

Виявлення особливостей деформованого стану залізобетонних балок автодорожніх мостів при підсиленні прогонових будов

С. В. Ключник, Д. С. Співак, І. Ф. Горюшкін

Технологія виконання ремонту залізобетонних мостів, зазвичай, передбачає закриття руху на одній половині споруди та виконання робіт на ній, при можливості подальшого руху автомобільного навантаження на другій частині споруди. Основний процес, що цікавить практиків в плані твердіння бетону, який відбувається в балках прогонової будови при проходженні тимчасового рухомого навантаження, – це деформації. До моменту закінчення схоплювання цементу свіжоукладеного бетону накладної плити підсилення потрібно створити необхідні умови для цього (температура, вологість, нерухомість в часі та інше). Коли бетон ще не має міцності, переміщення, що виникають в прогоновій будові, спричиняють руйнування цементного каменю на стадії формування. Необхідно дослідити наявність деформацій, та їх вплив на неможливість утворення цілісної структури бетону і зчеплення його з арматурними елементами, що об'єднують існуючу плиту з новою.

Дослідженням встановлені деформації від тимчасового навантаження від 1,61 до 5,83 мм, що мають негативний вплив на процес застигання бетону плити підсилення для прогонової будови під час ремонту автодорожнього мосту. Виконується програмне обчислення об'ємних моделей на прикладі моста автомобільної дороги М-04. Із наочно отриманих результатів формулюються висновки, що технологія виконання ремонтних робіт не враховує необхідних умов для якісного набору міцності бетону додаткової плити.

В результаті досліджень встановлено, що роботи з бетонування додаткової накладної плити підсилення при наявності вібраційних впливів від тимчасового навантаження на прогонову будову, через руйнування бетону на стадії твердіння, виконувати не можна.

На підставі виникнення вищеописаної проблеми сформовано і проаналізовано декілька шляхів її вирішення та запропоновано найкращий із них.

Ключові слова: ремонт мостів, бетонні автодорожні балки, плита підсилення, деформації, структура бетону.

1. Вступ

Сучасне автомобільне навантаження з часом збільшується а мости для пропуску цього навантаження, що запроектовані по попереднім нормам – старіють, отримують дефекти та не відповідають по вантажопідйомності сучасним автомобільним навантаженням. Мостів, вік яких більше 80 років, близько 12 %, ресурс конструкцій цих споруд близький до вичерпання. Значна кількість мостів на автомобільних дорогах загального користування збудовано до 1989 року, тобто 30 років тому і у процесі експлуатації вони зазнають дефектів. Отже зна-

чна частина з них, 63,5 %, не відповідає вимогам чинних норм [1]. Тож виникає необхідність ремонту чи реконструкції мостів з одночасним їх збільшенням вантажопідйомності. Під час виконання цих робіт можуть бути невраховані важливі фактори для якісного досягнення поставленої мети. Тому аналіз процесу методів покращення властивостей конструкцій є необхідним і завжди актуальним, особливо у даній області високого класу відповідальності – мостобудівництві.

2. Аналіз літературних даних та постановка проблеми

В роботі [2] наведено, що ремонт та відновлення бетонного покриття має значні матеріальні витрати та в додаток зниження пропускної спроможності і затори. На сучасному етапі, для відновлення бетонних конструкцій, запропоновані новітні методи при реконструкції та ремонті мостів [3], що забезпечують довговічність споруд та збільшення вантажопідйомності балок прогонових будов [4]. Частіше всього при реконструкції автодорожніх мостів для збільшення вантажопідйомності моста передбачають влаштування накладної плити підсилення проїзної частини. Але залишилися невирішеними питання, пов'язані з виникненням деформацій, що не враховуються для якісного набору міцності свіжої бетонної суміші [5] під час виконання бетонування плити підсилення.

Термін придатності та надійності монолітних залізобетонних конструкцій залежать переважно від впливу технології [2]. Переважно якість бетону пов'язана зі складом матеріалів, їх якістю та з урахуванням критерію сумісності компонентів [6]. Також надійна структура бетону залежить від процесів під час бетонування та умов первинного твердіння [7]. У роботі [8] показано необхідні умови для утворення якісного бетону та проаналізовано зв'язок основних параметрів технології бетонування. Проте, рухоме навантаження на мосту під час виконання бетонних робіт сприяє виникненню деформацій та впливають на структуру незатверділого остаточно бетону. При виконанні робіт по влаштуванню додаткової накладної плити посилення [3] на щойно укладений бетон впливають недопустимі в процесі твердіння бетону переміщення. У разі виконання робіт без повного зняття руху транспорту з прогонової будови буде відбуватися руйнування структури свіжоукладеного бетону та порушення адгезії свіжого бетону з арматурою та старою конструкцією плити прогонової будови [8]. Роботи з бетонування додаткової накладної плити підсилення при наявності вібраційних впливів від тимчасового навантаження на прогонову будову через руйнування бетону на стадії твердіння виконувати не можна. Тобто при виконанні цих будівельних робіт мають місце недопустимі технологічні порушення, які негативно впливають на стан нового бетону та всього підсилення прогонових будов [5] і ця проблема не достатньо досліджена. Все це дозволяє стверджувати, що доцільним є проведення дослідження виникнення деформацій, їх величини та впливу на процес твердіння та набору міцності бетону додаткової плити підсилення. Необхідність цього зумовлена нагальною потребою збільшення ресурсу та вантажопідйомності автодорожніх мостів, що експлуатуються на шляхах. Перспективність таких досліджень, виходячи із невирішених питань при аналізі проблем, полягає у тому, що метод підсилення, який розглядається у даній роботі, є найдодільнішим, ефективним та розповсюдженим.

3. Мета та задачі дослідження

Метою досліджень є виявлення деформацій та підтвердження впливу тимчасового навантаження на порушення технологічного процесу твердіння бетону плити підсилення за допомогою програмного обчислення розрахункових моделей. Це дасть можливість довести, що збільшення вантажопідйомності прогонних будов за допомогою накладної плити не дає необхідного ефекту, що робить відповідні дослідження доцільними.

Для досягнення мети були поставлені наступні задачі:

- визначити величину тимчасового навантаження на частині мосту де виконуються будівельні роботи;
- змоделювати прогонову будову по типовому проєкту, що частіше всього застосовувалось на автодорогах та визначити деформації в перерізі додаткової плити та проаналізувати вплив виявлених деформацій на руйнування структури свіжоукладеного бетону та порушення адгезії свіжого бетону з арматурою та старою конструкцією плити прогонової будови;
- зробити аналіз можливих шляхів вирішення цієї проблеми та їх порівняння.

4. Матеріали та методи дослідження

У бетонній суміші після заливки починають відбуватися фізико-хімічні процеси по перетворенню його в міцну основу для будівельної конструкції. Показник міцності це основна характеристика бетону як конструкційного матеріалу. Одним з його властивостей є набір міцності бетону з часом. Тільки після повного затвердіння можна зробити оцінку якості. Як тільки вода і цемент вступають у взаємодію, розчин поступово втрачає свою рухливість і змінює властивості. Формування нової структури відбувається протягом певного часу. Визрівання бетонного каменю передбачає проходження розчином двох стадій: початкової – схоплювання, і завершальної – затвердіння. Їх проходження дає можливість отримати властивості міцності відповідні бетону певного класу і марки.

Стадія схоплювання. Під час транспортування до місця бетонування в автобетонозмішувачі суміш залишається рухомою завдяки постійному перемішуванню і тиксотропним її властивостям. Припинення механічного впливу на бетонний розчин після заливки збільшує його в'язкість, і він починає схоплюватися. Всі виявлені дефекти при формуванні плити потрібно усувати на початку першої стадії визрівання бетонного каменю, вона починається відразу після заливки і триває недовго.

Тривалість часу схоплювання залежить від температури повітря навколишнього середовища. Постійна температура +20 °C вважається ідеальною умовою для першої стадії застигання розчину, що дозволяє йому схопитися за 3 години. При зміні цієї умови тривалість схоплювання може варіюватися в сторону зменшення або збільшення. Найдовше ця стадія триває при температурних значеннях навколишнього повітря близьких до 0 градусів [9].

Укладання бетону повинно здійснюватися з дотриманням багатьох умов. Одна з умов стосується обмеження щодо часу укладання бетону. Закінчення укладання бетонної суміші в конструкцію має відбутися не пізніше терміну початку схоплювання цементу. Початок схоплювання (ПС) залежить від марки

цементу, його активності, наявності або відсутності добавок – прискорювачів (інгібіторів) твердіння, температури та інших факторів. ПС є характеристикою марки цементу, і становить зазвичай від 3 до 6 годин.

Первинна гідратація цементу займає проміжок часу від ПС до кінця схоплювання (КС) і протікає протягом 6÷12 годин. У цей час відбуваються процеси утворення цементного каменю, адгезія цементного каменю до крупного та дрібного заповнювачів і арматури [5]. Протягом цього періоду часу бетон ще не має міцності на одновісний стиск, зсув і на розтягнення [6]. У момент ПС бетон являє собою суспензію з цементного молока (тіста) та інертних наповнювачів. У момент КС бетон можна порівняти з супіщаними ґрунтами з високим вмістом щебеню. До моменту КС бетон набирає деяку міцність на зсув, яка обумовлюється «липкістю» цементного тіста і може бути порівнянна з характеристикою «зчеплення» супіщаних ґрунтів. Графік набору міцності бетону можна умовно зобразити, як показано на рис. 1.

