

ЗАЯВА

я. Матвійів Орест Володимирович
(ПІБ повністю)

Студент групи 8-Інтер

Спеціальності 273 Залізничний транспорт

(код та назва спеціальності)

освітньої програми Інтероперабельність і безпека на залізничному транспорті

(назва освітньої програми)

Освітнього ступеня підготовки магістр

Заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

"Дослідження термонапруженого стану сталевих бетонних
балок залізничних мостів при дії температурних перепадів
навколишнього середовища відповідно до вимог міжнародного стандарту
EN 1991-1-5"

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання.

Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

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

Дата 27.11.2021

Підпис

Керівник

Підпис

д.т.н. Ковальчук В.В.
(ПІБ керівника)

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
Днепровский национальный университет железнодорожного
транспорта имени академика В. Лазаряна
Кафедра «Транспортная инфраструктура»

НАЦИОНАЛЬНАЯ ШКОЛА МАСТЕРСТВА И ПРОФЕССИЙ
CNAM, ФРАНЦИЯ

«К ЗАЩИТЕ ДОПУЩЕНО»

Заведующий кафедрой:

Д.Т.Н., доцент _____ Тютюкин А. Л.
(уч. звание, степень) (подпись) (ФИО)

« ____ » _____ 2021 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ДИПЛОМНОЙ МАГИСТЕРСКОЙ РАБОТЕ

на получение ОКУ «магистр»

Направление 27 «Транспорт»

Специальность 273 «Железнодорожный транспорт»

Специализация «Интероперабельность и безопасность на железнодорожном
транспорте»

Тема **Исследование термонапряженного состояния сталежелезобетонных**
балок железнодорожных мостов при воздействии температурных перепадов
окружающей среды в соответствии с требованиями международного
стандарта EN 1991-1-5

Выполнил:

_____ Матвеев Орест Владимирович
(подпись) (фамилия, имя, отчество)

Руководитель:

Д.Т.Н., доцент _____ Ковальчук В. В.
(уч. звание, степень) (подпись) (фамилия и инициалы)

Днепр
2021

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

1

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И СЛОВАРЬ ТЕХНИЧЕСКИХ ТЕРМИНОВ

АСУ Автоматизированная система управления

ЕС Европейский Союз

ТСИ Технические спецификации интероперабельности

УИ Управление инфраструктурой

NS Norfolk Southern

EN Европейский стандарт

Искусственные сооружения Это сооружения, возводимые в местах пересечения железной дорогой рек, ручьев, потоков дождевой и талой воды, других железнодорожных линий, трамвайных путей и автомобильных дорог, горных хребтов, глубоких ущелий и городских территорий.

Малый мост Это сооружение, по котором проложена дорога через какое-либо препятствие и имеет длину до 25 м.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	6
1. ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ МОСТОВ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДАРОГАХ УКРАИНЫ И АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО ОЦЕНКЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ МОСТОВ	8
1.1. ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ МОСТОВ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ УКРАИНЫ	8
1.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ УКРАИНЫ	10
1.3. АНАЛИЗ ДЕФЕКТОВ И ПОВРЕЖДЕНИЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ В УСЛОВИЯХ ЭКСПЛУАТАЦИИ	11
1.4. ТРЕБОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ УКРАИНЫ И СТРАН ЕС К УЧЕТУ КЛИМАТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ	12
ВЫВОДЫ К РАЗДЕЛУ 1.....	16
2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ В ВЕРТИКАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА	17
2.1. МЕТОДОЛОГИЯ ОЦЕНКИ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ	17
2.2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ТЕМПЕРАТУРЫ В ВЕРТИКАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ МОСТА	19
2.3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОВЕРХНОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА	21
ВЫВОДЫ К РАЗДЕЛУ 2.....	22

					0053. 206552.ДР.2021.001			
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата				
Разраб	Матвеев О.В.				Исследование термонапряженного состояния сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов при воздействии температурных перепадов окружающей среды в соответствии с требованиями международного стандарта EN 1991-1-5.			
Проверил	Ковальчук В.В.							
Н. контр.								
Утвердил	Тютюкин О.Л.							
					Лит	Лист	Листов	

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕРМОУПРУГОГО СОСТОЯНИЯ

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ КЛИМАТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУР МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ 24

3.1. Постановка задачи исследований термоупругого состояния СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК МОСТА	24
3.2. Теоретические сведения задач теплопроводности и термоупругости	24
3.3. Результаты оценки распределения температурного поля в СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКЕ МОСТА.....	26
3.4. Термоупругое состояние СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА	35
3.5. Определение касательных напряжений в СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКЕ МОСТА ПРИ КЛИМАТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ПЕРЕПАДАХ.....	40
3.6. Определение температурных деформаций в СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКЕ ПРИ КЛИМАТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ПЕРЕПАДАХ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ.....	42
Выводы к разделу 3.....	45

4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ ТЕРМОУПРУГОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ В СООТВЕТСТВИИ С EN 1991-1-5..... 47

4.1. Рекомендации по учету температурных градиентов при расчете СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.....	47
4.2. Рекомендации по учету температурного перепада в горизонтальном сечении СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.....	47

4.3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДА В ВЕРТИКАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ	48
4.4. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ МЕТОДИКА ОЦЕНКИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА	49
ВЫВОДЫ К РАЗДЕЛУ 4.....	53
ВЫВОДЫ	55
ЛИТЕРАТУРА	57
СПИСОК РИСУНКОВ.....	60
СПИСОК ТАБЛИЦ	65
АННОТАЦИЯ И КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА	67

ВВЕДЕНИЕ

На железных дорогах Украины, для перекрытия больших пролетов используют сталежелезобетонные мосты. В яких металлическая двутавровая балка объединяется с железобетонной плитой.

Учитывая, то что 70% сооружений на железной дороге имеют возраст более 50 лет, за последнее время значительно увеличилось число мостов, которые имеют определенные дефекты и повреждения.

На ухудшение технического состояния мостов, кроме силового воздействия от подвижного состава железнодорожного транспорта значительное влияние оказывают температурные перепады окружающей среды.

Актуальность темы. Учитывая значительное количество дефектных мостов на железных дорогах Украины необходимо провести исследования напряженно-деформированного состояния мостов от воздействия температуры.

Для учета климатических температурных воздействий на напряженно-деформированное состояние мостов необходимо провести исследование влияния перепада температуры на деформации и напряжения в вертикальном и поперечном направлениях сталежелезобетонных балок мостов. Именно этому вопросу и посвящена данная магистерская работа.

В магистерской работе проведен анализ требований нормативных документов Украины и стран Европейского Союза при учете температурных воздействий окружающей среды на напряженное состояние мостов.

Приведены результаты экспериментальных измерений распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонных мостов в разное время года.

Усовершенствованная инженерная математическая модель оценки уровня температурного поля и температурных напряжений при температурных перепадах окружающей среды.

Разработан алгоритм расчета термонапряженного состояния мостов с использованием метода конечных элементов.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		6

Даны рекомендации по оценке термopужного состояния мостов в соответствии с EN 1991-1-5.

Следует отметить, что вопрос оценки термopужного состояния мостов является актуальной задачей магистерской работы, поскольку с каждым годом минимальная температура снижается, а максимальная повышается.

Проведение таких исследований позволит разработать математические модели оценки термонапряженного состояния мостов и подбирать в будущем материалы устойчивы к воздействию температур.

Цель и задачи исследования. Целью магистерской работы является исследование термонапряженного состояния сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов при воздействии температурных перепадов окружающей среды в соответствии с требованиями международного стандарта EN 1991-1-5.

Для достижения указанной цели необходимо решить следующие **задачи**:

- провести анализ нормативных требований Украины и стран Европейского Союза к методам расчета мостовых конструкций на действие температурных воздействий окружающей среды;
- провести экспериментальные измерения распределения температуры сталежелезобетонными балками мостов, которые эксплуатируются на железных дорогах Украины;
- провести оценку термонапряженного состояния сталежелезобетонных мостов в зависимости от климатических температурных перепадов окружающей среды.

Объект исследований – сталежелезобетонные мосты, которые эксплуатируются на железных дорогах Украины.

Предмет исследований – методы оценки термонапряженного состояния мостов с учетом климатических температурных перепадов окружающей среды.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		7

РАЗДЕЛ 1

ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ МОСТОВ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ УКРАИНЫ И АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО ОЦЕНКЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ МОСТОВ

1.1. Техническое состояние мостов, эксплуатируемых на железных дорогах Украины

На железных дорогах Украины эксплуатируется около 7828 мостов. Из которых 10% мостов нуждаются в ремонтных работах. График распределения мостов по дефектам приведен на рис. 1.1 [1, 2].

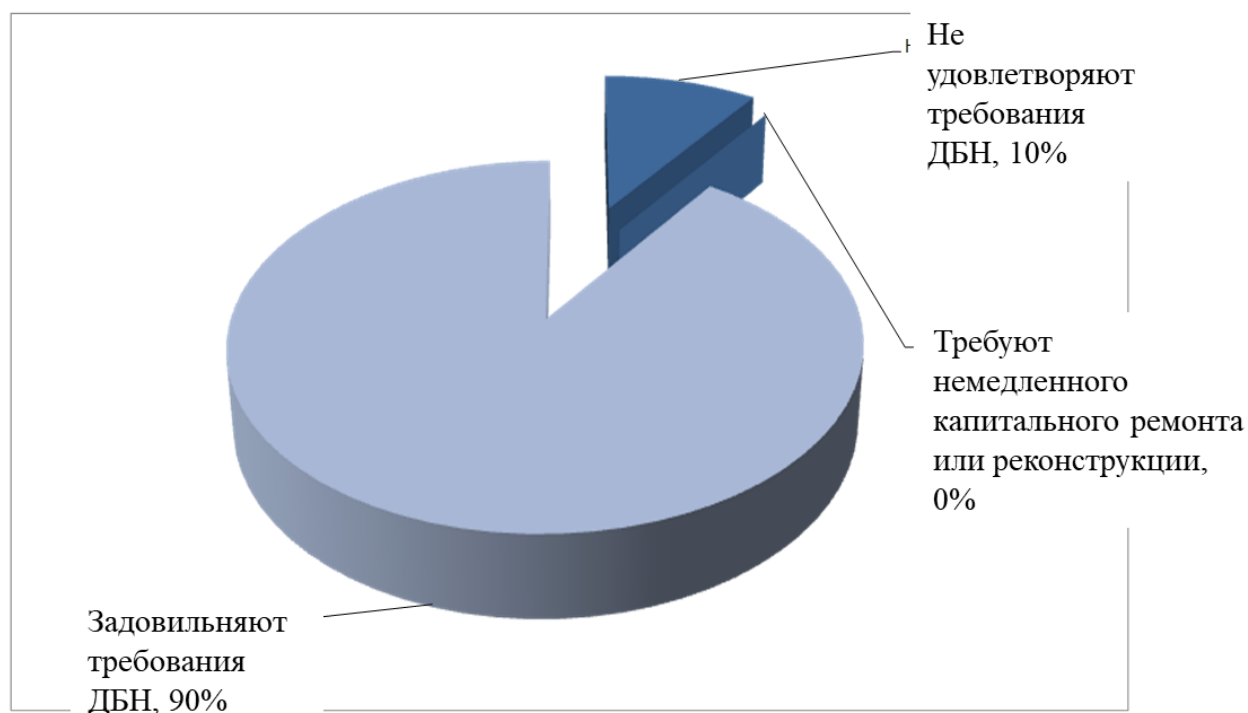


Рисунок 1.1 – Техническое состояние мостов на Укрзализныци

Следует отметить, что количество дефектных пролетных строений железнодорожных мостов с каждым годом увеличивается примерно на 0,15%.

Если сделать анализ дефектности мостов по типу материала из которых они изготовлены, то по состоянию на 01.01.2016г. 12% металлических (рис. 1.2) и 7% железобетонных пролетных строений имеют технические дефекты, а 1,8%

нуждаются в замене через эксплуатационные дефекты, такие как расслоение металла и трещины.

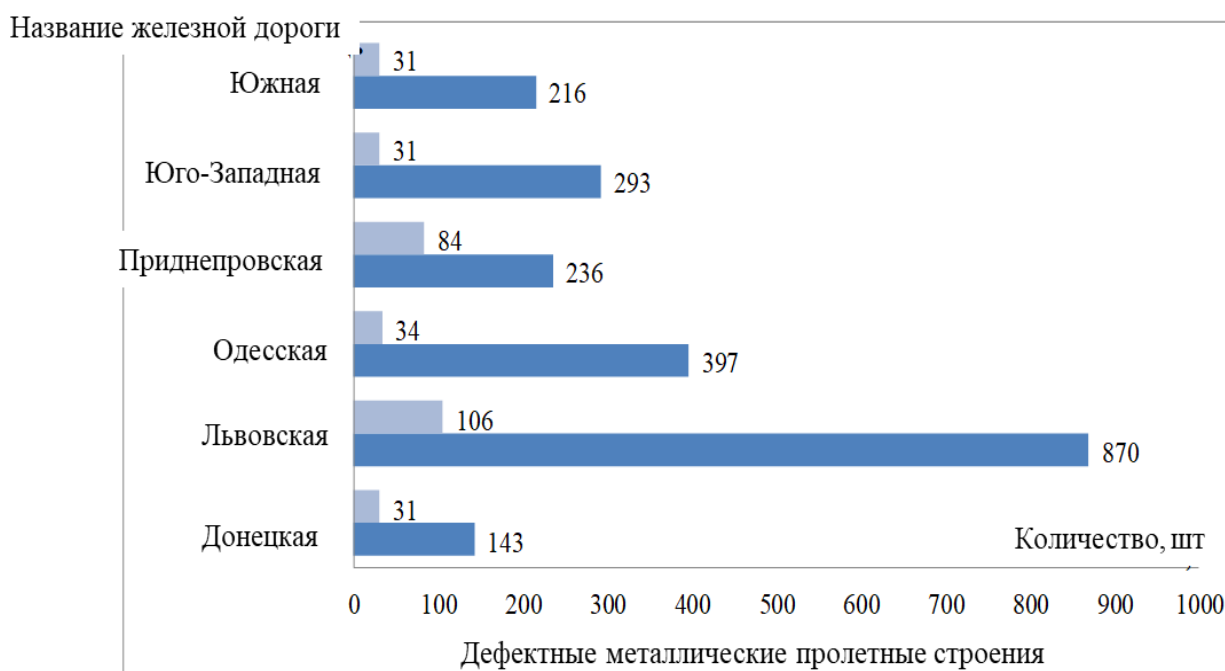


Рисунок 1.2 – Статистика распространения дефектных металлических мостов по железным дорогам АО «Укрзализныця»

Следует отметить, что увеличение количества дефектных мостов может с каждым годом увеличиваться, если не проводить ремонтные работы. Поскольку около 70% всех искусственных сооружений на железных дорогах Украины будет иметь возраст более 50 лет, а 20% - 100 летний срок эксплуатации.

Нормативными документами указано, что мосты возрастом более 100 лет нуждаются в замене или капитальном ремонте. Однако из-за недофинансирования мостовой отрасли Укрзализныци техническое состояние мостов с каждым годом ухудшается.

На ухудшение технического состояния мостов, также, кроме силового воздействия от подвижного состава железнодорожного транспорта, значительное влияние оказывают температурные перепады окружающей среды, предлагается рассмотреть в данной магистерской работе.

1.2. Конструктивные схемы сталежелезобетонных мостов на железных дорогах Украины

Сталежелезобетонные мосты, которые используются на железных дорогах Украины и странах Европейского Союза характеризуются конструкцией балки, которая объединяет в себе двутавровую металлическую балку с железобетонной плитой. Это позволяет рассматривать сталежелезобетонные пролетное строение, как одно целое, обеспечивает пространственную работу пролетного балки.

Конструктивные схемы сталежелезобетонных мостов, которые эксплуатируются на железных дорогах Украины приведены на рис. 1.3.

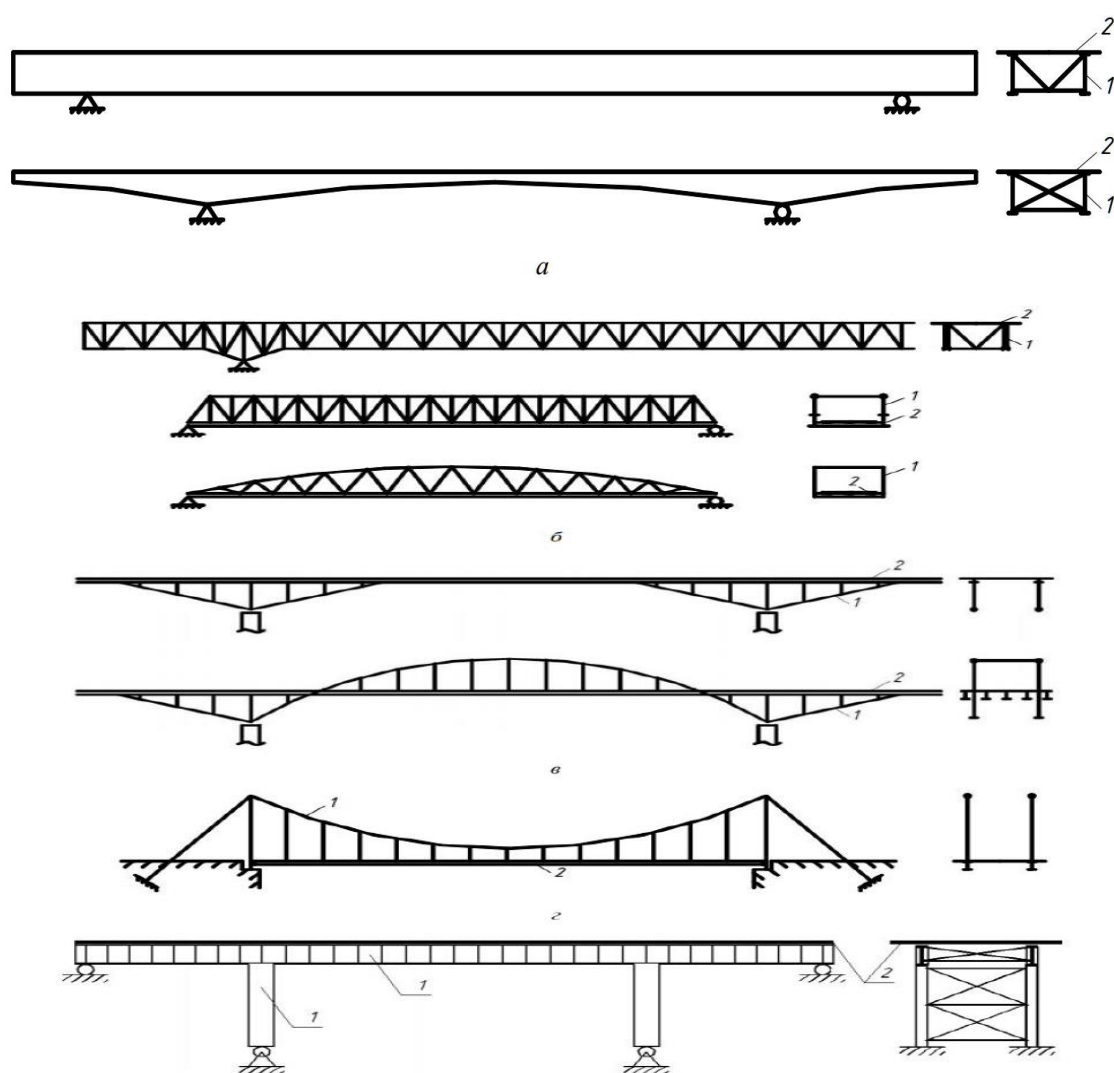


Рисунок 1.3 – Конструктивные схемы сталежелезобетонных железнодорожных мостов, используемых на железных дорогах Украины и странах Европейского Союза

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата
----	------	---------	---------	------

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

10

На рис. 1.3 приведены следующие конструктивные системы сталежелезобетонных мостов: балочные, со сквозными фермами, арочные, подвесные и рамные.

