

Й.Лучко. Дослідження температурного поля та напруженого стану прогонової будови сталезалізобетонного моста / Й.Лучко, Ю.Гнатів, В.Ковальчук // Вісник ТНТУ. — 2013. — Том 70. — № 2. — С.29-38. — (механіка та матеріалознавство).

УДК 539.3:624.21:625.1

**Й. Лучко, докт. техн. наук; Ю. Гнатів, канд. фіз.-мат. наук;
В. Ковальчук**

*Львівська філія Дніпропетровського національного університету
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПОЛЯ ТА НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТА

Резюме. Наведено результати експериментальних вимірювань температури сталезалізобетонної балки прогонової будови моста. Запропоновано математичні моделі теплопровідності та напружено-деформованого стану фрагмента балки, лицеві поверхні якого вільні від навантажень і нагріті до різних температур, а бокові поверхні жорстко закріплені. Для дослідження напружено-деформованого стану фрагмента використовуються рівняння термопружності. Припускається, що температура залежить лише від координати, напрямленої вздовж осі апікат. Приймається, що на межі між різнорідними складовими фрагмента балки виконуються умови ідеального теплового та механічного контакту.

Ключові слова: сталезалізобетонна балка, розподіл температури, напружений стан.

J. Luchko, Yu. Hnativ, V. Kovalchuk

TEMPERATURE FIELD AND STRESSED STATE OF COMPOSITE BRIDGE SPAN INVESTIGATION

Summary. Railway and road bridges are the significant part of the national achievement, one of the most important components of Ukraine's infrastructure. At the same time their maintenance becomes worse results in the traffic black out because of the poor technical condition or accidents of the bridge, and it causes significant social and economic losses. Neither society, nor the authorities of Ukraine treat this situation as the social and economic risk to the country. However, the problems of the area are urgent.

The technical condition of railway and road bridges in Ukraine is as follows: 10% of railway bridges and 54% of bridges in public roads use do not meet the requirements of DBN V.2.3. 14:2006 "Bridges and pipes. The design rules", 11% of bridges on public roads require immediate overhaul or reconstruction.

Adoption of the science-based decisions concerning the need for renewal of one or another bridge element is possible on the basis of the objective estimation of its technical condition and residual resource. One of the most effective ways to evaluate the technical condition of structures and buildings, operating with external force loads and variable seasonal and diurnal temperatures are monitoring of their stress-strain state, which makes it possible to obtain objective information on the history of the load element design for its life cycle, development of its damages and to identify its serviceability term. The results of this monitoring will make possible to detect abrupt and gradual reduction of carrying capacity of individual structural elements; to calculate using appropriate mathematical models residual resource of the individual structural elements and structures in general. A complex design or construction monitoring, consisting of various structural elements, can be realized by the continuous measurement of the local deformations of the most critical elements with the subsequent calculation of the stress-strain state of the whole structure using appropriate mathematical models. Thus, for the monitoring system of such structures it is necessary to develop the methods of determining the stress-strain state individual structural elements composite beams spans bridge structures in particular, which are under the influence of climatic variable temperatures. These studies along with the studying of the effects of constant and variable loads, are the basis for estimation of the strength and reliability of the spans bridge structures.

The results of experimental measurements of composite beam bridge spans temperature are presented in the paper. The mathematical models of the heat conductivity and the stress-strain state of the fragment beams, the facial surfaces of which are free from stress and heated to different temperatures, and the lateral surfaces are rigidly fixed, are proposed. To study the stress-strain state of the fragments the equations of thermo-elasticity are used. The temperature is expected to depend only on the coordinate directed along the applicate axis. At the border between heterogeneous components inside the beam the ideal thermal and mechanical contact conditions are assumed to be provided.

Key words: steel-aggregate beam, temperature distribution, stress-strain state.

Постановка проблеми. Сталезалізобетонні прогонові будови є поширеними складовими мостових конструкцій. У зв'язку з цим актуальна проблема досліджень температурного поля та напруженого стану прогонових будов, які перебувають під дією змінних кліматичних температурних впливів. Ці дослідження, поруч із вивченням впливу дії сталих та змінних навантажень, є основою оцінювання міцності й надійності прогонових будов [1, 2, 3, 4].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Згідно з вимогами ДБН В.2.3-14 [5] 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 (температура повітря в теплий і холодний періоди року). Температуру елементів зі складним поперечним перерізом рекомендовано визначати за значенням середньозваженої температури окремих елементів (стінок, полицок та ін.).

У найпоширеніших зарубіжних нормативних документах AASHTO [6] (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.

При розрахунку прогонових будов сталезалізобетонних мостів із урахуванням нерівномірного нагрівання сонцем, за російськими нормами [7], необхідно брати до уваги дев'ять розрахункових випадків впливу температури на конструкції мостів.