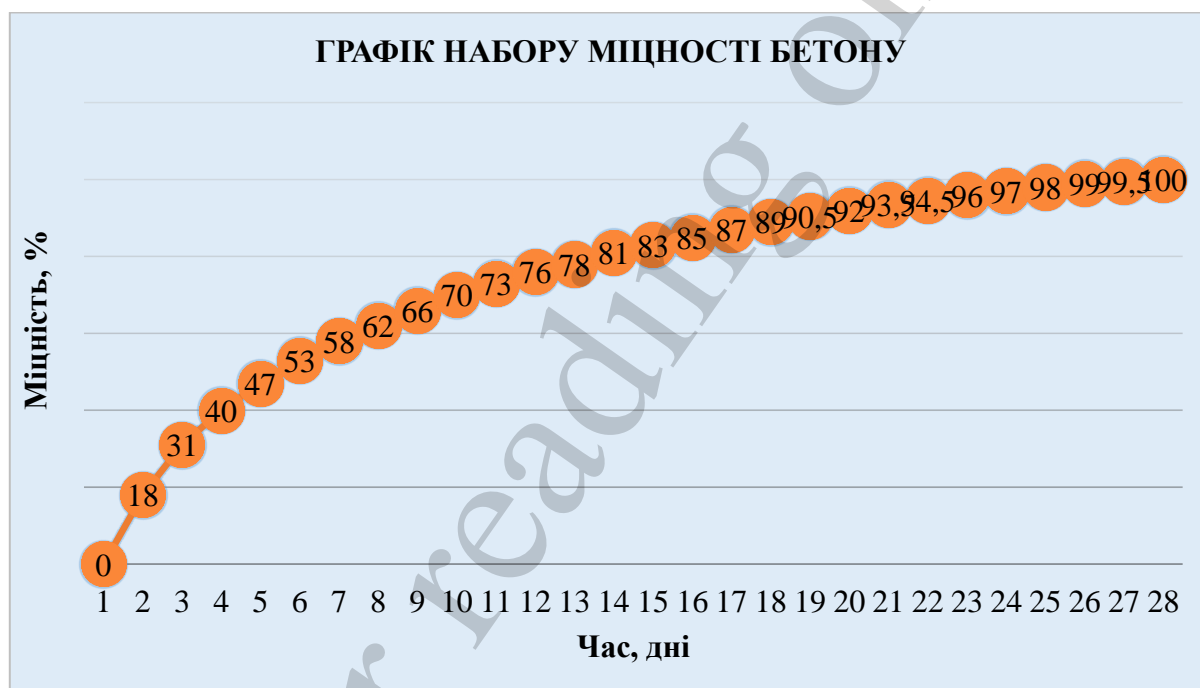


Рис. 1. Графік набору міцності бетону

Рівняння, яке описує графік твердіння бетону, можна записати в наступному вигляді:

$$M = 31,31 \ln(T) - 2,38, \tag{1}$$

де M – міцність у %;

T – час у добах.

При влаштуванні накладної плити проїзної частини мостових споруд повинен застосовуватися бетон класу В35. Проектна міцність даного класу бетону у віці 28 діб має гарантовано становити не менше 45 МПа (460 кг/см²).

Слід зазначити, що влаштування накладної плити для підсилення проїжджої частини при реконструкції та ремонті мостів передбачається для ремонту мостів, прогонові будови яких виконані зі збірних таврових або двотаврових залізобетонних балок. При цьому балки можуть бути об'єднані або монолітними частинами плити проїзду, або зварними швами по закладним деталям плити та діафрагм.

Ідея при ремонті та реконструкції мостових споруд влаштовувати додаткову накладну плиту непогана, проте спірна. До позитивних моментів слід віднести збільшення стиснутої зони перерізу балок прогонової будови. Як наслідок – збільшення вантажопідйомності споруди. За рахунок збільшення висоти перерізу прогону збільшується його вантажопідйомність та жорсткість, отже, зменшуються прогини, підвищується комфортність руху [4].

Негативним являється додаткове постійне навантаження на прогонову будову ($+350 \text{ кг/м}^2$ при товщині плити 14 см). Також при збільшенні жорсткості прогонової будови змінюється частота її власних коливань. Зазвичай, для залізобетонних балкових прогонових будов частота власних коливань становить $5 \div 12 \text{ Гц}$ для першої форми коливань, і $18 \div 25 \text{ Гц}$ – для другої.

Технологія виконання ремонту залізобетонних мостів, зазвичай, передбачає закриття руху на одній половині споруди та виконанні робіт на ній (рис. 2), при можливості подальшого руху автомобільного навантаження на другій частині споруди [3].

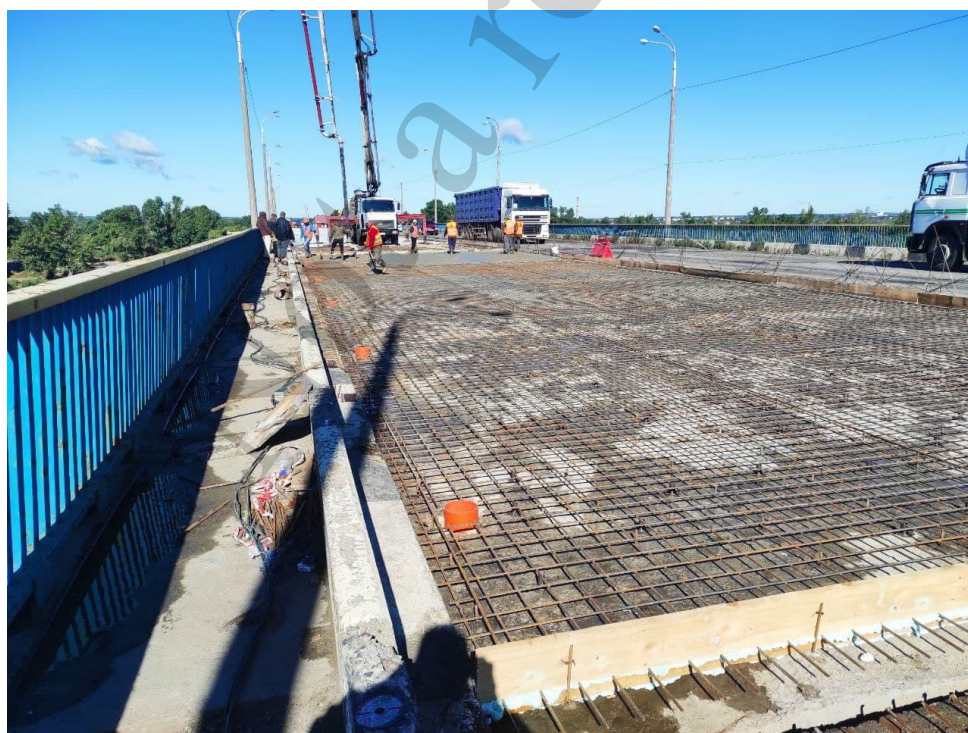


Рис. 2. Ремонт мосту на автодорозі М-04, 233 км

Склад робіт зазвичай однаковий:

1. Видалення асфальту.
2. Зняття захисного та вирівнюючого шару з гідроізоляцією до плити балок.

3. Встановлення рядів анкерів з кроком $1,0 \div 1,5$ м (анкери $\varnothing 10 \div 12$ мм, що забувають на 100 мм).

Зачищення поверхні плити.

4. Нанесення на всю поверхню плити матеріалів типу Sika для забезпечення подальшого зчеплення нового бетону з плитою.

5. Встановлення арматурних сіток на всю площу в один шар (арматура $\varnothing 10$, крок 150×150 мм).

6. Бетонування плити з урахуванням нових вимог по поперечним ухилам (2,5 %).

З огляду на те, що всі нові шари сумарно повинні вийти на колишні відмітки, і те, що нова товщина асфальту дорівнює 110 мм, в залежності від ширини мосту, отримуємо товщину плити від 80 до 110 мм.

Для дослідження використовується програмний метод розрахунку – метод скінчених елементів. Виконується об'ємне моделювання у програмі Autodesk AutoCAD (США) (рис. 3) та обчислення готової моделі у програмі ANSYS (США). Для спрощення розрахунку робочу арматуру було об'єднано в один об'ємний стрижень та розміщено в центр ваги перерізу арматури.

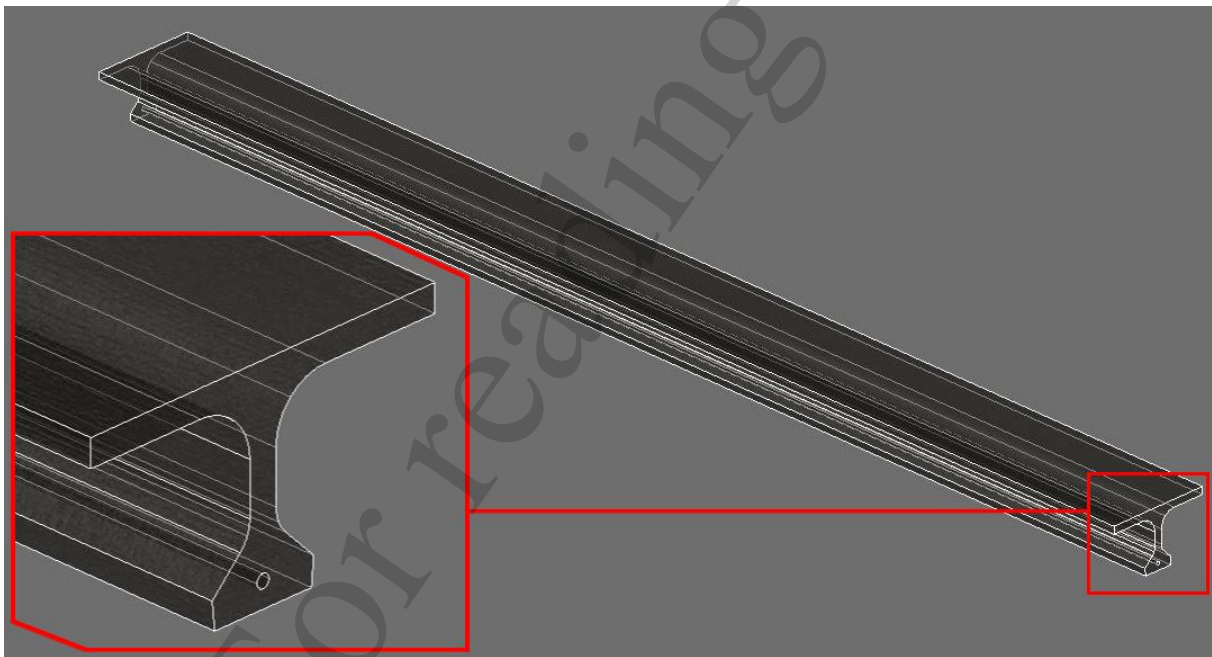


Рис. 3. Підготовлена 3D-модель у програмі Autodesk AutoCAD (США)

Перед обчисленням моделі у програмі ANSYS (США), її було розбито на 261665 гексадральних скінчених елементів (рис. 4), що забезпечує достатню точність розрахунків.

