хв., у цей час температура поверхні металевої балки становила -13,7ºС, а залізобетонної плити – -12,4ºС.

Числові дослідження температурного поля проведемо при наступних геометричних параметрах балки: довжина балки $l = 1000$ мм; номер профілю двотаврової металевої балки №100 Б (ГОСТ 6183-52); ширина залізобетонної плити $b = 1000$ мм, висота на торцях плити $h_1 = 160$ мм та висота у місці з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою $h_2 = 400$ мм; фізико-механічні характеристики металевої балки: $k_1 = 45$ Вт/(м·°С); $E_1 = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа; $\nu_1 = 0{,}3$; $\alpha_1 = 1{,}25 \cdot 10^{-5}$ 1/ºС та залізобетонної плити: $k_2 = 19$ Вт/(м·°С); $E_2 = 3{,}6 \cdot 10^4$ МПа; $\nu_2 = 0{,}25$; $\alpha_2 = 1{,}0 \cdot 10^{-5}$ 1/ºС.

Геометрична модель сталебетонної балки, яка розбита на тривимірні скінченні елементи, наведена на рис. 3.1. Кількість вузлів скінченноелементної сітки становить 275466 штук, які утворюють 183639 елементів.

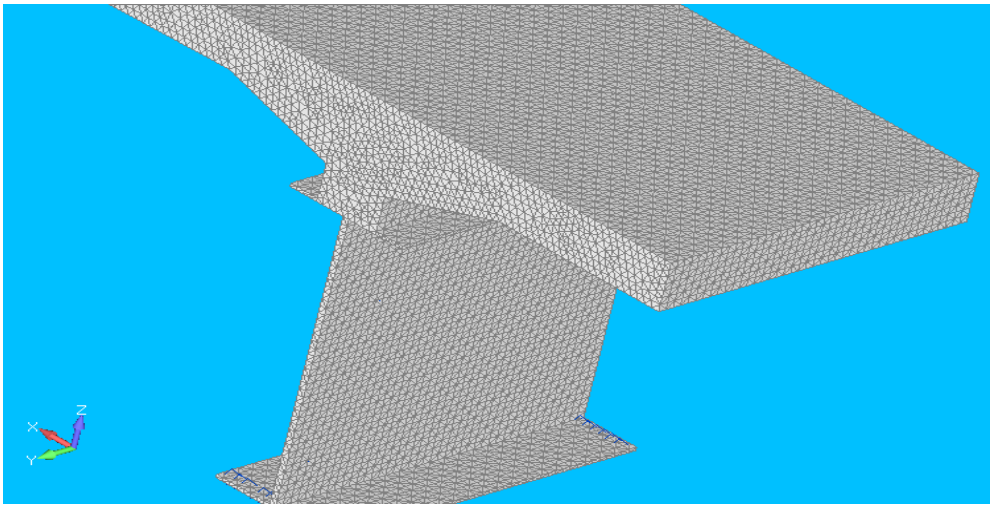

Рисунок 3.1 – Сітка кінцевих елементів

Розподіл температурного поля сталебетонної балки при додатних температурах поверхонь балки наведений на рис. 3.2, а при від'ємних температурах – на рис. 3.3.

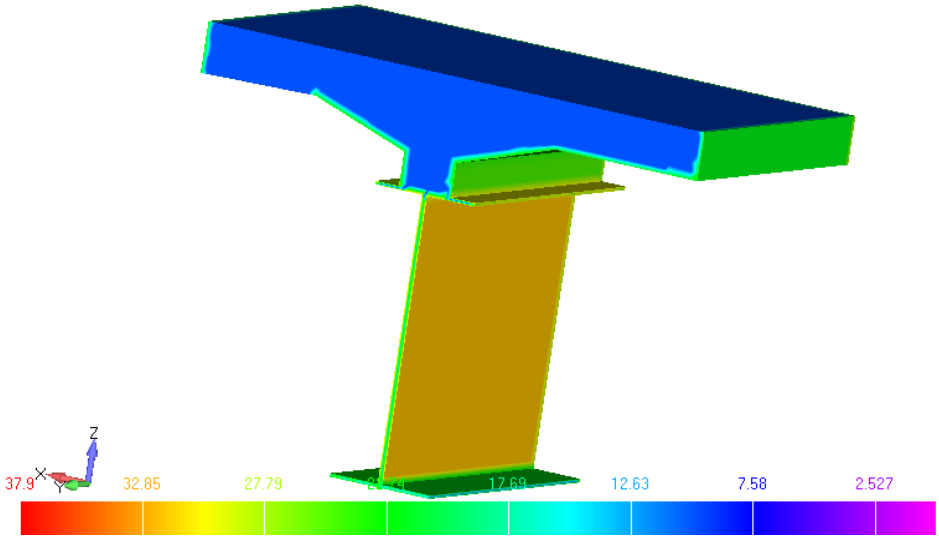

Рисунок 3.2 – Розподіл температурного поля у сталебетонній балці при додатніх температурах її поверхонь

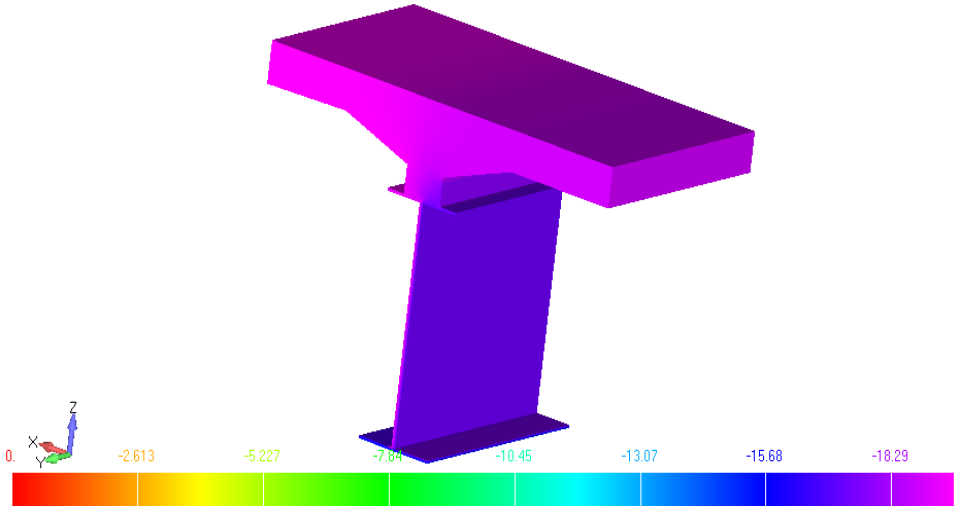

Рисунок 3.3 – Розподіл температурного поля у сталебетонній балці при від’ємних температурах її поверхонь

Як видно із рис. 3.2, температура розподіляється нерівномірно в області конструкції, найвищу температуру має металева балка.

На внутрішній стороні балки температура змінюється у межах від +17,69ºС до +27,8ºС, а на зовнішній стороні – від +27,8ºС до +37,9ºС.

Із рис. 3.3 видно, що на внутрішній стороні балки температура змінюється від -18,29ºС до -10,45ºС, а на зовнішній стороні – від -18,29ºС до -7,84ºС.

На межі між металевою балкою та залізобетонною плитою, як при додатніх, так і при від’ємних температурах відбувається теплообмін.

З метою визначення температурних напружень та деформацій сталезалізобетонної балки задамо граничні умови. Приймемо, що балка закріплена з однієї сторони нерухомою опорою, а з іншої сторони опорою, що дозволяє їй рухатися у поздовжньому напрямі.

Результати розрахунку напружень Мізеса при додатніх температурах наведені на рис. 3.4, а при від’ємних температурах – на рис. 3.5.

Як бачимо із рис. 3.4, 3.5, напруження розподіляються в області балки нерівномірно. Це викликано нерівномірним розподілом температури. Найвищий рівень температурних напружень зафіксовано з тієї сторони балки, де балка закріплена нерухомим шарніром. Тут величина напружень при

додатніх температурах становить 161,2 МПа (див. рис. 3.4), а при від'ємних температурах – -67,16 МПа (див. рис. 3.5).

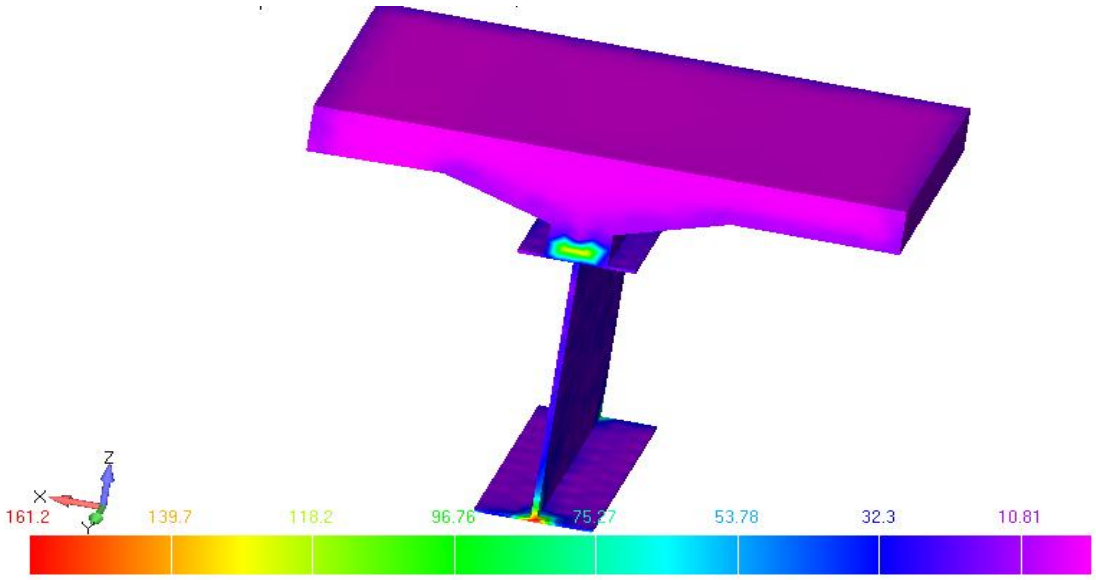

Рисунок 3.4 – Розподіл напружень Мізеса у сталебетонній балці при додатніх температурах її поверхонь

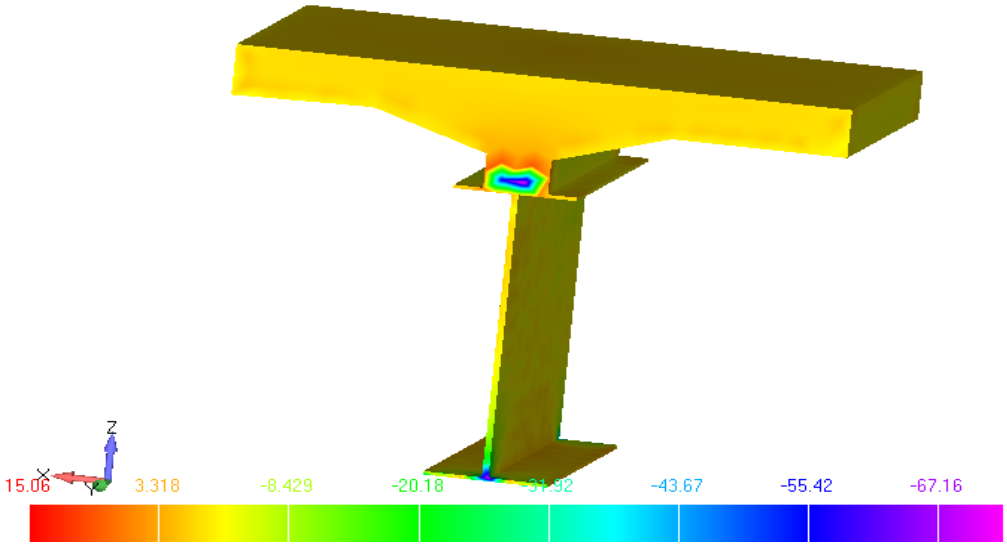

Рисунок 3.5 – Розподіл напружень Мізеса у сталебетонній балці при від'ємних температурах її поверхонь

При максимальних додатніх температурах напруження, які виникають у поздовжньому напрямі балки, становлять – 130,6 МПа (рис. 3.6), у поперечному напрямі – 69,53 МПа (рис. 3.8), у вертикальному напрямі – 150,7 МПа. (рис. 3.9).