Наибольшее распространение на железных дорогах Украины имеют сущильностинчастое балочное пролетное строения с ездой сверху.

1.3. Анализ дефектов и повреждений сталежелезобетонных мостов в условиях эксплуатации

В процессе эксплуатации, сталежелезобетонные мосты на железных дорогах Украины имеют различных дефектов и повреждений – выкалывание и вылушивания бетона с железобетонной плиты, коррозию металлических балок, нарушение объединения железобетонной плиты с металлической балкой.

Пример повреждения сталежелезобетонного пролетного строения моста в условиях эксплуатации приведен на рис. 1.4.



Рисунок 1.4 – Повреждение сталежелезобетонного пролетного строения моста в условиях эксплуатации

При нарушении объединения железобетонной плиты с металлической балкой моста возникает угроза быстрого разрушения сталежелезобетонных мостов. Следует отметить, что нарушение жесткого объединения металлической балки и плиты может быть вызвано воздействием температуры окружающей среды, которая вызывает постоянные удлинение и укорочение

сталежелезобетонной балки, негативно влияет на обеспечение безотказной работы сталежелезобетонных мостов.

Кроме этого такие процессы влияют на долговечность сталежелезобетонных мостов, требует проведения исследований влияния температуры окружающей среды на напряженно-деформованное состояние сталежелезобетонных мостов.

1.4. Требования нормативных документов Украины и стран ЕС к учету климатических температурных воздействий при проектировании сталежелезобетонных мостов

В нормативных документах Украины и стран Европейского Союза [3] отмечается, что климатические температурные воздействия являются постоянными нагрузками на сталежелезобетонные мосты.

Поэтому при проектировании сталежелезобетонных мостов необходимо учитывать действие температурных воздействий в зависимости от местности расположения таких мостов.

В США, Канаде, Англии и Новой Зеландии [4] предлагается учитывать распределение температуры неравномерно в вертикальном направлении балки сталежелезобетонного моста (рис. 1.5).

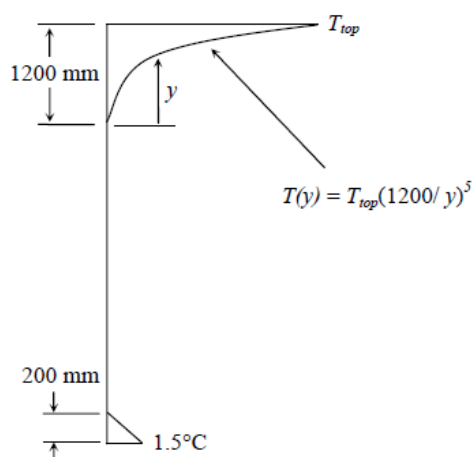
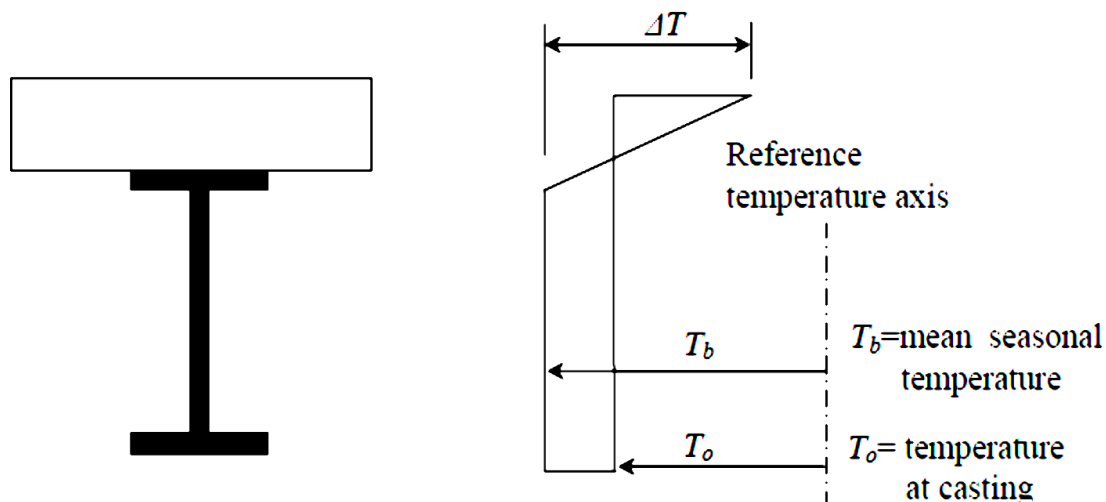


Рисунок 1.5 – Распределение температуры в вертикальном направлении балки моста по требованиям [4]

После длительных экспериментальных исследований в 1986-1989 гг. [5, 6] было предложено учитывать минимальную и максимальную температуры при

исследовании напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных мостов в зависимости от времени года. График распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки приведен на рис. 1.6.



Seasons	Maximum ΔT	Minimum ΔT
Summer	40°F (4.4°C)	-7.5°F (-12.9°C)
Winter	20°F (-6.7°C)	-7.5°F (-12.9°C)

Рисунок 1.6 – Вертикальный градиент температуры по нормам 1987

В 2004 г. было получено корректирующий график распределения температуры вертикально по сталежелезобетонные балке моста (рис. 1.7). Запропнованная так называемая модель Калгари [7].

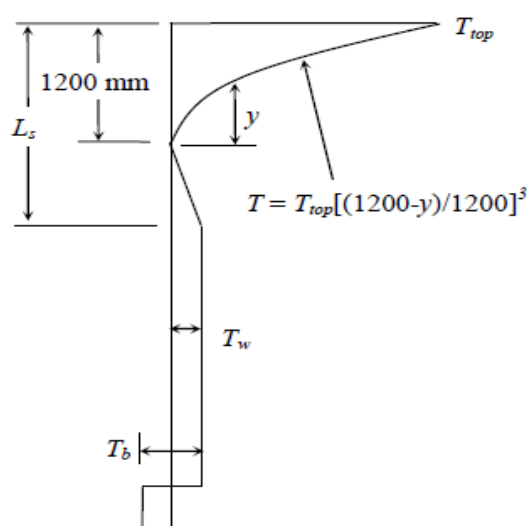


Рисунок 1.7 – Вертикальный градиент температуры по модели Калгари [7]

По нормам AASHTO в 2007 году [8] было предложено упрощенное распределение температуры в вертикальном направлении мостовых конструкций. Для железобетонных мостов, минимальная и максимальная температура определяется 10° F до 80° F для умеренного климата и 0° F и 80° F для холодного климата.

Вертикальный градиент температуры приведен на рис. 1.8.

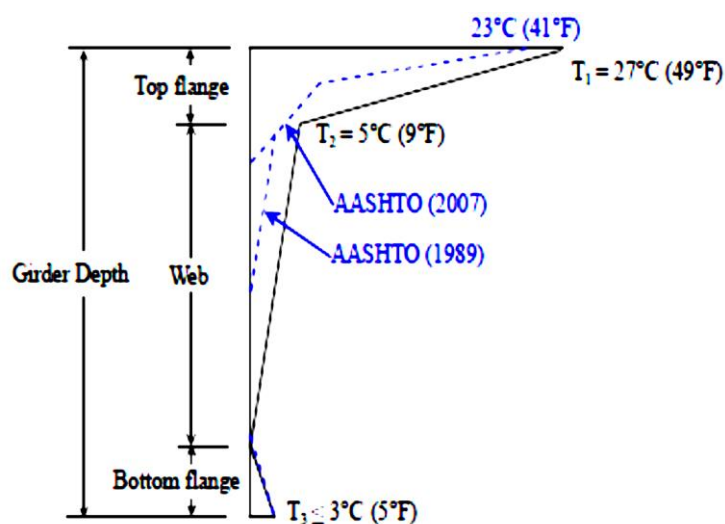


Рисунок 1.8 – Вертикальный градиент температуры по нормам AASHTO в 2007 году [8].

Согласно украинских нормативных документов, а именно ДБН В.2.1-15: 2009 [9], климатические температурные воздействия необходимо учитывать при оценке напряженного состояния мостовых конструкций при расчете по второй группе предельных состояний.

В нормах также отмечено, что влияние солнечной радиации необходимо учитывать путем повышения средней температуры металлической балки на 10°C освещенной солнцем внешней стороны.

Следует отметить, что для сталежелезобетонной балки моста согласно украинским нормам ДБН В.2.1-15: 2009 [30] нужно учитывать неравномерное перепад температуры в вертикальном направлении балки. Отдельно следует определять температуру металлической балки и отдельно определять температуру железобетонной плиты.

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

14

Согласно американских норм AASHTO [10 12] установлены максимальные и минимальные значения температур отдельно для деревянных, бетонных и металлических мостов.

Согласно российских норм [13] при расчете сталежелезобетонной балки моста необходимо учитывать девять расчетных воздействий температуры на мосты, которые зависят от действия солнечной радиации, хода температуры, ориентации моста в пространстве, годового колебания температур.

В нормативном документе EN_1991-1-5-2009 [14] даются рекомендации неравномерного учета распределения температуры по мостовым балкам в разное время года.

Рекомендуемые графики учета распределения температуры в вертикальном направлении балки моста [15, 16] в зависимости от лет исследования температурных воздействий на мосты приведены на рис. 1.9.

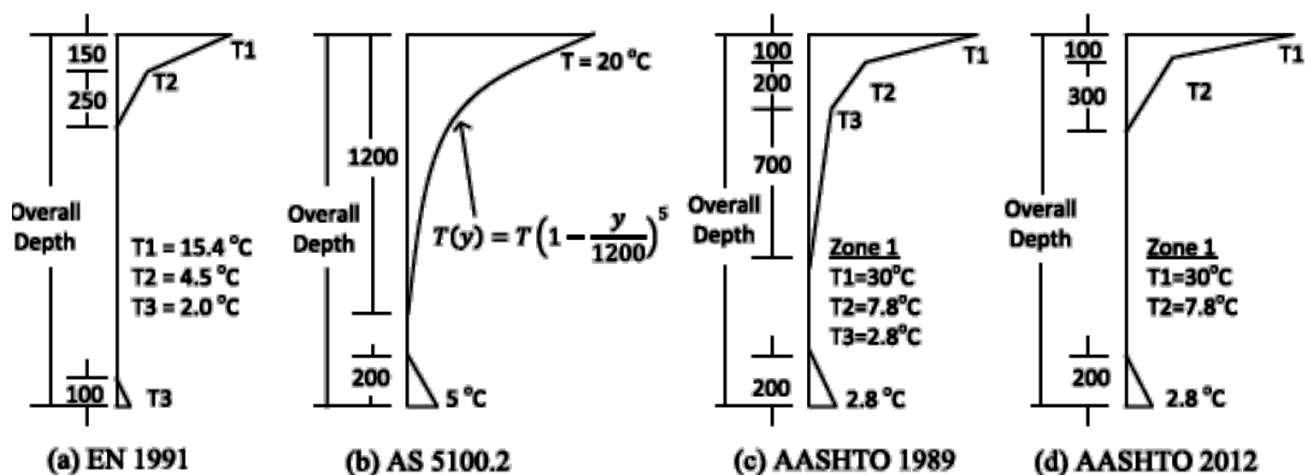


Рисунок 1.9 – Вертикальный температурный градиент при проектировании мостов по нормам разных лет

Из проведенного анализа учета температурных воздействий при исследовании напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных мостов установлено, что перепады температуры окружающей среды приводят к появлению напряжений и деформаций в мостовых конструкциях. Это приводит к

появлению трещин и коррозии железобетонной плиты и металлической главной балки сталежелезобетонных мостов.

Поэтому разработка методов оценки напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных мостов при действии переменных климатических температурных перепадов окружающей среды является актуальной задачей магистерской работы. Поскольку в Украине данной проблеме не уделяется должное внимание и отсутствуют исследования научных работ в данном направлении, хотя последние пять лет минимальная температура окружающей среды снижается (зимой), а максимальная температура летом повышается.

Выводы к разделу 1

Из проведенных исследований технического состояния мостов на железных дорогах Украины и нормативных документов, в отношении требований к учету температуры окружающей среды при проектировании сталежелезобетонных мостов получены следующие выводы:

1. Для оценки термонапряженного состояния сталежелезобетонных мостов, эксплуатируемых на железных дорогах Украины необходимо иметь данные распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки при максимальных отрицательных и максимальных положительных температурах окружающей среды.

2. Перепады температуры окружающей среды вызывают продольные деформации сталежелезобетонных балок, что может привести к образованию дефектов в зоне объединения металлической балки с железобетонной плитой.

3. На сегодня в нормативных документах Украины отсутствует методика оценки влияния температуры окружающей среды на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных мостов, а только приведены рекомендуемые значения температур, которые необходимо учитывать при проектировании сталежелезобетонных мостов.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		16

РАЗДЕЛ 2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ В ВЕРТИКАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА

2.1. Методология оценки термонапряженного состояния железнодорожных сталежелезобетонных мостов

Для определения напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных мостов необходимо иметь данные экспериментальных измерений распределения температур железобетонными балками мостов. Эти рекомендации указаны в научно-исследовательских работах [17, 18, 19].

В работе [20], указано что для определения температурных воздействий на мостовые конструкции необходимо иметь распределение температуры по мосту. Такие исследования должны включать структурные факторы мостов, климатические факторы и географические факторы, относительно расположения моста. Температурные воздействия на мосты приведены на рис. 2.1.

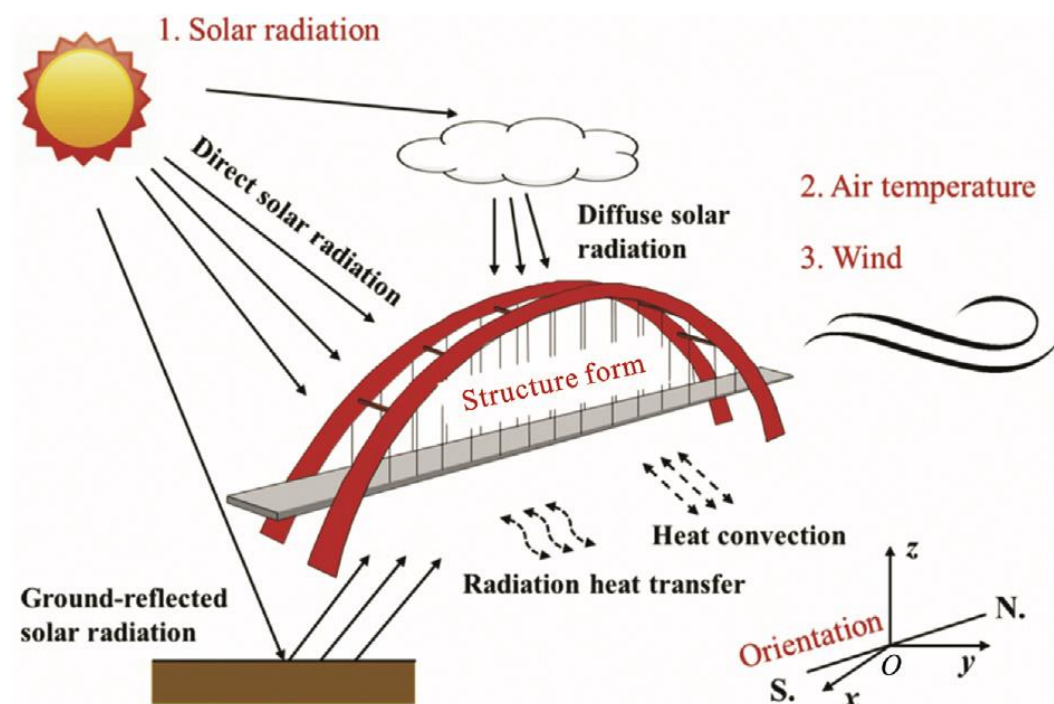


Рисунок 2.1 – Основные факторы, влияющие на температурное поле мостов

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

17

Следует отметить, что наибольшее влияние на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных мостов будут иметь максимальные и минимальные величины температуры окружающей среды.

Решение задачи термоупругости сводится к последовательности выполнения трех основных этапов научного исследования. На первом этапе необходимо провести экспериментальные измерения распределения температур на поверхностях сталежелезобетонных балок, на втором этапе – найти распределение температурного поля балками и на третьем этапе по известным значениям температурного поля решается задача термонапряженного состояния.

Схематически распределение этапов определения термонапряженного состояния сталежелезобетонных мостов приведены на рис. 2.2.

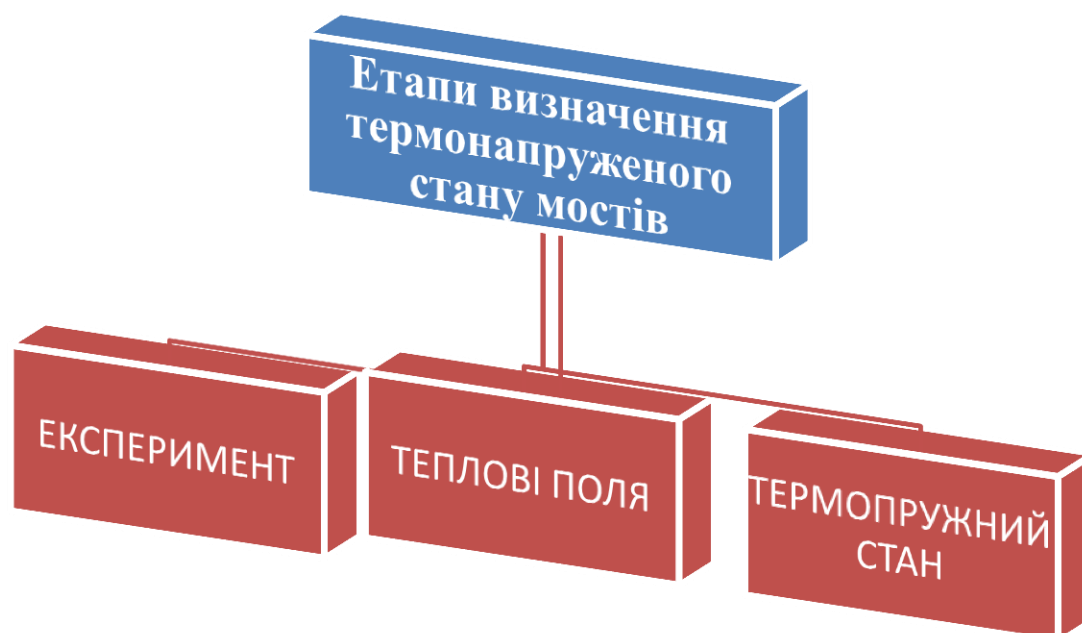


Рисунок. 2.2 – Этапы расчета термонапряженного состояния сталежелезобетонных мостов при воздействии климатических температурных воздействий

В научно-исследовательских работах [17-19] отмечается, что критерием достоверности получения напряженно-деформированного состояния

сталежелезобетонных мостов при воздействии климатических температурных воздействий окружающей среды является тщательная подготовка исходных данных, относительно распространения температуры балками мостов.