Довжина моделі балки дорівнює розрахунковій 24,0 м. Закріплення моделі виконане за схемою балки на двох опорах. Задані характеристики матеріалів відповідають бетону класу В35 (С28/35) та напружуваній арматурі класу В-II (В1400).

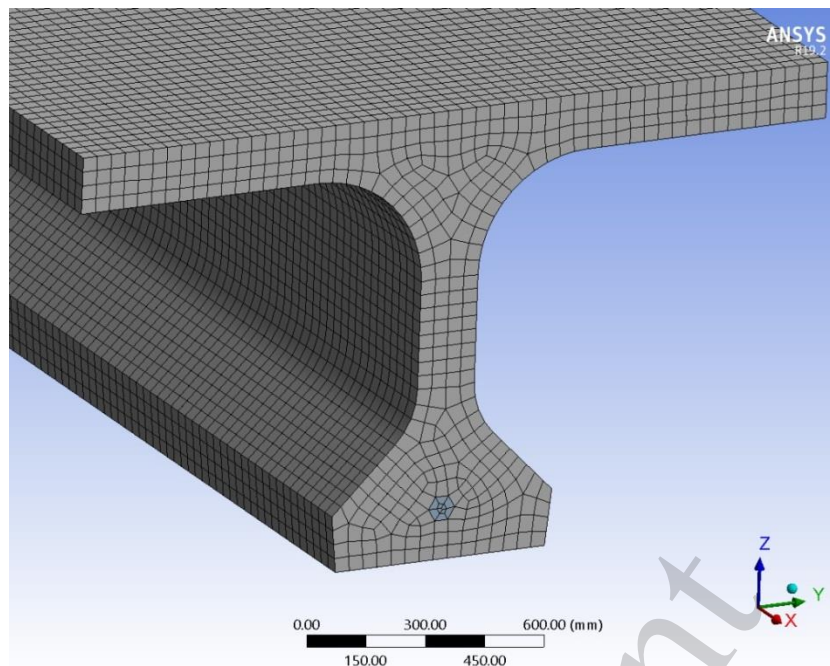


Рис. 4. Скінчено-елементна розрахункова модель балки у програмі ANSYS (США)

5. Результати дослідження деформованого стану прогонових будов автодорожніх мостів

5.1. Визначення величини тимчасового навантаження на частині мосту де виконуються будівельні роботи

Основний процес, який цікавить практиків при твердінні бетону, – це деформації, які відбуваються в балках прогонової будови під час проходження тимчасового рухомого навантаження. У даному випадку внутрішні зусилля в елементах перерізу для нас вторинні.

Для проведення необхідних розрахунків був узятий за приклад існуючий міст на автодорозі М-04 (рис. 2) та модель 1 автомобільного завантаження за схемою АК [10]. На його основі було запроєктовано аналогічний поперечний переріз прогонової будови із використанням балки довжиною 24,0 м за типовим проєктом серії 3.503.1-81 «Союздорпроєкту», а саме Б2400.174.120-ТВ-5Н (рис. 5) [11]. Також, для визначення величини сили впливу від тимчасового навантаження, що діє на прогонову будову, був проведений розрахунок коефіцієнту поперечного впливу.

Схема перерізу прогонової будови складається із дев'яти балок розставлених з кроком 2,1 м. При проходженні двох смуг руху на протилежній частині мосту найневигодніше розташування завантаження є його максимальне наближення до ділянки бетонування (рис. 6). Найбільш завантаженою балкою на ділянці бетонування плити підсилення у цьому випадку є балка Б5. Для даної балки та наведеної схеми завантаження прогонової будови було побудовано лінію впливу коефіцієнтів поперечної установи (КПУ) від якої зображено на рис. 6 [12].

Фактичні значення КПУ під кожним колесом наведені в табл. 1.

Ескіз	Марка балки	Розміри балки, мм		Клас бетона	Витрати матеріалів на виріб							Маса, кг
		e	b		Бетон, м ³	В-П (В1400), кг	К-7, кг	А-І, кг	А-ІІ, кг	А-ІІІ, кг	Прокат, кг	
	Б2400.174.120-ТВ.АІІ-1Н	700	2020	В35 (С28/35)	13,92	838,8	-	473,8	-	1258,4	72,6	34,8
	Б2400.174.120-ТВ.АІІ-2Н				13,92	838,8	-	473,8	-	1276,3	310,6	34,8
	Б2400.174.120-ТВ.АІІ-3Н				13,92	838,8	-	473,8	-	1272,6	262,6	34,8
	Б2400.174.120-ТВ.АІІ-4Н				13,92	838,8	-	493,8	-	1385,3	148,2	34,8
	Б2400.174.120-ТВ.АІІ-5Н				13,92	838,8	-	493,8	-	1381,6	100,2	34,8
	Б2400.194.120-ТВ.АІІ-1Н	900	2220		14,64	838,8	-	488,1	-	1330,7	72,6	36,6
	Б2400.194.120-ТВ.АІІ-2Н				14,64	838,8	-	488,1	-	1348,6	310,6	36,6
	Б2400.194.120-ТВ.АІІ-3Н				14,64	838,8	-	488,1	-	1344,9	262,6	36,6
	Б2400.194.120-ТВ.АІІ-4Н				14,64	838,8	-	508,1	-	1457,6	148,2	36,6
	Б2400.194.120-ТВ.АІІ-5Н				14,64	838,8	-	508,1	-	1453,9	100,2	36,6

Рис. 5. Характеристика типової балки прогонової будови

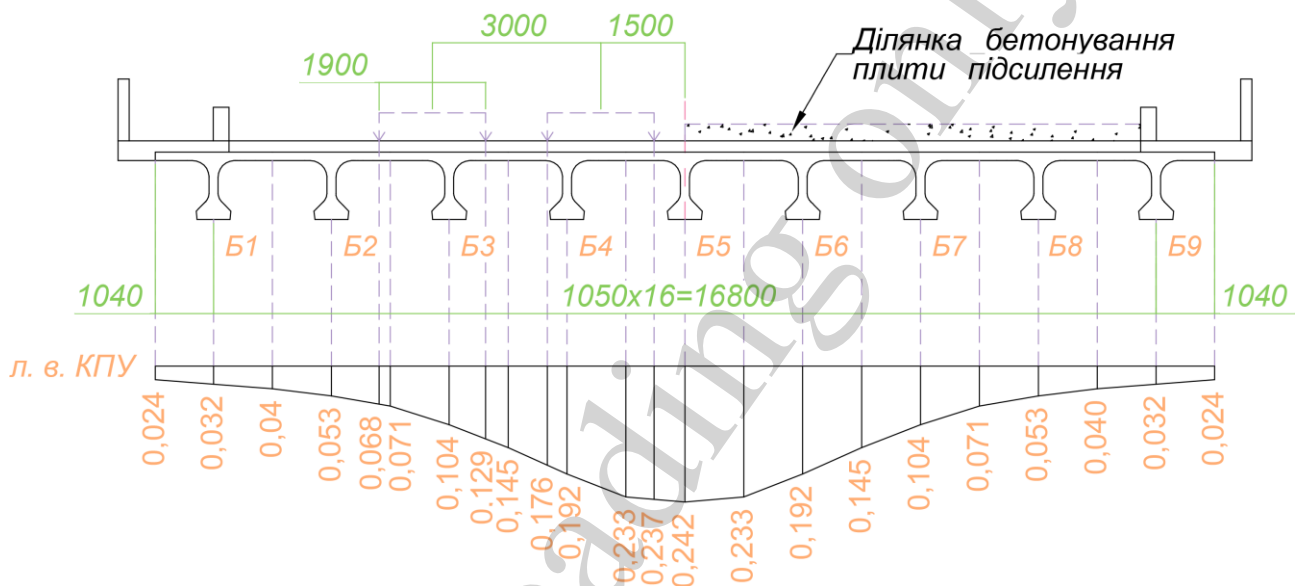


Рис. 6. Схема розташування тимчасового навантаження та лінія впливу коефіцієнтів поперечної установи

Таблиця 1

Коефіцієнти поперечної установи від тимчасового навантаження

№ смуги руху	Місце визначення КПУ	Значення КПУ
Перша смуга	перше колесо	$y_{1,1}=0,068$
	друге колесо	$y_{1,2}=0,129$
Друга смуга	перше колесо	$y_{2,1}=0,176$
	друге колесо	$y_{2,2}=0,237$

Середнє значення КПУ:

– для тандему АК:

$$\eta_p = \frac{0,068 + 0,129 + 0,176 + 0,237}{4} = 0,153; \quad (2)$$

– для розподіленої АК:

$$\eta_v = \frac{0,068 + 0,129 + 0,6 \cdot (0,176 + 0,237)}{4} = 0,111. \quad (3)$$

Отже, розрахункове тимчасове навантаження становить:

– від тандему АК:

$$P = 9,81 \cdot K \cdot n_c \cdot \eta_p \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) = \quad (4)$$
$$= 9,81 \cdot 11 \cdot 2 \cdot 0,153 \cdot 1,5 \cdot 1,3 = 128,36 \text{ кН};$$

– від розподіленої АК:

$$v = 0,98 \cdot K \cdot n_c \cdot \eta_v \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) = \quad (5)$$
$$= 0,98 \cdot 11 \cdot 2 \cdot 0,111 \cdot 1,3 \cdot 1 = 6,23 \text{ кН/м}.$$

Отримані результати інтенсивності навантажень від тандему та розподіленого тиску автомобілів з урахуванням коефіцієнту поперечного розподілу надалі будуть використанні для програмних розрахунків об'ємної моделі.

5. 2. Визначення деформацій за допомогою моделювання прогонової будови по типовому проєкту

Розрахунки проводились методом скінчених елементів для просторової конструкції балки, розрахункова модель якої показано на рис. 7.