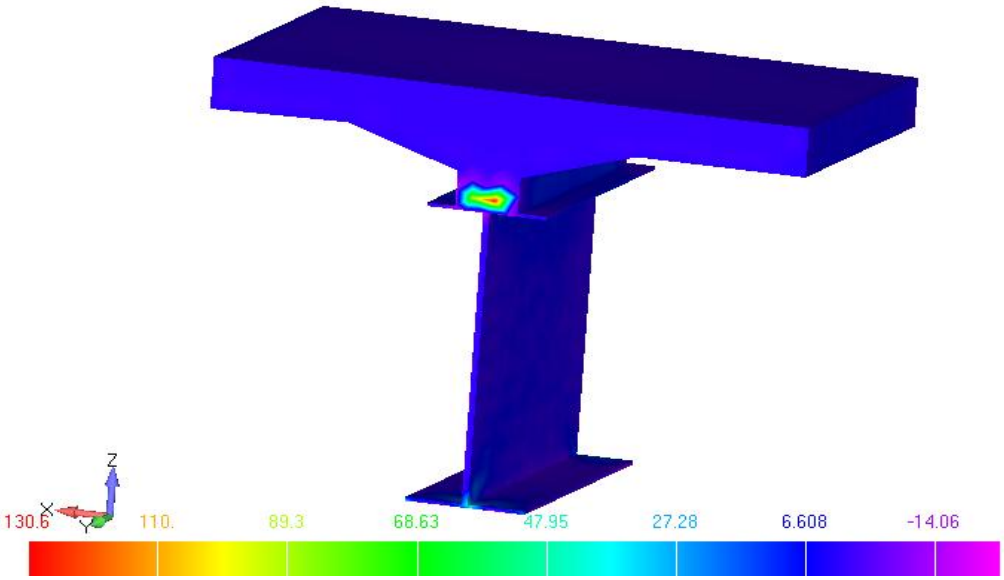

Рисунок 3.6 – Розподіл напружень у повздовжньому напрямі сталебетонної балки при додатніх температурах її поверхні

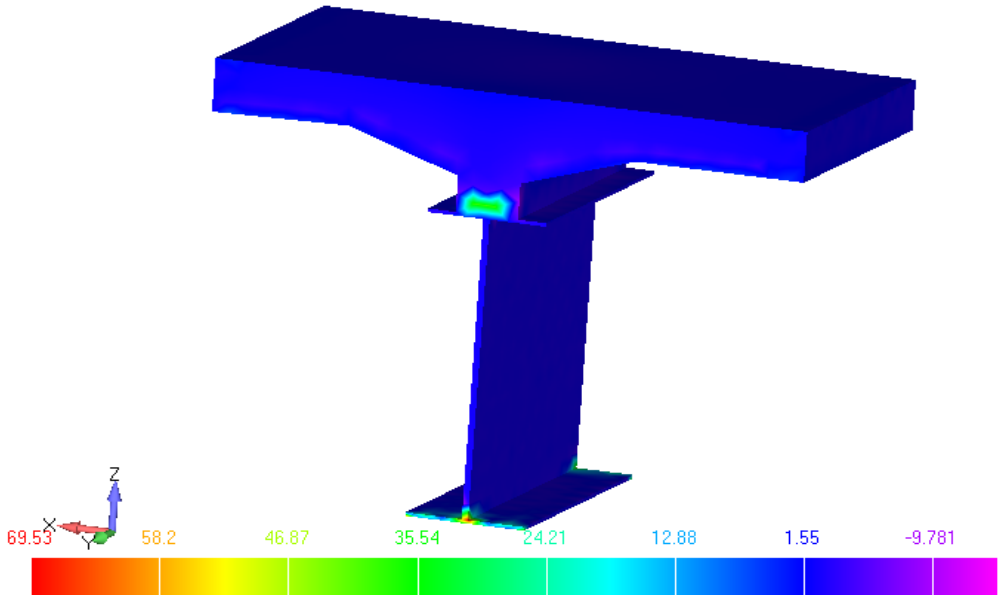

Рисунок 3.7 – Розподіл напружень у поперечному напрямі сталебетонної балки при додатніх температурах її поверхні

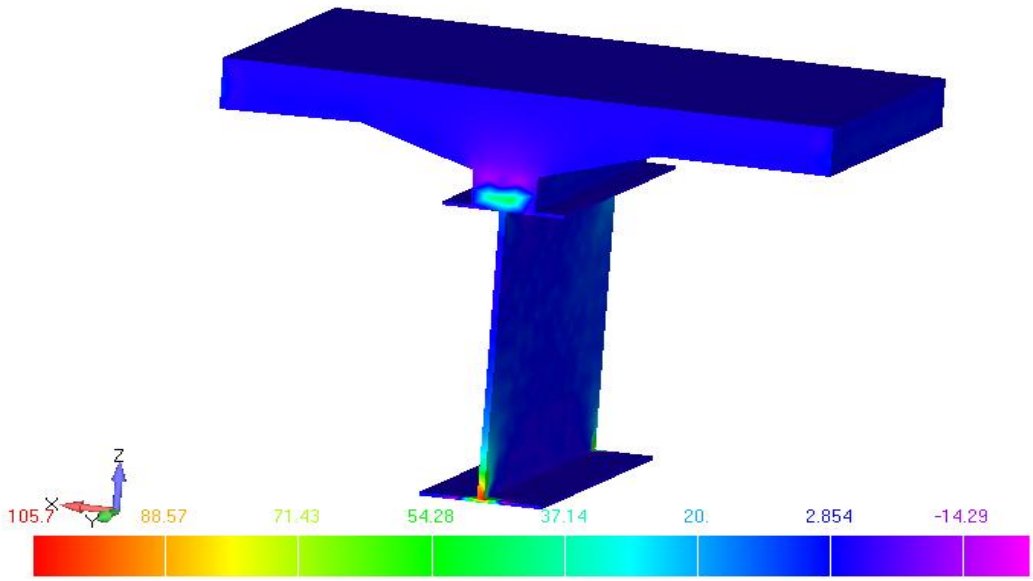

Рисунок 3.8 – Розподіл напружень у вертикальному напрямі сталебетонної балки при додатніх температурах її поверхні

При від’ємних температурах величини напружень, які виникають у поздовжньому напрямі, дорівнює -87,06 МПа (рис. 3.9), у поперечному напрямі – - 57,81 МПа (рис. 3.10), у вертикальному напрямі – -95,15 МПа (рис. 3.11).

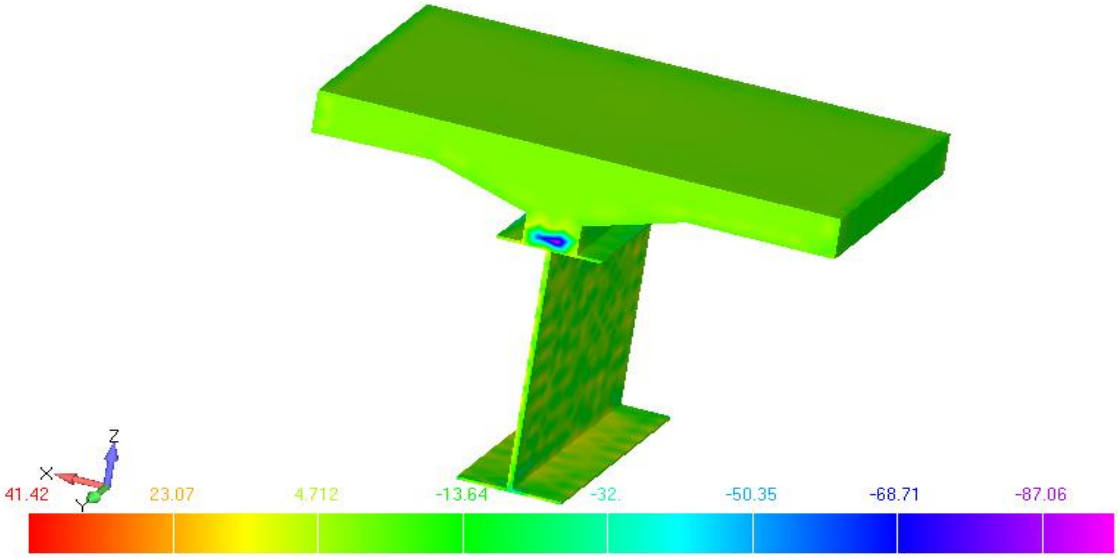

Рисунок 3.9 – Розподіл напружень у повздовжньому напрямі сталебетонної балки при від’ємних температурах її поверхні

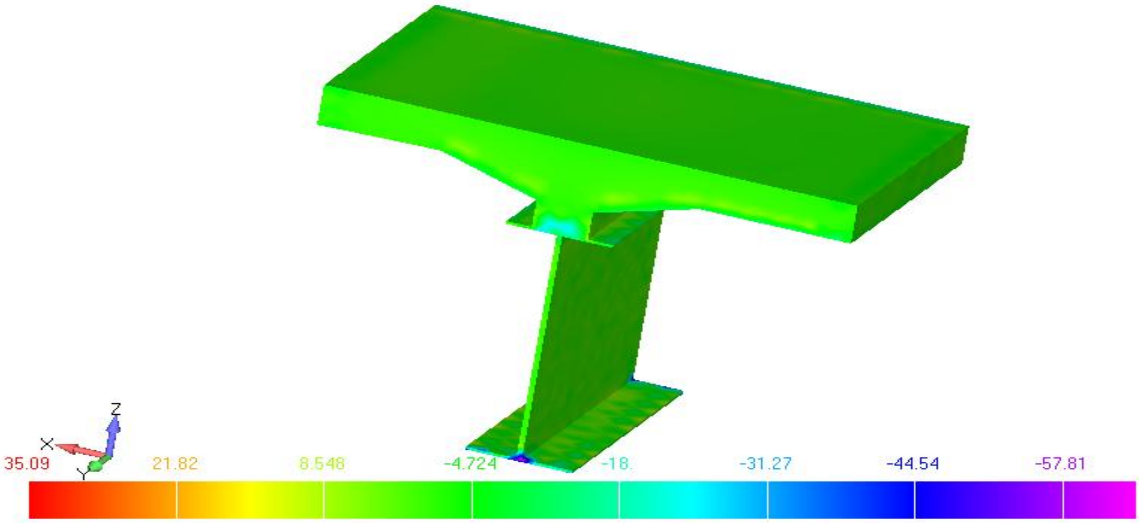

Рисунок 3.10 – Розподіл напружень у поперечному напрямі сталебетонної балки при від’ємних температурах її поверхні

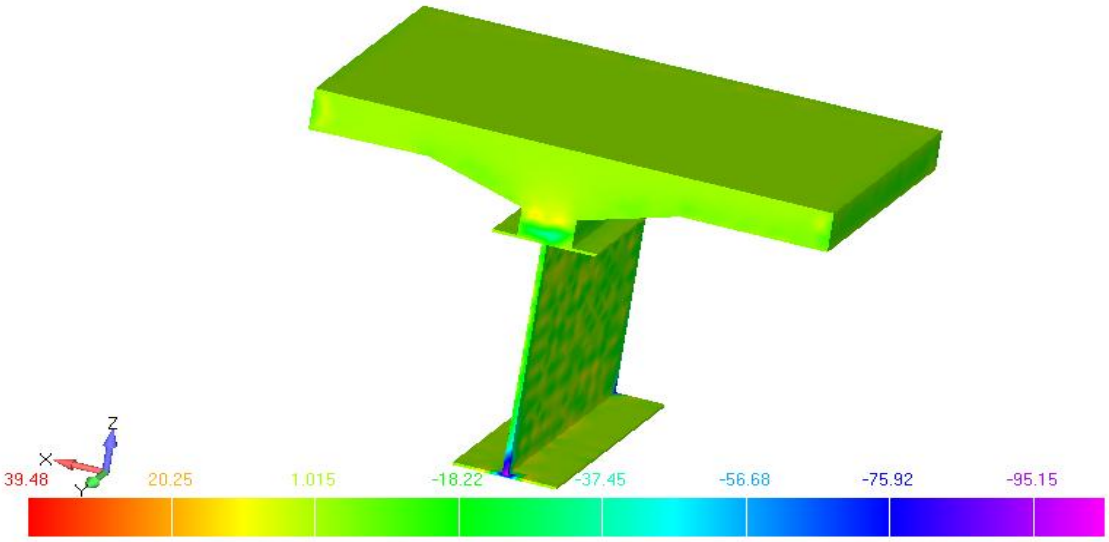

Рисунок 3.11 – Розподіл напружень у вертикальному напрямі сталебетонної балки при від’ємних температурах її поверхні

Величина напружень у зоні об’єднання металевої балки із залізобетонною плитою при додатніх температурах становить 72,41 МПа (рис. 3.12), а при від’ємних температурах– -55,42 МПа (рис. 3.5 та рис. 3.13).

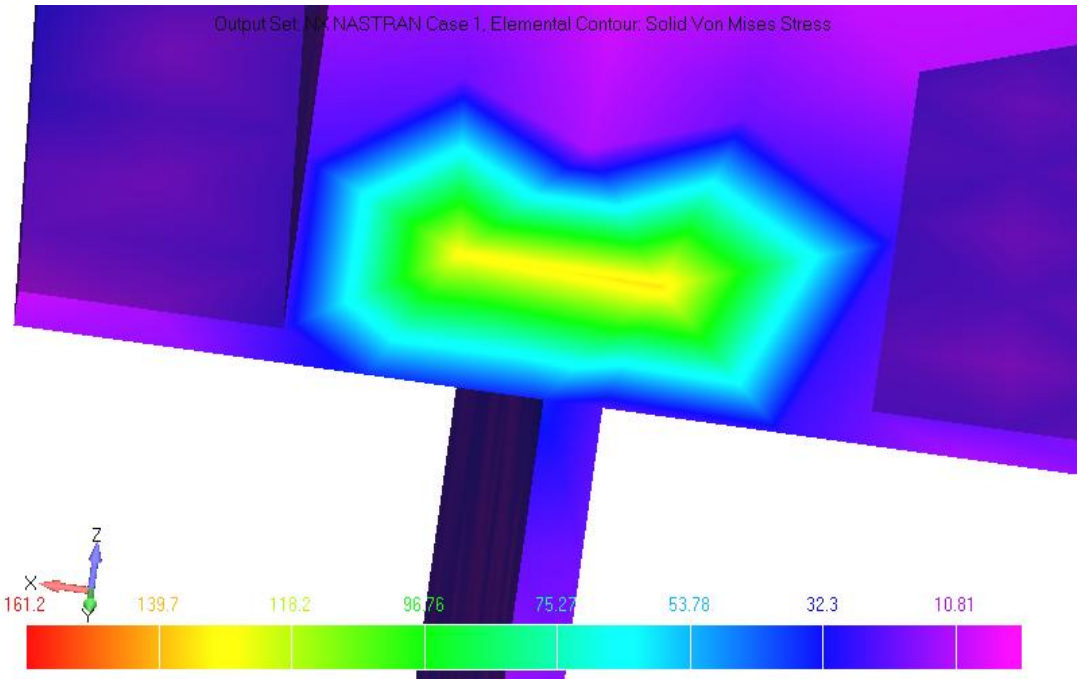

Рисунок 3.12 – Розподіл напружень між металевою балкою та залізобетонною плитою при додатніх температурах поверхонь балок