2.2. Методика экспериментальных измерений температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки моста

Экспериментальные измерения распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок мостов были проведены на железнодорожном мосту, который расположен на перегоне Пидзамче - Львов, 1476 км ПК1 Львовской железной дороги. Ось моста ориентирована с северо-запада на юго-восток.

Поперечное сечение исследуемого сталежелезобетонного моста приведено на рис. 2.3.

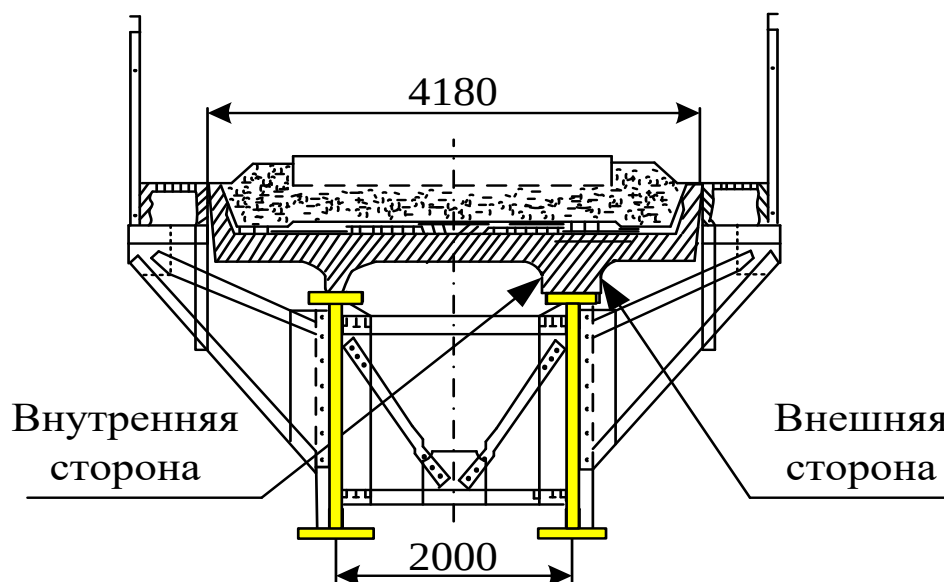


Рисунок 2.3 – Поперечное сечение сталежелезобетонного моста, который расположен на перегоне Пидзамче – Львов, 1476 км ПК1 Львовской железной дороги

Как видно из рис. 2.3 пролетного строения моста состоит из двух металлических двутавровых балок, объединенных с железобетонной плитой

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата
----	------	---------	---------	------

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

19

верхнего строения железнодорожного пути. На перегоне Пидзамче - Львов пути двухпутные.

Исследование температуры выполнялось только для фасадной балки моста. Схема точек измерения температуры приведена на рис. 2.4.

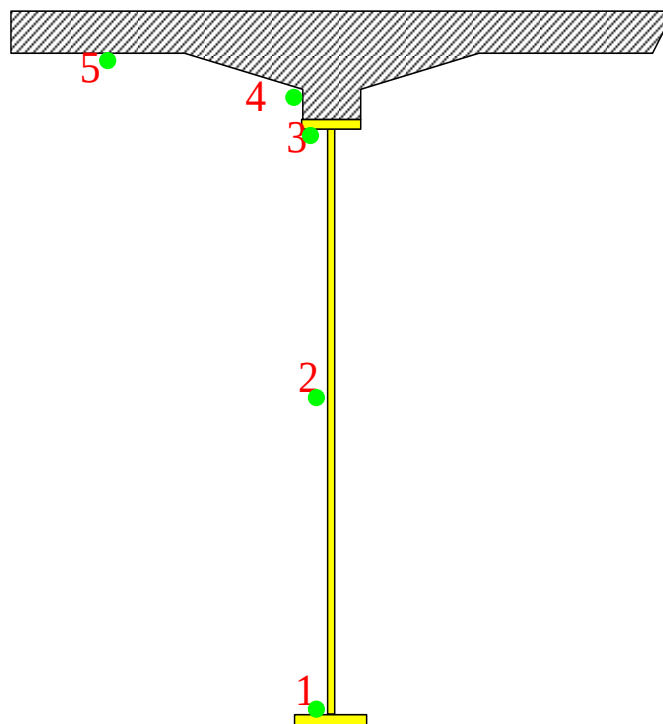


Рисунок 2.4 – Схема поперечного сечения сталежелезобетонной балки с указанием точек измерения температуры

Измерение температуры проводилось в пяти точках. Три замеры были проведены на металлической двутавровой балке, а именно нижняя и верхняя полки, стенка балки. И два измерения были проведены на железобетонной плите моста, один в месте контакта железобетонной плиты с металлической балкой и один посередине плиты.

Измерение температуры проводилось пирометром НТ-822. Процесс измерения приведены на рис. 2.5.



Рисунок 2.5 – Процесс экспериментальных измерений распределения температуры на вертикальных поверхностях сталежелезобетонного пролетного строения железнодорожного моста

2.3. Результаты экспериментальных измерений распределения температуры на вертикальной поверхности сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Результаты натурных экспериментальных измерений распределения температуры на фасадной стороне сталежелезобетонной балки железнодорожного моста, расположенного на перегоне Пидзамче - Львов, 1476 км ПК1 Львовской железной дороги приведены в табл. I.

Таблица I – Результаты экспериментальных измерений распределения температуры на фасадной стороне сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Дні вимірювання температури	Час доби, год	Температура повітря, °C	Температура поверхонь сталежелезобетонної балки				
			T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
14.07.2021	6:00	22	21,4	22,1	22,0	16,7	17,4
	9:00	25	26,3	27,5	26,7	21,3	20,1
	12:00	29	29,4	31,7	30,2	25,3	24,1
	15:00	32	35,8	39,7	39,1	29,1	27,5
	18:00	31	37,2	38,5	37,4	28,6	27,3
	21:00	29	30,7	31,5	30,9	27,9	27,2
16.02.2021	5:00	-18	-17,1	-18,4	-18,1	-19,7	-18,4
	8:00	-21	-22,5	-25,4	-23,4	-20,1	-20,7

	11:00	-7	-17,1	-16,2	-17,7	-17,2	-18,3
	14:00	-6	-11,4	-12,4	-12,5	-12,7	-11,7
	17:00	-5	-10,4	-9,4	-9,7	-10,9	-9,2
	20:00	-6	-10,7	-9,8	-10,7	-11,9	-11,4

Результаты экспериментальных исследований показали, что высокие значения температуры имеет металлическая балка, а меньшие значения железобетонная плита. Кроме этого температура распределяется равномерно в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки.

Высокие значения температуры на поверхностях сталежелезобетонной балки моста получено 14.07.2021 г.. В 15:00 ч и ее значение составляло +39,7°C. При этом максимальный зафиксированный температурный перепад между металлической балкой и железобетонной плитой составил + 10,0°C в 15:00 ч 14.07.2021 г.

Минимальное значение температуры на поверхности металлической балки зафиксировано 16.02.2021 г. В 8:00 ч, а минимальный температурный перепад между металлической балкой и железобетонной плитой зафиксировано величиной -3,3°C в 8:00 ч.

Следует отметить, что неравномерный характер распределения температуры в вертикальном направлении может приводить к образованию температурных напряжений и деформаций.

Поэтому в следующих разделах магистерской работе предлагаются модели для оценки уровня температурного поля и термонапряженного состояния сталежелезобетонных балок мостов при действии переменных климатических температурных перепадов окружающей среды.

Выводы к разделу 2

Из приведенной методологии проведения экспериментальных измерений распределения температуры на поверхностях сталежелезобетонных балок мостов и экспериментальных результатов распространения температуры в вертикальном направлении получены следующие выводы:

1. Установлено, что температура как при положительных так и отрицательных температурах окружающей среды распределяется неравномерно в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки моста.

2. Максимальная зафиксированная разница температур между металлической балкой и железобетонной плитой при положительных температурах окружающей среды составляла $+10,0^{\circ}\text{C}$ по состоянию на 14.07.2021 г., а минимальная разница температур между балками при отрицательных значениях температур окружающей среды составляла $-3,3^{\circ}\text{C}$ и была зафиксирована 16.02.2021 г.

3. Неравномерное распределение температуры в вертикальному направлении сталежелезобетонные балки может вызвать появление температурных напряжений и деформаций сталежелезобетонных балок, что требует разработки математических моделей для их определения и оценки.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		23

РАЗДЕЛ 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕРМОУПРУГОГО СОСТОЯНИЯ

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА

ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ КЛИМАТИЧЕСКИХ ТЕМПЕРАТУР

МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.1. Постановка задачи исследований термоупругого состояния сталежелезобетонных балок моста

Расчет напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок железнодорожного моста будем проводить в программе конечно-элементного моделирования NX Nastran Femap. Методика основывается на применении метода конечных элементов в трехмерной постановке задачи исследований.

Учитывая тот факт, что сталежелезобетонные мосты имеют сложную геометрическую форму, то для определения действительного напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок моста, который обусловлен климатическими температурными перепадами, использование метода конечных элементов является правильным решением. Поскольку в научно-исследовательской работе [21] отмечено, что наиболее точных расчетов напряженного состояния можно достичь только методом конечных элементов в трехмерной постановке задачи исследований.

3.2. Теоретические сведения задач теплопроводности и термоупругости

Сталежелезобетонные балки моделируем в прямоугольной системе координат x, y, z . В данной модели решается задача стационарной теплопроводности, то есть фактором времени пренебрегаем. Тогда уравнение теплопроводности балки имеет вид:

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} = 0, \quad (3.1)$$

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		24

В уравнении (3.1) x, y, z – координаты в которых определяется температурное поле, t – значение температуры.

Термоупругое состояние сталежелезобетонной балки определяем по известным уравнениями теории термоупругости [22–24]:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_1}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{12}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial z} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_2}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{23}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{21}}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_3}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{31}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{32}}{\partial y} &= 0,\end{aligned}\tag{3.2}$$

где $\sigma_{21} = \sigma_{12}; \sigma_{31} = \sigma_{13}; \sigma_{32} = \sigma_{23}; \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \dots, \sigma_{32}$ – компоненты тензора напряжений.

Деформации определяем по соотношениям Дюамеля - Неймана:

$$\begin{aligned}e_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] + \alpha t, \\ e_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)] + \alpha t, \\ e_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] + \alpha t, \\ e_{12} &= \frac{1}{G} \sigma_{12}, e_{23} = \frac{1}{G} \sigma_{23}, e_{31} = \frac{1}{G} \sigma_{31},\end{aligned}\tag{3.3}$$

где $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль зсуву; $e_1, e_2, e_3, e_{12}, e_{23}, e_{31}$ – компоненты тензора деформаций.

Следует отметить, что компоненты деформаций связаны с перемещениями соотношениями Коши:

$$e_1 = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad e_2 = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad e_3 = \frac{\partial w}{\partial z}; \quad e_{12} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \quad e_{23} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}; \quad e_{31} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}.\tag{3.4}$$

Далее по приведенным соотношениями проведем оценку температурных полей и напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок

моста при воздействии климатических температурных перепадов окружающей среды.

3.3. Результаты оценки распределения температурного поля в сталежелезобетонной балке моста

Для проведения численного эксперимента оценки термopужного состояния сталежелезобетонной балки железнодорожного моста используем следующие исходные данные:

-длину сталежелезобетонной балки принимаем равной 3,0 м. Численные исследования температурного поля проведем при следующих геометрических параметрах балки:

- номер профиля двутавровой металлической балки №100 Б (ГОСТ 6183-52);
- ширина железобетонной плиты $b = 1000$ мм,
- высота на торцах плиты составляет $h_1 = 160$ мм и высота в месте соединения металлической балки с железобетонной плитой составляет $h_2 = 400$ мм;
- физико-механические характеристики металла балки принимаем равными: $k_1 = 45$ Вт/(м·°C); $E_1 = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; $\nu_1 = 0,3$; $\alpha_1 = 1,25 \cdot 10^{-5}$ 1/°C и железобетонной плиты: $k_2 = 19$ Вт/(м·°C); $E_2 = 3,6 \cdot 10^4$ МПа; $\nu_2 = 0,25$; $\alpha_2 = 1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/°C.

Геометрическая модель сталежелезобетонные балки, выполнена в программе Femap NX Nastran приведена на рис. 3.1.

С рис. 3.1 видно, что балка состоит из железобетонной плиты и металлической двутавровой балки, которые на верхней полке балки объединены жестко с помощью металлических анкеров.

Следующим шагом для оценки термонапряженного состояния балки, необходимо задать физико-механические параметры отдельно железобетонной плиты и металлической балки.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		26

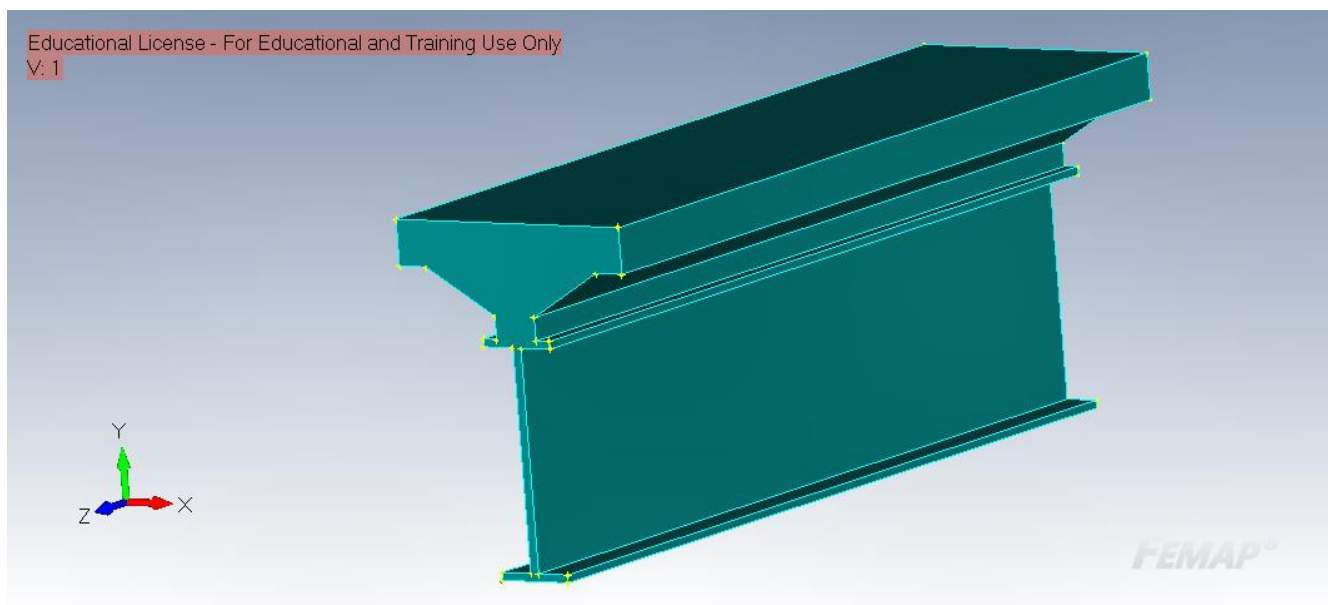


Рисунок 3.1 – Геометрическая модель сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Процесс задания физико-механических параметров сталежелезобетонной балки показано на рис. 3.2 – металлической балки, а рис. 3.3 – железобетонной ПЛИТЫ.

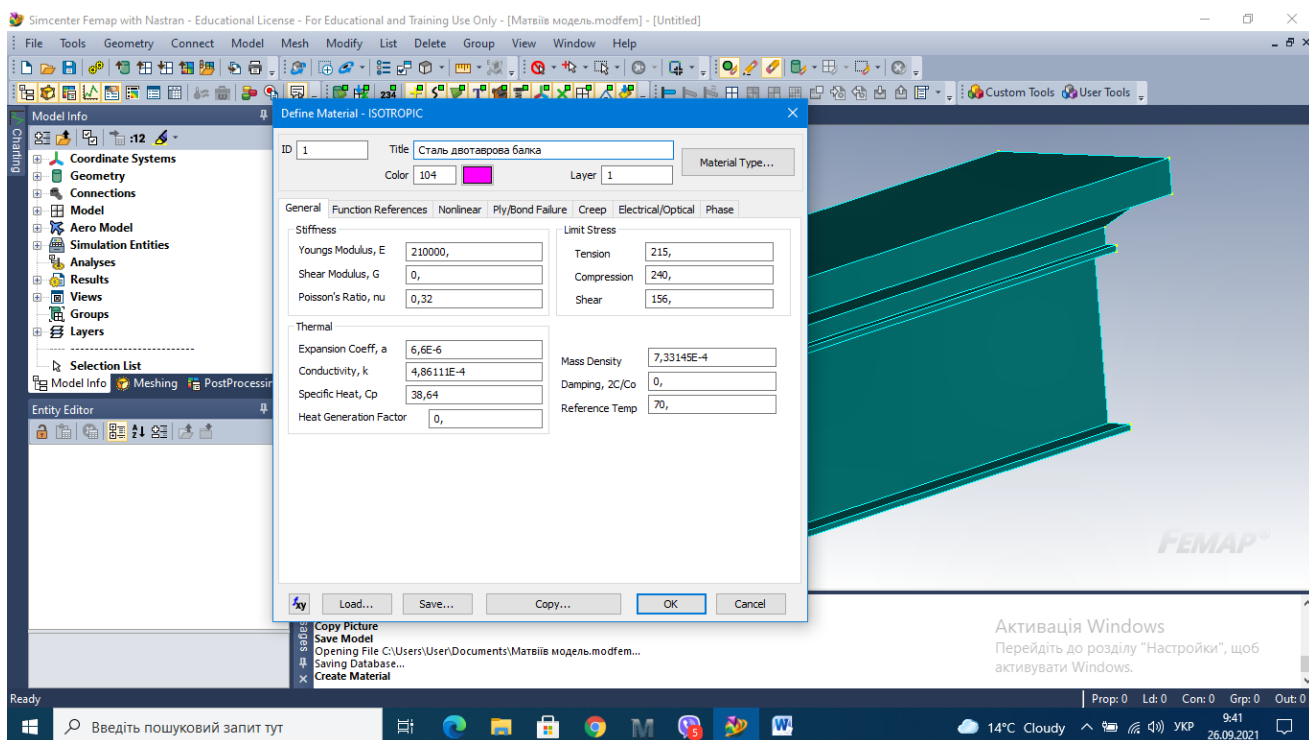


Рисунок 3.2 – Задание физических параметров металлической сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

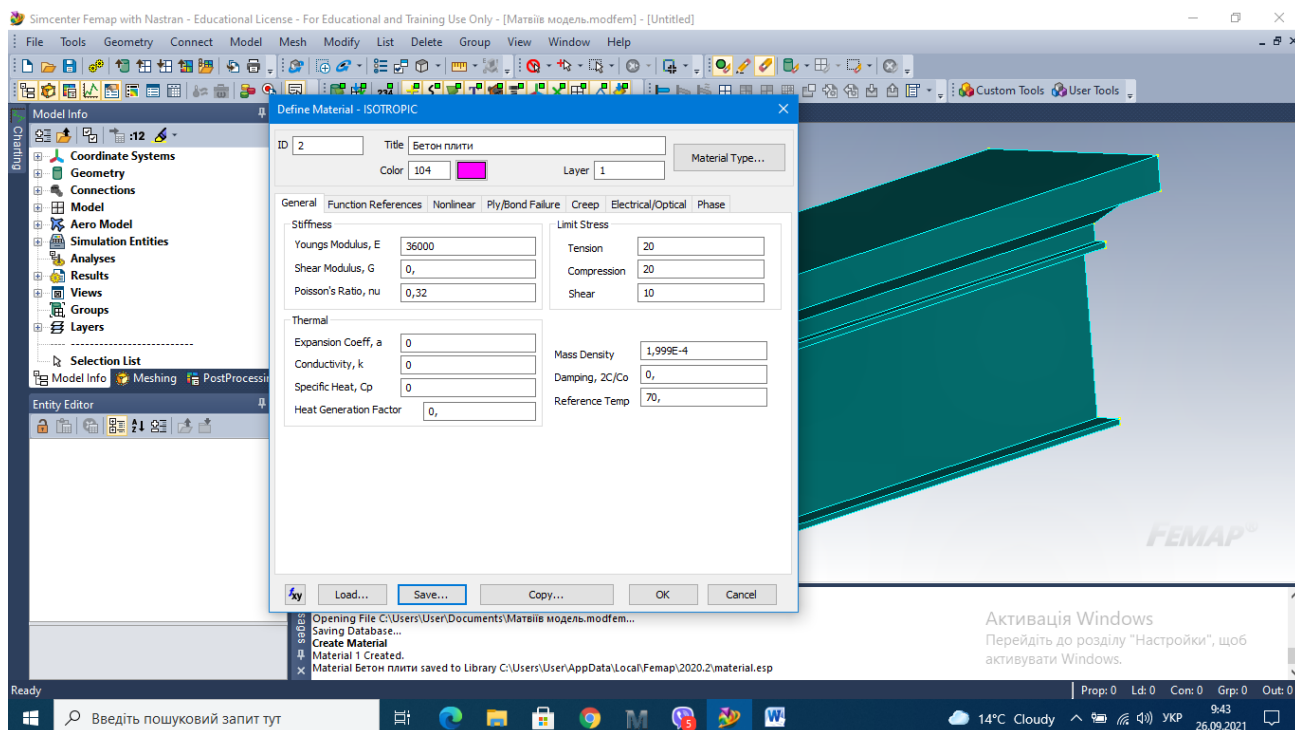


Рисунок 3.3 – Задание физических параметров железобетонной плиты сталежелезобетонного железнодорожного моста

Следующим очень важным этапом для получения достоверных данных напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок моста является задания сетки конечных элементов. В местах соединения металлической балки с железобетонной плитой и на угловых участках, где возможная концентрация напряжений задаем сетку меньших размеров, то есть делаем сгущения сетки конечных элементов.