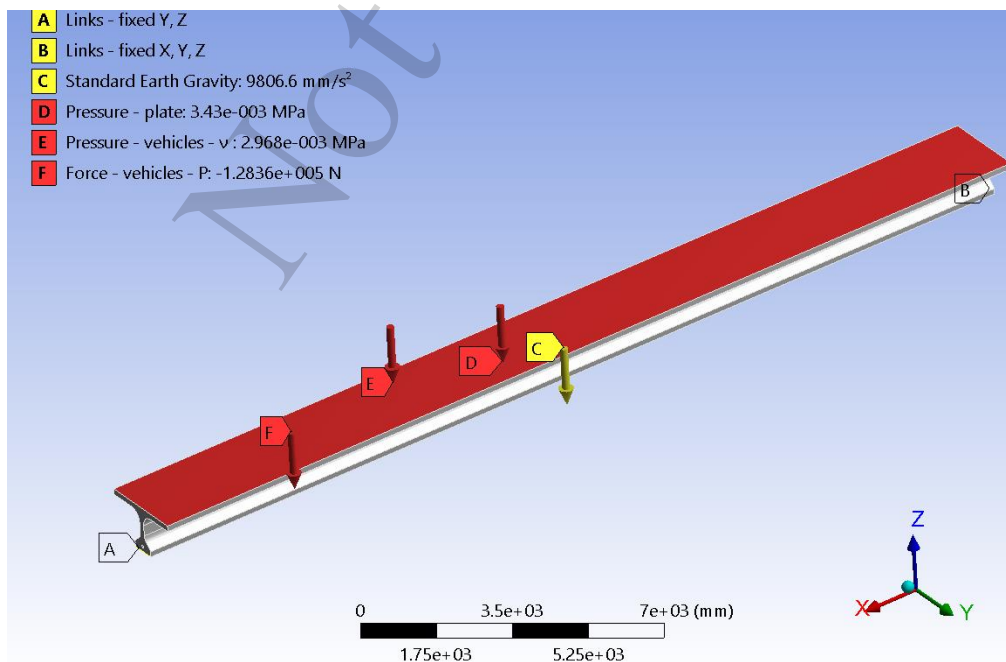


Рис. 7. Розрахункова модель балки

Проводиться два розрахунки моделі з такими варіантами завантажень: перший – у випадку врахування дії тільки постійних навантажень включаючи плиту підсилення, другий – постійні навантаження (з навантаженням новою додатковою плитою підсилення) і додатково тимчасове навантаження. Постійне навантаження від плити підсилення на розрахункову модель складає 7,2 кН/м. Результати абсолютних переміщень нижніх фібр додаткової плити підсилення балки, показані на рис. 8. Абсолютні значення горизонтальних переміщень нижніх фібр нової плити балки для кожного варіанту наведено в табл. 2.

Відносно, тобто фактичне значення горизонтального переміщення по нижнім фібрам нової плити визначаються по формулі:

$$\Delta_x = (\Delta_{\max}^{p+v} - \Delta_{\min}^{p+v}) - (\Delta_{\max}^p - \Delta_{\min}^p). \quad (6)$$

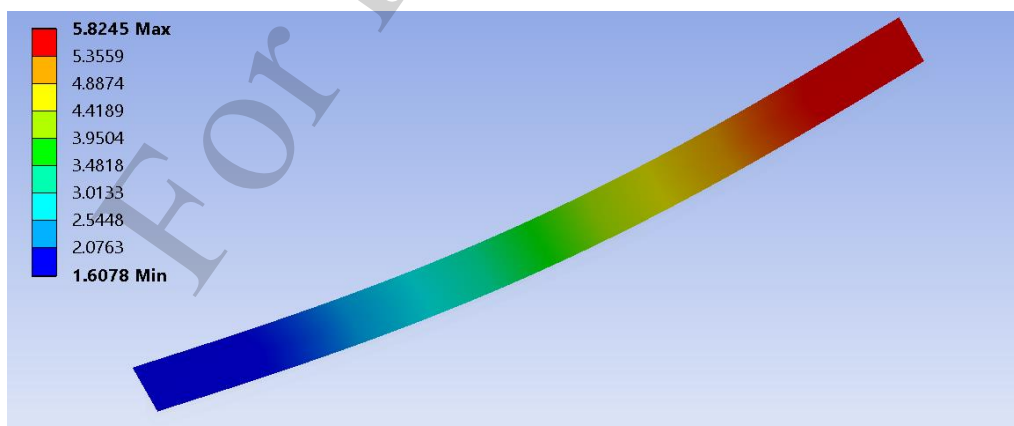
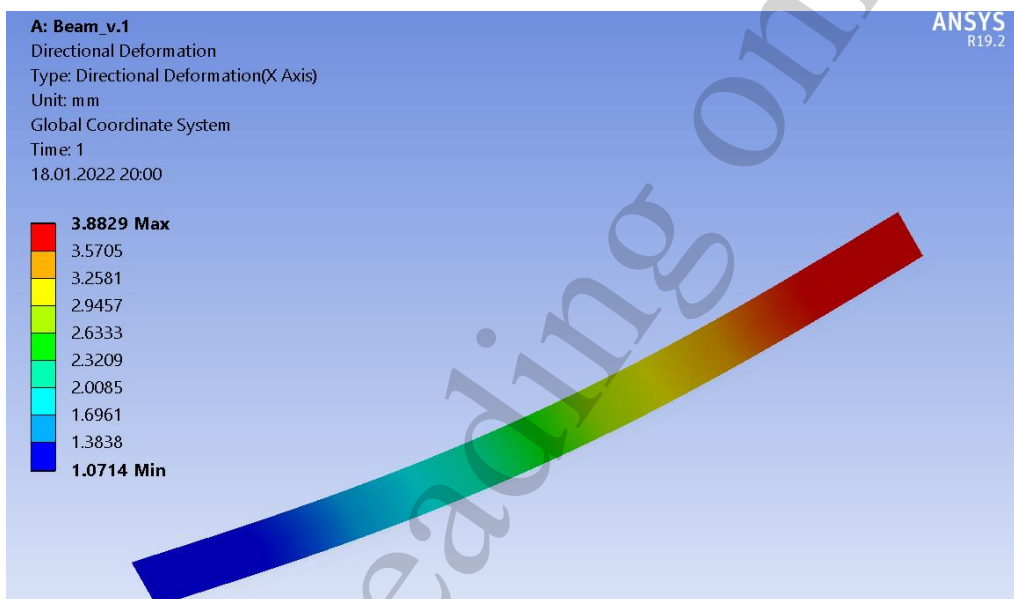


Рис. 8. Результати абсолютних переміщень нижніх фібр плити підсилення: *а* – без урахування тимчасового навантаження; *б* – під впливом тимчасового навантаження

Таблиця 2

Результати абсолютних значень горизонтальних переміщень нижніх фібр нової плити балки

Варіант розрахунку	Абсолютні переміщення нижніх фібр плити підсилення, мм	
Без урахування тимчасового автомобільного навантаження	Мінімальне	1,07
	Максимальне	3,88
Під впливом тимчасового автомобільного навантаження	Мінімальне	1,61
	Максимальне	5,83

Із отриманих розрахунків моделі (табл. 2) видно, що різниця у горизонтальних переміщеннях нижньої фібри нової плити проїзду перевищує у 1,5 рази.

Отже, фактичне значення відносних горизонтальних переміщень нижньої фібри нової плити від впливу тимчасового навантаження становить:

$$\Delta_x = (5,83 - 1,61) - (3,88 - 1,07) = 1,41 \text{ мм.} \quad (7)$$

За нормативними документами [13] рух по конструкціям, що бетонуються, допускається не раніше, ніж бетон досягне міцності 1,5 МПа. Практично, рух дозволяється при температурі повітря 15 °С через 2 доби, при 10 °С – через 3 доби, при 5 °С – через 4...5 діб). Результати розрахунків підтверджують негативний вплив на процес твердіння бетону, а саме руйнування структури бетону на початку його схоплювання.

5. 3. Аналіз можливих шляхів вирішення цієї проблеми та їх порівняння

Із можливих шляхів вирішення цієї проблеми пропонується два варіанти:

- 1) повне закриття руху на мосту;
- 2) розділення прогонової будови методом розрізання плити вздовж осі мосту на дві частини: перша – на якій проводяться ремонтні роботи, друга – на якій дозволений рух транспорту [14].

Нижче розглянуто переваги та недоліки кожного з варіантів у порівнянні один з одним.

Варіант № 1.

Переваги.

1. Поліпшуються умови охорони праці. Відсутність небезпечного фактору – рух транспорту поблизу місця проведення робіт.
2. Широкий фронт робіт для підрядної організації.
3. Спрощується схема огороження місця робіт (немає необхідності влаштування реверсного руху).
4. Скорочення термінів робіт на 30÷40 %.
5. Більш технологічні процеси при влаштуванні деформаційних швів яким не потрібне розрізання із наступним зварюванням.
6. Зниження витрат матеріалів, як наслідок зменшення вартості будівельних робіт.

Недоліки.

1. Наявність або влаштування об'їзду. При влаштуванні нового об'їзду на ближньому обході збільшується вартість робіт. При влаштуванні об'їзду на далекому обході збільшується відстань пробігу транспорту.

Варіант № 2.

Переваги.

1. Збереження руху транспорту за існуючою схемою.

Недоліки.

1. Наявність небезпечного фактору поблизу місця проведення робіт – рух транспорту.

2. Додаткові витрати на розрізання плити прогонової будови вздовж всієї споруди. Збільшення вартості.

3. Збільшення термінів виконання робіт на 20÷30 % через необхідність проведення робіт в 3 етапи – по одному етапу для кожного напрямку та етап влаштування шва об'єднання по осі прогонової будови.

4. Збільшення витрат матеріалів. Збільшення вартості робіт.

5. Необхідність закриття руху при бетонуванні 3-го етапу – влаштування шва об'єднання на термін до 7÷10 діб (до досягнення бетоном омоноличування міцності 70 %, рис. 1).

За кількістю переваг та недоліків найкращим шляхом для вирішення проблеми є варіант №1.