У білоруських нормативних документах EN 1991-1-5-2009 [8] розглянуто температурні перепади для різних типів конструкцій при їх охолодженні та нагріванні.

Розбіжності між українськими та закордонними нормативними документами щодо способу врахування розподілу температури у мостових конструкціях, відсутність експериментальних і теоретичних даних щодо розподілу температури у сталезалізобетонних прогонових будовах автодорожніх і залізничних мостів України та значна кількість дефектних прогонових будов мостів ставлять перед дослідниками завдання дослідження розподілу температури у мостових конструкціях та визначення їх напруженого стану.

Мета роботи – дослідження сезонного і добового розподілу температури та визначення температурних напружень у сталезалізобетонній балці залізничного моста.

Виклад матеріалу досліджень. Об'єктом досліджень розподілу температури була сталезалізобетонна балка прогонової будови залізничного моста, який розташований на перегоні Підзамче – Львів, 1476 км пк1 Львівської залізниці. Його поздовжня вісь орієнтована з північного заходу на південний схід. Експериментальні дослідження розподілу температури проводились у березні, червні, липні та грудні 2012 р.

Схема досліджуваної сталезалізобетонної прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1476 км пк1 Львівської залізниці зображена на рис. 1а та схема точок вимірювання температури – на рис. 1б.

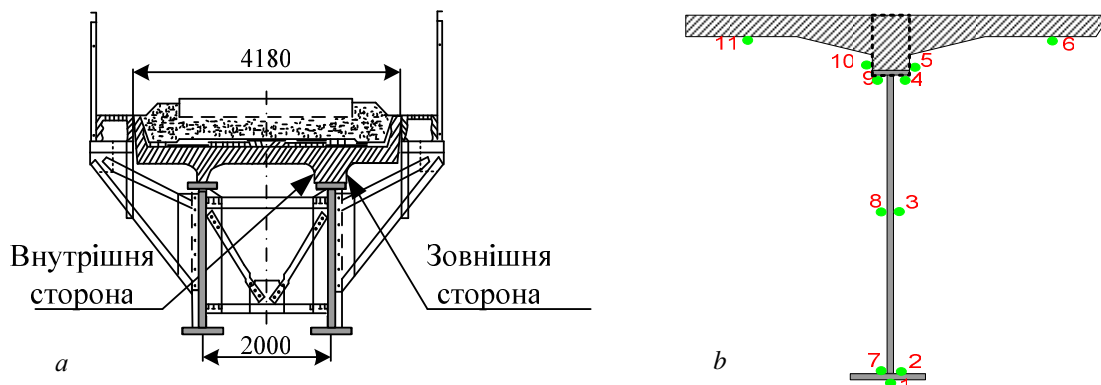


Рисунок 1. Схема досліджуваної сталезалізобетонної прогонової будови залізничного моста й схема точок вимірювання температури

Figure 1. Schematic diagram of the railway bridge composite spans and route points of temperature measurement

Вимірювання температури поверхні здійснювалося тепловізором Testo 875-1 та пірометром NT-822 (рис. 2а, б) згідно з методикою, яка опублікована в інструкції [9] до використання тепловізора.

При використанні пірометра NT-822 на балці прогонової будови вибирали характерні точки, в яких проводилося вимірювання температури (рис. 1б).



Рисунок 2. Прилади для експериментального вимірювання розподілу температури у мостових конструкціях: а) тепловізор Testo 875-1; б) пірометр NT-822

Figure 2. Instruments for experimental measurement of temperature distribution in bridge structures: а) infrared imager Testo 875-1; б) pyrometer NT-822