Вид окна процесса задания сетки конечных элементов балки приведен на рис. 3.4.

					Лист	
					28	
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата	0053. 206552.ДР.2021.001	

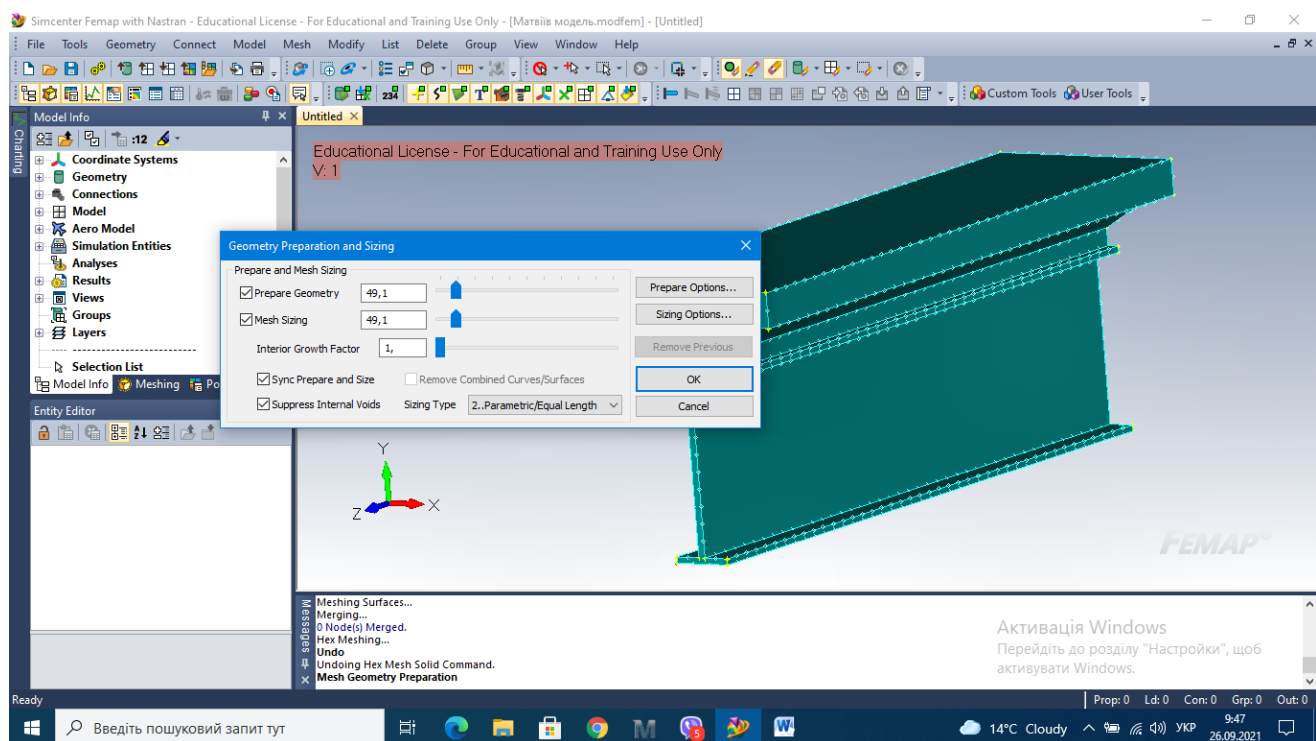


Рисунок 3.4 – Задача величины сетки конечных элементов сталежелезобетонной балки моста

Вид конечно-элементной модели сталежелезобетонной балки моста приведены на рис. 3.5. Балка разбита на 36125 штук узлов, образующих 22416 конечных элементов.

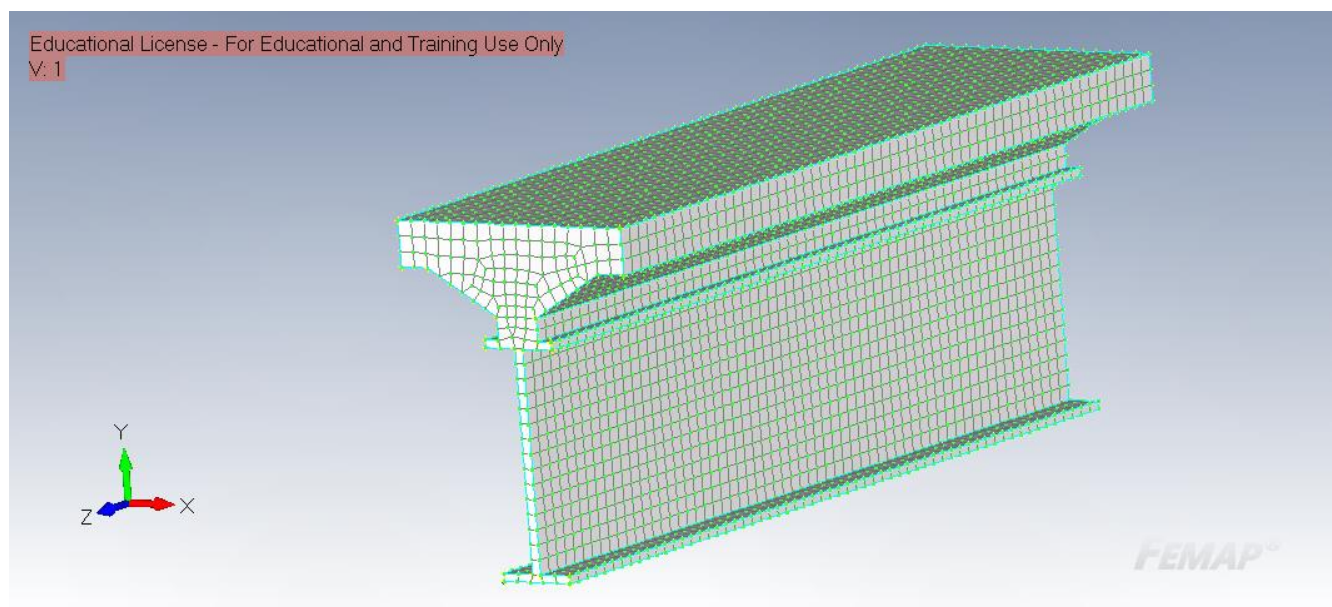


Рисунок 3.5 – Сталежелезобетонная балка разбита на конечные элементы

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

29

Для решения краевой задачи теплопроводности сталежелезобетонной балки задаем значение температуры во всех узлах конечно-элементной сетки величиной $+20^{\circ}\text{C}$.

Следующим этапом является задание температуры на поверхностях металлической балки и железобетонной плиты и решения задачи теплопроводности. Для этого отдельно была решена задача теплопроводности при воздействии положительных температур окружающей среды и отдельно - при действии отрицательных температур окружающей среды.

При этом задавались только максимальные и минимальные значения температур, которые были получены в результате экспериментальных исследований. Значения температур приведены в табл. 2.1.

Процесс задания температуры на поверхностях сталежелезобетонной балки приведен на рис. 3.6.

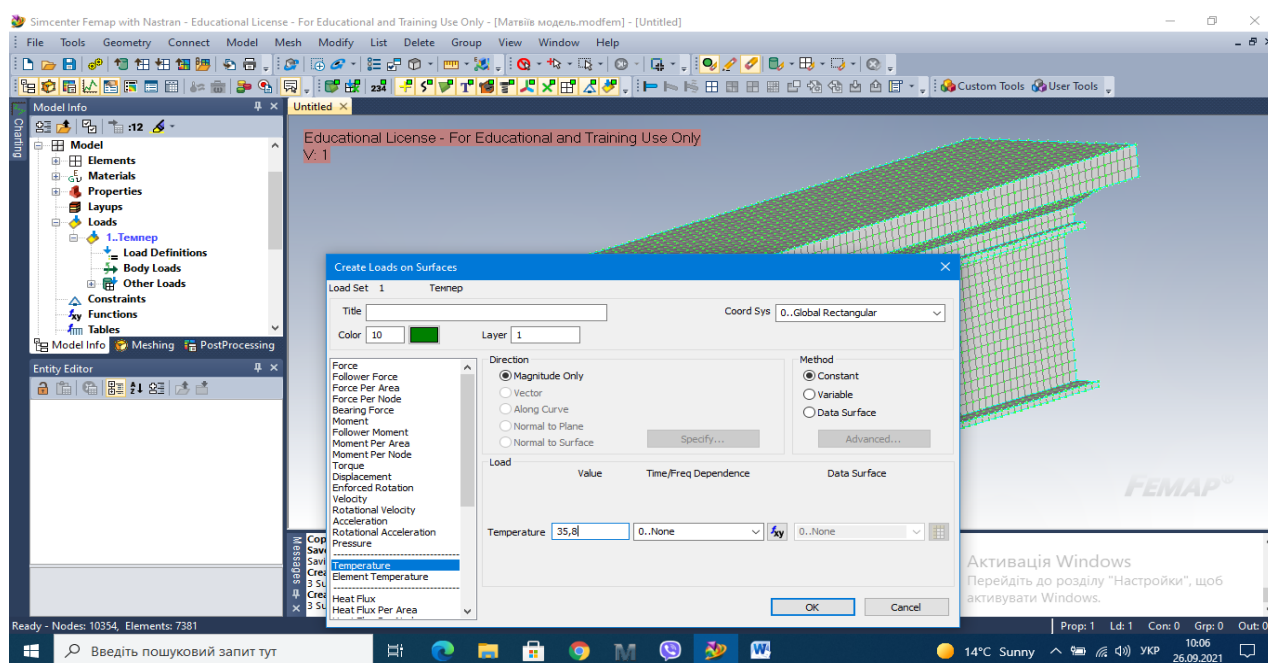


Рисунок 3.6 – Задание распределения температуры на поверхности сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

В результате получили значение распределения температуры в характерных узлах сетки конечных элементов модели. Результаты распределения температуры на поверхностях сталежелезобетонных балок приведены на рис.3.7.

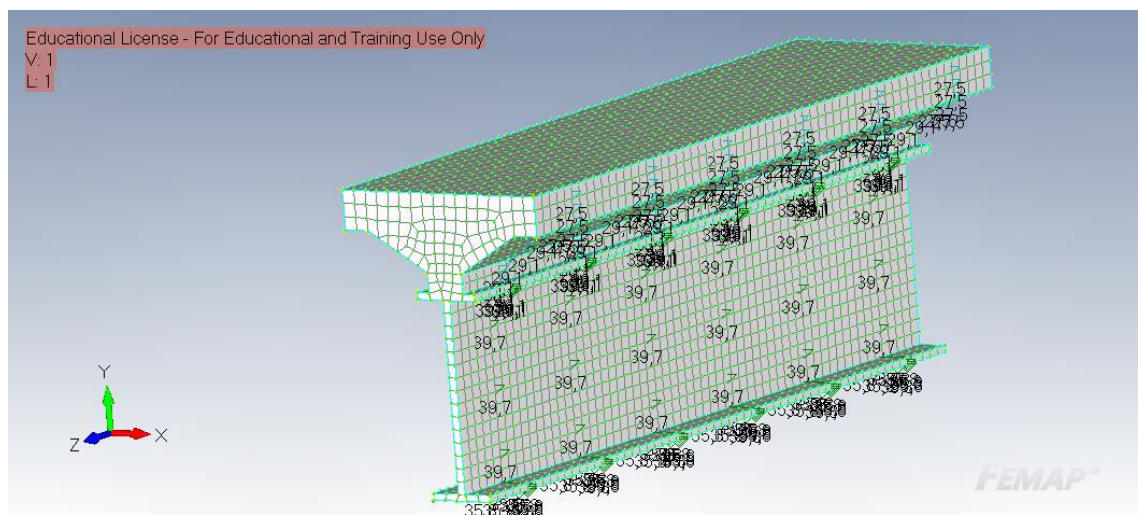


Рисунок 3.7 – Распределение температуры на поверхностях сталежелезобетонной балки моста

На первом этапе решаем задачу стационарной теплопроводности. Для этого создаем задания для проведения анализа распределения температуры сталежелезобетонной балкой. Диалоговая панель для создания задачи приведена на рис. 3.8.

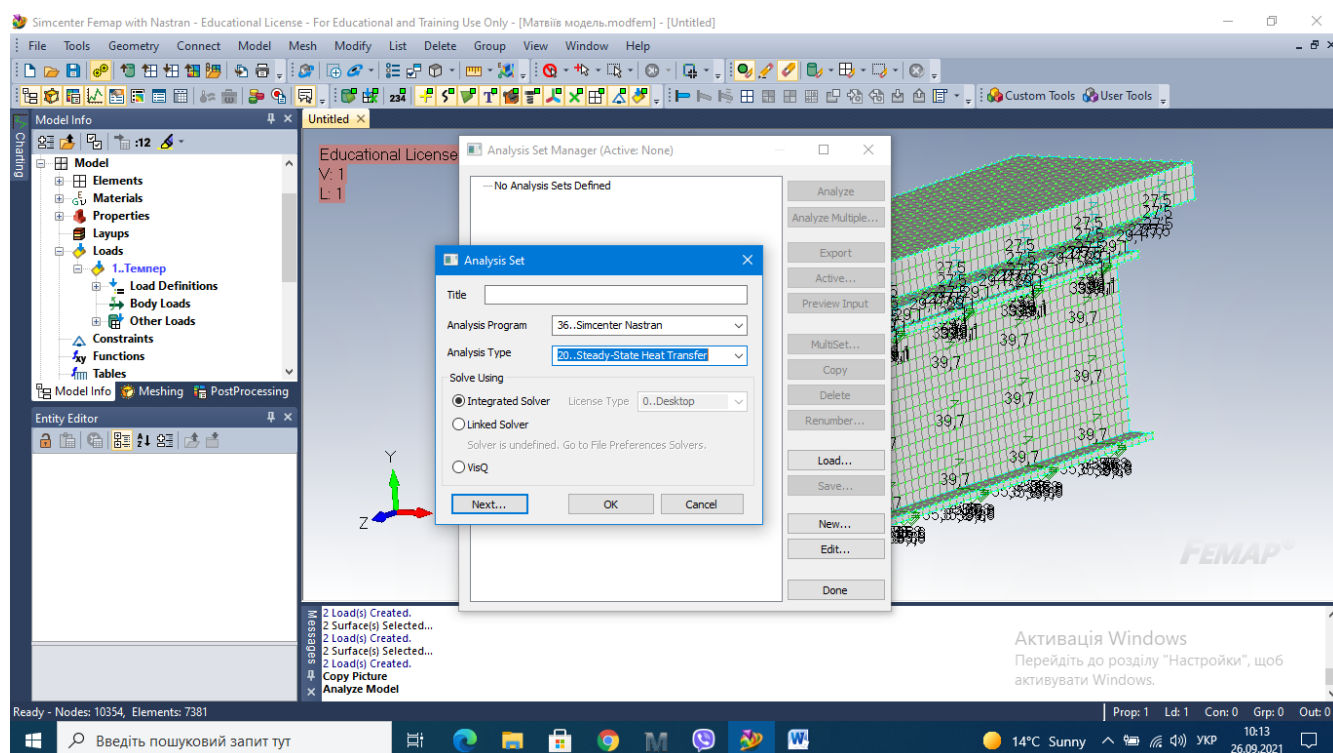


Рисунок 3.8 – Диалоговая панель для создания задачи стационарной теплопроводности

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

31

Результат решения задачи стационарной теплопроводности приведены на рис. 3.9-3.10. При этом на рис. 3.9 приведены результаты распределения температуры при положительных температурах окружающей среды, а на рис.3.10 - при отрицательных температурах окружающей среды.

Из результатов расчета температурного поля, при максимальных положительных температурах видно, что значение температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки меняется в пределах от $+27,5^{\circ}\text{C}$ до $+39,8^{\circ}\text{C}$, а при отрицательных температурах, значение температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки меняется в пределах от $-25,47^{\circ}\text{C}$ к $-20,1^{\circ}\text{C}$.

При этом максимальные значения температуры зафиксировано на стене металлической балки, где температура достигает значения $+39,8^{\circ}\text{C}$ при положительных температурах и $-25,47^{\circ}\text{C}$ при отрицательных значениях.

Установлено, что низкие значения температуры имеет внутренняя сторона сталежелезобетонные балки. Это объясняется тем, что она не испытывает воздействия прямых солнечных лучей.