6. Обговорення результатів дослідження деформованого стану залізобетонних балок автодорожніх мостів при підсиленні прогонових будов

Насамперед питання якісного виконання технологічного процесу бетонування плити посилення балок автодорожніх мостів виникло безпосередньо у будівельників та виникла нова пропозиція дослідити деформації. Для проведення дослідження побудована об'ємна модель типової мостової балки у програмному забезпеченні Autodesk AutoCAD (США) та виконане її обчислення у програмі ANSYS (США). Встановлено, що горизонтальні деформації у плиті підсилення, які виникають від тимчасового автомобільного навантаження, мають вплив на свіжоукладений бетон додаткової плити.

На відміну від досліджень [2, 5–8], де фактори якісного твердіння бетону не враховували динамічних впливів, результат переміщень (1,41 мм) виявлено з урахуванням тимчасового навантаження. Отримані результати виникаючих переміщень (рис. 8) шляхом комп'ютерних розрахунків (табл. 2) представляють інтерес для проведення лабораторних досліджень, під час яких можливо детально визначити рівень динамічного впливу на поведінку структури застигаючого бетону. Аналітичні дослідження, де встановлено деформації при бетонуванні додаткової плити від тимчасового навантаження, в повній мірі пояснює необхідність враховувати ці результати (7). Виявлені особливості напружено-деформованого стану залізобетонних балок автодорожніх мостів підтвердило наявність деформацій, що руйнують структуру нового бетону.

Запропоновані способи вирішення проблеми присутності тимчасового навантаження під час виконання технологічних робіт (п. 5. 3) враховують матеріальні витрати та спроможність автомобільного руху.

Проведені дослідження були обмежені наявністю та величиною впливу переміщень, при цьому не враховувався склад бетону та наявність арматури у додатковій плиті. Ці обмеження можуть бути усунені за допомогою більш детального дослідження, а саме поведінки окремих видів та складу бетонів у взаємодії із арматурою.

7. Висновки

1. При руху тимчасового навантаження на одній половині моста величина тимчасового навантаження на частині мосту, де виконуються будівельні роботи, становлять від тандему АК 128,36 кН, від розподіленого навантаження АК 6,23 кН/м.

2. За допомогою моделі прогонової будови по типовому проекту Союздор-проекта серії 3.503.1-81 довжиною балок 24 м, методом скінчених елементів для просторової конструкції балки визначені деформації в перерізі додаткової плити – без урахування тимчасового навантаження вони становлять 3,88 мм, а під впливом тимчасового навантаження 5,83 мм. Різниця цих переміщень при відсутності та наявності тимчасового навантаження руйнують структуру бетону що твердіє. Аналіз впливу виявлених деформацій свідчить, що відбувається руйнування структури свіжоукладеного бетону та порушення адгезії свіжого бетону з арматурою та старою конструкцією плити прогонової будови. Якість бетону нової плити не дає можливості довговічної роботи підсиленої балки прогонової будови, при проектному терміні роботи залізобетонних конструкцій 50–70 років.

3. Із можливих шляхів вирішення цієї проблеми, при виконанні бетонних робіт по підсиленню прогонових будов, пропонується повне закриття руху транспорту. Цей спосіб найбільш економічний та у повному обсязі забезпечує умови для якісного створення структури бетонного каменю, що необхідно для збільшення вантажопідйомності та довговічності конструкції.

Література

1. Bodnar, L., Koval, P., Stepanov, S., Panibratets, L. (2019). Operational state of bridges of Ukraine. *Avtoshliakhovyk Ukrayiny*, 2 (258), 57–68. doi: <https://doi.org/10.33868/0365-8392-2019-2-258-57-68>

2. Shen, L., Soliman, M., Ahmed, S. A. (2021). A probabilistic framework for life-cycle cost analysis of bridge decks constructed with different reinforcement alternatives. *Engineering Structures*, 245, 112879. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112879>

3. Казарян, В. Ю., Сахарова, И. Д. (2018). Современные методы реконструкции мостовых сооружений. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 14, 6–14. URL: <http://btttrp.diit.edu.ua/article/view/152845/152034>

4. Борщов, В. І., Солдатов, К. І., Тарасенко, В. П., Попович, М. М., Соломка, В. І. (2003). Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів. Дніпро, 404.
5. Baloch, W. L., Siad, H., Lachemi, M., Sahmaran, M. (2021). A review on the durability of concrete-to-concrete bond in recent rehabilitated structures. *Journal of Building Engineering*, 44, 103315. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103315>
6. Пшінько, О. М., Краснюк, А. В., Громова, О. В. (2015). Вибір матеріалів для ремонту та відновлення бетонних та залізобетонних конструкцій транспортних споруд з урахуванням критерію сумісності. Дніпропетровськ, 195. URL: <https://docplayer.net/86071361-Vibir-materialiv-dlya-remontu-ta-vidnovlennya-betonnih-ta-zalizobetonnih-konstrukciy-transportnih-sporud-z-urahuvannyam-kriteriyu-sumisnosti.html>
7. Žiogas, V. A., Juočiūnas, S., Medelienė, V., Žiogas, G. (2012). Concreting and early hardening processes in monolithic reinforced concrete structures / Procesai, vykstantys betonavimo ir pradinio kietėjimo metu gelžbetoninėse monolitinėse konstrukcijose. *Engineering Structures and Technologies*, 4 (2), 67–75. doi: <https://doi.org/10.3846/2029882x.2012.699258>
8. He, Y., Zhang, X., Hooton, R. D., Zhang, X. (2017). Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding. *Construction and Building Materials*, 151, 582–590. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.049>
9. Сенченко, І. О. Набір міцності бетону - стадії, графік наростання в залежності від температури по добі. URL: <http://stroytechnology.net/schkolaremonty/7998-nabir-miznosti-betony.html>
10. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. Київ. URL: <http://kbu.org.ua/assets/app/documents/dbn2/48.1.%20ДБН%20В.1.2-15~2009.%20Споруди%20транспорту.%20Мости%20та%20тр.pdf>
11. Серия 3.503.1-81. Пролетные строения сборные железобетонные длиной 12, 15, 18, 21, 24, 33 м из балок двутаврового сечения с предварительно напрягаемой арматурой для мостов и путепроводов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, на улицах и дорогах в городах. URL: <https://www.eruditor.io/file/3335826/>
12. Ведомственные строительные нормы (1988). Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов (ВСН 32-89). Министерство автомобильных дорог Российской Советской Федеративной Социалистической Республики. URL: <https://docs.cntd.ru/document/1200006844>
13. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_203/5-1-0-1833
14. Морозова, Л. М., Самосват, В. В. (2012). Аналіз впливу руйнування поперечного об'єднання залізобетонних балок прогонової будови розрізних мостів на розподілення навантаження. Донецьк, 165.

UDC 624.21.09.012.35

DOI: 10.15587/1729-4061.2022.254315

DETERMINING FEATURES OF THE DEFORMED STATE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS OF ROAD BRIDGES WHEN STRENGTHENING THE SPAN STRUCTURES

Serhii Kliuchnyk
PhD, Associate Professor*

Dmytro Spivak
Corresponding author

Postgraduate Student*

E-mail: dmytro_spivak@diit.edu.ua

Igor Goryushkin

Chief Engineer

Limited Liability Society

Budivelnna Kompaniya Adamant

Ahustyna Shtefana str., 12,

Mukachevo, Ukraine, 89611

*Department of Transport Infrastructure

Ukrainian State University

of Science and Technologies

Lazaryana str., 2, Dnipro, Ukraine, 49010

The technology of repairing reinforced concrete bridges typically involves closing traffic on one half of the structure and performing work on it when it is possible to move vehicles on the second part of this structure. The main process of interest to practitioners in terms of hardening concrete, which occurs in the beams of a span structure during the passage of a temporary moving load, is deformation. By the time the cement of freshly laid concrete of the overhead reinforcement slab is hardened, it is necessary to create the necessary conditions for this (temperature, humidity, immobility over time, etc.). Before concrete acquires strength, movements arising in the span structure cause the destruction of cement stone at the formation stage. It is necessary to investigate the presence of deformations, as well as their impact on the impossibility of forming a homogeneous structure of concrete and its adhesion to reinforcing elements that combine the existing slab with the new one.

This study has established deformations induced by a temporary load from 1.61 to 5.83 mm, which have a negative impact on the process of solidification of concrete in the reinforcement slab for a span structure during the repair of a motorway bridge. The three-dimensional models were calculated by simulating a bridge of the M-04 highway. The results underlie the conclusions that the technology of repair work does not take into consideration the required conditions for high-quality concrete strength acquisition in an additional slab.

The study results established that operations on concreting an additional overhead reinforcement slab in the presence of vibrational effects exerted by the temporary load on the span structure cannot be performed because of the destruction of concrete at the hardening stage.

Given the above issue, several ways to address it have been devised and analyzed; the best of them is recommended

Keywords: repair of bridges, concrete road beams, reinforcement slab, deformation, concrete structure

Received date 13.01.2022

Accepted date 17.03.2022

Published date 28.04.2022

How to Cite: Kliuchnyk, S., Spivak, D., Goryushkin, I. (2022). Determining features of the deformed state of reinforced concrete beams of road bridges when strengthening the span structures. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2 (1 (116)), 22–28. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.254315>

1. Introduction

Road load increases over time while bridges exposed to this load, which were designed according to earlier standards, are aged, demonstrating defects, and failing to meet the carrying capacity of modern carloads. There are about 12 % of bridges whose service life exceeds 80 years; the resource of those structures is close to exhaustion. A significant number of bridges on public roads were built before 1989, that is, 30 years ago; during operation, they are prone to defects. Thus, a significant share of them, 63.5 %, does not meet the requirements set by acting norms [1]. Therefore, there is a need to repair or reconstruct bridges while simultaneously increasing their carrying capacity. When executing such operations, important factors may be ignored needed for the qualitative achievement of the goal. Therefore, analyzing methods for improving the properties

of structures is necessary and always relevant, especially in a given area of high-class responsibility – bridge construction.

2. Literature review and problem statement

Work [2] states that the repair and restoration of the concrete coating are associated with significant material costs; in addition, they lead to reduced throughput and congestion. At the present stage, for restoring concrete structures, advanced methods for the reconstruction and repair of bridges are proposed [3], ensuring the durability of structures and increasing the carrying capacity of beams in span structures [4]. Most often, during the reconstruction of road bridges, in order to increase the carrying capacity of the bridge, the arrangement of an overhead slab for strengthening the motorway is implied. However, there remained unresolved issues related to the oc-

currence of deformations that are not taken into consideration for a high-quality acquisition of strength of fresh concrete mixture [5] when concreting the reinforcement slab.