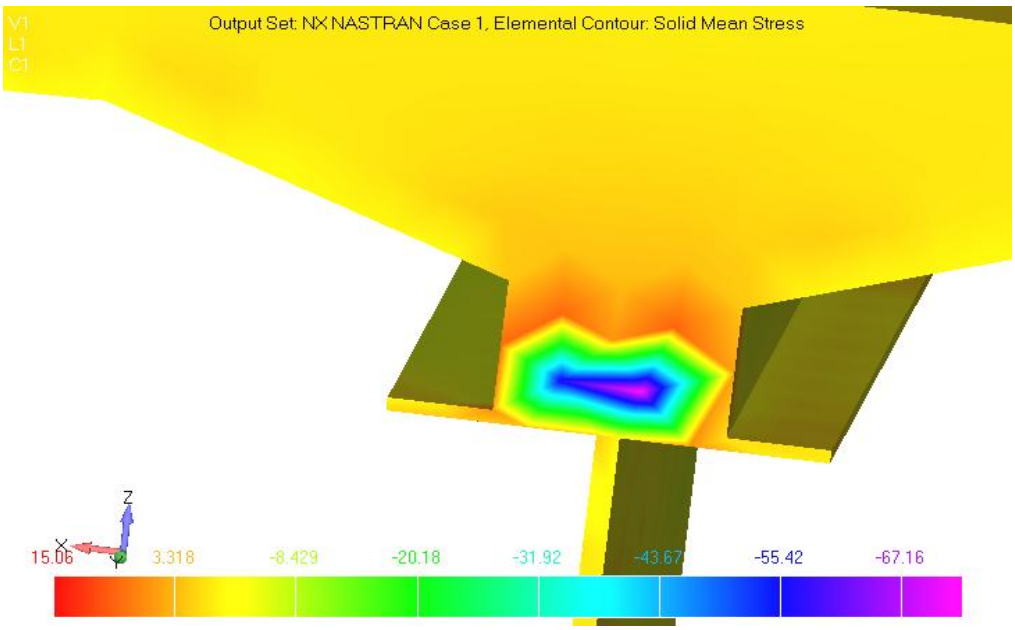

Рисунок 3.13 – Розподіл напружень між металевою балкою та залізобетонною плитою при від’ємних температурах поверхонь балок

За знайденими значеннями напружень визначемо деформації, які виникають при додатніх (рис. 3.14) та від’ємних температурах поверхонь балки (рис. 3.15).

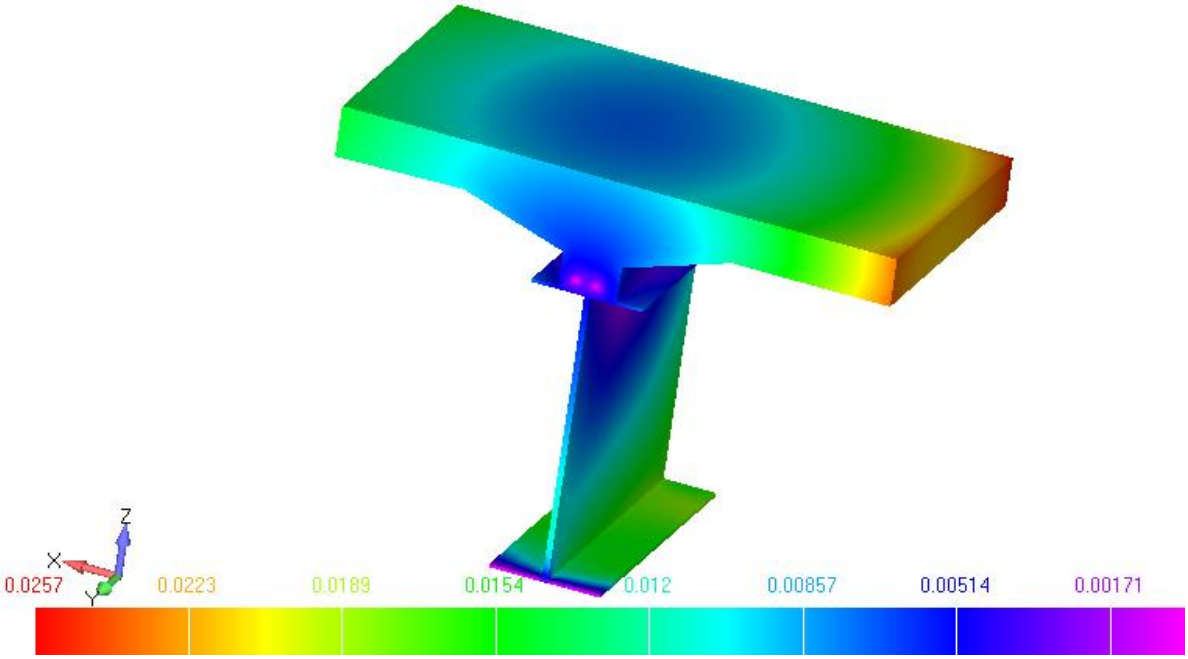

Рисунок 3.14 – Розподіл деформацій у сталебетонній балці при додатніх температурах її поверхонь

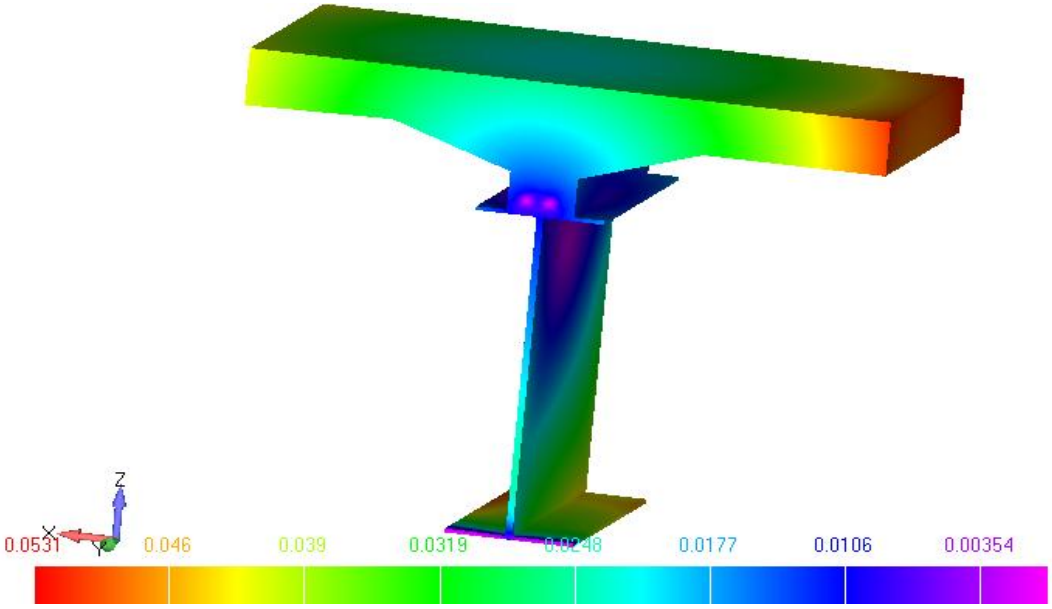

Рисунок 3.15 – Розподіл деформацій у сталебетонній балці при від'ємних температурах її поверхонь

Деформації, які виникають при додатніх температурах, становлять у поздовжньому напрямі балки 0,0489 (рис. 3.16), у поперечному напрямі – 0,0365 (рис. 3.17), у вертикальному напрямі – 0,041 (рис. 3.18). Деформації, які виникають при від'ємних температурах, становлять у поздовжньому напрямі балки -0,0172 (рис. 3.19), у поперечному напрямі – -0,0124 (рис. 3.20), у

вертикальному напрямі – -0,0121 (рис. 3.21).

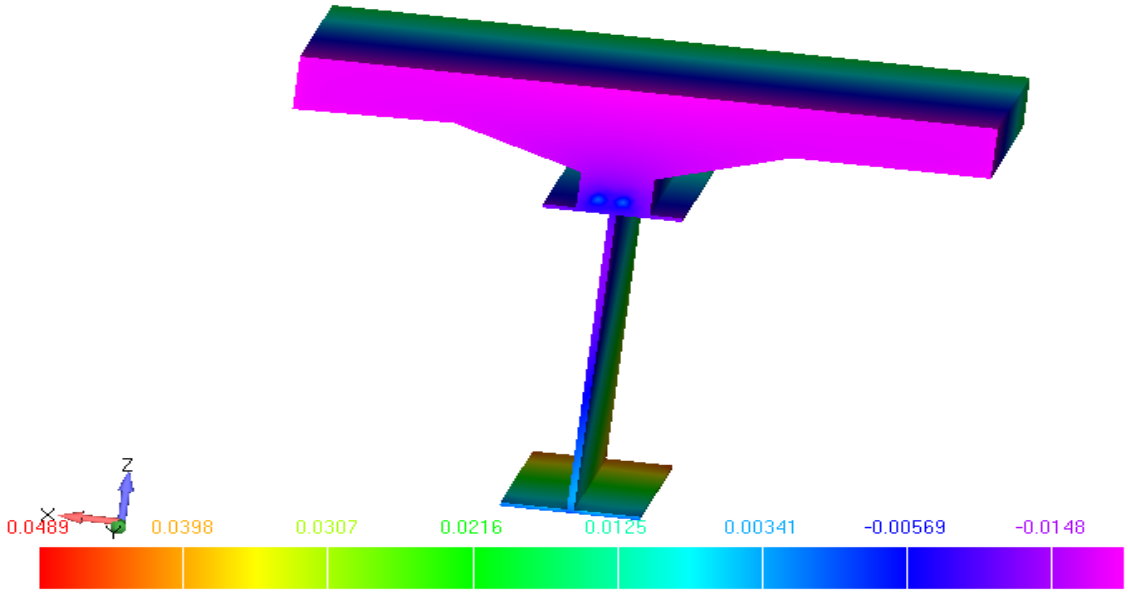

Рисунок 3.16 – Розподіл деформацій у повздовжньому напрямі сталебетонної балки при додатніх температурах її поверхні

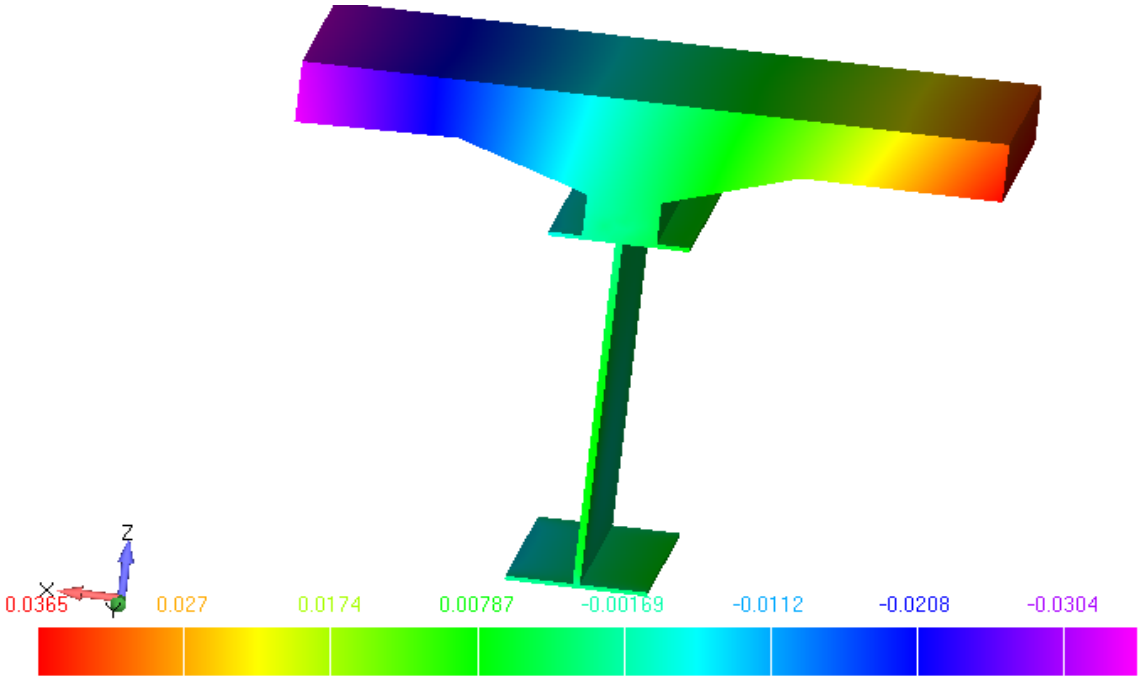

Рисунок 3.17 – Розподіл деформацій у поперечному напрямі сталезалізобетонної балки при додатніх температурах її поверхні

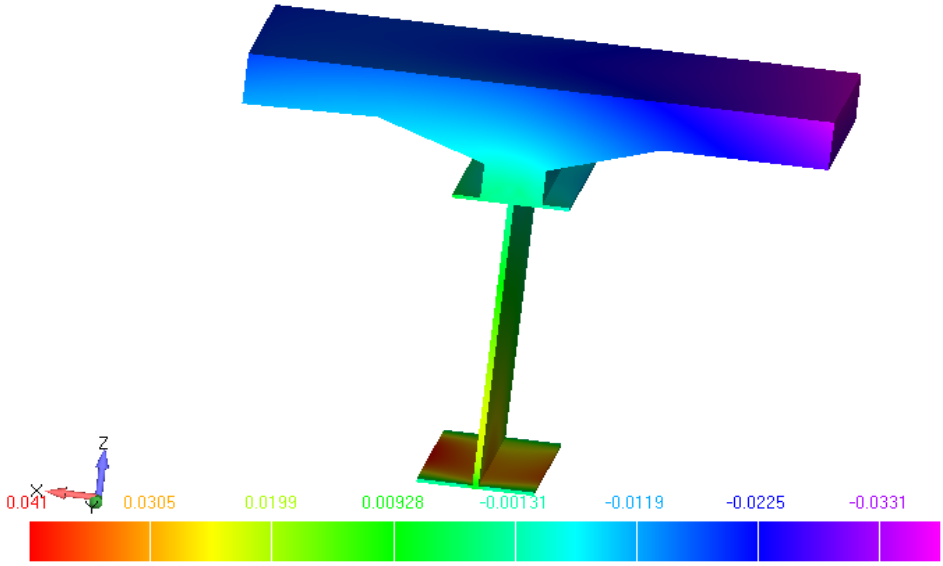

Рисунок 3.18 – Розподіл деформацій у вертикальному напрямі сталезалізобетонної балки при додатних температурах її поверхні