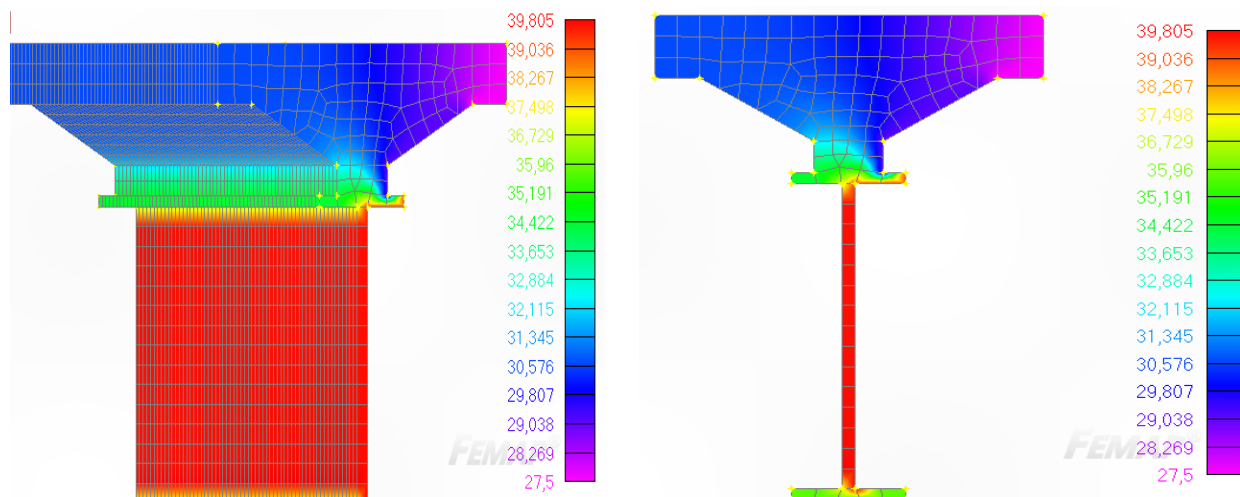


Рисунок 3.9 – Картины распределения температуры в сталежелезобетонной балке моста в виде температурного поля при положительных температурах окружающей среды

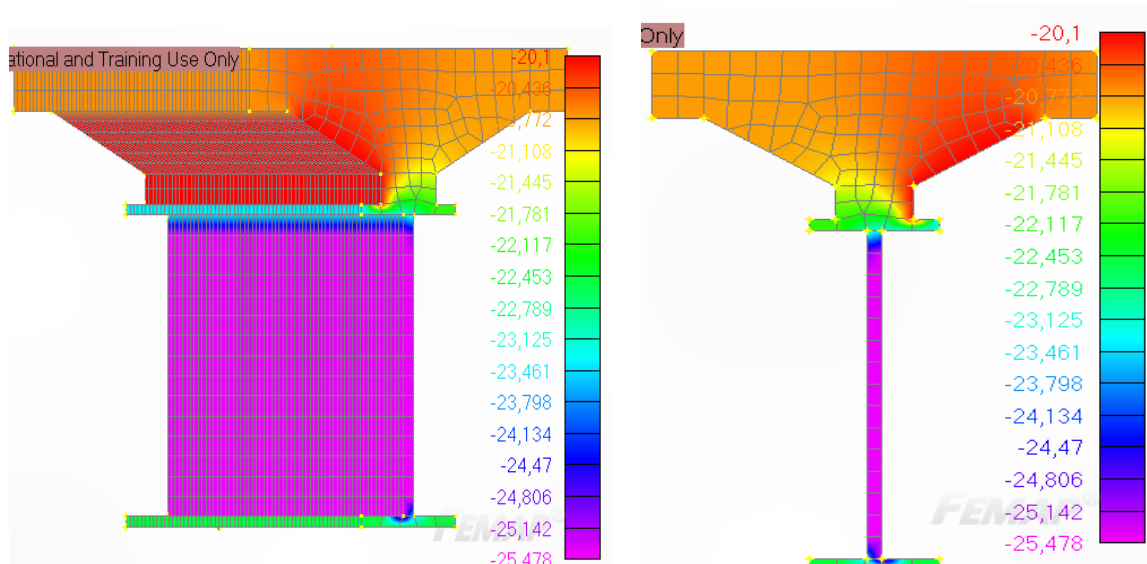
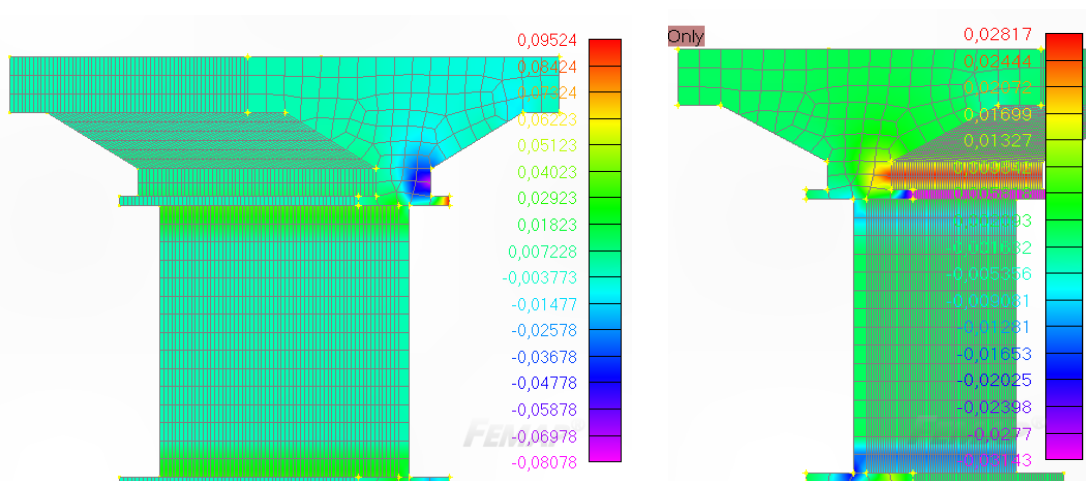


Рисунок 3.10 – Картина распределения температуры в сталежелезобетонной балке моста в виде температурного поля при отрицательных температурах окружающей среды

На рис. 3.11-3.13 приведено распределение градиентов температуры в поперечном, продольном и вертикальном направлениях сталежелезобетонной балки железнодорожного моста при действии максимальных положительных и минимальных отрицательных температур окружающей среды.



a b

Рисунок 3.11 – Распределение температурных градиентов в поперечном направлении сталежелезобетонной балки моста: *a* – при положительных

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата
----	------	---------	---------	------

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

33

температурах окружающей среды, *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

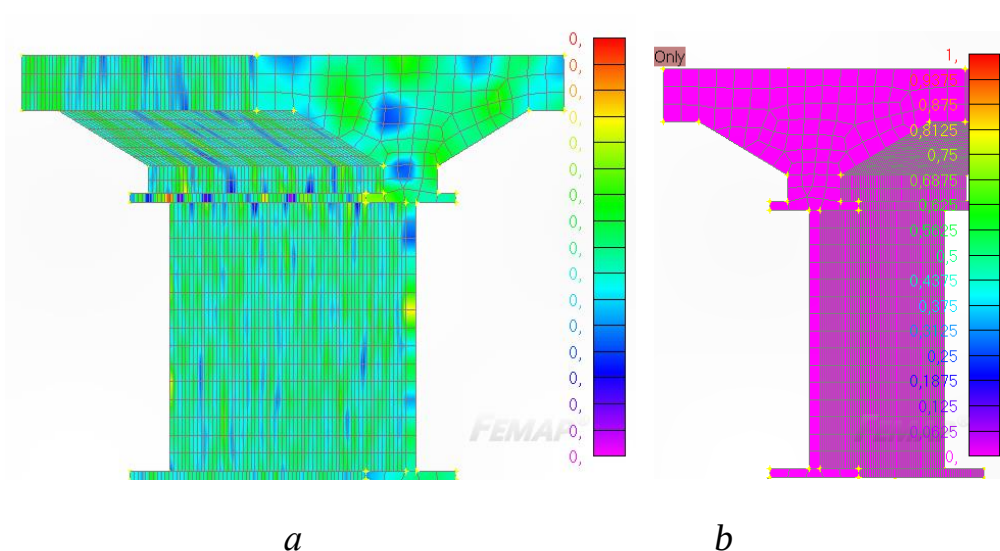


Рисунок 3.12 – Распределение температурных градиентов в продольном направлении сталежелезобетонной балки: *a* – при положительных температурах окружающей среды, *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

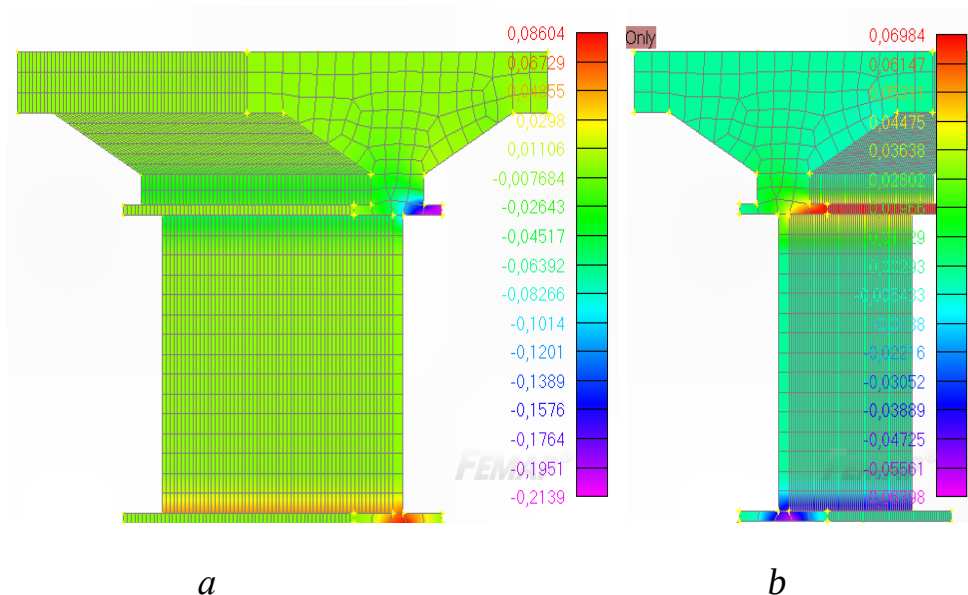


Рисунок 3.13 – Распределение температурных градиентов в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки: *a* – при положительных температурах окружающей среды, *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

34

Самые высокие температурные градиенты в сталежелезобетонной балке наблюдаются в вертикальном направлении балки. Это объясняется разницей температур металлической балки и железобетонной плиты. В результате чего наблюдается прирост температурных градиентов.

Приведем исследования распределение температуры в поперечном направлении сталежелезобетонные балки железнодорожного моста. Температурные градиенты приведены на рис. 3.14.

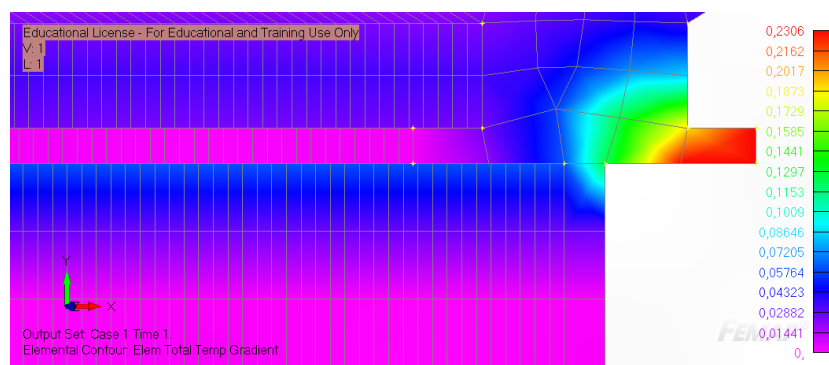


Рисунок 3.14 – Распределение температуры в поперечном направлении сталежелезобетонной балки моста в месте контакта металлической балки с железобетонной плитой

С рис. 3.14 видно, что в месте контакта металлической балки с железобетонной плитой происходит теплообмен между двумя средами. При этом выше значения температуры имеет металлическая балка в сравнение с железобетонной плитой. В результате, это приводит к неравномерному распространения температуры в поперечном направлении сталежелезобетонной балки. Этот эффект будет в дальнейшем учтен при оценке термонапряженного состояния сталежелезобетонной балки железнодорожного моста.

3.4. Термоупругое состояние сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Для определения термонапряженного состояния сталежелезобетонной балки нужно задать граничные условия на краях балки (закрепление). В данной конструкции принято с левой стороны неподвижное закрепления, а с правой

стороны балки – подвижное закрепления, которое позволяет балке осуществлять перемещение в продольном направлении.

Процесс задания закрепления балки приведен на рис. 3.15.

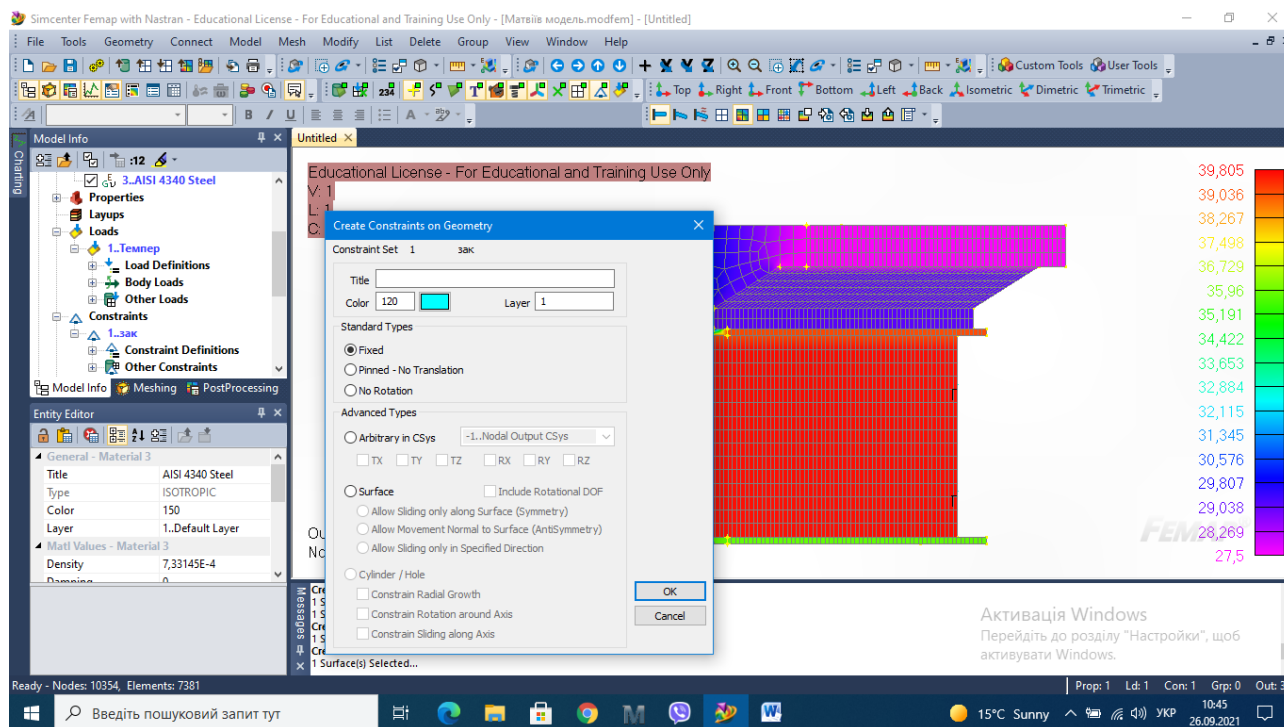


Рисунок 3.15 – Задание закрепления сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

После этого выполняем расчет температурных напряжений и деформаций сталежелезобетонной балки.

Результаты расчета напряжений Мизеса, возникающих в сталежелезобетонной балке моста при воздействии положительных и отрицательных температур окружающей среды приведены на рис. 3.16.

С полученных результатов расчета установлено, что максимальные напряжения возникают в месте объединения металлической балки с железобетонной плитой. Величина этих напряжений составляет 73,4 МПа, что составляет до 36% от допустимых значений напряжений для металла балки.

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

36

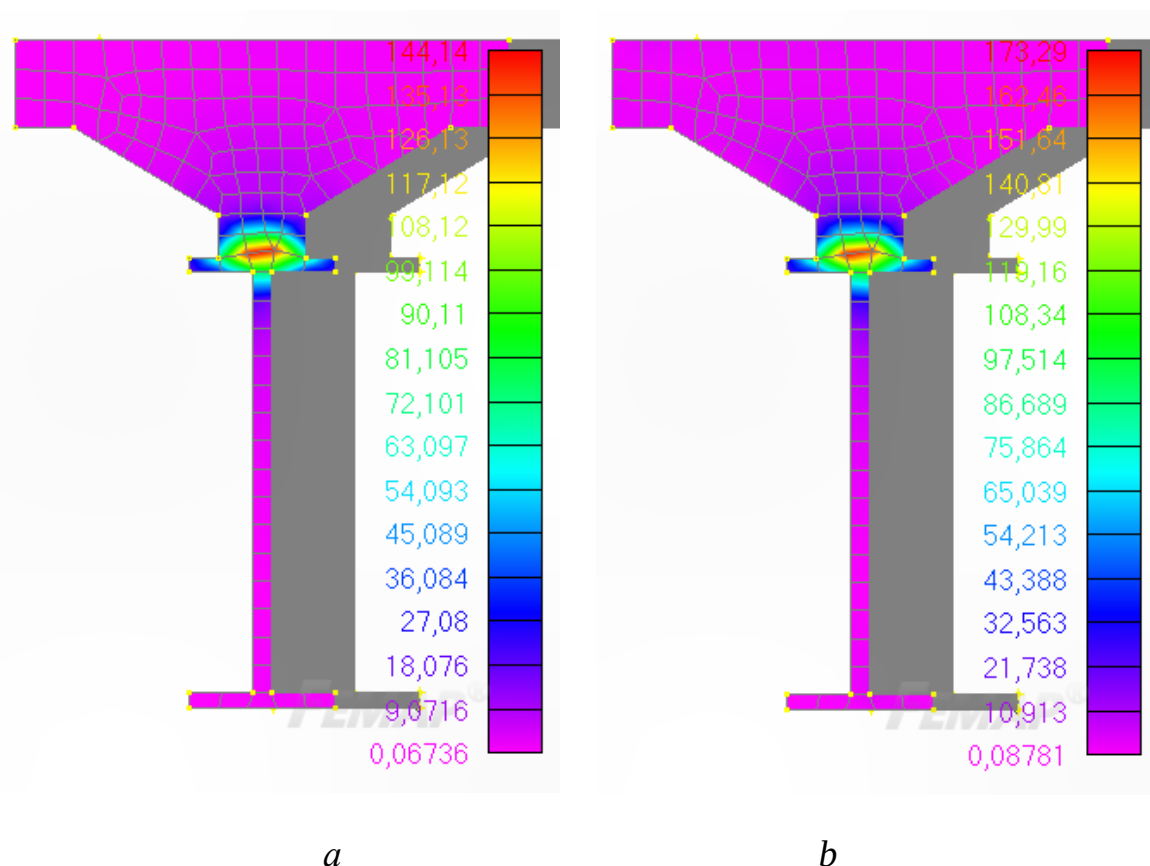


Рисунок 3.16 – Распределение напряжений Мизеса в сталежелезобетонной балке моста при воздействии положительных и отрицательных температур окружающей среды: *a* – положительные температуры окружающей среды; *b* – отрицательные температуры окружающей среды

Из проведенных результатов расчета установлено, что максимальные значения температурных напряжений наблюдаются на контакте металлической балки и железобетонной плиты. При положительных температурах величина напряжений составляет 135,13 МПа, а при отрицательных температурах окружающей среды – 162,46 МПа.