Результати досліджень розподілу температури, які були отримані у березні, червні, липні та грудні 2012 р. для зовнішньої та внутрішньої сторін сталезалізобетонної балки, наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Дані вимірювання розподілу температури на зовнішній та внутрішній сторонах сталезалізобетонної 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_r	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7	T_8	T_9	T_{10}
21.06.2012	06:40	19,4	28,7	28,5	28,4	27,3	26,5	26,8	28,4	29,3	26,7	26	23,5
21.06.2012	09:40	25,3	29,6	29,7	31,6	29,3	26,3	26,3	29,4	30,4	29,3	26,5	26,2
21.06.2012	12:40	31,4	32,8	32,9	33,8	34,5	28,8	24,5	32,6	32,7	32,5	25,3	27,3
21.06.2012	15:40	33,3	35,7	36,5	37,9	37,7	29,5	26,7	35,3	35,4	35,3	28,4	28,4
21.06.2012	18:40	32,2	34,7	34,4	35,5	35,2	28,9	26,6	34,2	34,2	34,2	26,1	27,1
21.06.2012	21:40	28,5	31,3	31,5	31,4	31,0	26,3	24,1	31,0	31,0	30	23,4	26,0
19.07.2012	06:40	15,4	25,5	25,3	25,3	25,1	22,7	23,7	25,1	25,3	25,1	22,5	21,1
19.07.2012	09:40	18,5	27,6	27,5	27,5	27,2	23,9	24,2	27,2	27,5	27,2	24,7	22,0
19.07.2012	12:40	27,0	30,5	30,6	30,7	32,3	27,7	27,5	30,2	30,7	30,3	25	26,3
19.07.2012	15:40	30,0	32,4	32,7	32,5	35,2	30,2	29,5	32,3	32,5	32,2	27,1	29,2
19.07.2012	18:40	29,3	31,7	31,7	31,8	31,5	28,8	28,8	31,3	31,8	30,5	26,4	27,3
19.07.2012	21:40	22,2	30,5	30,5	30,7	30,5	27,5	27,8	30,3	30,7	29,5	25,3	26,3
23.12.2012	06:40	-13,2	-11,9	-12,2	-12,7	-12,2	-11,7	-12,4	-12,4	-12,7	-12,2	-12,7	-12,4
23.12.2012	09:30	-12,2	-11,5	-11,4	-12,3	-10,4	-11,6	-12,2	-11,9	-12,3	-11,4	-11,5	-12,0
23.12.2012	12:30	-7,1	-11,5	-8,4	-8,0	-8,2	-9,3	-11,4	-11,9	-12,3	-11,2	-9,3	-11,1
23.12.2012	15:30	-6,5	-11,2	-5,4	-5,8	-5,5	-9,2	-11,0	-11,8	-11,8	-11,2	-8,9	-10,3
23.12.2012	18:30	-9,4	-12,3	-7,5	-7,2	-7,3	-10,7	-11,5	-12,6	-12,6	-12,2	-10,3	-11,8
23.12.2012	21:30	-10,1	-12,8	-9,5	-9,4	-12,6	-11,7	-11,7	-12,9	-12,9	-12,6	-11,4	-12,0

24.12.2012	00:30	-11,7	-13,0	-13,1	-13,0	-13,2	-12,5	-12,2	-13,3	-13,4	-13,2	-12	-12,7
24.12.2012	03:30	-12,3	-13,2	-13,1	-13,6	-13,7	-12,3	-12,7	-13,6	-13,6	-13,7	-12,4	-12,9
24.12.2012	06:30	-10,2	-12,8	-11,7	-12,7	-12,3	-12,4	-12,9	-12,3	-12,7	-12,3	-12,5	-12,5
24.12.2012	09:30	-6,1	-8,3	-8,3	-8,7	-8,6	-12,8	-12,0	-8,6	-8,7	-8,6	-12,2	-12,9
24.12.2012	12:30	-5,2	-7,5	-8,3	-8,7	-8,0	-11,7	-11,4	-8,0	-8,4	-8	-11,7	-11,7
24.12.2012	15:30	0,0	-5,4	-5,2	-5,9	-5,7	-6,4	-7,3	-5,7	-5,9	-5,7	-8,3	-6,7
24.12.2012	18:30	1,2	-4,2	-4,1	-4,7	-4,5	-5,8	-7,5	-4,5	-4,7	-4,5	-7,4	-6,3
25.12.2012	15:00	+6,4	+2,0	+3,2	+3,8	+3,8	-6,8	-5,6	+2,1	+1,8	1,6	-6,2	-5,3
25.12.2012	18:00	+7,4	+2,4	+2,7	+2,8	+2,9	-5,6	-7,0	+2,9	+2,1	2,4	-6,9	-5,0
25.12.2012	21:00	+6,3	+2,2	+2,0	+1,6	+2,1	-6,2	-7,7	+1,8	+1,9	2,1	-7,4	-7,0
26.12.2012	12:00	+7,7	+3,6	+3,8	+4,2	+4,1	-4,6	-6,2	+3,6	+3,7	3,6	-5,8	-5,7
26.12.2012	15:00	+9,2	+5,9	+6,2	+6,8	+7,2	-5,6	-5,7	+5,7	+5,5	5,7	-4	-4,7
26.12.2012	18:00	+7,1	+5,3	+4,7	+5,0	+5,3	-3,7	-5,9	+5,3	+5,0	5,4	-5,9	-5,6
26.12.2012	21:00	+8,7	+4,2	+3,3	+4,6	+4,7	-3,1	-6,6	+4,6	+4,8	4,9	-6,4	-5,8

Як бачимо з табл. 1, температура розподіляється неоднаково у вертикальному напрямку балки. Найнижчі температурні градієнти на внутрішній поверхні сталезалізобетонної балки при температурі зовнішнього середовища $+3\text{ }^{\circ}\text{C}$, були зафіксовані у залізобетонній плиті у межах від $-1,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-1,8\text{ }^{\circ}\text{C}$, у той час, як у металевій балці температура змінювалася у межах від $+0,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-0,6\text{ }^{\circ}\text{C}$.