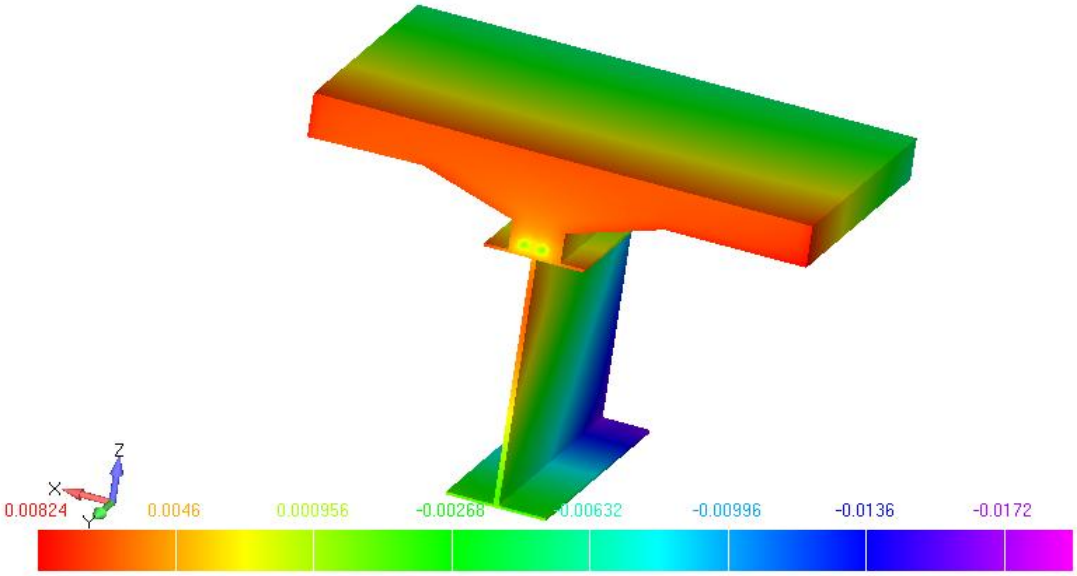

Рисунок 3.19 – Розподіл деформацій у повздовжньому напрямі сталезалізобетонної балки при від’ємних температурах її поверхні

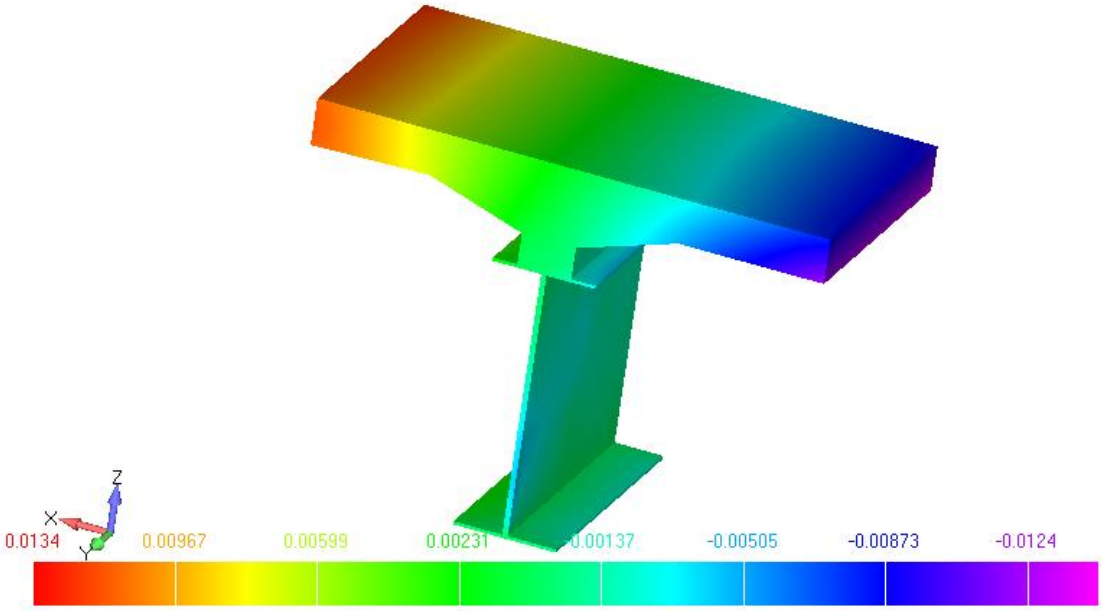

Рисунок 3.20 – Розподіл деформацій у поперечному напрямі сталебетонної балки при від’ємних тепературах її поверхні

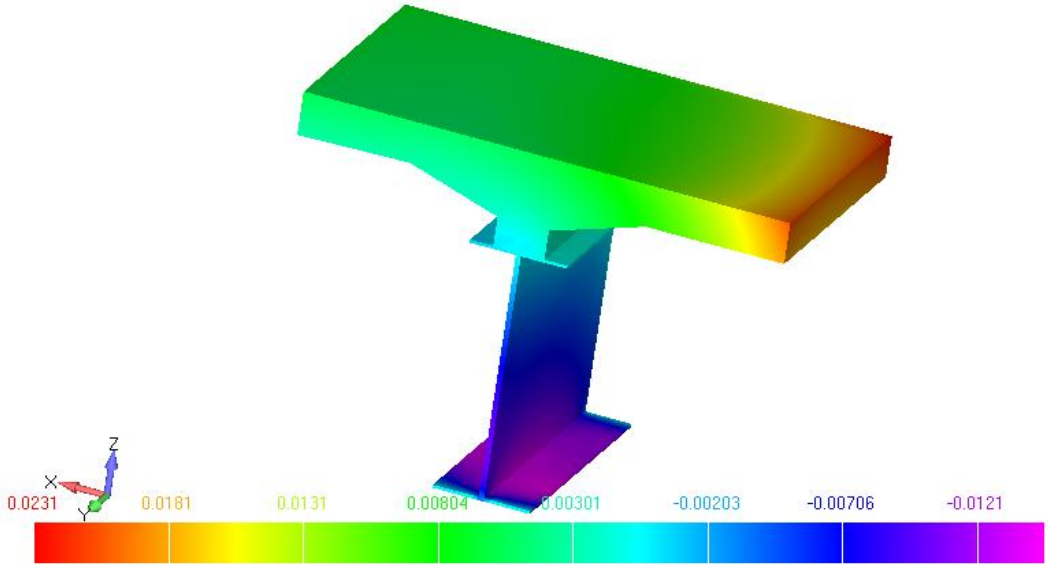

Рисунок 3.21 – Розподіл деформацій у вертикальному напрямі сталебетонної балки при від’ємних температурах її поверхні

Із рис. 3.22 видно, що при однакових знаках температури (додатніх чи від’ємних) металевої балки та залізобетонної плити рівень напружень є найвищим, а при різних знаках рівень напружень є меншим.

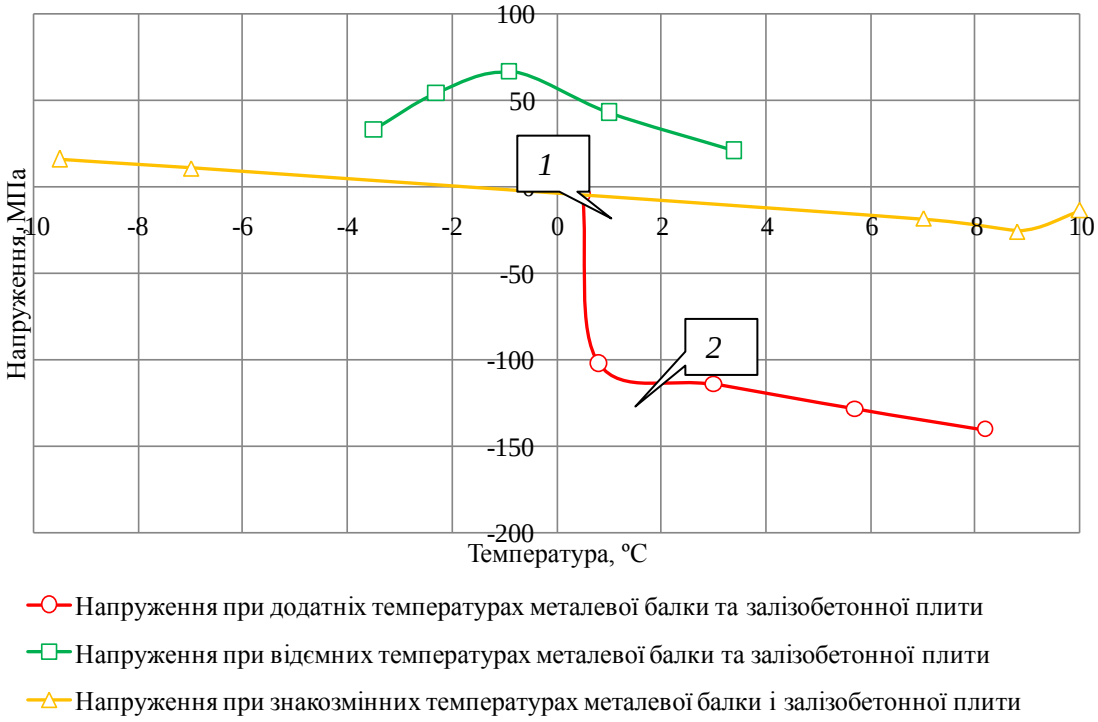

Рисунок 3.22 – Рекомендовані значення напружень сталебетонних балок при змінних температурних перепадах на їх поверхнях

Висновки до розділу 3

1. У процесі досліджень встановлено, що при однаковій різниці температур ΔT між металевою балкою та залізобетонною плитою, але при їх різній величині T_4 та T_5 величина напружень при більших температурах є більшою ніж при менших температурах. Наприклад, одне значення перепаду температури $\Delta T = 0{,}8$ºС (позначено на рис. 3.22 цифрою 2), виникає при різниці температур $T_4 = 27{,}3$ºС, $T_5 = 26{,}5$ºС, а інше $\Delta T = 0{,}5$ºС (позначено на рис. 5.10 цифрою 1) – при $T_4 = 1{,}3$ºС, $T_5 = 0{,}8$ºС. У результаті, напруження, які виникають при першій різниці складають -102,38 МПа, а при другій різниці – -4,84 МПа. Вищий рівень мають напруження, які відповідають вищій температурі.

2. При розрахунках термонапруженого стану сталебетонних балок прогонових будов рекомендуємо виконувати розрахунки напружень при максимальних додатних та мінімальних від'ємних температурах їх поверхонь.

РОЗДІЛ 4
ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

4.1. Вступ

Економіка будівництва – сукупність суспільно-виробничих відносин у будівництві, наука, яка вивчає закономірності розвитку будівництва, фактори, що визначають ефективність праці та використання засобів виробництва в цій важливій галузі економіки, а також форми й методи економічної роботи в будівельному виробництві.

Об’єктом будівництва є кожна відокремлена будівля (виробничий корпус або цех, склад, житловий будинок тощо) або споруда (міст, тунель, платформа тощо) з усіма улаштуваннями (галереями, естакадами тощо), устаткуванням, меблями, інвентарем, підсобними та допоміжними пристроями, що належать до неї, а також, за необхідності, з інженерними мережами, які прилягають до неї. На будівництво об’єкта має бути складений окремий проект і кошторис або кошторисний розрахунок (об’єктний кошторис або об’єктний кошторисний розрахунок).

Для складання організаційно-економічної частини було використано програмний комплекс АВК-5, який призначений для автоматичного визначення вартості будівництва. Він орієнтований на реалізацію положень ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва» при складанні інвесторських кошторисів.

Кошторис – це документ, де визначена і розрахована вартість майбутнього будівництва, у якій відображається кількість виконуваних робіт і обсяг матеріальних ресурсів, які планується задіяти для реалізації планової діяльності. У загальному випадку кошторис являє собою відомість, в яку зведені одиничні розцінки, що згруповано за розділами.

Цей документ допоможе організувати і спланувати витрати на придбання

матеріалів, роботу, яку виконають будівельники, і додаткові витрати, які неминучі при будь-якому будівництві.

Наявність документа, де вказані всі розрахунки щодо вартості будівельних робіт, витрати на матеріали, зарплату і витрати на експлуатацію машин, дозволить знайти виконавця і обговорити з ним ціну. Вона також дозволяє значно скоротити грошові витрати, витрати матеріальних ресурсів, контролювати терміни будівництва або ремонту. Кошторис – це основа для укладення договору за реальною вартістю, тобто яка базується на застосуванні ресурсних норм, де в основу взято норми «Автомобільні дороги і мости (СОУ Н5.2-0001812-035:2010).

Локальні кошторисні розрахунки складаються на окремі види робіт та витрат по будівлях і спорудах або по загальномайданчикових роботах замість локальних кошторисів у тих випадках, коли обсяги робіт і розміри витрат остаточно не визначилися і підлягають уточненню. До них можуть включатися такі розділи як: будівельні роботи (земляні роботи, фундаменти, стіни, каркас, перекриття, перегородки тощо), спеціальні будівельні роботи (фундаменти під устаткування, спеціальні підмурівки, канали, хімічні захисні покриття тощо), внутрішні санітарно-технічні роботи, газопостачання, монтаж обладнання, вентиляцію та кондиціювання, електромонтажні роботи, низьковольтні мережі, контрольно-вимірювальні прилади і автоматику.