The service life and reliability of monolithic reinforced concrete structures depend mainly on the influence of technology [2]. Mainly, the quality of concrete is associated with the composition of materials, their quality, and taking into consideration the criterion of compatibility of components [6]. In addition, the reliable structure of concrete depends on the processes during concreting and the conditions of primary hardening [7]. Work [8] shows the necessary conditions for the formation of high-quality concrete and analyzes the relationship of the main parameters of concreting technology. However, the moving load on the bridge during the implementation of concrete works contributes to the occurrence of deformations and affects the structure of non-hardened concrete. When performing operations on arranging an additional overhead strengthening slab [3], the newly laid concrete is affected by displacements unacceptable in the process of hardening concrete. In the case of work without complete removal of traffic from the span structure, the structure of freshly laid concrete could be destroyed; the adhesion between the fresh concrete with reinforcement and the old structure of the span slab would be disturbed [8]. Work on concreting an additional overhead reinforcement slab in the presence of vibrational effects induced by the temporary load on the span structure cannot be performed because of the destruction of concrete at the hardening stage. That is, when performing these construction operations, technological violations occur that adversely affect the condition of new concrete and the entire reinforcement of span structures [5]; this issue has not been investigated in detail. The above allows us to assert that it is expedient to conduct a study into the occurrence of deformations, their size, their impact on the process of hardening and the acquisition of strength by concrete of an additional reinforcement slab. It is predetermined by the urgent need to improve the resource and carrying capacity of road bridges operated on motorways. The prospect of such studies, based on unresolved issues in the analysis of problems, is that the method of reinforcement, which is considered in the current work, is the most appropriate, effective, and widespread.

3. The aim and objectives of the study

The purpose of this research is to identify deformations and confirm the impact of a temporary load on the violation of the technological process of hardening the concrete reinforcement slab using the software calculation of estimated models. This will make it possible to prove that an increase in the carrying capacity of span structures with the help of an overhead slab does not produce the desired effect, which makes the relevant research expedient.

To accomplish the aim, the following tasks have been set:

- to determine the amount of temporary load on the part of a bridge where construction work is carried out;
- to simulate the span structure according to a typical project, which was most often used on roads, determine the deformations in the cross-section of an additional slab, and analyze the impact of the detected deformations on the destruction of the structure of freshly laid concrete and violation of the adhesion of fresh concrete with reinforcement and the old structure of the span slab;

- to analyze possible ways to solve this problem and compare them.

4. The study materials and methods

A concrete mixture after pouring undergoes the physical and chemical processes that turn it into a solid basis for the construction structure. The strength indicator is the main characteristic of concrete as a structural material. One of its properties is the acquisition of strength by concrete over time. One makes a quality assessment only after complete hardening. As soon as water and cement come into interaction, the slurry gradually loses its mobility and changes its properties. A new structure forms over a certain time. The aging of concrete stone involves two stages in the solution evolution: the initial – concrete setting, and the final – concrete hardening. Their progress makes it possible to obtain the properties of strength corresponding to the concrete of a certain class and grade.

Concrete setting stage. During transportation to the place of concreting in a concrete mixer, the slurry remains movable due to its constant agitation and its thixotropic properties. Stopping the mechanical effect on a concrete slurry after pouring increases its viscosity; it begins to set. All detected defects in the slab formation should be removed at the beginning of the first stage of concrete stone aging: it starts immediately after pouring and does not last long.

The duration of the concrete setting depends on the ambient air temperature. A constant temperature of +20 °C is considered an ideal condition for the first stage of slurry solidification, which allows it to set in 3 hours. When changing this condition, the duration of the setting may vary towards a decrease or increase. This stage lasts the longest at ambient temperature values close to 0 degrees [9].

Laying concrete should be carried out in compliance with many conditions. One of the conditions concerns the restriction on the time of laying concrete. The end of laying the concrete slurry in the structure should take place no later than the start of cement setting. The onset of setting (OS) depends on the grade of cement, its activity, the presence or absence of admixtures – accelerators (inhibitors) of hardening, temperature, and other factors. OS is a characteristic of the cement grade; it is typically 3 to 6 hours.

Primary hydration of cement lasts from OS to the end of setting (ES); it occurs within 6–12 hours. This time involves the processes of cement stone formation, as well as the adhesion of cement stone to large and small aggregates and reinforcement [5]. During this period, concrete does not yet have the strength of single-axis compression, displacement, and stretching [6]. At the time of OS, concrete is a suspension of cement milk (slurry) and inert fillers. At the time of ES, concrete can be compared to sandy soils with a high content of gravel. Until the time of ES, concrete gains some shear strength, which is caused by the “stickiness” of cement slurry and can be compared to the characteristic of “adhesion” of sandy soils. A conditional plot of the concrete strength acquisition is shown in Fig. 1.

The equation describing the concrete hardening plot can be written as follows:

$$M = 31.3 \ln(T) - 2.38, \quad (1)$$

where M is the strength, %; T – time, day.

CONCRETE STRENGTH ACQUISITION PLOT

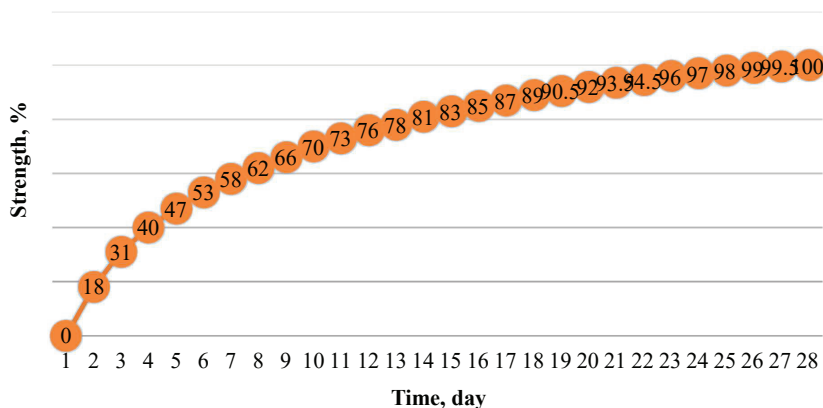


Fig. 1. Concrete strength acquisition plot

When arranging an overhead slab on the motorway of bridge structures, B35 class concrete should be used. The design strength of this class of concrete at the age of 28 days should be guaranteed to be at least 45 MPa (460 kg/cm²).

It should be noted that arranging an overhead slab for strengthening the motorway during the reconstruction and repair of bridges is implied for the repair of bridges whose span structures are made of prefabricated T-shaped or I-beam reinforced concrete beams. In this case, the beams can be combined either with monolithic parts of the motorway slab or with welds on the laid parts of the slab and diaphragm.

When repairing and reconstructing bridge structures, the idea to arrange an additional overhead slab is not bad, but controversial. The positive aspects include an increase in the compressed zone of the cross-section of the beams of the span structure. The result is an increase in the carrying capacity of the structure. Due to the increase in the height of the cross-section of the span, its carrying capacity and rigidity increase, therefore, deflections decrease while the comfort of movement improves [4].

Negative is an additional constant load on the span structure (+350 kg/m² with a slab thickness of 14 cm). In addition, with an increase in the rigidity of the span structure, the frequency of its natural oscillations changes. Typically, for reinforced concrete beam spans, the frequency of natural oscillations is 5÷12 Hz for the first shape of oscillations, and 18÷25 Hz for their second shape.

The technology of repairing reinforced concrete bridges, as a rule, involves closing traffic on one half of the structure and performing work on it (Fig. 2) while it allows for the further movement of vehicle load on the second part of the structure [3].

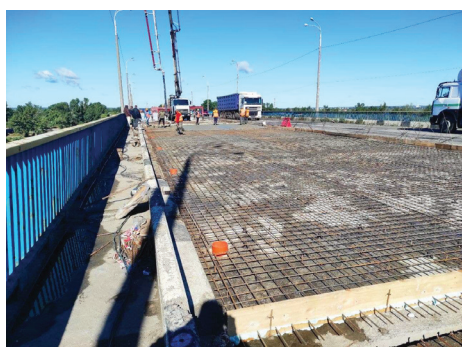


Fig. 2. Repairing a bridge on the road M-04, 233 km

The composition of maintenance work is typical:

1. Removal of asphalt.
2. Removal of the protective and leveling layer with waterproofing to the beam slab.
3. Installation of rows of anchors in increments of 1.0÷1.5 m (anchors Ø10÷12 mm, which are drilled to 100 mm).
Cleaning the surface of the slab.
4. Application to the entire surface of the slab of materials such as Sika to ensure further adhesion of new concrete to the slab.
5. Installation of reinforcing meshes on the entire area in one layer (reinforcement Ø10, step 150×150 mm).
6. Concreting the slab, taking into consideration the new requirements for transverse slopes (2.5 %).

Given that all the new layers in total should meet the previous marks, and the fact that the new thickness of asphalt is 110 mm, depending on the width of the bridge, the resulting thickness of the slab is 80 to 110 mm.

For our research, a software method of calculation is used – a finite-element method. 3D modeling is performed in Autodesk AutoCAD (USA) (Fig. 3) and the finished model is estimated using the ANSYS software (USA). To simplify the calculation, working fittings were combined into one volumetric rod and placed in the center of gravity of the reinforcement cross-section.

Before calculating the model using the ANSYS software (USA), it was divided into 261665 hexahedral finite elements (Fig. 4), which ensures sufficient accuracy of calculations.