На зовнішній поверхні сталезалізобетонної балки температура розподіляється таким чином: у плиті залізобетонної балки температура змінюється у межах від $-1,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-1,4\text{ }^{\circ}\text{C}$, у той час, як у металевій балці температура змінюється в межах від $0,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-0,4\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Як бачимо з табл. 1, температура металевої балки за її висотою змінюється незначно. Особливий інтерес викликає розподіл температури на стику металевої балки та залізобетонної плити, які включені у спільну роботу. Тут виникає перепад температур. Наприклад, 21.06.2012 р. о 15:40 год. зафіксовано температуру металевої балки $+37,7\text{ }^{\circ}\text{C}$, а залізобетонної плити – $+29,4\text{ }^{\circ}\text{C}$, що дає перепад $+8,3\text{ }^{\circ}\text{C}$.

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, взяті для аналізу на зовнішній стороні металевої балки, мають у табл. 1 номер 4, а залізобетонної плити – номер 5. Відповідно точки, взяті для аналізу на внутрішніх сторонах, мають номери 9 та 10. Результати розподілу температур на внутрішній та зовнішній сторонах сталезалізобетонної балки зображено на рис. 3.

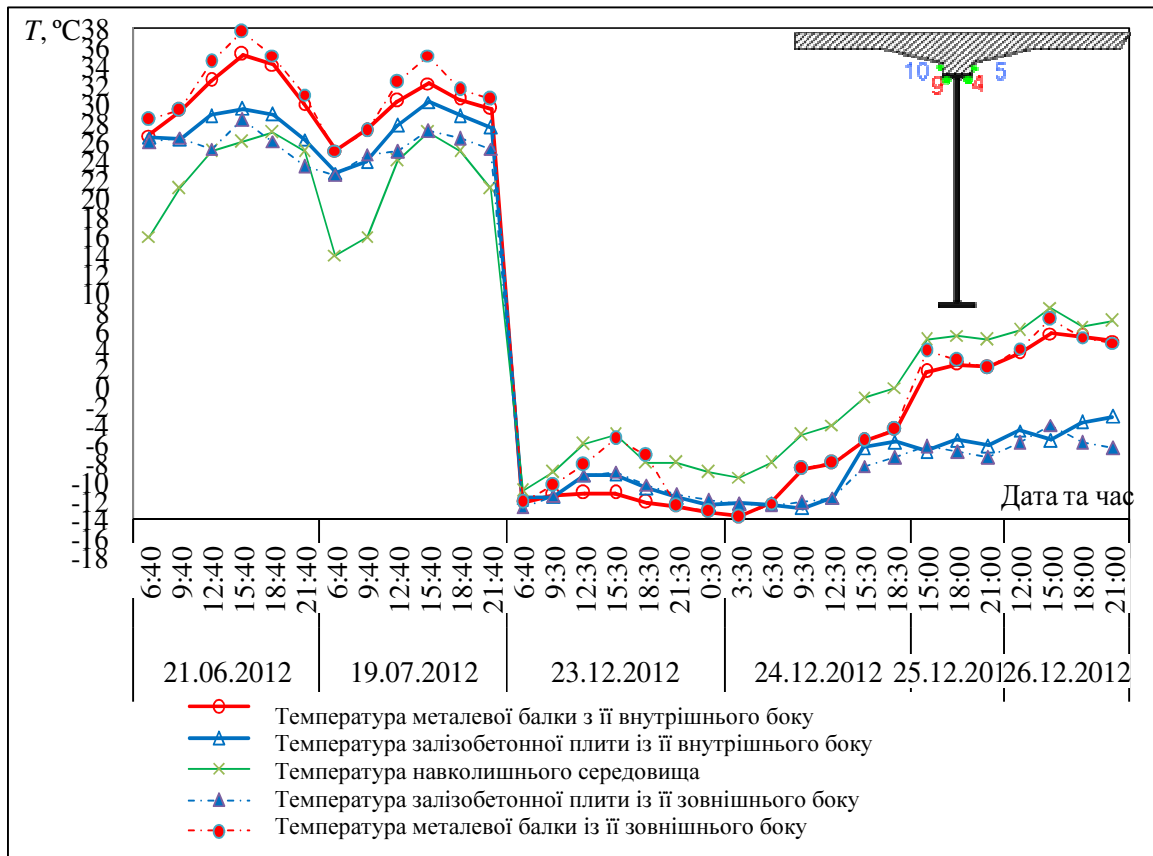


Рисунок 3. Результати експериментальних досліджень розподілу температури на зовнішній та внутрішній стороні сталезалізобетонної балки

Figure 3. Results of experimental studies of the temperature distribution on the outside and inside of the composite beam

Аналіз перепаду температури між металевою балкою та залізобетонною плитою з внутрішнього боку прогонової будови (див. рис. 3) засвідчив, що максимальна величина перепаду температури зафіксована 26.12.2012 р., коли при сонячній погоді о 15:00 год. металева балка прогрілася до додатної температури $+5,7^{\circ}\text{C}$, а залізобетонна плита мала від'ємну температуру $-5,6^{\circ}\text{C}$. При цьому температурний перепад склав $+11,3^{\circ}\text{C}$. Станом на 25.12.2012 р. о 15:00 год. зафіксовано температуру металевої балки $+1,6^{\circ}\text{C}$, а залізобетонної плити $-6,8^{\circ}\text{C}$, відповідно температурний перепад дорівнює $+8,4^{\circ}\text{C}$.