Об’єктний кошторис – це кошторисний документ, який визначає кошторисну вартість будівництва будинку, будівлі, споруди будь-якого призначення, лінійного об’єкта інженерно-транспортної інфраструктури у цілому і об’єднує у своєму складі підсумкові дані з локальних кошторисів на окремі види будівельних робіт.

Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва – це кошторисний документ, що визначає повну кошторисну вартість будівництва всіх об’єктів, передбачених Проектом або Робочим проектом, включаючи кошторисну вартість будівельних і монтажних робіт, витрати на придбання устаткування, меблів та інвентарю, а також усі супутні витрати.

Висновки до розділу 4

Для складання організаційно-економічної частини було використано програмний комплекс АВК-5, який призначений для автоматичного визначення вартості будівництва. Він орієнтований на реалізацію положень ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва» при складанні інвесторських кошторисів. За даними наша споруда розташована на території Львівської області. За отриманими даними які визначив програмний комплекс АВК-5 можна зробити висновок що :

Загальна кошторисна трудомісткість складає – 0,078 тис.люд./год.

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах складає – 0,052 тис.люд./год.

Середня заробітна плата одного робітника складає – 2300 грн.

Загальна кошторисна заробітня плата складає – 1,118 тис.грн.

РОЗДІЛ 5
ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Законодавча база

В Україні діють закони, які визначають права і обов'язки її мешканців, а також організаційну структуру органів влади і промисловості. Конституція - основний закон держави - була прийнята Верховною Радою України 28 червня 1996 року. Вона декларує рівні права і свободи всім жителям держави: на вільний вибір праці, що відповідає безпечним і здоровим умовам, на відпочинок, на соціальний захист у разі втрати працездатності та у старості й деякі інші. Всі закони і нормативні документи повинні узгоджуватися, базуватися і відповідати статтям Конституції.

Законодавча база охорони праці України налічує ряд законів, основними з яких є Закон України "Про охорону праці" та Кодекс законів про працю (КЗпП). До законодавчої бази також належать Закони України: "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності", "Про охорону здоров'я", "Про пожежну безпеку", "Про забезпечення санітарного та епідемічного благополуччя населення", "Про використання ядерної енергії і радіаційну безпеку", "Про дорожній рух","Про загальнообов'язкове соціальне страхування у зв'язку з тимчасовою втратою працездатності та витратами, зумовленими народженням та похованням", їх доповнюють державні міжгалузеві й галузеві нормативні акти - це стандарти, інструкції, правила, норми, положення, статути та інші документи, яким надано чинність правових норм, обов'язкових для виконання усіма установами і працівниками України.

5.2. Техніка безпеки для проведення робіт

При проведенні робіт щодо оглядів та обстежень мостових конструкцій треба дотримуватись норм згідно з ДБН А.3.2-2 [68] та [69], а також цих правил.

Особи, які беруть участь у виконанні робіт, повинні пройти навчання, перевірку знань та інструктаж з охорони праці відповідно до ГОСТ 12.0.004.

До початку робіт щодо оглядів та спеціальних обстежень організацією, яка проводить роботи, і підприємством, де ці роботи будуть виконуватися, спільно розглядаються способи і засоби доступу до мостових конструкцій, що підлягають обстеженню, встановлюються безпечні зони, розробляються організаційні заходи безпеки. Після цього:

– видається наказ по підприємству про забезпечення робіт з переліком осіб, які беруть участь в обстеженні, і спеціальних заходів з техніки безпеки;

– відповідальному виконавцю робіт видається наряд–допуск на впровадження робіт згідно з ДБН А.3.2-2, який підписують посадові особи підприємства (цеху), де проводиться обстеження.

Натурний огляд та обстеження конструкцій, розміщених поза обігрівальними приміщеннями, рекомендується виконувати при додатніх температурах.

Зони, в межах яких постійно діють небезпечні виробничі фактори, позначаються відповідними знаками і плакатами з попереджувальними написами.

До них належать:

– зони, які прилягають до неізольованих струмопровідних ліній (у тому числі лінії мостових кранів) і електроустановок;

– зони, які охоплюють ділянки переміщення кранів, машин і обладнання або їх частин і робочих органів;

– зони, де містяться шкідливі речовини, в концентраціях вищих за гранично допустимі або можливі їх виділення і проливи;

– зони, де діють інтенсивна вібрація чи шум з інтенсивністю, вищою за

гранично допустиму.

При проведенні робіт на ділянках із шкідливими або небезпечними умовами праці, а також робіт на висоті, працівники, які проводять обстеження, повинні пройти медогляд у порядку, установленому для осіб, які постійно працюють у зазначених умовах.

Особи, які проводять огляд та обстеження, повинні використовувати засоби індивідуального захисту і спецодяг згідно з ДСТУ 3279, а саме:

– захисні каски відповідно до ГОСТ 12.4.087;

– запобіжні пояси відповідно до ГОСТ 12.4.089;

– спецодяг відповідно до ГОСТ 12.4.103;

– апарати і пристрої для захисту очей і дихальних шляхів, які застосовуються на даному підприємстві відповідно до шкідливих факторів (маски, окуляри, респіратори, протигази, кисневі ізолюючі прилади тощо).

Усі роботи на висоті понад три метри від рівня підлоги чи перекриття, як правило, треба виконувати з помостів або спеціальних пристроїв (колисок, підйомних вишок тощо). Виконання цих робіт без помостів допускається тільки при неможливості їх влаштування з обов'язковим застосуванням запобіжних пристроїв (натягнуті сталеві канати, страхувальні сітки тощо) і монтажних поясів.

Перед початком робіт щоденно перевіряється стан риштувань, помостів, огорож, драбин, колисок, страхувальних канатів тощо.

Проведення робіт у зонах пересування мостових кранів допускається тільки з дозволу представника адміністрації підприємства. Ділянка повинна бути огороджена кінцевими упорами або лінійками для кінцевих вимикачів. Лінії на цій ділянці повинні бути вимкнені і закорочені.

При використанні для огляду конструкцій вантажопідйомних механізмів (наприклад, мостових кранів) необхідно:

– керуватися правилами Держнаглядохоронпраці;

– встановити порядок обміну сигналами між керівником робіт і кранівником (усі команди подаються тільки керівником робіт, команда «Стоп»

– будь–яким працівником, який помітив небезпеку);

– заборонити перебування людей на мосту крана під час його пересування.

При роботі в стиснених умовах (між балками, у коробах тощо) усі працюючі повинні бути гранично уважними, щоб не вдаритися об конструктивні елементи і деталі, що виступають. Не слід робити різких рухів і пересуватися бігом.

При обстукуванні заклепок, зашлакованих зварних швів та елементів, які піддалися корозії, треба як правило, користуватися захисними окулярами або козирками.

Роботи з натурного огляду проводяться групою не менше як з двох осіб, які знаходяться у межах прямої взаємної видимості протягом усієї роботи.

До початку робіт у містах необхідно отримати в органах, керуючих даною територією, дозвіл на право виконання робіт і погодити вимоги безпеки, висунуті місцевими органами до проведення геодезичних робіт.

Перед початком робіт на автомагістральних дорогах з рухом транспортних засобів або ж перед виходом бригади на автостради керівник зобов'язаний проінструктувати робітників про використання умовної сигналізації, яка подається жестами або прапорцями, а також про порядок руху на маршруті.

Переходи вздовж дороги дозволяється виконувати тільки по узбіччю земляного полотна назустріч руху транспортних засобів.

До виконання робіт на автомобільних дорогах дозволяється приступати після облаштування місця роботи усіма необхідними тимчасовими дорожніми знаками та огородженнями.

При виконанні любих робіт на полотні автодороги на працюючих повинні бути одіті сигнальні оранжеві жилети.

При переході з приладом з одного місця роботи на інше дозволяється, при відсутності тротуару, йти по проїжджій частині вулиці автодороги назустріч руху транспорту.

Особливу обережність слід дотримуватись при обході транспортних засобів або інших перешкод, обмежуючих огляд проїжджої частини.

Під час виконання робіт на проїжджій частині доріг забороняється:

- залишати на дорозі без нагляду вимірювальні інструменти та обладнання;
- використовувати замість вишок сторонні предмети, створюючи при цьому аварійну ситуацію у випадку провішування ліній по осі дороги;
- проводити роботи в туман, заметіль, грозу при ожеледиці;
- під час перерв в роботі знаходитися на проїжджій частині доріг усіх категорій;

При виконанні промірів сторін планово-висотної мережі стрічкою або рулеткою виключаються випадки перетаскування стрічки або рулетки на проїжджу частину дороги.

Під час роботи на автодорожніх мостах до 50 м повинні виділятися з числа робітників регулеровщики-сигнальщики, які зобов'язані спостерігати за рухом транспорту і подавати сповіщаючи сигнали робітникам.

Працюючі при отриманні сигналу про рух транспортних засобів повинні зійти з проїжджої частини моста або небезпечного місця за межі моста.

При роботі на мостах більш 50 м працюючі повинні переховуватись на спеціальних майданчиках, які є в конструкціях мостів.

Під час роботи повинно бути організовано безперервне спостереження погодних умов з врахуванням місцевих ознак погіршення погоди.

При необхідності виконання робіт на полотнині залізниці варто виставляти сигнальників (один спереді по ходу, інший позаду) на таких місцях, звідки можна знайти і попередити техніка умовним знаком про приближеня потяга, на відстані не менш 1 км. Усі члени бригади повинні працювати в жовтогарячих демаскуючих жилетах.

На автомобільних дорогах сигнальники-регулювальники вставляються за 50-100 м по обох сторонах від місця роботи техніка. Побачивши сигнал про наближення потяга, робітники повинні піти зі шляху на узбіччя (знаходитися на

відстані 2 м від крайньої рейки).

Небезпечно працювати на шляхах залізних і шосейних доріг у грозу, заметіль, туман. При наближенні грози і т.п. працюючі на дорогах завчасно повинні піти з полотнини дороги в намети табору. Не можна залишати на дорогах без нагляду геодезичні прилади, штативи, рейки й інше устаткування. При вимірах ліній сталевою стрічкою чи рулеткою поблизу рейок електрифікованої залізниці не можна допускати зіткнення стрічки з рейками.

5.3. Дослідження виробничого шуму

Шум характеризується наступними параметрами:

- частотою звукових коливань f, Гц;
- звуковим тиском P, Н/м^2;
- інтенсивністю звуку I, Вт/м^2;
- рівнями звуку L, дБ.

Звуковий тиск P - це змінна складова атмосферного тиску, що виникає при проходженні звукової хвилі.

Інтенсивність звуку I - це енергія, яка переноситься звуковою хвилею в одиницю часу через одиничну поверхню, перпендикулярну напрямку розповсюдження звукової хвилі

$$I = \frac{P^2}{\rho C}, \text{ Вт/м}^2, \tag{5.1}$$

де p - звуковий тиск, Н/м^2, ρ - щільність повітря, кг/м^3.

У діапазоні від порогу чутності (сприйняття) до больового порогу (130 дБ) рівень звукового тиску збільшується у мільйони разів.

За еталонний прийнятий звук із частотою коливань 1000 Гц. На цій частоті поріг чутності по інтенсивності складає $J_0 = 10^{-12}$ Вт/м^2, а відповідний йому звуковий тиск $P_0 = 2 \cdot 10^{-5}$ Н/м^2.

З огляду на логарифмічну залежність між інтенсивністю звуку й слуховим сприйняттям (закон Вебера-Фехнера), а також з метою спрощення операцій з великими числами користуються логарифмічними рівнями

інтенсивності й звукового тиску.

Рівень інтенсивності звуку, дБ,

$$L = 10 \cdot \lg \frac{I}{I_0} \tag{5.2}$$

де $I_0 = 10^{-12}$ Вт/м^2.

Рівень звукового тиску, дБ

$$L = 20 \cdot \lg \frac{P}{P_0}, \tag{5.3}$$

де $P_0 = 2 \cdot 10^{-5}$ Н/м^2.

Якщо шум створюється одночасно декількома джерелами, які випромінюють некогерентні хвилі, для визначення сумарного шуму користуються *правилом додавання шумів*. За цим правилом потрібно додавати їх інтенсивності.

$$I_{\Sigma} = I_1 + I_2 + ... I_n, \tag{5.4}$$

n - кількість джерел. Рівень шуму дорівнює

$$L_{\Sigma} = 10 \cdot \lg\left(\sum_{i=1}^{n} \cdot 10^{0.1 \cdot L_i}\right). \tag{5.5}$$

Наприклад, якщо діють два джерела шуму однакової потужності, то

$$L_{(2)} = 10 \cdot \lg\left(2 \cdot 10^{0.1 \cdot L_i}\right) = 10 \cdot \lg 2 + 10 \cdot \lg 10^{0.1 \cdot L_1} \approx 3 + L \tag{5.6}$$

Тобто дія двох однакових джерел дає збільшення рівня інтенсивності на 3 дб.

Для частотної характеристики шуму застосовується спектр звукових коливань, що розбивається на октавні смуги, кожна з яких характеризується граничними частотами – нижньою ($f_н$), верхньою ($f_в$), а також средньогеометричною ($f_{ср}$).

Октава (октавна смуга) – смуга частот, верхня гранична частота $f_в$ якої в 2 рази більше нижньої граничної частоти $f_н$.

$$f_в = 2 \cdot f_н \ . \tag{5.7}$$

Октавна смуга характеризується средньогеометричною частотою

$$f_{ср} = \sqrt{f_в \cdot f_н} \ . \qquad (5.8)$$

Стандартні значення средньогеометричних частот октавних полос складають: 63; 125; 250; 500; 1000; 2000; 4000; 8000, Гц.

