

ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ БАЛКОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГІННИХ БУДОВ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ НА ПІДСТАВІ ІНСТРУКЦІ ЦП/0085

У роботі розглядаються основні правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогінних будов залізничних мостів на підставі вітчизняного нормативного документа ЦП/0085.

В работе рассматриваются основные правила определения грузоподъемности балочных железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов на основе отечественного нормативного документа ЦП/0085.

The paper considers the main rules of determining the carrying capacity of ferroconcrete beam span structures of railway bridges on the basis of domestic normative document CP/0085.

На залізничній мережі України найбільш розповсюджені залізобетонні балкові прогінні будови. Вони були збудовані у різний час, за різними нормами і з матеріалів, що мають різні характеристики.

В умовах експлуатації мостів відбуваються зміни, які пов'язані із збільшенням швидкості руху поїздів, їх ваги та навантаження на вісь рухомого складу [4]. Все це вимагає оцінки несучої здатності прогінних будов мостів з метою розробки і встановлення умов безпечної експлуатації споруд.

У 2001 році кафедра «Мости» і галузева науково-дослідна лабораторія штучних споруд Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна розробила вітчизняний нормативний документ «Правила визначення вантажопідйомності балкових прогонових будов залізничних мостів», ЦП/0085 [5].

Цей документ розроблено на підставі «Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов» [2] з суттєвими змінами, які враховують останні досягнення національної та зарубіжної науки щодо проектування, поточного утримання та реконструкції штучних споруд на залізницях країни.

Під час розробки [5] введено ряд нових розділів, значно збільшені кількість та обсяг додатків, але з метою уніфікації розрахунків залишений основний принцип визначення вантажопідйомності прогінних будов методом класифікації і збережене еталонне тимчасове вертикальне навантаження Н1 за схемою поїзда 1931 року.

У порівнянні з більш ранніми інструкціями [2] в нормативному документі [5] додатково наводяться:

- дані з розподілу навантаження між головними балками двоблочних чотириреберних, та плитних односекційних прогінних будов;
- особливості визначення вантажопідйомності плит баластового корита монолітних прогінних будов, запроєктованих за нормами 1907 року;
- класифікація прогінних будов за тріщностійкістю;
- особливості визначення вантажопідйомності плитних прогінних будов із гнучкою арматурою;
- визначення вантажопідйомності плитних та ребрих прогінних будов із жорсткою арматурою;
- рекомендації щодо підсилення залізобетонних прогінних будов.

Схема двоблочних чотириреберних прогінних будов наведена на рис. 1.

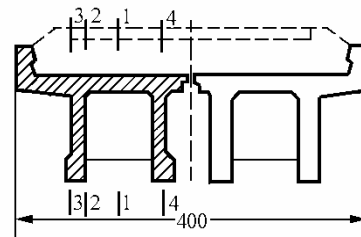


Рис. 1. Схема двоблочних чотириреберних прогінних будов

На рис. 1 цифрами 1...4 показані перерізи у яких слід визначати вантажопідйомність плити баластового корита залізобетонної прогінної будови.

У розрахунках на міцність двоблочних чотириреберних прогінних будов, які виготовлені за проектами ЦПКБ або Лентрансмістпроекту, на дію згинального моменту частки тимчасового навантаження, які припадають на головні балки (ребра), дорівнюють:

$$\varepsilon_{1M} = \left(0,5 + \frac{e_1 + e_2}{2c_1} \right) \times \left\{ 0,5 + \left[\frac{A_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{A_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}, \quad (1)$$

$$\varepsilon_{2M} = \left(0,5 + \frac{e_1 + e_2}{2c_1} \right) \times \left\{ 0,5 - \left[\frac{A_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{A_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}, \quad (2)$$

$$\varepsilon_{3M} = \left(0,5 - \frac{e_1 + e_2}{2c_1} \right) \times \left\{ 0,5 + \left[\frac{A_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{A_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{4M} = \left(0,5 - \frac{e_1 + e_2}{2c_1} \right) \times \left\{ 0,5 + \left[\frac{A_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{A_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}. \quad (4)$$