Уровень температурных напряжений, как при положительных так и отрицательных температурах окружающей среды является высоким. Это подчеркивает необходимость их учета при оценке напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных мостов в процессе их проектирования. Поскольку сочетание температурных напряжений с напряжениями, возникающие от движущихся транспортных единиц, может

привести к недостаточной несущей способности сталежелезобетонной балки железнодорожного моста.

Отдельно были получены результаты распределения температурных напряжений в поперечном, вертикальном и продольном направлениях сталежелезобетонной балки. Картины распределения температурных напряжений приведены на рис. 3.17 - 3.19.

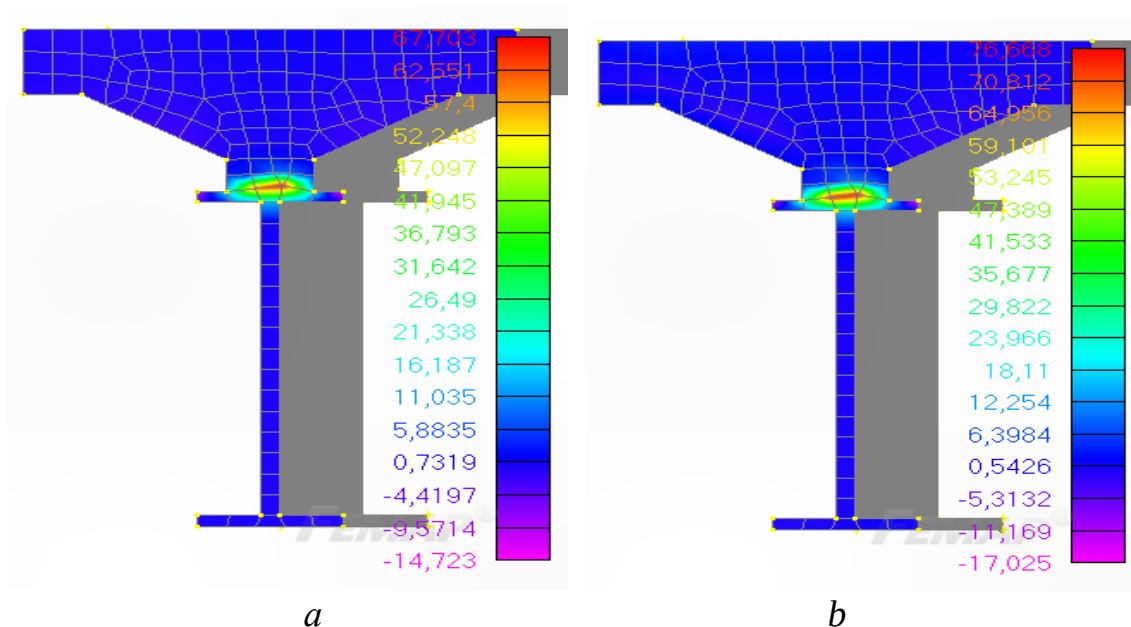


Рисунок 3.17 – Распределение температурных напряжений в поперечном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

Из проведенных результатов расчета распределения температурных напряжений в разных направлениях сталежелезобетонной балки моста установлено, что величина напряжений в поперечном направлении балки при положительных температурах окружающей среды составляет 67,7 МПа, а при отрицательных - 76,7 МПа; в вертикальном направлении в соответствии 180,8 МПа и 212,2 МПа и в продольном направлении сталежелезобетонной балки величина температурных напряжений составляет 59,82 МПа и 69,78 МПа.

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

38

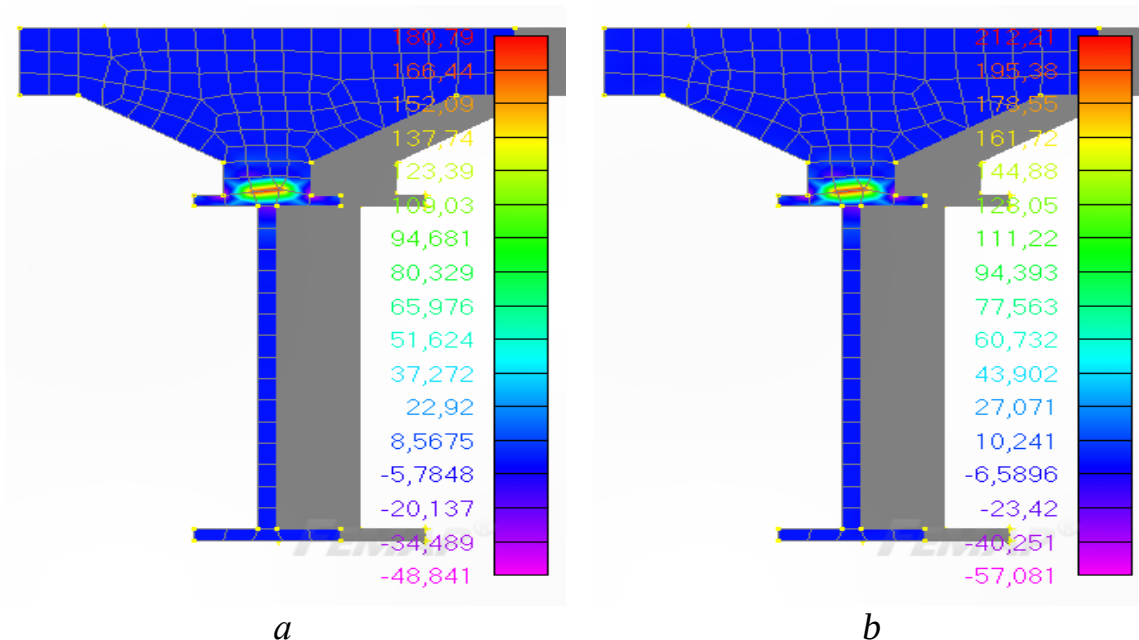


Рисунок 3.18 – Распределение температурных напряжений в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

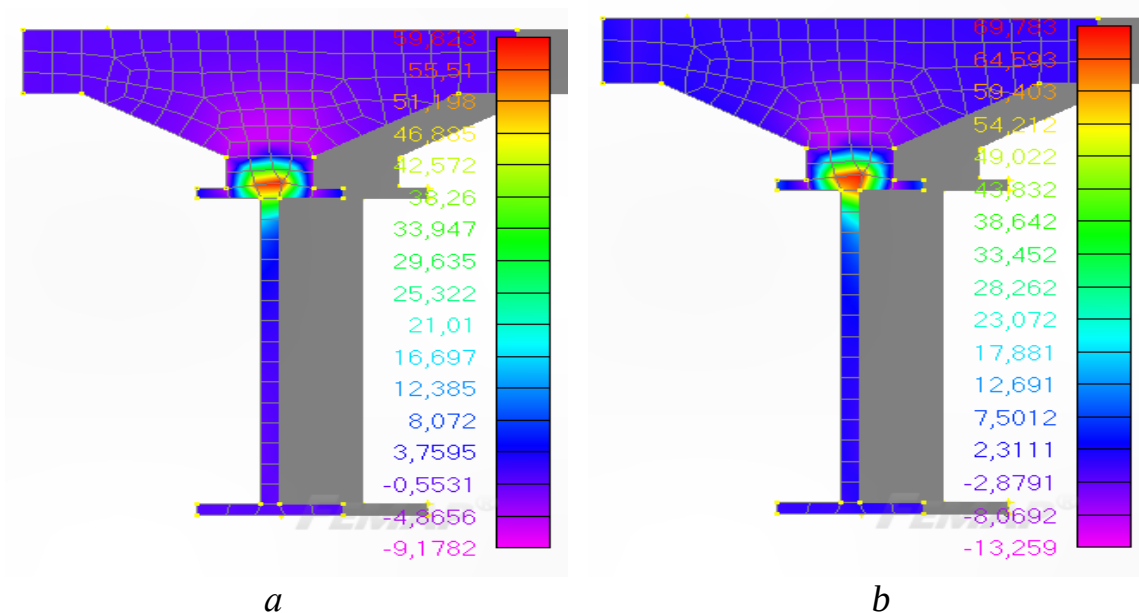


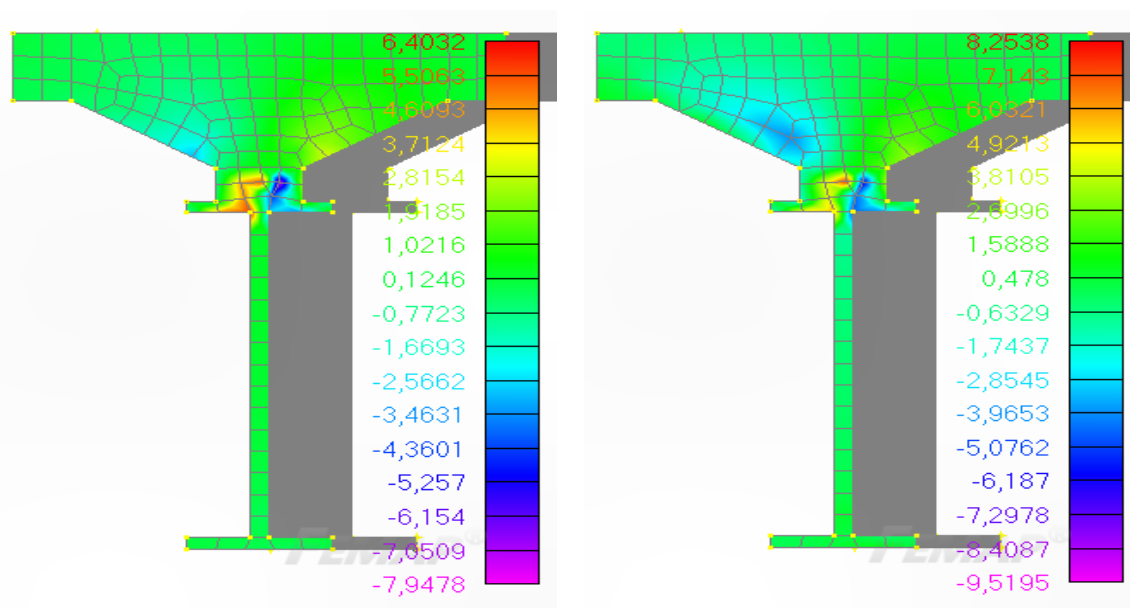
Рисунок 3.19 – Распределение температурных напряжений в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

При данных расчетах четко видно, что максимальные значения температурных напряжений возникают на контакте железобетонной плиты и металлической балки. При этом их величина максимальная в вертикальном направлении балки, объясняется разницей перепада температур на контакте железобетонной плиты и металлической балки, которые имеют различные физико-механические параметры конструкционных материалов.

3.5. Определение касательных напряжений в сталежелезобетонной балке моста при климатических температурных перепадах

Кроме нормальных напряжений, возникающих в сталежелезобетонные балке моста проведем определения касательных напряжений.

Результаты расчета касательных напряжений приведены на рис. 3.20–3.22.



a

b

Рисунок 3.20 – Распределение касательных напряжений в сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

40

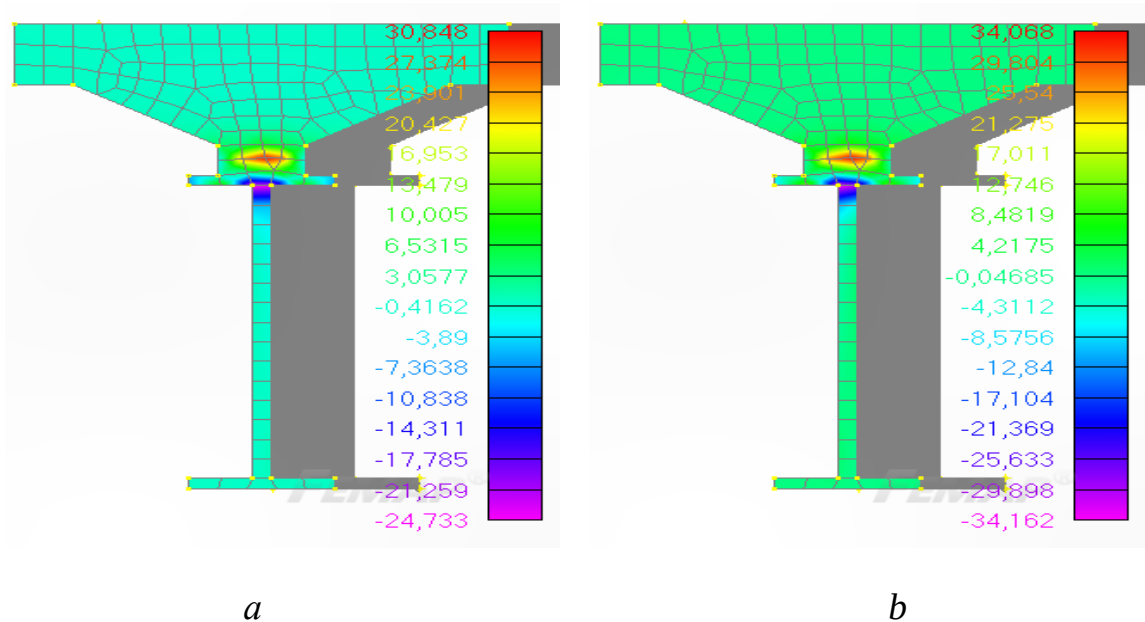


Рисунок 3.21 – Распределение касательных напряжений в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

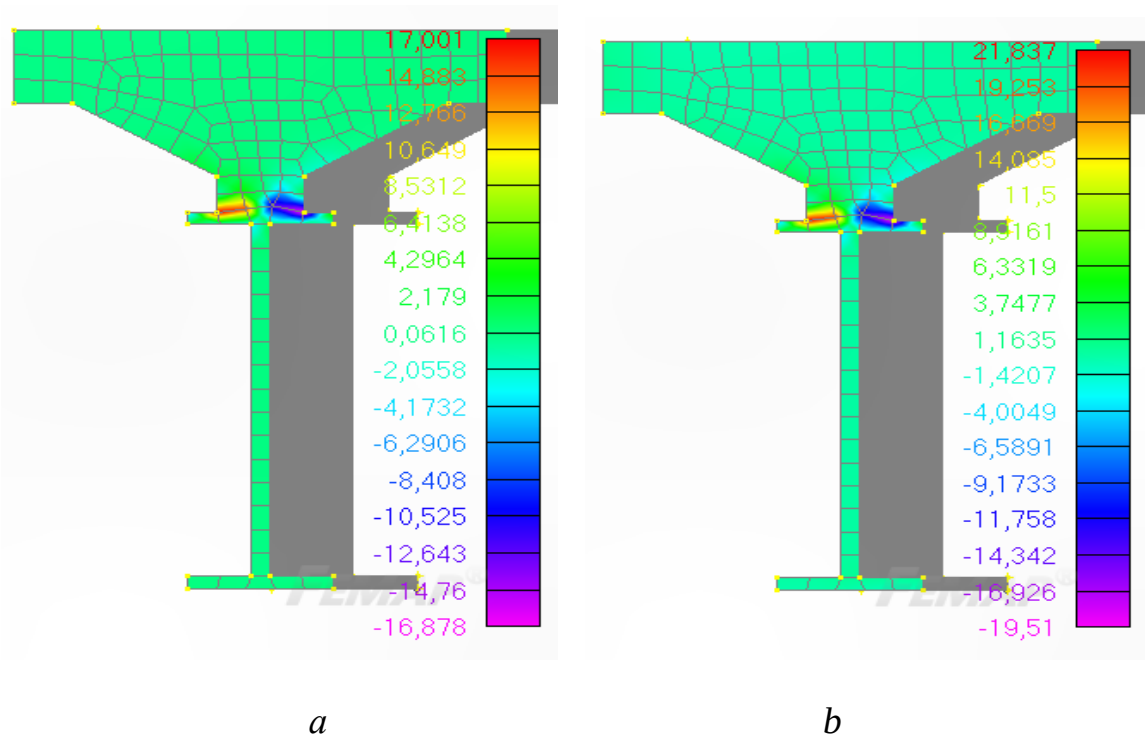


Рисунок 3.22 – Распределение касательных напряжений в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при

положительных температурах окружающей среды; b – при отрицательных температурах окружающей среды

Максимальные касательные напряжения, возникающие в поперечном направлении сталежелезобетонные балки при положительных температурах окружающей среды составляют 7,94 МПа и 9,52 МПа при отрицательных температурах окружающей среды; в вертикальном направлении соответственно – 30,84 МПа и 34,07 МПа и в продольном направлении балки – 17,0 МПа и 21,84 МПа.

Из результатов расчета видно, что максимальное касательное напряжения возникают в контакте металлической балки и железобетонной плиты. Поэтому такие значения касательных напряжений могут приводить к образованию трещин в бетоне плиты.

3.6. Определение температурных деформаций в сталежелезобетонной балке при климатических температурных перепадах окружающей среды

В этом разделе проведем оценку температурных деформаций, возникающих при максимальных и минимальных зафиксированных температурах поверхностей сталежелезобетонной балки железнодорожного моста.

Результаты расчета деформаций приведены на рис.3.23.

Из проведенных исследований деформированного состояния сталежелезобетонных балки видно, что максимальные деформации возникают в металлической балке. При положительных температурах их величина составляет 2,2 мм, а при отрицательных температурах - 5,1 мм. Однако деформации, возникающие в контакте металлической балки и железобетонной плиты являются достаточно низкими, их величины составляют 0,14 мм при положительных температурах и 0,32 мм при отрицательных температурах.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		42

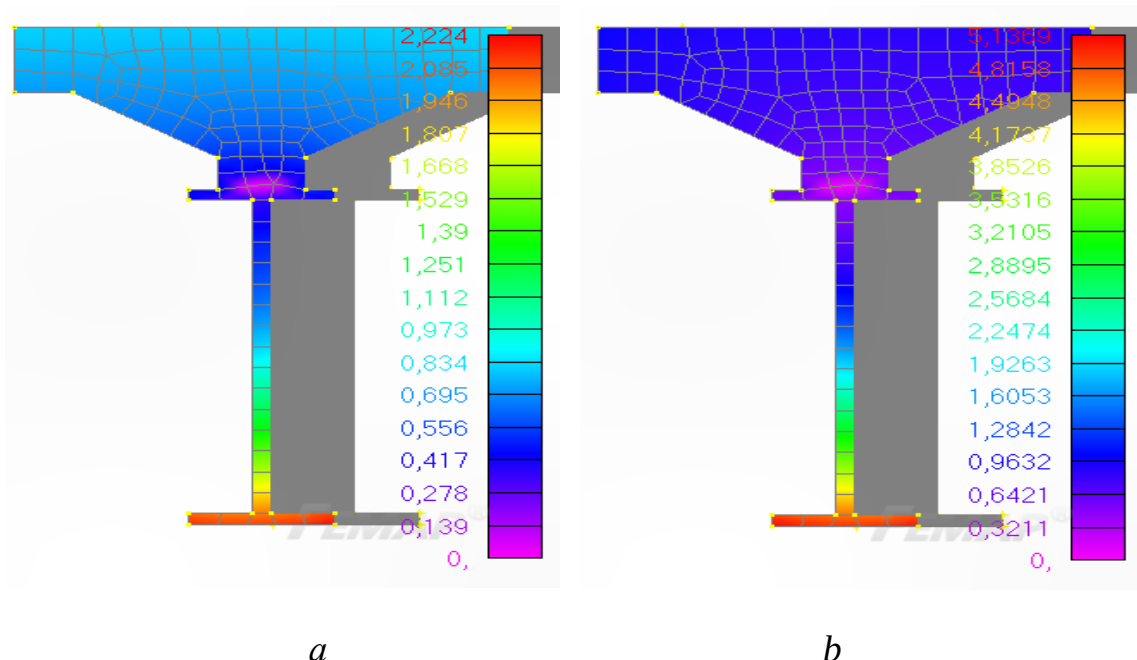


Рисунок 3.23 – Температурные деформации в сталежелезобетонной балке железнодорожного моста при действии: *a* – положительных температур окружающей среды; *b* – при действии отрицательных температур окружающей среды

Рассмотрим результаты распределения деформаций по сталежелезобетонной балке моста в разных направлениях балки (рис. 3.24 - 3.26).