Чутливість слуху залежить від частоти. На середніх частотах вона максимальна. На низьких і високих частотах вона понижена. На мал. Y.3 приведені криві з різними рівнями звукового тиску на частоті 1000 Гц. Для того, щоб чути звуки різних частот з однаковою гучністю, введена спеціальна корекція (крива рівної гучності).

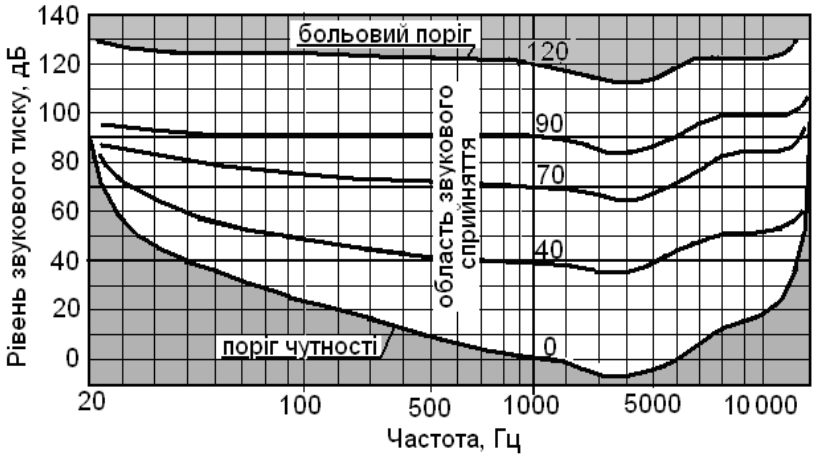

Рисунок 5.1 Криві рівної гучності

Для того, щоб наблизити результати вимірів до суб'єктивного сприйняття людини, у приладах типу «Шумомір» введено три частотні характеристики (корекції) за допомогою спеціальних фільтрів. Вони імітують чутливість людського вуха в усьому акустичному діапазоні і умовно відповідають:

«А» - кривій рівної гучності на рівні 40 дБ;

«В» - кривій рівної гучності на рівні 70 дБ;

«С» - кривій рівної гучності на рівні 90 дБ.

Ці характеристики стандартизовані в міжнародній практиці.

Висновки до розділу 5

В даний час основним документом по гігієнічному нормуванню шуму на виробництві є ДСН 3.3.6.037 – 99. «Санітарні норми шуму, ультразвуку та інфразвуку». Ці норми встановлюють класифікацію шумів, характеристики й припустимі рівні шуму на робочих місцях, загальні вимоги до виміру нормованих величин і основні заходи щодо профілактики несприятливого впливу шуму на працюючих.

РОЗДІЛ 6
БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

6.1. Вступ

Надзвичайний стан є особливим правовим режимом, який регулює Конституція України та закон «Про правовий режим надзвичайного стану».

Відповідно до законодавства України надзвичайний стан визначається як особливий правовий режим, який може тимчасово вводитися в Україні чи в окремих її місцевостях при виникненні надзвичайних ситуацій техногенного або природного характеру не нижче загальнодержавного рівня, що призвели чи можуть призвести до людських і матеріальних втрат, створюють загрозу життю і здоров'ю громадян, або при спробі захоплення державної влади чи зміни конституційного ладу України шляхом насильства і передбачає надання відповідним органам державної влади, військовому командуванню та органам місцевого самоврядування відповідно до цього Закону повноважень, необхідних для відвернення загрози та забезпечення безпеки і здоров'я громадян, нормального функціонування національної економіки, органів державної влади та органів місцевого самоврядування, захисту конституційного ладу, а також допускає тимчасове, обумовлене загрозою, обмеження у здійсненні конституційних прав і свобод людини і громадянина та прав і законних інтересів юридичних осіб із зазначенням строку дії цих обмежень.

6.2. Забезпечення стійкості об’єкта при повенях

Під стійкістю об'єкта розуміють здатність будівель і споруд, комунально-енергетичних мереж, верстатів та обладнання (тобто всього інженерно-технічного комплексу) протистояти впливові різних несприятливих факторів.

Для об'єктів галузей, які не виробляють матеріальних цінностей (транспорт, зв'язок, торгівля тощо), стійкість їх роботи передбачає здатність безперебійно виконувати свої функції.

На стійкість роботи у надзвичайних ситуаціях впливають такі фактори:

- ступінь надійності захисту робітників і службовців від впливу шкідливих факторів надзвичайних ситуацій;

- здатність інженерно-технічного комплексу об'єкта протистояти певною мірою наслідкам надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу;

- ступінь захищеності об'єкта від вторинних вражаючих факторів (пожеж, вибухів, затоплень, зараження СДОР і т.д.);

- ступінь надійності системи постачання об'єкта усім необхідним для виробництва продукції (сировиною, паливом, електроенергією, водою тощо);

- сталість і безперервність управління виробництвом та Цивільною обороною;

- підготовленість об'єкта до ведення РІНР і робіт по відновленню порушеного виробництва.

Актуальною є проблема збереження залізобетонних конструкцій промислових виробництв, оскільки доволі частою є експлуатація їх у різних агресивних середовищах.

6.3. Класифікація повеней

Повінь – це значне затоплення місцевості внаслідок підйому рівня води в річці, озері, водосховищі, спричинене зливами, весняним таненням снігу, вітровим нагоном води, руйнуванням дамб, гребель тощо. Повені завдають великої матеріальної шкоди та призводять до людських жертв.

У залежності від причин, зумовлених природними чинниками, що призводять до виникнення повеней, розрізняють 4 групи повеней :

1-а група - повені, пов'язані в основному з максимальним стоком від весняного танення снігу. Такі повені відрізняються значним і досить тривалим підйомом рівня води в річці.

2-а група - повені, сформовані інтенсивними дощами, іноді таненням снігу при зимових відлигах. Вони характеризуються інтенсивними, порівняно короткочасними підйомами рівня води.

3-я група - повені, викликані великим опором, який водяний потік зустрічає в річці. Це може відбувається на початку і наприкінці зими при зажорах і заторах льоду.

4-а група - повені, створювані вітровими нагонами води на великих озерах і водоймищах, а також біля морських гирл рік.

Існує ще п'ятий вид повеней - повені при прориві гребель.

Наслідки повеней:

- затоплення шаром води значної площі землі;
- ушкодження та руйнування будівель та споруд;
- ушкодження автомобільних шляхів та залізниць;
- руйнування обладнання та комунікацій, меліоративних систем;
- загибель свійських тварин та знищення врожаю сільськогосподарських культур;
- вимивання родючого шару грунту;
- псування та нищення сировини, паливо, продуктів харчування, добрив тощо;
- загроза інфекційних захворювань (епідемії);
- погіршення якості питної води;
- загибель людей.

6.4. Економічна ефективність боротьби з повенями

В процесі проектування річкового гідровузла виникає задача вибору оптимальних параметрів противопаводкових споруд. Економічним критерієм вирішення цього завдання є мінімум суми розрахункових витрат на створення захисних споруд і збитку, який знижується в результаті вжитих заходів:

$$З+У=min, \qquad (6.1)$$

де З - наведені з урахуванням фактора часу витрати на захисні заходи, грн/год;

У - розрахунковий щорічний збиток, середній за багаторічний період, грн./год.

Наведені витрати З і розрахунковий збиток У можна представити як функції параметрів захисних споруд: обсягу протипаводкової призми V, позначки форсованого підпірного рівня (ФПР) або позначки гребеня захисних дамб V.

Наведені витрати на захист від повеней складивают з капіталовкладень у будівництво споруд; щорічних витрат; витрат на ремонт і відновлення захисних споруд від повеней; додаткових витрат по інших спорудах гідровузла за вирахуванням економії від здешевлення скидних споруд.

Розрахунковий збиток від повеней визначається як математичне сподівання збитку:

$$У = \frac{\sum_{i=1}^{m} У_i(h) * p_i(h)}{m}, \qquad (6.2)$$

де $У_i$ (h) – збиток від і-того паводка при рівні h;

p_i (h) – імовірність такого паводка;

m – кількість спостережень таких паводків.

Іншим важливим аспектом визначення розрахункової величини збитку від повеней є різноманітність його економічних складових:

$$У = У_п + У_в + У_т + У_м, \qquad (6.3)$$

де $У_п$ - прямий збиток основним і оборотним фондам, розташований безпосередньо на затоплюваних територіях і об'єктах;

$У_в$ - вторинний збиток; його несуть підприємства що знаходяться поза зоною затоплення. Але виробництво яких залежить від об’єктів, схильних до затоплення;

$У_т$ - збиток від неефективного використання територій;

$У_м$ - економічна оцінка морального і соціального збитку, що виражається в погіршенні фізичного і психологічного стану людей.

Найбільшу складність викликає розрахунок середньо-багаторічного збитку від повеней У, величина якого залежить від рівня повеней h, м. Характер

залежності визначається місцевими топографічними, економічними та іншими умовами. Враховуючи, що рівень h є випадковою величиною, розрахунковий збиток від повеней визначається як математичне сподівання збитку.

Найбільшу складність представляє економічний розрахунок морального і соціального збитку. Як правило, проводиться тільки якісна оцінка цього збитку, яка служить додатковим фактором при прийнятті рішення про здійснення заходів щодо боротьби з повенями.

$$\sum_{t=1}^{m}(E_H K_t + \Delta I_t)*(1+E_{H.П})^{\tau-1} \le У_1(1+E_{H.П})^{\tau-1} + \Delta У \sum_{t=2}^{m}(1+E_{H.П})^{\tau-1}, \quad (6.4)$$

де t - поточний рік будівництва або освоєння;

m - число років, на протязі яких досліджується динаміка розрахункового збитку;

$К_t$, ΔI_t - відповідно капіталовкладення і припинення витрат по захисним спорудам на рік t;

$У_1$ - розрахункова величина середньо-багаторічного збитку, визначеного на початку будівництва, t=1;

$\Delta У$ - середнє щорічне збільшення розрахункової велечіни збитку $У_1$ за рахунок зростання господарського освоєння затоплюваних територій;

τ - рік приведення різночасових витрат;

$Е_{Н.П}$ - коефіцієнт обліку фактора часу;

$Е_Н$ - нормативний коефіцієнт порівняльної ефективності капітальних вкладень.

При обґрунтуванні економічної ефективності заходів по боротьбі з повенями слід враховувати фактор часу не тільки щодо різночасових витрат, але і при визначенні розрахункової величини збитку.

Висновки до розділу 6

Коли є загроза повені, на підприємствах при необхідності зупиняється робота деяких підрозділів, цехів, відділів, а в окремих випадках і всього підприємства. На об'єктах організовують цілодобове чергування відповідальних посадових осіб, спеціалістів аварійно-технічної служби.

Для захисту від затоплення населених пунктів, господарських будівель, виробничих приміщень споруджують найпростіші захисні гідротехнічні споруди: земляні насипи, загати, греблі. Крім цього, потрібно організувати спостереження за такими спорудами. Поблизу них, на випадок просочування води, розміщують аварійні матеріали для закривання проривів і для нарощування дамб.

РОЗДІЛ 7
ЕКОЛОГІЯ

7.1. Умови експлуатації транспортних споруд

До транспортних споруд відносять побудовані на залізничних і автомобільних дорогах мости, тунелі, водопропускні труби та лотки, підпірні стінки, платформи, шпали, опори контактної мережі, морські та річкові гідротехнічні споруди-причали, берегоукріплювальні та захисні конструкції та ін. Головна задача будівельників - забезпечення високої якості споруд, їх безаварійної служби протягом усього періоду експлуатації. Надійність і довговічність транспортних конструкцій визначаються умовами їх роботи, якістю використовуваних матеріалів, досконалістю проекту та дотриманням технології виробництва.

Основними матеріалами, застосовуваними в сучасному будівництві є метали та їх сплави, природні та штучні кам'яні матеріали, в тому числі бетон, залізобетон, полімерні та композиційні матеріали.

Важкі умови експлуатації транспортних споруд - великі статичні і змінні напруги, висока агресивність атмосфери, грунтів і перевезених вантажів, вплив струмів витоку і блукаючих струмів - викликають інтенсивну корозію металів, погіршують механічні властивості матеріалів, знижують надійність і термін служби конструкцій, збільшують витрати на ремонт, що приводить до додаткового навантаження на довкілля.

При тривалій експлуатації залізничних мостів, тунелей та інших транспортних споруд виникають корозійні пошкодження і тріщини в прогонових будовах металевих мостів, корозії піддаються елементи верхньої будови колії, арматура залізобетону, утворюються тріщини у рейках, закладених шайбах, рейкових прокладках і інших деталях конструкції.

Причини корозійних пошкоджень металевих споруд:

- вплив атмосфери і вологи у вигляді атмосферних опадів і роси;

- забруднення речовинами, що потрапляють з поїздів що проходять (солі, кислоти, мінеральні добрива, руда, вугілля, пил і ін.);

- незадовільне конструктивне оформлення окремих вузлів та елементів: наявність непровітрюваних щілин, "кишень", "пазух", "мішків" і т.д .;

- поганий догляд за конструкціями в процесі експлуатації;

- незадовільна організація боротьби з корозією експлуатованих мостів: несвоєчасна та недосконала технологія пофарбування, низька якість підготовки поверхні;

- застосування недостатньо стійких лакофарбових матеріалів, що не відповідають важким умовам експлуатації мостів (наприклад, оліфи "Оксоль" замість натуральної);

- застосування сталі, недостатньо стійкої до корозії і корозійно-механічних впливів.