Як бачимо із даних рис. 3, влітку при сонячній погоді відбувається більш рівномірне нагрівання як металевої балки, так і залізобетонної плити. У добу 21.06.2012 р. максимальний перепад температури між металевою балкою та залізобетонною плитою було зафіксовано о 12:40 год., він дорівнював $+9,2^{\circ}\text{C}$. Взимку йде охолодження балки, станом на 23.12.2012 р. о 15:30 год. температурний перепад склав $-2,3^{\circ}\text{C}$.

Аналіз перепаду температури між металевою балкою та залізобетонною плитою із зовнішнього боку прогонової будови (рис. 3) виявив, що максимальна величина перепаду температури зафіксована 26.12.2012 р., коли при сонячній погоді о 15:00 год. металева балка прогрілася до температури $+7,2^{\circ}\text{C}$, а залізобетонна плита мала температуру $-5,0^{\circ}\text{C}$. При цьому температурний перепад склав $+12,2^{\circ}\text{C}$. Станом на 25.12.2012 р. о 15:00 год. зафіксовано температурний перепад $+10,0^{\circ}\text{C}$.

У добу 21.06.2012 р. максимальний перепад температури зафіксовано о 15:40 год., він дорівнював $+8,3^{\circ}\text{C}$, а 23.12.2012 р. о 15:30 год. температурний перепад дорівнював $+3,4^{\circ}\text{C}$.

На основі отриманих експериментальних даних розподілу температури визначено напружено-деформований стан фрагмента сталезалізобетонної балки, поперечний

переріз якого обмежений пунктирною лінією на рис. 1. Для цього було складено математичні моделі процесу теплопровідності та напружено-деформованого стану.

Математична модель процесу теплопровідності. Розглядуваний фрагмент являє собою кусково-однорідну балку, нижня частина якої металева, а верхня – залізобетонна (рис. 4).

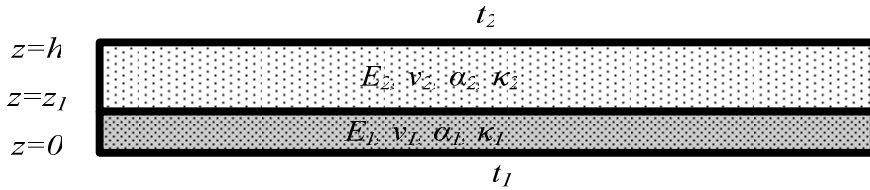


Рисунок 4. Модель для розрахунку температурного поля та напружень

Figure 4. Model for calculation of temperature field and tension

Дана балка займає область

$$(V) = \{(x, y, z) : 0 \leq x \leq x_1, 0 \leq y \leq y_1, 0 \leq z \leq h\},$$

де x, y, z – прямокутна декартова система координат. Нехай коефіцієнт теплопровідності балки визначається за формулою

$$k = \begin{cases} k_1 \text{ при } 0 \leq z \leq z_1, \\ k_2 \text{ при } z_1 < z \leq h. \end{cases}$$

Експериментальні вимірювання показали, що температура t змінюється незначно вздовж координат x, y та з часом (за невеликий проміжок часу). Тому припустимо, що температура у балці не залежить від часу і координат x, y . Тоді рівняння теплопровідності балки буде мати вигляд

$$\frac{d}{dz} \left(k \frac{dt}{dz} \right) = 0. \tag{1}$$

Прийmemo, що температурне поле на поверхнях $z = 0$ і $z = h$ має значення

$$t|_{z=0} = t_1, \quad t|_{z=h} = t_2. \tag{2}$$

Припустимо, що на поверхні $z = z_1$ мають місце умови ідеального теплового контакту

$$t|_{z=z_1-0} = t|_{z=z_1+0}, \quad k_1 \frac{dt}{dz}|_{z=z_1-0} = k_2 \frac{dt}{dz}|_{z=z_1+0}. \tag{3}$$

Розв’язуючи рівняння (1) з урахуванням умов (2), (3), знайдемо

$$t = \begin{cases} C_1 z + C_2 \text{ при } 0 \leq z \leq z_1, \\ C_3 z + C_4 \text{ при } z_1 < z \leq h, \end{cases} \tag{4}$$

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

Числові дослідження здійснимо за значень параметрів $h = 314$ мм; $z_1 = 14$ мм і $z_1 = 0$ (відповідає випадку, коли балка однорідна); $k_1 = 45$ Вт/(м·°С) (відповідає сталі); $k_2 = 19$ Вт/(м·°С) (відповідає бетону) і різних значень t_1 та t_2 .