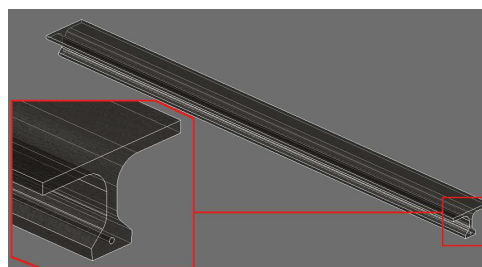


Fig. 3. 3D model prepared in Autodesk AutoCAD software (USA)

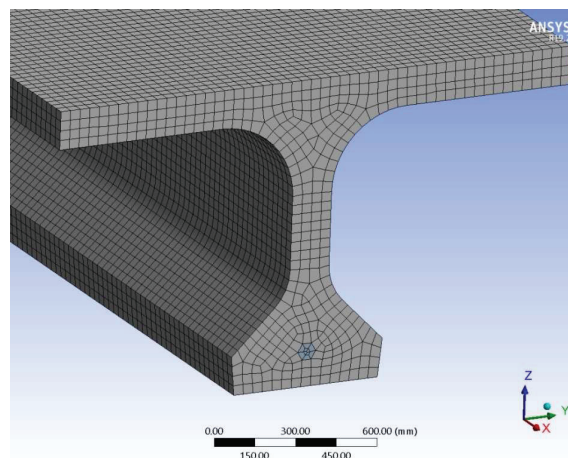


Fig. 4. The finite-element estimated model of a beam using the ANSYS software (USA)

The length of the beam model is equal to the estimated one of 24.0 m. The model was fixed according to the beam scheme on two supports. The specified characteristics of the materials correspond to concrete class B35 (C28/35) and strained reinforcement of class B-II (B1400).

5. Results of studying the deformed state of span structures in road bridges

5.1. Determining the amount of temporary load on the part of the bridge where construction work is carried out

The basic process of interest to practitioners when hardening concrete is deformations that occur in the beams of the span structure exposed to a temporary moving load. In this case, the internal efforts in the cross-sectional elements are secondary to us.

To carry out the required calculations, an actual bridge on the M-04 highway (Fig. 2) and model 1 of the carload according to the AK scheme were taken as examples [10]. On its basis, a similar cross-section of the span structure was projected using a beam 24.0 m long according to the typical project of the series 3.503.1-81, by Soyuzdorproekt, namely B2400.174.120-TV-5N (Fig. 5) [11]. In addition, to determine the magnitude of the force of influence induced by the temporary load acting on the span structure, we calculated the transverse impact factor.

The scheme of the cross-section of the span structure consists of nine beams arranged in increments of 2.1 m. With two lanes of traffic on the opposite part of the bridge,

the most unfavorable loading location is its maximum approximation to the concreting area (Fig. 6). The busiest beam on the concreting area of the reinforcement slab, in this case, is the B5 beam. For a given beam and a given scheme of loading the span structure, a line of influence of the coefficients of transverse arrangement (CTA) was built, which is shown in Fig. 6 [12].

The actual values of CTA under each wheel are given in Table 1.

Table 1

Coefficients of transverse arrangement depending on temporary load

Traffic line No.	CTA measurement site	CTA value
Lane 1	wheel 1	$y_{1,1}=0.068$
	wheel 2	$y_{1,2}=0.129$
Lane 2	wheel 1	$y_{2,1}=0.176$
	wheel 2	$y_{2,2}=0.237$

CTA mean value:

– for AK tandem:

$$\eta_p = \frac{0.068 + 0.129 + 0.176 + 0.237}{4} = 0.153; \tag{2}$$

– for distributed AK:

$$\eta_v = \frac{0.068 + 0.129 + 0.6 \cdot (0.176 + 0.237)}{4} = 0.111. \tag{3}$$

Sketch	Beam brand	Beam dimensions, mm		Concrete class	Costs of materials for the product							Weight, kg
		c	b		Concrete, m ³	B-II (B1400), kg	K-7, kg	A-I, kg	A-II, kg	A-III, kg	Steel rental, kg	
	B2400.174.120-TV.AIII-1H	700	2020	B35 (C28/35)	13,92	838,8	-	473,8	-	1258,4	72,6	34,8
	B2400.174.120-TV.AIII-2H				13,92	838,8	-	473,8	-	1276,3	310,6	34,8
	B2400.174.120-TV.AIII-3H				13,92	838,8	-	473,8	-	1272,6	262,6	34,8
	B2400.174.120-TV.AIII-4H				13,92	838,8	-	493,8	-	1385,3	148,2	34,8
	B2400.174.120-TV.AIII-5H				13,92	838,8	-	493,8	-	1381,6	100,2	34,8
	B2400.194.120-TV.AIII-1H				900	2220	14,64	838,8	-	488,1	-	1330,7
	B2400.194.120-TV.AIII-2H	14,64	838,8				-	488,1	-	1348,6	310,6	36,6
	B2400.194.120-TV.AIII-3H	14,64	838,8				-	488,1	-	1344,9	262,6	36,6
	B2400.194.120-TV.AIII-4H	14,64	838,8				-	508,1	-	1457,6	148,2	36,6
	B2400.194.120-TV.AIII-5H	14,64	838,8				-	508,1	-	1453,9	100,2	36,6

Fig. 5. Specifications for a typical beam of the span structure

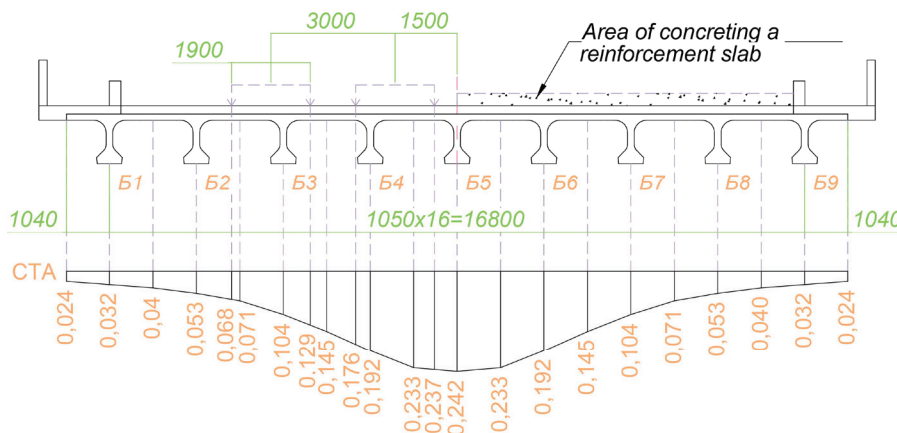


Fig. 6. Schematic showing the location of temporary load and the line of influence of the coefficients of transverse arrangement

Thus, the estimated temporary load is:

– depending on AK tandem:

$$P = 9.81 \cdot K \cdot n_c \cdot \eta_p \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) = 9.81 \cdot 11 \cdot 2 \cdot 0.153 \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 128.36 \text{ kN}; \tag{4}$$

– depending on distributed AK:

$$v = 0.98 \cdot K \cdot n_c \cdot \eta_v \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) = 0.98 \cdot 11 \cdot 2 \cdot 0.111 \cdot 1.3 \cdot 1 = 6.23 \text{ kN/m}. \tag{5}$$

The obtained results of the intensity of loads from tandem and distributed pressure of cars, taking into consideration the transverse distribution coefficient, will later be used for software calculations of the volumetric model.

5. 2. Determining deformations by modeling the span structure of a typical project

Our calculations were carried out by a finite-element method for the spatial structure of the beam whose estimated model is shown in Fig. 7.

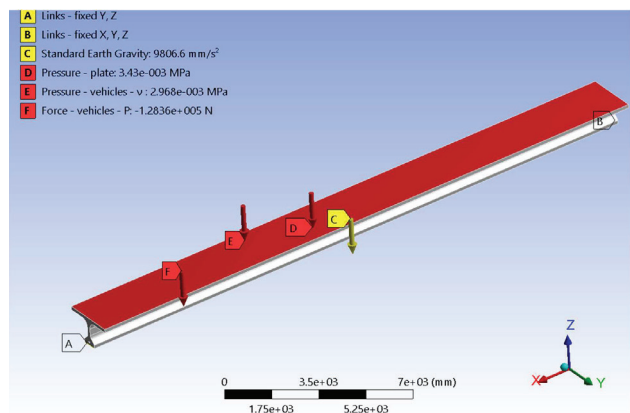


Fig. 7. Estimation model of the beam

Two calculations of the model with the following load options are carried out: the first in the case of taking into consideration the effect of only constant loads including the reinforcement slab, the second – constant loads (with a load of a new additional reinforcement slab) and an additional temporary load. The constant load from the reinforcement slab on the estimated model is 7.2 kN/m. The results of absolute movements of the lower fibers of the additional beam of slab reinforcement are shown in Fig. 8. The absolute values of horizontal movements of the lower fibers of the new beam slab for each variant are given in Table 2.

The relative, that is, the actual value of horizontal movement along the lower fibers of the new slab is determined from the following formula:

$$\Delta_x = (\Delta_{\max}^{p+v} - \Delta_{\min}^{p+v}) - (\Delta_{\max}^p - \Delta_{\min}^p). \tag{6}$$

Our calculations of the model (Table 2) demonstrate that the difference in horizontal movements of the lower fiber of the new slab exceeds 1.5 times.

Consequently, the actual value of the relative horizontal movements of the lower fiber of the new slab depending on the effects of the temporary load is:

$$\Delta_x = (5.83 - 1.61) - (3.88 - 1.07) = 1.41 \text{ mm}. \tag{7}$$

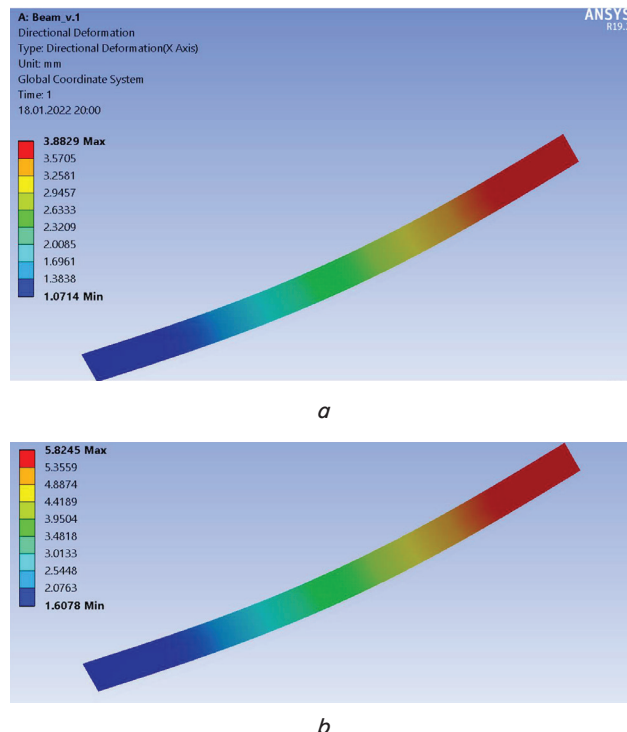


Fig. 8. Results of absolute displacements of the lower fibers of the reinforcement slab: a – without taking into consideration the temporary load; b – under the influence of temporary load

Table 2
Results of absolute values of horizontal movements of lower fibers of the new beam slab

Calculation variant	Absolute displacements of the lower fibers of the reinforcement slab, mm	
Excluding temporary traffic load	Minimal	1.07
	Maximum	3.88
Under the influence of temporary traffic load	Minimal	1.61
	Maximum	5.83

According to regulatory documents [13], movement over concrete structures is allowed no earlier than concrete reaches a strength of 1.5 MPa. Practically, the movement is allowed at an air temperature of 15 °C after 2 days, at 10 °C – after 3 days, at 5 °C – after 4...5 days. The calculation results confirm the negative impact on the process of hardening concrete, namely the destruction of the structure of concrete at the beginning of its setting.