Отже важливість вивчення корозії визначається такими аспектами. Перший - економічний - зменшення матеріальних втрат внаслідок корозії конструкцій мостів, тунелів та інших споруд (збереження металевого фонду, економія енергії, води та інших ресурсів, споживаних для виготовлення і ремонту споруд). Другий - підвищення надійності та терміну служби споруд. Третій - екологічний - дозволяє знизити кількість утворення відходів через корозію, втрати нафтопродуктів і інших органічних і неорганічних речовин, що призведе до зменшення забруднення.

7.2. Захист металевих конструкцій від корозії та впливу температур довкілля

Сучасний захист металів від корозії базується на наступних методах:

- підвищення хімічного опору конструкційних матеріалів;

- ізоляція поверхні металу від агресивного середовища;

- пониження агресивності виробничого середовища;

- зниження корозії накладенням зовнішнього струму (електрохімічний захист).

Ці методи можна розділити на дві групи. Перші два методи звичайно реалізуються до початку виробничої експлуатації металовиробів (вибір конструкційних матеріалів та їх поєднань ще на стадії проектування та виготовлення виробу, нанесення на нього захисних покриттів). Останні два методи, навпаки, можуть бути здійснені тільки в ході експлуатації металовиробів (пропускання струму для досягнення захисного потенціалу, введення в технологічне середовище спеціальних добавок - інгібіторів) і не пов'язані з будь-якою попередньою обробкою до початку використання.

При застосуванні перших двох методів не можуть бути змінені склад сталей і природа захисних покриттів даного металовиробу при безперервній його роботі в умовах мінливої агресивності середовища. Друга група методів дозволяє при необхідності створювати нові режими захисту, що забезпечують найменшу корозію виробів при зміні умов їх експлуатації.

Для збільшення терміну служби металевих конструкцій доцільно проводити ремонт, під час якого частина сталевої поверхні може бути очищена від іржі наступними способами:

1. Очищення дротяною щіткою. Зазвичай здійснювана обертовими дротяними щітками, є звичайним методом, не відповідним для видалення окалини, але підходящим для підготовки зварних швів. Головним недоліком є те, що оброблювана поверхня не повністю звільняється від продуктів корозії і починає блищати і стає жирною. Це зменшує адгезію грунтовок та ефективність покрасочной системи.

2. Обрубка або механічне сколювання. Зазвичай здійснюється в поєднанні з очищенням дротяною щіткою. Це іноді підходить для місцевого ремонту при застосуванні звичайних або спеціальних фарбувальних систем. Це не підходить для загальної підготовки поверхонь для фарбування епоксидними фарбами і фарбами на основі хлорованої гуми. Сколювання може використовуватися для усунення товстого шару іржі і забезпечує економію при проведенні подальшої

піскоструминевої очистки.

3. Термічний спосіб. Полум'яна очистка поверхні включає усунення іржі шляхом термічної обробки при використанні спеціального обладнання (на ацетилені або пропані з киснем). Це усуває майже всю окалину, але в меншому ступені іржу. Тому цей метод не може відповідати вимогам сучасних фарбувальних систем.

4. Шліфування. Використовується для дрібного ремонту або для видалення дрібних сторонніх часток. Якість цих шліфувальних кругів було значною мірою поліпшено і це може забезпечити хороший стандарт підготовки поверхні.

5. Механічна очистка. Спосіб поверхневої очистки вручну, під час якої загрунтованій і пофарбованій поверхні надається шорсткість і усувається будь-яке видиме забруднення (за винятком масляних забруднень і слідів іржі).

6. Піскоструменеве очищення. Цей процес керується або вручну струменем, або автоматично за допомогою колеса з лопатками. Це найбільш грунтовний метод очистки від іржі.

Також недостатньо вивченою залишається проблема переходу від температури зовнішнього середовища до температури конструкції, яка залежить від перебування матеріалу на сонці чи в тіні, від кольору, фактури, типу зовнішнього покриття, яке нанесено на метал.

Висновки до розділу 7

Отже зупинити корозію неможливо, але її можна сповільнити. Існує декілька методів захисту від неї, а саме: покриття лаком, фарбою та іншими речовинами; ізоляція поверхні металу від агресивного середовища; пониження агресивності виробничого середовища; електрохімічне покриття поверхні металу чи сплаву іншими металами, які є стійкими до корозії. В більшості випадків цього достатньо, щоб метал не руйнувався протягом декількох десятків або навіть сотень років.

Також, щоб метал не піддавався руйнуванню чи деформації від дії температури навколишнього середовища його покривають спеціальними фарбами, які наносять на поверхню конструкцій тонким шаром. На сьогоднішній день це є одним із перспективних засобів захисту металевих конструкцій від впливу високих температур.

РОЗДІЛ 8
СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

8.1. Підрахунок грошових виплат бригаді за діагностику однієї балки тепловізором Testo 875-1

Витрати коштів на реалізацію заходів з вимірювання температури сталебетонних балок мостових конструкцій за допомогою тепловізора Testo 875-1 [67], розрахуємо за формулою

$$\grave{E}_1 = \tilde{N}_{\ddot{a}} N, \tag{8.1}$$

де $\grave{E}_1$ – розрахункова вартість оплати праці на діагностику; N – загальна кількість діагностованих балок прогонових будов мостів; $C_{\ddot{a}}$ – оплата праці на діагностування однієї балки існуючими приладами.

Нормативний склад бригади при вимірюванні температури сталебетонних балок прогонових будов мостів наведений у табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Нормативний термін на діагностування однієї балки

№	Склад бригади	Прилад
		Testo 875-1
1	Інженер 1 категорії	1
2	Інженер 2 категорії	1
3	Інженер 2 категорії	1
4	Інженер без категорії	1

Посадові оклади (взяті на початок 2014 року) наведені у табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Грошові виплати бригаді по зарплаті за діагностику однієї балки

Посада	Одна година роботи, грн.	Надбавки та доплати			Середній термін часу перевірки 1 балки 1.15, години	З урахуванням ФОТ 37.51%, грн.
		Шкідливі умови праці, % / грн.	Премія, % / грн.	Вислуга років %, мін/макс, грн.		
Інженер 1 категорії	20,30	12% 2,44	10% 2.03	10% 2.03	30.82	42.38
				40% 8.12	37.82	52.01
Інженер 2 категорії	18,80	12% 2,26	10% 1.88	10% 1.88	28.54	39.25
				40% 7.52	35.03	48.17
Інженер без категорії	16,67	12% 2.00	10% 1.67	10% 1.67	25.31	34.80
				40% 6.67	32.98	45.35
Всього:	мінімальна					116.43
	максимальна					145.53

Примітка: грошові виплати на зарплату конкретній людині бригади залежать від стажу її роботи, тому розраховано мінімальну і максимальну виплати при діагностиці однієї балки.

Використовуючи значення табл. 1.2, розрахуємо оплату праці на діагностування однієї балки тепловізором:

$$\tilde{N}_{\ddot{a}} = 116,43 + 39,25 = 155,68 \text{ грн.};$$

Приймаємо, за рік можна провести вимірювання 1008 шт. балок. Тоді за формулами (1.1) визначаємо розрахункову вартість оплати праці для виконання робіт щодо вимірювання температури балки сталебетонного моста:

$$\grave{E}_1 = \tilde{N}_{\ddot{a}} N = 155,68 \cdot 1008 = 156925,44 \text{ грн.}$$

Отже, оплата праці на виконання вимірювань температури сталебетонних балок мостів складає 156 925,44 грн.

Приведені витрати приладу розрахуємо за формулою [67]:

$$Ç_1 = Ï_1 + (\rho_ð + Å_í)Ê_1, \quad (8.2)$$

де $Ï_1$ – річні поточні витрати (експлуатаційні витрати) існуючих приладів діагностування (без урахування амортизаційних відрахувань на реновацію; $\rho_ð$ – коефіцієнт реновації основних фондів при використанні нової техніки; $Å_í$ – норматив приведення різночасових витрат та результатів, чисельно рівний нормативу ефективності капітальних вкладень ($Å_í = 0.15$); $\hat{E}_1$ – одноразові витрати при використанні існуючої нової техніки (у випадку їх розподілу за часом, вони приводяться за фактором часу до розрахункового року).

8.2. Підрахунок загальних витрат на проведення робіт тепловізором Testo 875-1

Річні поточні витрати на експлуатацію приладів наведені у табл. 1.3. У даному випадку річні поточні витрати приймаємо рівними, як з існуючими приладами діагностики так і при запропонованому.

Таблиця 1.3

Річні поточні витрати, грн., на експлуатацію приладів становлять

№п/п	Назва показників	Вартість, грн.	Примітки
1	Спожита електроенергія	400	
2	Експлуатаційні матеріали	500	
3	Технічне обслуговування	1321	
Всього		2221	

Вартість закупівлі складових існуючої нової техніки наведена у табл. 1.4. За відсутності оптових цін на нову техніку вони встановлюються розрахунковим шляхом. На ранніх стадіях розробки і проектування нової техніки, коли відсутня звітна або нормативна інформація, при визначенні економічного ефекту приймають розрахункові ціни, до складу яких включають витрати на розробку й виготовлення нової техніки (ціни, взяті на початок 2014 року).

Таблиця 1.4

Складові приладу Testo 875-1

№ п/п	Назва складових приладу	Кількість. шт.	Вартість, одиниці, грн.	Вартість всього, грн.
1	Комп’ютер	1	4 000	4 000
2	Тепловізор Testo 875-1	1	4 500	4 500
3	Програмне забезпечення	1	3 700	3 700
4	Сумарна вартість			12 200

Коефіцієнт реновації основних фондів при використанні нової техніки, визначають з урахуванням фактора часу, який розраховується за формулою [67]:

$$\rho_{\text{ð}} = \frac{\text{Å}_{\text{í}}}{(1+\text{Å}_{\text{í}})^{t_{\text{ñë}}} - 1}, \qquad (8.3)$$

де $t_{\text{ñë}}$ – термін служби нової техніки;

$\text{Å}_{\text{í}}$ – норматив приведення різночасових витрат та результатів, чисельно рівний нормативу ефективності капітальних вкладень ($\text{Å}_{\text{í}} = 0.15$).

Розрахуємо коефіцієнт реновації основних фондів при використанні нової техніки за формулою (1.3):

$$\rho_{\text{ð}} = \frac{0,15}{(1+0,15)^{7} - 1} = 0,075.$$

Використовуючи значення табл. 1.4 розрахуємо приведені витрати на реалізацію заходів з експлуатації тепловізора за формулами (1.2, 1.3):

$$\text{Ç}_{2} = 2221 + (0.075 + 0.15) \cdot 12200 = 4966 \text{ грн.}$$

Отже, приведені витрати на реалізацію заходів з експлуатації запропонованого методу діагностування складають 4 966 грн.

Загальні витрати на проведення робіт з вимірювання температури балок прогонових будов мостів розрахуємо за формулами:

- при існуючому методу:

$$\hat{A}_1 = \grave{E}_1 + \acute{C}_1 \qquad (8.4)$$

$$\hat{A}_1 = 156925,44 + 4966,00 = 161891,44 .$$

Отже, загальні витрати на проведення робіт складають 161 891, 44 грн.

Висновки до розділу 8

Отже, річні поточні витрати на експлуатацію приладів становлять 2221 грн. Оплата праці на виконання вимірювань температури сталебетонних балок прогонових будов мостів тепловізором Testo 875-1 складає 156 925,44 грн. Приведені витрати на реалізацію заходів з експлуатації запропонованого методу діагностування складають 4 966 грн. А загальні витрати на проведення робіт з вимірювання температури балок тепловізором Testo 875-1 складають 161 891, 44 грн.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У даній магістерській роботі вирішена актуальна науково-технічна задача визначення температурних напружень та деформацій у сталебетонних балках прогонових будов мостів внаслідок коливання добових, сезонних та річних температур навколишнього середовища завдяки:

- проведенню експериментальних досліджень розподілу температур на поверхнях сталебетонних балок прогонових будов мостів;

- розробці методики інженерного визначення температурних напружень та деформацій сталебетонних балок прогонових будов мостів;

- розрахунку температурних напружень та деформацій сталебетонних балок прогонових будов мостів методом скінченних елементів.

Основні наукові результати та висновки магістерської роботи полягають у наступному:

1. З аналізу науково-дослідних робіт випливає, що розрахункові моделі з визначення температурних напружень та деформацій сталебетонних балок залізничних та автодорожних мостів від температурних впливів вивчені недостатньо.

2. При проектуванні сталебетонних мостів їх температуру рекомендується приймати, як середньозважену за температурою поличок, стінок балки та залізобетонної плити;

3. При односторонньому нагріванні сталебетонної балки потрібно виконувати розрахунки температурних полів і напружень для дня року, який приблизно відповідає умовам найспекотнішої доби, а також для весняного періоду при суттєвій різниці між нічною та денною температурами повітря.

4. Різниця розподілу температури сталебетонних балок прогонових будов мостів у денні та нічні години доби спричиняє виникнення у статично визначуваних балках постійних подовжень та вкорочень, а у статично невизначуваних – температурних напружень, рівень яких сягає до 30 % від допустимих напружень. Це підкреслює потребу у обов’язковому їх урахуванні,

особливо при поєднанні із напруженнями від дії автомобільного транспорту та рухомого складу залізниць.

5. Напруження, які виникають при перепаді додатніх температур, є більшими від напружень, які виникають при знакозмінних температурах.

6. З метою визначення термонапруженого стану сталебетонних балок прогонових будов мостів необхідно розробити рекомендації з визначення їх напружено-деформованого стану, що дасть можливість – на етапі проектування – приймати рішення щодо вибору матеріалів балок для конкретних кліматичних умов. Це сприятиме продовженню термінів служби мостових конструкцій, а відтак і зменшенню витрат коштів на їх утримання та ремонт.