Результати досліджень температурного поля кусково-однорідної балки відображено на рис. 5 (відповідає значенню $z_1 = 14$ мм), а однорідної балки – на рис. 6 (відповідає значенню $z_1 = 0$ мм).

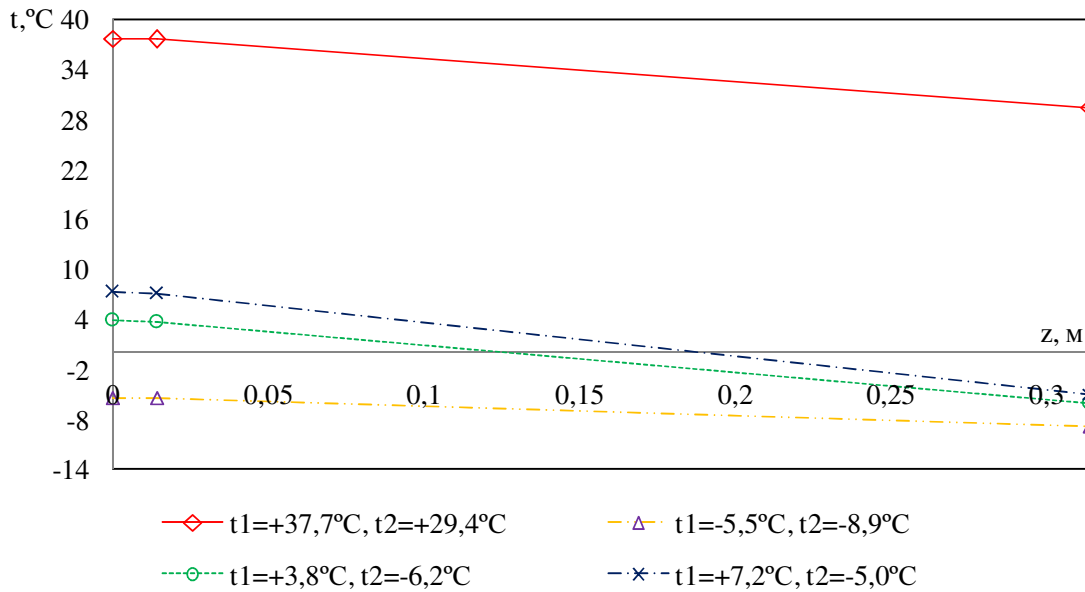


Рисунок 5. Розподіл температури за товщиною у кусково-однорідній балці

Figure 5. Temperature distribution along the thickness in non-uniform beam

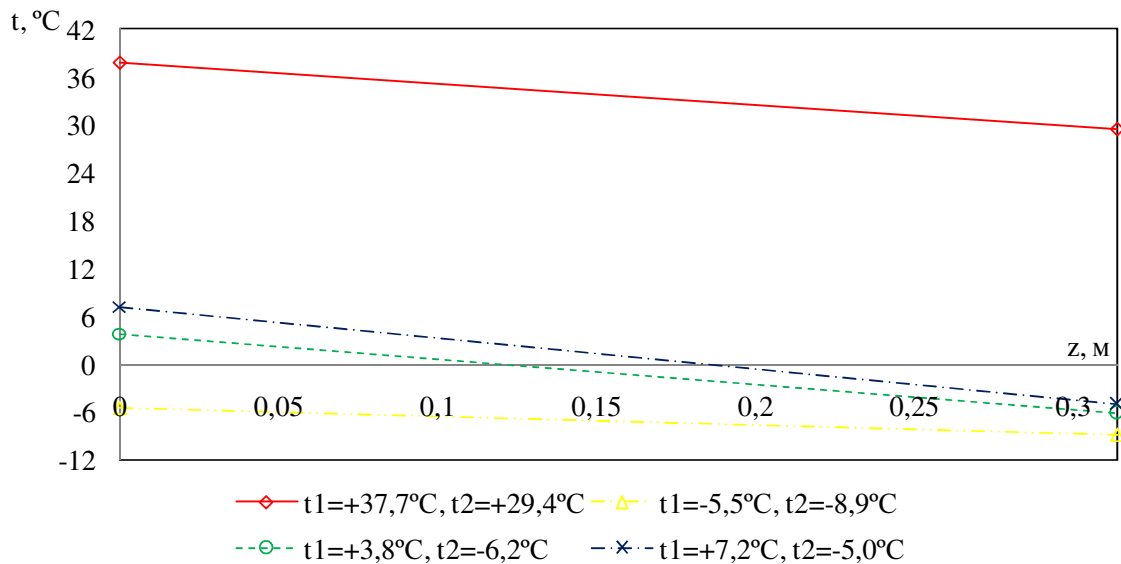


Рисунок 6. Розподіл температури за товщиною в однорідній балці

Figure 6. Temperature distribution along the thickness of the homogeneous beam

Із рис. 5, 6 бачимо, що рівень температурного поля у кусково-однорідній балці вищий, ніж рівень температури в однорідній балці.