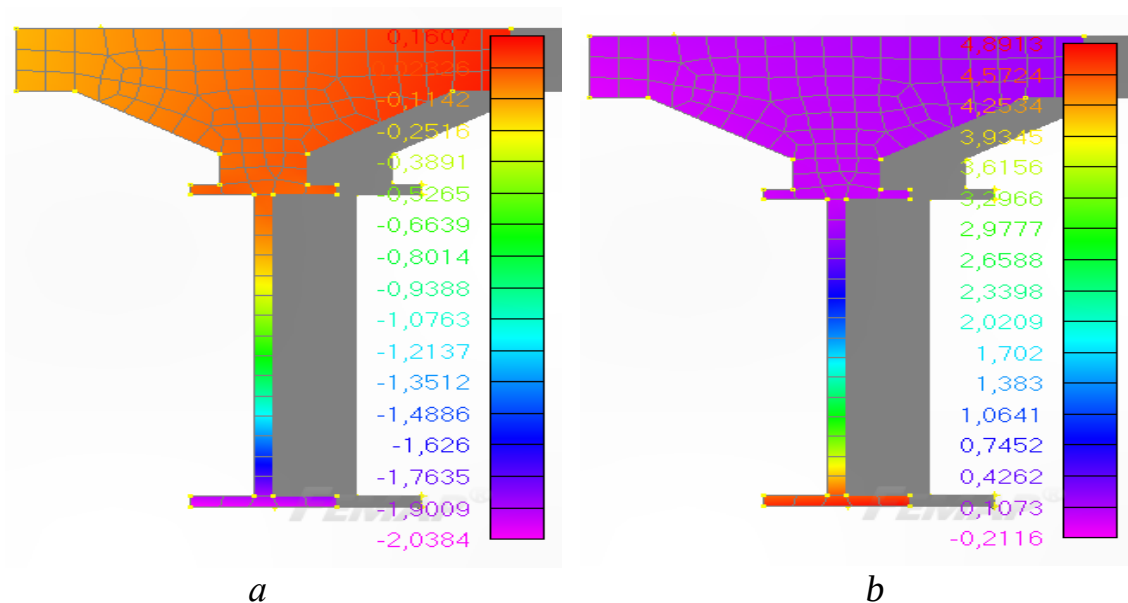


Рисунок 3.24 – Распределение температурных деформаций в поперечном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при

положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

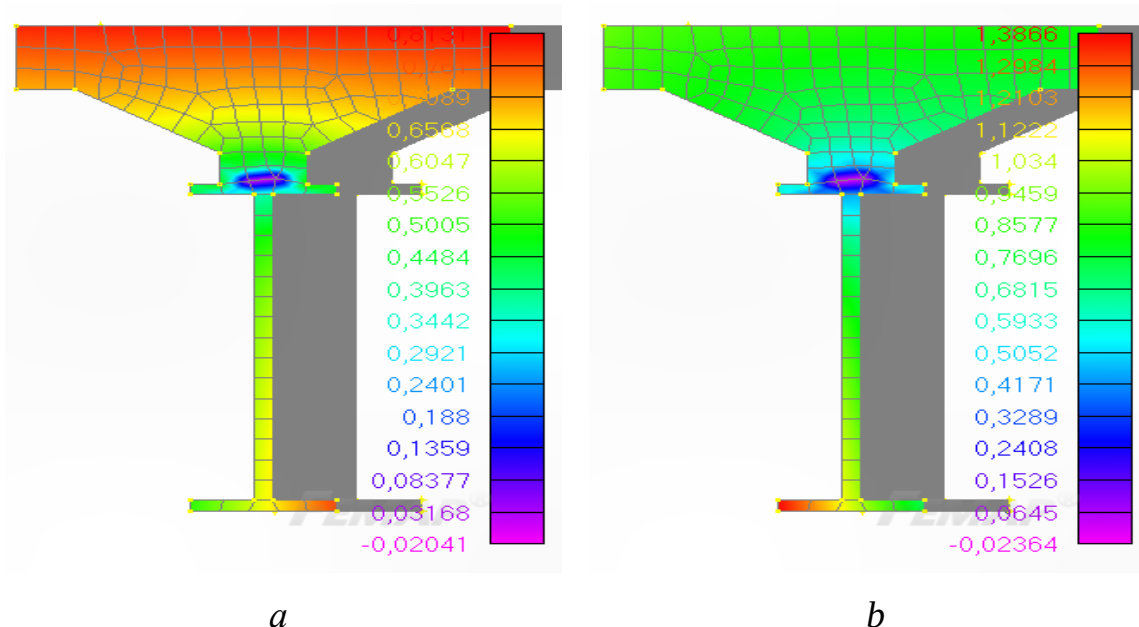


Рисунок 3.25 – Распределение температурных деформаций в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при положительных температурах окружающей среды; *b* – при отрицательных температурах окружающей среды

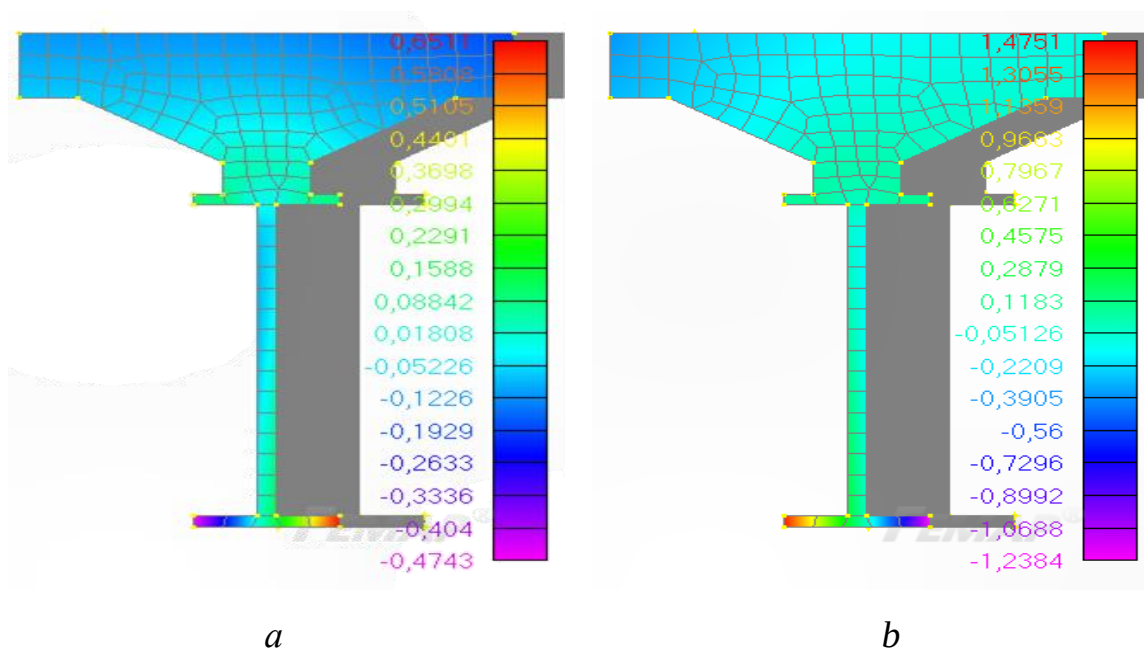


Рисунок 3.26 – Распределение температурных деформаций в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: *a* – при

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

44

положительных температурах окружающей среды; b – при отрицательных температурах окружающей среды

Максимальная деформация сталежелезобетонной балки, которые возникают в поперечном направлении балки составляют -2,04 мм при положительных температурах и 4,9 мм при отрицательных температурах; в вертикальном направлении деформации соответственно составляют – 0,7 мм и 1,4 мм и в продольном направлении сталежелезобетонные балки – 0,65 мм и 1,48 мм.

Итак, максимальные деформации при воздействии климатических температурных перепадах возникают в поперечном направлении балки величиной 4,9 мм.

Выводы к разделу 3

Из проведенных расчетов температурных полей и температурных напряжений и деформаций сталежелезобетонной балки железнодорожного моста, методом конечных элементов получено следующие выводы:

1. При максимальных положительных температурах значение температурного поля в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки меняется в пределах от + 27,5°C до + 39,8°C, а при отрицательных от -25,47°C к - 20,1°C.

2. Максимальные значения температуры, зафиксированные на стене металлической балки составляют + 39,8°C при положительных температурах и - 25,47°C при отрицательных температурах окружающей среды.

3. Установлено, что высокие температурные градиенты в сталежелезобетонной балке наблюдаются в вертикальном направлении балки.

4. Установлено, что максимальные значения температурных напряжений возникают на контакте металлической балки и железобетонной плиты. При положительных температурах величина напряжений составляет 135,13 МПа, а при отрицательных температурах окружающей среды – 162, 46 МПа.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		45

5. Максимальные касательные напряжения, возникающие в поперечном направлении сталежелезобетонной балки при положительных температурах окружающей среды составляют 7,94 МПа и 9,52 МПа при отрицательных, в вертикальном направлении соответственно – 30,84 МПа и 34,07 МПа и в продольном направлении балки – 17,0 МПа и 21,84 МПа.

6. Установлено, что при положительных температурах величина деформаций сталежелезобетонной балки составляет 2,2 мм, а при отрицательных температурах – 5,1 мм.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		46

РАЗДЕЛ 4

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ ТЕРМОУПРУГОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ В СООТВЕТСТВИИ С EN 1991-1-5

4.1. Рекомендации по учету температурных градиентов при расчете сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов

В результате проведенных экспериментальных измерений распределения температур на поверхностях сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов рекомендуется минимальную и максимальную температуры внешней среды, определять по изотермами для конкретного участка строительства моста. При этом, рекомендуется при проектировании сталежелезобетонных железнодорожных мостов температуру принимать одинаковой в пределах отдельно, металлической балки и железобетонной плиты.

При одностороннем нагреве сталежелезобетонной балки моста расчеты температурных полей и напряжений рекомендуется выполнять при максимальных и минимальных температурах зафиксированных в данной местности.

4.2. Рекомендации по учету температурного перепада в горизонтальном сечении сталежелезобетонных балок пролетных строений железнодорожных мостов

Для учета линейного температурного перепада в горизонтальном (поперечном) пересечении сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов рекомендуется учитывать значения температур, которые приведены в табл. II.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		47

Таблица II – Рекомендуемые значения составляющих линейного температурного перепада в горизонтальных сечениях сталежелезобетонных балок мостов

Пролетное строение	Линейный температурный перепад при нагреве балки моста, °С	Линейный температурный перепад при охлаждении, балки моста, °С
Сталезализобетон:		
- нижняя полочка балки	+4	+7
- стенка балки	+2	+5
- верхняя полка балки	+4	+7
- плита	+10	+10

Составляющие линейного температурного перепада, которые приведены в табл. 4.1, являются верхними значениями, которые установлены для конкретного моста. Поэтому при расчете других типов балок рекомендуется пользоваться поправочные коэффициенты, которые для сталежелезобетонных балок принимаются равными 0,91.

4.3. Рекомендации по учету температурного перепада в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов

Результаты экспериментальных измерений распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок показали, что температура распределяется неравномерно в вертикальном направлении. Более подробно, процессы распределения температуры в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок моста наведено в разделе 2 магистерской работы.

Рекомендуемые значения температурного перепада в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок моста рекомендуем принять следующими:

-температура нижней полки металлической балки сталежелезобетонного пролетного строения железнодорожного моста рекомендуется принять на +5° С выше температуры окружающей среды при нагреве и на - 4° С ниже при охлаждении;

- температуру стенки балки рекомендуется принять на $+10^{\circ}\text{C}$ выше при нагревании и на $+3^{\circ}\text{C}$ ниже при охлаждении;

-температура верхней полки балки рекомендуется принять на $+3^{\circ}\text{C}$ выше при нагревании и на -3°C ниже при охлаждении.

Температура железобетонной плиты сталежелезобетонных пролетного строения железнодорожного моста рекомендуется принять на -2°C ниже температуры окружающей среды при нагревании и на -7°C ниже при охлаждении.

Разность температур между металлической балкой и железобетонной плитой рекомендуется принять равной 10°C .

Имея данные экспериментальных измерений распределения температуры сталежелезобетонными балками мостов с учетом рекомендуемых значений линейного температурного распределения в вертикальном и поперечном направлениях балки, получаем окончательные значения температурного распределения и по ним проводим оценку термopужного состояния сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов.

Далее приведем инженерную методику оценки температурных напряжений в сталежелезобетонной балке моста при воздействии положительных и отрицательное температур окружающей среды.

4.4. Рекомендуемая инженерная методика оценки температурных напряжений в сталежелезобетонной балке железнодорожного моста

Для инженерной практики определения температурных полей и напряжений используем одномерную модель, которая приведена в работе [25]. Данная модель представляет собой кусочно-однородную среду. Верхняя часть модели является железобетонной плитой, а нижняя – металлической балкой (рис. 4.1). Эта модель отражает контакт металлической балки и железобетонной плиты сталежелезобетонных мостов.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		49

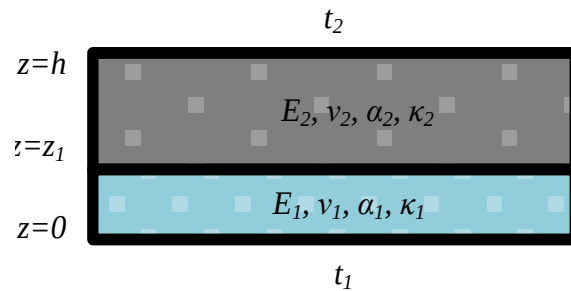


Рисунок 4.1 – Кусково-однородная модель для оценки термомеханического состояния сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Система уравнений для нахождения распределения температуры в кусочно-однородной балке имеет вид:

$$t = \begin{cases} C_1 z + C_2, & 0 \leq z \leq z_1, \\ C_3 z + C_4, & z_1 < z \leq h, \end{cases} \quad (4.1)$$

где постоянные интегрирования определяем по формулам:

$$C_1 = \frac{t_2 - t_1}{z_1 + \frac{k_1}{k_2}(h - z_1)}; \quad C_2 = t_1; \quad C_3 = \frac{k_1}{k_2} C_1; \quad C_4 = t_2 - C_3 h. \quad (4.2)$$

Для определения температурных напряжений на контакте металлической балки с железобетонной плитой, используем формулу (4.3), приведена в работе [64]:

$$\sigma_1 = -\frac{\alpha t E}{1 - \nu}, \quad \sigma_2 = -\frac{\alpha t E}{1 - \nu}. \quad (4.3)$$

Численные исследования температурного поля и напряженного состояния сталежелезобетонной балки проведем по следующим значениям геометрических параметров модели балки: $h = 314$ мм; $z_1 = 14$ мм и $z_2 = 0$; коэффициент теплопроводности для стали принимаем равным $k_1 = 45$ Вт/(м·°С), а для бетона плиты $k_2 = 19$ Вт/(м·°С). Значение температуры на поверхностях железобетонной плиты и металлической балки задаем, максимальные и

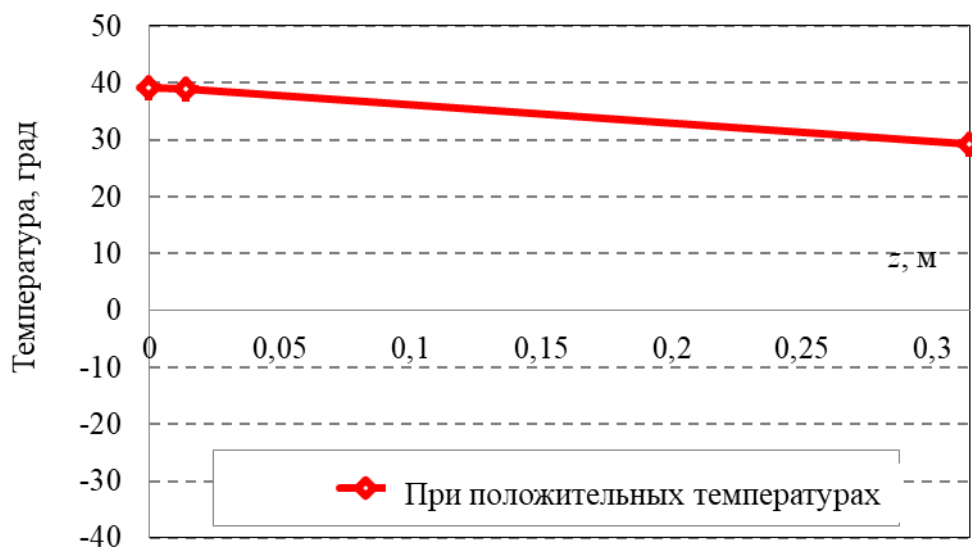
минимальные, которые были получены в результате экспериментальных измерений распределения температуры (см. раздел 2 магистерской работы).

Значение модуля Юнга для стали принимаем равным $E_1 = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, а для бетона $E_2 = 3,6 \cdot 10^4$ МПа; коэффициенты Пуансона для стали принимаем равным $\nu_1 = 0,3$, а для бетонной плиты $\nu_2 = 0,25$ и коэффициенты линейного температурного расширения в соответствии принимаем $\alpha_1 = 1,25 \cdot 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$ и $\alpha_2 = 1,0 \cdot 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$.

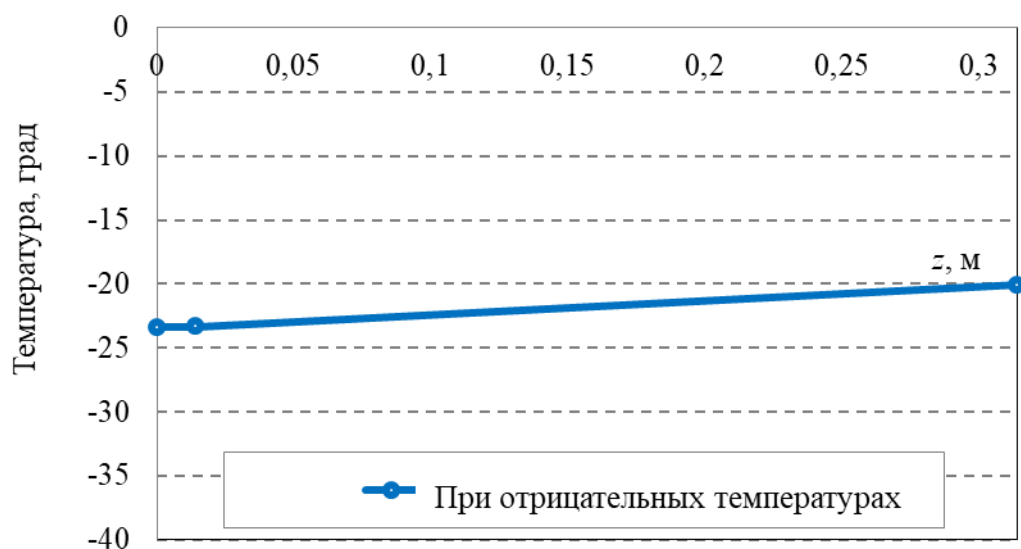
Результаты определения температурного поля сталежелезобетонной балки моста при положительных температурах окружающей среды приведены на рис.4.2, а, а при отрицательных на рис. 4.2, б.