7. При вимірюванні температури сталебетонних балок прогонових будов мостів за допомогою тепловізора Testo-875.1 витрати на реалізацію заходів складають 161 891,44 грн.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ковальчук В. В. Стан та проблеми забезпечення довговічності прогонових будов мостів / В. В. Ковальчук // Збірник наукових праць ДонІЗТ. – Донецьк, 2012. – №32. – С. 226 – 235.

2. Лучко Й. Й. Будова та експлуатація штучних споруд / Й. Й. Лучко, О. С. Распопов // [За ред. Й. Й. Лучка]. – Львів: Каменяр, 2010. – 989 с.

3. Настанови з визначення технічного стану мостів. – ТАУ. – К.: Логос, 2002. – 117 с.

4. Кваша В. Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів / В. Г. Кваша – Львів: Вид-во НУ “Львівська політехніка”, 2002. – 104 с.

5. Мости: конструкції та надійність / Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. М. Корнієв, А .І. Лантух-Лященко, М. Р. Хархаліс // [За ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка]. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.

6. Коваль П. М. Дослідження елементів прогонових будов сталебетонного моста / П. М. Коваль, Я. А. Балабух, А. Є. Фаль [та ін.] // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 475 – 480.

7. Експлуатація і реконструкція мостів. 2-е вид. випр. / Н. Є. Страхова, В. О. Голубєв, П. М. Ковальов // [За ред. А. І. Лантуха-Лященка]. – К., 2002. – 408 с.

8. Коваль П. М. Проблеми забезпечення довговічності сталебетонних мостів / П. М. Коваль, Я. А. Балабух // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів: Каменяр, 2012. – Вип. 9. – С. 426 – 443.

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

10. Бліхарський З. Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук. – К.: КНУБА, 2005. – 37 с.

11. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. – К.: Мінбуд України, 2009. – 83 с.

12. Лучко Й. Й. Вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій мостів при змінних температурах і навантаженнях: Монографія / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук. – Львів: Каменяр, 2012. – 235 с.

13. Лучко Й. Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності / Й. Й. Лучко, Г. Т. Сулим, В. І.Кир'ян // [За ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка]. – Львів: Каменяр, 2004. – 885 с.

14. ДБН В.2.3-14: 2006 „Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування." К., 2006.

15. Design Criteria Skyway Structures. March 1, 2001, San Francisco-Oakland Bay Bridge East Span Seismic Safety Project, Contract 59 A0040.

16. Dilger W. H. Temperature Stresses in Composite Box Girder Bridges / W. H. Dilger, A. Ghali, M. Chan // ournal of Structural Engineering. − 1983. − V. 109. − №6.

17. Emerson M. Bridge temperatures for setting bearings and expansion joints / M. Emerson // ansport and Research Laboratory, Supplementary Report. – 1979 – №479. – P. 1–18.

18. Hoffman P. C. Temperature Problem in a Prestressed Box-Girder Bridge / P. C. Hoffman, R. M. Meclur, H. H. West // Transportation Research Record. − 1984. − №982. – P. 42–50.

19. Prakash Rao. D. S. Temperature Distribution and Stresses in Concrete Bridges / D. S. Prakash Rao. // American Concrete Institute, ACI Journal.:USA. − 1986. − V. 83 − №4. − P. 588–596.

20. Priestley. Ambient Thermal Response of Concrete Bridges / Priestley, M.J.N., Buckle, I.G. – Bridge Seminar. – 1978. – Summary Volume 2.

21. Serrano P. Simulation del comportarniento termico de tableros de Puente / Serrano P., Cruces J. // Hormigon y acero. – 1986 – № 161. – P. 21–34.

22. Shiu K. Ham. Seasonal and Divenal Behanol of Concrete Box Girder Brides / Shiu K. Ham. // Transportation Research record. − 1984. − № 982. − P. 50−56.

23. Zuk W. Thermal and Shrinkage Stresses in Composite Beams / W. Zuk. – ACI Journal, 1961. – №58 (3). – P. 327 – 340.

24. Zuk W. Thermal Behavior of Composite Bridges-Insulated and Uninsulated / W. Zuk. – Highway Research Record, 1965. – 76. – P. 231 – 253.

25. Emerson M. The calculation of the distribution of temperature in bridge (TRRL Report LR 561). Berkshire, UK: Transport and Road Research Laboratory, 1973. – P. 231 – 237.

26. Dale P. Bentz. A Computer Model to Predict the Surface Temperature and Time-of-Wetness of Concrete Pavements and Bridge Decks: NISTIR 6551/ Dale P. Bentz // Building and Fire Research Laboratory Gaithersburg, Maryland 20899, United States Department of Commerce Technology Administration National Institute of Standards and Technology.

27. Etienne Balmes. Modeling thermal effects on bridge dynamic responses/Ecole Centrale Paris/MSSMat, SDTools, LCPC. – 2005, balmes@sdtools.com

28. Hari Priya Pemmaraju Venkata. The buried joint approach for expansion joint retrofit − a case study / Hari Priya Pemmaraju Venkata, George Tsiatas and K. Wayne Lee // Presentation at 2006 TRB Annual meeting of the Transportation Research Board. – 2006.

29. Pradeep Kumar T. V. Behavior of integral bridges under temperature and seismic loading / T. V. Pradeep Kumar, D. K. Paul, Ram Kumar and Pankaj Agarwal //Advances in Bridge Engineering, March 24-25. − 2006.

30. Mangerig I. Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl - und Stahlverbundbrucken / Mangerigi // Staaliche Materialpriifungsanstalt, Universitat Stuttgart, technisch − wissenschaftliche Berichte. – 4-86. – Mai 1986. − 136 p.

31. Бочев А. С. Защита опор от электрокоррозии на участках постоянного тока / А. С. Бочев, М. А. Трубицын // “Eltrans-2001”. – Санкт-Петербург: ПГУПС, 2001. – С. 78–79.

32. Поживотько О. М. Проектування і розрахунок покриття проїзної частини автодорожніх мостів / О. М. Поживотько // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2004. – Вип. 69. – С. 199–202.

33. Dwivedi A. K. Temperature effects in the design of concrete bridges / A.K. Dwivedi, Pradeep Bhargava and N.M. Bhandari // Advances in Bridge Engineering. – March 24-25. − 2006.

34. Jennifer B. J. Computer Modeling of the Proposed Kealakaha Stream Bridge: Research Report UHM/CEE/03-03. – May, 2003. – 101 p.

35. Roberts-Wollman C. L. Measurements of thermal gradients and their effects on segmental concrete bridge / C. L. Roberts-Wollman, J. E. Breen, J. Cawrse // Journal of Bridge Engineering. – 2002. – №(3). – P. 166 – 174.

36. Berg M. Actions et Sollicitatoions Thermiques / M. Berg, P.Trouillet, Ouvrages d’art // Bulletein de Liaison des Laboratories des Ponts et Chausses, №155, May-Juin. – 1988.

37. Eli Cuelho. Evaluating Concrete Bridge Deck Performance: Final Report / Eli Cue I ho, Jerry Stephens, Peter Smolenski & Jeff Johnson // February 2002 − May 2006 Report No.FHWA/MT-06-006/8156-002, Western Transportation Institute, Montana State University. – June 2006. – 305 p.

38. Li D. Thermal design criteria for deep prestressed concrete girders based on the data from confederation bridge / D. Li, M. A. Maes, W. H. Dilger // Canadian Journal of Civil Engineering. – 2004. – №31. – P. 813 – 825.

39. Daniel N. Structural Health Monitoring. Instrumentation System Performance for Long-term Bridge Health Monitoring / N. Daniel Farhey // Civil and Environmental Engineering and Engineering Mechanics. − University of Dayton, Dayton, OH 45469-0243, USA. − 2006.

40. Matthew D’Ambrosia. Temperature Compesation for Early Age Concrete Testing / Matthew D’Ambrosia., David Lange // University of Illinois at Urbana-

Champiign Illinois Department of Transportation.

41. Matthew D'Ambrosia. Instrumentation and Analysis of HighPerformance Concrete Bridge Decks / Matthew D'Ambrosia., Chang Joon Lee., David Lange // University of Illinois at Urbana-Champiign Illinois Department of Transportation.

42. Лучко Й. Й. Міцність, тріщиностійкість і довговічність бетонних та залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування / Й. Й. Лучко, В. М. Чубріков, В. Ф. Лазар. – Львів: Каменяр, 1999. – 348 с.

43. Dwivedi A. K. Temperature effects in the design of concrete bridges / A. K. Dwivedi, Pradeep Bhargava, N. M. Bhandari // Advances in Bridge Engineering. – March 24-25. − 2006.

44. Mangerig I. Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Verbundbrucken, / I. Mangerig // Technisch-Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-4 des Instituts fur Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr Universitat Bochum, 1984. – 136 s.

45. Berg M. Actions et Sollicitatoions Thermiques / M. Berg, P. Trouillet, Ouvrages d`Art. // Bulletein de Liaison des Laboratories des Ponts et Chausses. – May-Juine, 1988. – №155.

46. Ковальчук В. В. Експериментальні дослідження розподілу температури на поверхнях балок прогонових будов залізничних мостів / В. В. Ковальчук // Збірник наукових праць ДонІЗТ. – Донецьк, 2013. – №33. – С. 225 – 232.

47. Лучко Й. Й. Алгоритм визначення граничних умов, для дослідження температурних напружень та деформацій балкових конструкцій залізничних мостів від кліматичних впливів / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // Вісник ОДАБА. – Одеса, 2012. – Вип. №46. – С. 233 – 243.

48. Luchco J. Metod of calculation of temperature field and deflected mode of Bridge structures in software environment NX Nastran / J. Luchko, Y. Hnativ, V. Kovalchuk // Theoretical Fuundations of Civil Engineering Polish-Ukrainian Transactions. – Warsaw, 2013. – Vol. 21. – P. 107 – 114.

49. Mangerig I. Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl - und Stahlverbundbrucken / I. Mangerigi // Staaliche Materialpriifungsanstalt, Universitat Stuttgart, technische − wissenschaftliche Berichte, Mai, 1986. – Vol. 4-86. – 136 p.

50. Лучко Й. Й. Розподіл температури у залізобетонних балкових конструкціях мостів / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту зал. трансп. ім. ак. В. Лазаряна. – Д.: Вид. ДНУЗТ, 2012. – Вип. 3. – С. 111 – 119.

51. Лучко Й. Й. Експериментальні дослідження розподілу температури на поверхнях прогонових будов залізничних мостів / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // [Проблеми та перспективи розвитку транспортних систем в умовах реформування залізничного транспорту: управління, економіка і технології: Матеріали VI Міжнародної науково-практичної конференції. – Серія «Техніка, технології»]. – К.: ДЕТУТ, 2013. – С. 119 – 120.

52. Лучко Й. Й. Моделі для розрахунку температурних полів та напружень балок прогонових будов залізничних мостів / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // [Праці Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми взаємодії колії та рухомого складу», яка присвячена 100-річчю професора Мойсея Абрамовича Фрішмана]. – Д.: Вид. ДНУЗТ, 2013. – С. 50.

53. Звіт про науково-дослідну роботу "Розробка ресурсозберігаючих технологій для захисту елементів інфраструктури від природних та техногенних впливів". – Дніпропетр. нац. ун-ту зал. трансп. ім. ак. В. Лазаряна. – Д, 2013. – 209 с.

54. Тепловизор testo 875. Руководство по эксплуатации. – 2011. – 37 с.

55. Пірометр HT-822 Руководство по эксплуатации. – 2012. – 7 с.

56. Prakash Rao. D. S. Temperature Distribution and Stresses in Concrete Bridges / D. S. Prakash Rao // American Concrete Institute, ACI Journal. – 1986. − Vol.83 − №4. − P. 588 – 596.

57. Shiu K. Ham. Seasonal and Divenal Behanol of Concrete Box Girder Brides / Shiu K. Ham // Transportation Research record. – 1984. − № 982. − P. 50 − 56.

58. Serrano P. Simulation del comportarniento termico de tableros de Puente / P. Serrano, J. Cruces // Hormigon y acero. – 1986. – № 161. – P. 21 – 34.

59. Emerson M. Bridge temperatures for setting bearings and expansion joints / M. Emerson // Transport and Research Laboratory, Supplementary Report. – 1979. – №479. – P. 1 – 18.

60. Hakenjos V. Untersuchung der Bewegungen von Brűckenbemwerken infolge Temperatur und Verkehrsbelastung am Beispiel einer Stahlbrűcke/ V. Hakenjos, K. Richter, A. Gerber, J. Wiedermeyer // Stanbaukrupp Industrietechnik GmbH, 1985. – Vol. 54. – №2. – P. 55 – 59.

61. Hoffman P. C. Temperature Problem in a Prestressed Box-Girder Bridge / P. C. Hoffman, R. M. Meclur, H. H. West // Transportation Research Record. − 1984. − №982. – P. 42 – 50.

62. Поживотько О. М. Проектування і розрахунок покриття проїзної частини автодорожніх мостів / О. М. Поживотько // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2004. – Вип. 69. – С. 199 – 202.

63. Лучко Й. Й. Моделювання теплопровідності тонких плит з багатошаровим покриттям / Й. Й. Лучко // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій. – Львів: Каменяр, 2004. – Вип. 6. – С. 65 – 70.

64. Марчук О. В. Розрахунок напружень у шаруватому дорожньому одязі плитно-ребристого моста / О. В. Марчук, Б. В. Гриневицький // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2001. – Вип. 62. – 211 с.

66. Зенкевич О. Метод конечних злементов в технике / О. Зенкевич. – М.: Мир. 1975. – 541 с.

67. СОУ 45.120-00034045-016:2013 Норми витрат праці з визначення технічного стану снженерних споруд Наказ Державної адміністрації залізничного танспорту України від 02.12.2013 р. №340-ЦЗ/од.: Київ.: 2014. – 28 с.

68. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві наказ Мінрегіонбуду України від 30.12.2011 № 417, чинні з 1 квітня 2012 р. – Київ.: 2012. – 94 с.