Математична модель напружено-деформованого стану. Нехай модуль пружності, коефіцієнт Пуассона і коефіцієнт лінійного теплового розширення балки відповідно визначаються за формулами

$$E = \begin{cases} E_1 \text{ при } 0 \leq z \leq z_1, \\ E_2 \text{ при } z_1 < z \leq h; \end{cases} \quad v = \begin{cases} v_1 \text{ при } 0 \leq z \leq z_1, \\ v_2 \text{ при } z_1 < z \leq h; \end{cases} \quad \alpha = \begin{cases} \alpha_1 \text{ при } 0 \leq z \leq z_1, \\ \alpha_2 \text{ при } z_1 < z \leq h. \end{cases}$$

Припустимо, що температурне поле балки визначається за формулою (4), поверхні $z = 0$ і $z = h$ вільні від навантажень, а інші поверхні жорстко закріплені.

При визначенні напружено-деформованого стану балки використаємо рівняння термопружності.

У даному випадку переміщення u, v , компоненти $e_x, e_y, e_{xy}, e_{xz}, e_{yz}$ тензора деформацій, компоненти $\sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$ тензора напружень дорівнюють нулю.

Рівняння рівноваги балки має вигляд

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = 0, \tag{5}$$

де σ_z – компонента тензора напружень. Із рівняння (5) з урахуванням крайових умов $\sigma_z|_{z=0} = 0, \sigma_z|_{z=h} = 0$ отримаємо

$$\sigma_z = 0. \tag{6}$$

Оскільки $e_x = 0, e_y = 0, \sigma_z = 0$, то перше та друге співвідношення Дюамеля – Неймана набувають вигляду

$$\frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y) + \alpha t = 0, \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x) + \alpha t = 0, \tag{7}$$

де σ_x, σ_y – компоненти тензора напружень.

Розв’язуючи систему рівнянь (7), знайдемо

$$\sigma_x = -\frac{\alpha t E}{1-\nu}, \sigma_y = -\frac{\alpha t E}{1-\nu}. \tag{8}$$

Числові дослідження напружень здійсимо за значень параметрів $h = 314$ мм; $z_1 = 14$ мм і $z_1 = 0$; $k_1 = 45$ Вт/(м·°C); $E_1 = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; $\nu_1 = 0,3$; $\alpha_1 = 1,25 \cdot 10^{-5}$ 1/°C; $k_2 = 19$ Вт/(м·°C); $E_2 = 3,6 \cdot 10^4$ МПа; $\nu_2 = 0,25$; $\alpha_2 = 1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/°C і різних значень t_1 та t_2 .

Результати досліджень напружень для кусково-однорідної балки відображено на рис. 7, а однорідної – на рис. 8.

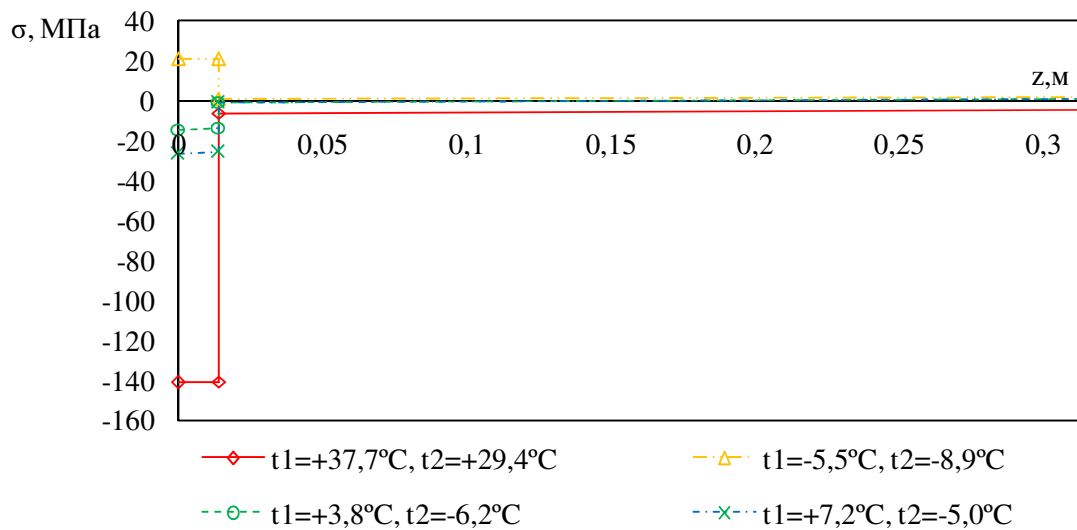


Рисунок 7. Розподіл напружень у кусково-однорідній балці

Figure 7. Stress distribution in non-uniform beam

Із рис. 7, 8 бачимо, що напруження у сталезалізобетонній балці вищі, ніж напруження в залізобетонній балці. При температурі поверхні металеві балки +37,7 °C напруження становлять -140 МПа. При температурі поверхні металеві балки +7,2 °C напруження дорівнюють -27 МПа.