5. 3. Analyzing possible ways to solve this problem and comparing them

There are two possible solutions to this problem:

- 1) complete closure of traffic on the bridge;
- 2) division of the span structure by cutting the slab along the axis of the bridge into two parts: the first – on which repair work is carried out, the second – on which traffic is allowed [14].

Below are the advantages and disadvantages of each option in comparison with each other.

Option number 1.

Advantages:

1. Improved working conditions. The absence of a dangerous factor – traffic near the place of maintenance work.

2. Wide front of work for the contractor.
3. Simplified scheme of fencing the place of maintenance work (there is no need for reverse movement).
4. Reduction of terms of maintenance work by 30÷40 %.
5. Advanced technological processes when arranging deformation seams that do not require cutting with subsequent welding.
6. Reducing the cost of materials, the result being a reduced cost of construction work.

Disadvantages: availability or arrangement of a detour. When arranging a new detour on the near bypass, the cost of maintenance work increases. When arranging a detour on a long-distance bypass, the distance of the traffic increases.

Option number 2.

Advantages: preservation of traffic according to the existing scheme.

Disadvantages:

1. The presence of a dangerous factor near the place of maintenance work – traffic.
2. Additional costs for cutting the slab of the span structure along the entire structure. Increased cost.
3. Increasing the duration of maintenance work by 20÷30 % due to the need for operations in 3 stages – one stage for each direction and the stage of arranging the combined seam along the axis of the span structure.
4. Increased consumption of materials. The increased cost of maintenance work.
5. The need to close the traffic during concreting of the 3rd stage – arranging the joint seam for up to 7÷10 days (until concrete monoliths reach a strength of 70 %, Fig. 1).

By the number of advantages and disadvantages, the best way to solve the problem is option No. 1.

6. Discussion of results of studying the deformed state of reinforced concrete beams of road bridges with the strengthening of span structures

First, the issue of high-quality implementation of the technological process of concreting the slab for strengthening the beams of road bridges arose directly among builders; a new suggestion intended to investigate the deformations. For our study, a three-dimensional model of a typical bridge beam was built in the Autodesk AutoCAD software (USA); its calculation involved the ANSYS program (USA). It was established that horizontal deformations in the reinforcement slab, which arise from a temporary car load, have an effect on the freshly laid concrete of the additional slab.

Unlike studies [2, 5–8] where factors of high-quality concrete hardening did not take into consideration dynamic impacts, the result of displacements (1.41 mm) was determined taking into consideration the temporary load. Our results of emerging displacements (Fig. 8) from computer

calculations (Table 2) are of interest for laboratory tests, during which it is possible to determine in detail the level of dynamic influence on the behavior of the structure of solidifying concrete. The analytical study where deformations from a temporary load were established when concreting an additional slab fully explains the need to take these results into consideration (7). The identified features of the stressed-deformed state of reinforced concrete beams of road bridges confirmed the presence of deformations that destroy the structure of new concrete.

The proposed ways to solve the problem of the presence of temporary load during the implementation of technological works (chapter 5.3) take into consideration the material costs and provide for road traffic.

Our studies were limited by the presence and magnitude of the impact of movements, while the composition of the concrete and the presence of reinforcement in the additional slab were not taken into consideration. These restrictions can be eliminated through more detailed research, namely the behavior of individual types and the composition of concrete in interaction with reinforcement.

7. Conclusions

1. When moving a temporary load on one half of the bridge, the amount of the temporary load on the part of the bridge where construction work is carried out is, due to the AK tandem, 128.36 kN; due to the distributed AK load, 6.23 kN/m.

2. With the help of a model of the span structure based on the typical project by Soyuzdorproekt, series 3.503.1-81, with a beam length of 24 m, the method of finite elements for the spatial design of the beam was employed to determine deformations in the cross-section of the additional slab; without taking into consideration the temporary load, they are 3.88 mm; and under the influence of a temporary load, 5.83 mm. The difference in these movements in the absence and presence of a temporary load destroys the structure of hardening concrete. Our analysis of the effects of detected deformations reveals that there is a destruction of the structure of freshly laid concrete and a violation of the adhesion of fresh concrete with reinforcement and the old structure of the slab of span structure. The quality of concrete of the new slab does not allow for a long-term operation of the reinforced beam of the span structure, with a design period of 50–70 years of reinforced concrete structures.

3. Among the possible ways to solve this problem, when concrete works are performed to strengthen the span structures, complete closure of traffic is proposed. This technique is the most economical and fully provides conditions for the qualitative creation of the structure of concrete stone, which is necessary to increase the carrying capacity and durability of the structure.

References

1. Bodnar, L., Koval, P., Stepanov, S., Panibratets, L. (2019). Operational state of bridges of Ukraine. *Avtoshliakhovyk Ukrainy*, 2 (258), 57–68. doi: <https://doi.org/10.33868/0365-8392-2019-2-258-57-68>
2. Shen, L., Soliman, M., Ahmed, S. A. (2021). A probabilistic framework for life-cycle cost analysis of bridge decks constructed with different reinforcement alternatives. *Engineering Structures*, 245, 112879. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112879>
3. Kazaryan, V. Yu., Sakharova, I. D. (2018). Modern methods of reconstruction of bridge structures. *Mosty ta tuneli: teoriya, doslidzhennia, praktyka*, 14, 6–14. Available at: <http://btrp.dit.edu.ua/article/view/152845/152034>

4. Borshchov, V. I., Soldatov, K. I., Tarasenko, V. P., Popovych, M. M., Solomka, V. I. (2003). Pravyla vyznachennia vantazhopidomnosti balkovykh zalizobetonnykh prohonovykh budov zaliznychnykh mostiv. Dnipro, 404.
5. Baloch, W. L., Siad, H., Lachemi, M., Sahmaran, M. (2021). A review on the durability of concrete-to-concrete bond in recent rehabilitated structures. *Journal of Building Engineering*, 44, 103315. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103315>
6. Pshinko, O. M., Krasniuk, A. V., Hromova, O. V. (2015). Vybir materialiv dlia remontu ta vidnovlennia betonnykh ta zalizobetonnykh konstruktsiy transportnykh sporud z urakhuvanniam kryteriyu sumisnosti. Dnipropetrovsk, 195. Available at: <https://docplayer.net/86071361-Vibir-materialiv-dlya-remontu-ta-vidnovlennya-betonnih-ta-zalizobetonnih-konstrukciy-transportnih-sporud-z-urakhuvanniam-kryteriyu-sumisnosti.html>
7. Žiogas, V. A., Juočiušas, S., Medelienė, V., Žiogas, G. (2012). Concreting and early hardening processes in monolithic reinforced concrete structures / Procesai, vykstantys betonavimo ir pradinio kietėjimo metu gelžbetoninėse monolitinėse konstrukcijose. *Engineering Structures and Technologies*, 4 (2), 67–75. doi: <https://doi.org/10.3846/2029882x.2012.699258>
8. He, Y., Zhang, X., Hooton, R. D., Zhang, X. (2017). Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding. *Construction and Building Materials*, 151, 582–590. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.049>
9. Senchenko, I. O. Nabir mitsnosti betonu - stadiyi, hrafik narostannia v zalezhnosti vid temperatury po dobi. Available at: <http://stroytechnology.net/schkola-remonty/7998-nabir-miznosti-betony.html>
10. DBN V.1.2-15:2009. Sporudy transportu. Navantazhennia ta vplyvy. Mosty ta truby. Kyiv. Available at: <http://kbu.org.ua/assets/app/documents/dbn2/48.1.%20ДБН%20В.1.2-15-2009.%20Споруди%20транспорту.%20Мости%20та%20тр.pdf>
11. Seriya 3.503.1-81. Proletnye stroeniya sbornye zhelezobetonnye dlinoy 12, 15, 18, 21, 24, 33 m iz balok dvutavrovogo secheniya s predvaritel'no napryagaemoy armaturoy dlya mostov i puteprovodov, raspolozhennykh na avtomobil'nykh dorogakh obshego pol'zovaniya, na ulitsakh i dorogakh v gorodakh. Available at: <https://www.eruditor.io/file/3335826/>
12. Seriya 3.503.1-81. Proletnye stroeniya sbornye zhelezobetonnye dlinoy 12, 15, 18, 21, 24, 33 m iz balok dvutavrovogo secheniya s predvaritel'no napryagaemoy armaturoy dlya mostov i puteprovodov, raspolozhennykh na avtomobil'nykh dorogakh obshego pol'zovaniya, na ulitsakh i dorogakh v gorodakh. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200006844>
13. DSTU-N B V.2.6-203:2015. Nastanova z vykonannia robit pry vyhotovlenni ta montazhi budivelnykh konstruktsiy. Available at: https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_203/5-1-0-1833
14. Morozova, L. M., Samosvat, V. V. (2012). Analiz vplyvu ruinovannia poperechnoho obiednannia zalizobetonnykh balok prohonovoi budovy rozrinykh mostiv na rozpodilennia navantazhennia. Donetsk, 165.