Из результатов расчета видно, что в кусочно-однородной балке температура распространяется по линейной зависимости.

На стыке металлической балки и железобетонной плиты наблюдается небольшой градиент температур, как при положительных так и отрицательных значениях температур поверхностей соответствующих балок.



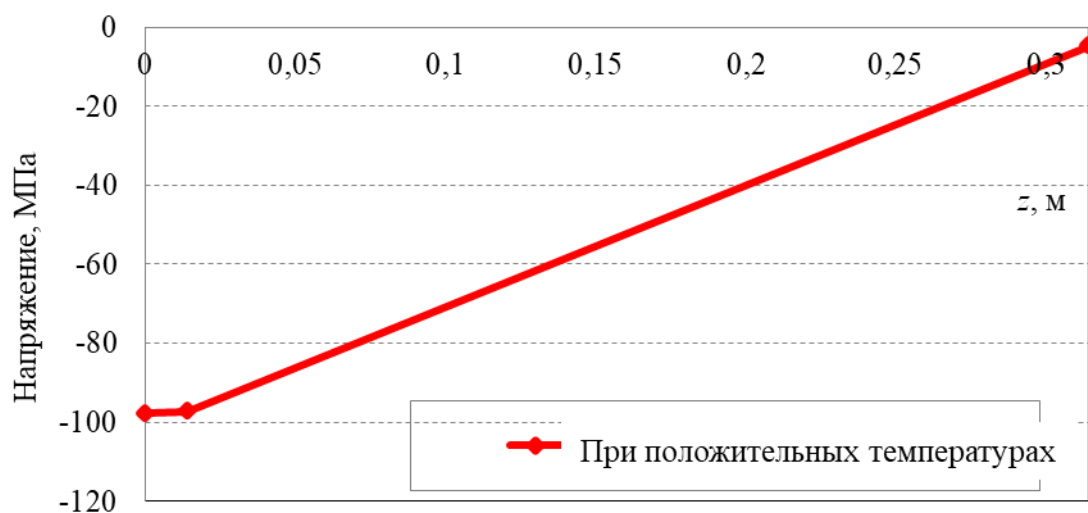
а



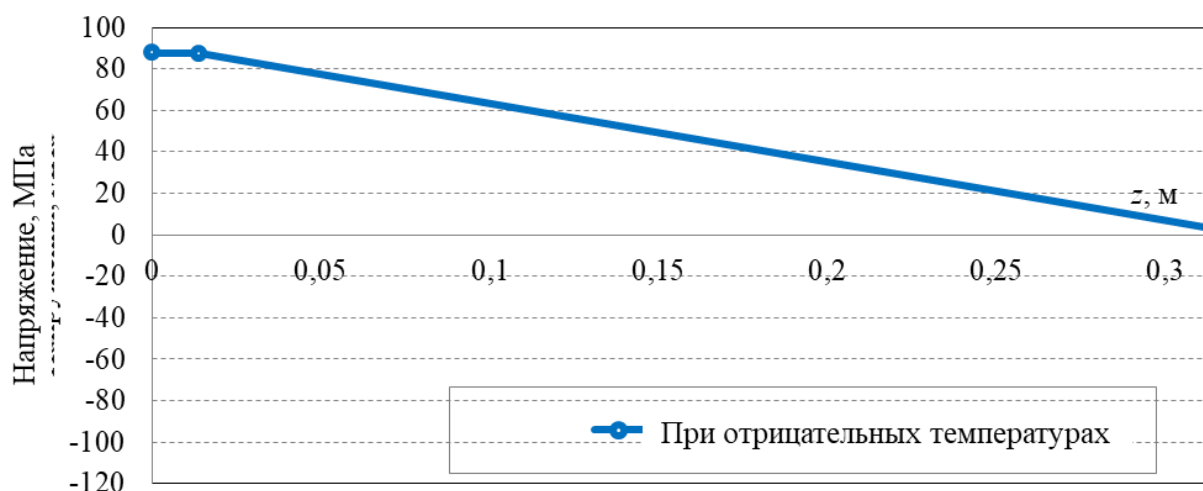
b

Рисунок 4.2 – Распределение температуры по толщине в сталежелезобетонной балке моста при: *a* – положительных температурах окружающей среды; *b* – отрицательных температурах окружающей среды

По полученным значениям проведем расчет напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балки. Результаты термопружного состояния балки при положительных и отрицательных температурах окружающей среды приведены на рис. 4.3.



a



b

Рисунок 4.3 – Распределение напряжений по толщине в сталежелезобетонной балке моста при: *a* – положительных температурах окружающей среды; *b* – отрицательных температурах окружающей среды

С рис. 4.3 видно, что резкое изменение напряжений происходит на границе между металлической балкой и железобетонной плитой. При положительных температурах максимальные напряжения составляют 97,3 МПа, а при отрицательных – 87,5 МПа.

Следовательно, уровень напряжений, возникающих при температурных перепадах окружающей среды, является высоким и достигает до 40% от допустимых напряжений для конструкционных материалов сталежелезобетонной балки.

Выводы к разделу 4

В результате проведенных исследований термомеханического состояния сталежелезобетонных балок моста получены следующие рекомендации:

1. Рекомендуемые значения температурного перепада в вертикальном направлении сталежелезобетонных балок моста рекомендуем принять для нижней полки металлической балки +5 и - 4 ° С; температуру стенки балки рекомендуется принять на +10°С выше при нагревании и на +3°С ниже при охлаждении; температуру верхней полки балки рекомендуется принять на +3°С

Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата

0053. 206552.ДР.2021.001

Лист

53

выше при нагревании и на -3°C ниже при охлаждении; температуру железобетонной плиты сталежелезобетонного пролетного строения железнодорожного моста рекомендуется принять на -2°C ниже температуры окружающей среды при нагревании и на -7°C ниже при охлаждении.

2. Разницу температур между металлической балкой и железобетонной плитой рекомендуется принять равной в пределах $10-15^{\circ}\text{C}$.

3. При проектировании сталежелезобетонных балок железнодорожных мостов рекомендуется в расчетах термопружного состояния балок принимать величину температурных напряжений равной 40% от допустимых значений напряжений для конструкционных материалов.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		54

ВЫВОДЫ

С проведенной оценки температурных напряжений и деформаций, возникающих в сталежелезобетонной балке железнодорожного моста получены следующие выводы и рекомендации:

1. На сегодня в нормативных документах Украины отсутствует методика оценки влияния температуры окружающей среды на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных мостов, а только приведены рекомендуемые значения температур, которые необходимо учитывать при проектировании сталежелезобетонных мостов.

2. Установлено, что температура как при положительных так и отрицательных температурах окружающей среды распределяется неравномерно в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки моста. Максимальная зафиксированная разница температур между металлической балкой и железобетонной плитой при положительных температурах окружающей среды составляла $+10,0^{\circ}\text{C}$, а минимальная разница температур между балками при отрицательных значениях температур окружающей среды составляла $-3,3^{\circ}\text{C}$.

3. При максимальных положительных температурах значение температурного поля в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки меняется в пределах от $+27,5^{\circ}\text{C}$ до $+39,8^{\circ}\text{C}$, а при отрицательных от $-25,47^{\circ}\text{C}$ к $-20,1^{\circ}\text{C}$.

4. Установлено, что максимальные значения температурных напряжений возникают на контакте металлической балки и железобетонной плиты. При положительных температурах величина напряжений составляет $135,13\text{ МПа}$, а при отрицательных температурах окружающей среды – $162,46\text{ МПа}$. При этом величина деформаций при положительных температурах составляет $2,2\text{ мм}$, а при отрицательных температурах – $5,1\text{ мм}$.

5. Максимальные касательные напряжения, возникающие в поперечном направлении сталежелезобетонной балки при положительных температурах окружающей среды составляют $7,94\text{ МПа}$ и $9,52\text{ МПа}$ при отрицательных, в

					0053.206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		55

вертикальном направлении соответственно – 30,84 МПа и 34,07 МПа и в продольном направлении балки – 17,0 МПа и 21,84 МПа.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		56

ЛИТЕРАТУРА

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. Emanuel J. H. Temperature distributions in composite bridges / J. H. Emanuel, J. L. ulsey // Journal of the Structural Division, 1978. – №104 (1). – P. 65 – 78.
4. Priestley J. N. Design Thermal Gradients for Concrete Bridges / Priestley J. N // New Zealand Engineering. 1976. – №31 (9). – P. 213 – 219.
5. Elbadry M. M. Thermal stresses and cracking of concrete bridges / M. M. Elbadry, A. Ghali // Journal of the American Concrete Institute. – 1986. – №83 (6). – P. 1001 – 1009.
6. Ghali A. Serviceability design of continuous prestressed concrete structures / A. Ghali, M. M. Elbadry // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – 1989. – №34(1). – P. 54 – 91.
7. 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.
8. AASHTO LRFD bridge design specifications: 2008 interim revisions [4th ed.]. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008.
9. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. – К.: Мінбуд України, 2009. – 83 с.
10. AASHTO Guide specifications: Thermal effects in concrete bridge superstructures. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials. – AASHTO, 1989. – 99 p.
11. Eli Cuelho. Evaluating Concrete Bridge Deck Performance: Final Report / Eli Cue I ho, Jerry Stephens, Peter Smolenski, Jeff Johnson // February 2002 – May 2006

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		57

Report No.FHWA/MT-06-006/8156-002. Western Transportation Institute, Montana State University. – June 2006. – 305 p.

12. Venkata, H. P. P. The buried joint approach for expansion joint retrofit – a case study / H. P. P. Verkata, G. Tsiatas, K. W. Lee // Presentation at 2006 TRB Annual meeting of the Transportation Research Board, 2006.

13. Рекомендации по расчету температурных и усадочных воздействий на пролетные строения мостов. Одобрены Главтранспроектom. – Москва, 1988. – 17 с.

14. EN_1991-1-5-2009 Еврокод 1 воздействия на конструкции Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия. Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь-Минск, 2009. – 38 с.

15. AASHTO. (1989). AASHTO guide specifications: Thermal effects in concrete bridge superstructures. Washington, DC: Author.

16. AASHTO. (2012). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, DC: Author.

17. Soliman M. H. Simplified method for estimating thermal stresses in composite bridges / M. H. Soliman, J. B. Kennedy // Transportation Research Record 1072. – Washington, 1986. – DC: National research council. – P. 23 – 31.

18. Dilger W. H. Temperature Stresses in Composite Box Girder Bridges / W. H. Dilger, A. Ghali, M. Chan, M. S. Cheung, M. A. Maes // Journal of Structural Engineering.– 1983. – Vol.109. – №6. – P.1460 – 1478.

19. Modeling thermal effects on bridge dynamic responses. Etienne Balmes^{1,2}, Mathieu Corus¹, Dominique Siegert³ ¹Ecole Centrale Paris/MSSMat, ²SDTools, ³LCPC.

20. 2019a Wang, G., Ding, Y., 2019. Long-term monitoring of temperature effects horizontal rotation angle at beam ends of a railway steel truss bridge. Journal of Bridge Engineering 24 (10), 05019012.

21. Mangerig I. Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Verbundbrücken, / I. Mangerig // Technisch-Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-4

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		58

des Instituts fur Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr Universitat Bochum, 1984. – 136 s.

22. Коваленко А. Д. Термоупругость / А. Д. Коваленко. – К.: Вища школа, 1975. – 217 с.

23. Новацкий В. Теория упругости / В. Новацкий. – М.: Мир, 1975. – 872 с.

24. Подстригач Я. С. Термоупругость тел при переменных коэффициентах теплоотдачи / Я. С. Подстригач, Ю. М. Коляно, В. И. Громовык, В. Л. Лозбень – К: Наукова думка, 1977. – 160 с.

25. Лучко Й. Й. Дослідження температурного поля та напруженого стану прогонової будови сталезалізобетонного моста / Й. Й. Лучко, Ю М. Гнатів, В. В. Ковальчук // Вісник Тернопільського національного технічного університету. – 2013 – №2 (70). – С. 29 – 38.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		59

СПИСОК РИСУНКОВ

Рисунок 1.1 – Техническое состояние мостов на Укрзализныці

Рисунок 1.2 – Статистика распространения дефектных металлических мостов по железным дорогам АО «Укрзализныця»

Рисунок 1.3 – Конструктивные схемы сталежелезобетонных железнодорожных мостов, используемых на железных дорогах Украины и странах Европейского Союза

Рисунок 1.4 – Повреждение сталежелезобетонные пролетного строения моста в условиях эксплуатации

Рисунок 1.5 – Распределение температуры в вертикальном направлении балки моста по требованиям [4]

Рисунок 1.6 – Вертикальный градиент температуры по нормам 1987

Рисунок 1.7 – Вертикальный градиент температуры по модели Калгари [7]

Рисунок 1.8 – Вертикальный градиент температуры по нормам AASHTO в 2007 году [8].

Рисунок 1.9 – Вертикальный температурный градиент при проектировании мостов по нормам разных лет

Рисунок 2.1 – Основные факторы, влияющие на температурное поле мостов

Рисунок. 2.2 – Этапы расчета термонапряженного состояния сталежелезобетонных мостов при воздействии климатических температурных воздействий

Рисунок 2.3 – Поперечное сечение сталежелезобетонного моста, который расположен на перегоне Пидзамче – Львов, 1476 км ПК1 Львовской железной дороги

Рисунок 2.4 – Схема поперечного сечения сталежелезобетонной балки с указанием точек измерения температуры

Рисунок 2.5 – Процесс экспериментальных измерений распределения температуры на вертикальных поверхностях сталежелезобетонного пролетного

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		60

строения железнодорожного моста

Рисунок 3.1 – Геометрическая модель сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Рисунок 3.2 – Задание физических параметров металлической сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Рисунок 3.3 – Задание физических параметров железобетонной плиты сталежелезобетонного железнодорожного моста

Рисунок 3.4 – Задача величины сетки конечных элементов сталежелезобетонной балки моста

Рисунок 3.5 – Сталежелезобетонная балка разбита на конечные элементы

Рисунок 3.6 – Задание распределения температуры на поверхности сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Рисунок 3.7 – Распределение температуры на поверхностях сталежелезобетонной балки моста

Рисунок 3.8 – Диалоговая панель для создания задачи стационарной теплопроводности

Рисунок 3.9 – Картины распределения температуры в сталежелезобетонной балке моста в виде температурного поля при положительных температурах окружающей среды

Рисунок 3.10 – Картина распределения температуры в сталежелезобетонной балке моста в виде температурного поля при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.11 – Распределение температурных градиентов в поперечном направлении сталежелезобетонной балки моста: а – при положительных температурах окружающей среды, б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.12 – Распределение температурных градиентов в продольном направлении сталежелезобетонной балки: а – при положительных температурах окружающей среды, б – при отрицательных температурах окружающей среды

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		61

Рисунок 3.13 – Распределение температурных градиентов в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки: а – при положительных температурах окружающей среды, б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.14 – Распределение температуры в поперечном направлении сталежелезобетонной балки моста в месте контакта металлической балки с железобетонной плитой

Рисунок 3.15 – Задание закрепления сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Рисунок 3.16 – Распределение напряжений Мизеса в сталежелезобетонной балке моста при воздействии положительных и отрицательных температур окружающей среды: а – положительные температуры окружающей среды; б – отрицательные температуры окружающей среды

Рисунок 3.17 – Распределение температурных напряжений в поперечном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.18 – Распределение температурных напряжений в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.19 – Распределение температурных напряжений в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.20 – Распределение касательных напряжений в предыдущее направление сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.21 – Распределение касательных напряжений в вертикальном

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		62

направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.22 – Распределение касательных напряжений в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.23 – Температурные деформации в сталежелезобетонной балке железнодорожного моста при действии: а – положительных температур окружающей среды; б – при действия отрицательных температур окружающей среды

Рисунок 3.24 – Распределение температурных деформаций в поперечном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.25 – Распределение температурных деформаций в вертикальном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 3.26 – Распределение температурных деформаций в продольном направлении сталежелезобетонной балки железнодорожного моста: а – при положительных температурах окружающей среды; б – при отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 4.1 – Кусково-однородная модель для оценки термopужного состояния сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Рисунок 4.2 – Распределение температуры по толщине в сталежелезобетонной балке моста при: а – положительных температурах окружающей среды; б – отрицательных температурах окружающей среды

Рисунок 4.3 – Распределение напряжений по толщине в

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		63

сталежелезобетонной балке моста при: а – положительных температурах окружающей среды; б – отрицательных температурах окружающей среды

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		64

СПИСОК ТАБЛИЦ

Таблица I – Результаты экспериментальных измерений распределения температуры на фасадной стороне сталежелезобетонной балки железнодорожного моста

Таблица II – Рекомендуемые значения составляющих линейного температурного перепада в горизонтальных сечениях сталежелезобетонных балок мостов

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		65

АННОТАЦИЯ И КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Дипломная магистерская работа состоит из 4 разделов и общих выводов. Работа включает 43 рисунков, 2 таблицы. Общий объем дипломного проекта 67 страниц. Количество использованных литературных источников – 25.

В магистерской работе проанализированы требования нормативных документов Украины и Европейского Союза к оценке термопружного состояния мостовых конструкций при воздействии климатических температурных перепадов окружающей среды.

Проведены экспериментальные измерения распределения температур на поверхностях сталежелезобетонных балок мостов при положительных и отрицательных температурах окружающей среды.

Выполнена оценка температурных полей и напряжений сталежелезобетонных балок мостов при действии максимальных и минимальных температур окружающей среды.

Даны рекомендации по оценке температурных полей и напряжений сталежелезобетонных балок при действии температур окружающей среды.

Ключевые слова: мост, сталежелезобетонные балка, температура, напряжение, деформации.

ABSTRACT AND KEYWORDS

Degree Master's work consists of four chapters and overall conclusions. The work includes 43 figures, 2 tables. The total amount of the degree project 67 pages. The amount of used literature sources – 25.

The master's thesis analyzes the requirements of regulatory documents of Ukraine and the European Union to assess the thermoelastic state of bridge structures under the influence of climatic temperature changes in the environment.

Experimental measurements of temperature distribution on the surfaces of reinforced concrete beams of bridges at positive and negative ambient temperatures were performed.

The estimation of temperature fields and stresses of reinforced concrete beams of

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		66

bridges under the action of maximum and minimum ambient temperatures is performed.

Recommendations for estimating temperature fields and stresses of reinforced concrete beams under the influence of ambient temperatures are given.

Keywords: bridge, reinforced concrete beam, temperature, stress, deformation.

					0053. 206552.ДР.2021.001	Лист
Из	Лист	№ докум	Подпись	Дата		67