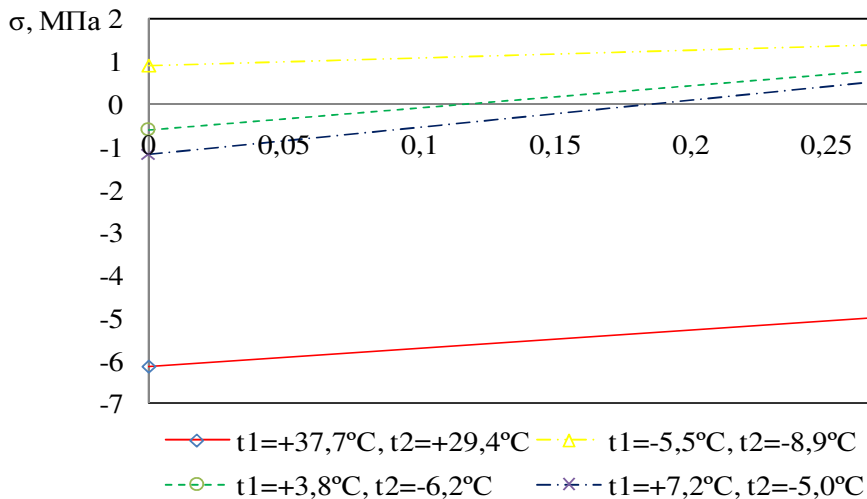


Рисунок 8. Розподіл напружень в однорідній балці

Figure 8. Stress distribution in the homogeneous beam

Отже, вищий рівень мають напруження, які відповідають вищій температурі.

Висновки. Дані експериментальних досліджень розподілу температури на поверхнях балок сталезалізобетонних прогонових будов показали, що між поверхнями виникає перепад температури. Тому при розрахунку таких конструкцій необхідно враховувати нерівномірний розподіл температури за товщиною.

Рівень температурного поля у сталезалізобетонній балці вищий, ніж рівень температури в залізобетонній балці цих же розмірів.

Температурні напруження у сталезалізобетонній балці вищі, ніж напруження в залізобетонній балці. Вищий рівень мають напруження, які відповідають вищій температурі.

Conclusions. The experimental studies of the temperature distribution on the surfaces of composite beams spans testified that the temperature drop between the surfaces occurs. Therefore, while calculating such structures the uneven temperature distribution in thickness must be taken into account.

The level of temperature field in the composite beam is higher than the temperature in the reinforced concrete beam of the same size.

Thermal stresses in the steel reinforced composite beam are higher than the tension in reinforced concrete beam. Higher levels of stress are those under the higher temperature.

Список використаної літератури

1. Лучко, Й.Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності: довідниковий посібник [Текст] / Й.Й. Лучко, Г.Т. Сулим, В.І. Кир'ян; за ред. В.В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2004. – 885 с.
2. Мости: конструкції та надійність: довідник [Текст] / Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, М.М. Конієв, А.І. Лантух-Лященко, М.Р. Хархаліс; за ред. В.В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 992 с.
3. Лучко, Й.Й. Будова та експлуатація штучних споруд [Текст] / Й.Й. Лучко, О.С. Распопов; за ред. докт. техн. наук, проф. Й.Й. – Львів: Каменяр, 2011. – 879 с.
4. Лучко, Й.Й. Вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій мостів при змінних температурах і навантаженнях: монографія [Текст] / Й.Й. Лучко, В.В. Ковальчук. – Львів: Каменяр, 2012. – 235 с.
5. ДБН В.2.3-14: 2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування». – К.: 2006. – 359 с.
6. AASHTO Guide specifications: Thermal effects in concrete bridge superstructures. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials. – AASHTO, 1989. – 99 p.
7. Рекомендации по расчету температурных и усадочных воздействий на пролетные строения мостов [Текст]. – Москва, 1988. – 17 с.

8. EN 1991-1-5-2009 Еврокод 1 воздействия на конструкции. Часть 1 – 5. Общие воздействия. Температурные воздействия. – Минск, 2009. – 38 с.
9. Тепловизор testo 875. Руководство по эксплуатации. – 2011. – 37 с.

Отримано 22.01.2013