У розрахунках на дію поперечної сили опорних перерізів двоблочних чотириреберних прогінних будов, виготовлених за проектами ЦПКБ або Лентрансмiстпроекту, частки тимчасового навантаження, що припадають на головні балки, дорівнюють:

$$\varepsilon_{1Q} = \left(0,5 + \frac{2e_1 + e_2}{3c_1} \right) \times \left\{ 0,5 + \left[\frac{B_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{B_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}, \quad (5)$$

$$\varepsilon_{2Q} = \left(0,5 + \frac{2e_1 + e_2}{3c_1} \right) \times \left\{ 0,5 - \left[\frac{B_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{B_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}; \quad (6)$$

$$\varepsilon_{3Q} = \left(0,5 - \frac{2e_1 + e_2}{3c_1} \right) \times \left\{ 0,5 + \left[\frac{B_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{B_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}, \quad (7)$$

$$\varepsilon_{4Q} = \left(0,5 - \frac{2e_1 + e_2}{3c_1} \right) \times \left\{ 0,5 - \left[\frac{B_1(e_1 + e_2)}{c_2} + \frac{B_2(e_1 - e_2)}{c_2} \right] \right\}. \quad (8)$$

Для односекційних плитних прогінних будов (рис. 2) частка тимчасового навантаження, що припадає на плитну односекційну прогінну будову, дорівнює:

$$\varepsilon_M = 1,00 + \frac{4A_1(e_1 + e_2)}{b_n} + \frac{4A_2(e_1 - e_2)}{b_n}, \quad (9)$$

$$\varepsilon_Q = 1,00 + \frac{4B_1(e_1 + e_2)}{b_n} + \frac{4B_2(e_1 - e_2)}{b_n}. \quad (10)$$

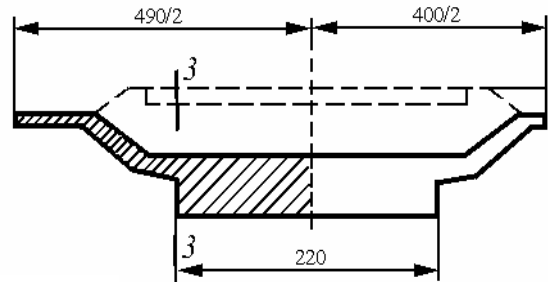


Рис. 2. Схема плитної односекційної прогінної будови

У формулах (1...10) позначено: e_1 , e_2 – зміщення осі колії, м, відносно осі прогінної будови відповідно над лівим ($x=0$) та правим ($x=1$) опорними перерізами; c – відстань між осями головних балок (ребер) прогінної будови, м; b_n – ширина плити прогінної будови без врахування консольних звисів, якщо вони є; A_1 , A_2 , B_1 і B_2 – коефіцієнти, які визначаються згідно з [5].

Особливості розрахунку плити баластового корита прогінних будов, які були запроєктовані за нормами 1907 року, пов'язані з особливостями їх конструкції (рис. 3).

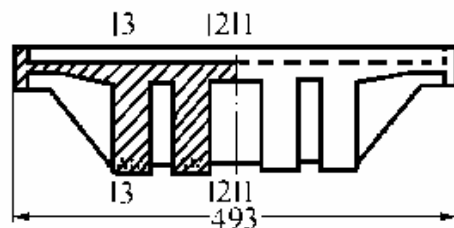


Рис. 3. Поперечний переріз прогінної будови 1911 року

Чотириреберна монолітна прогінна будова має тонку плиту баластового корита із зовнішніх сторін.

По довжині прогінної будови влаштовані діафрагми, що з'єднують між собою головні балки (ребра), а консольні частини плити баластового корита підкріплені ребрами, що являють собою продовження діафрагм.

Розрахункова схема плити баластового корита наведена на рис. 4.

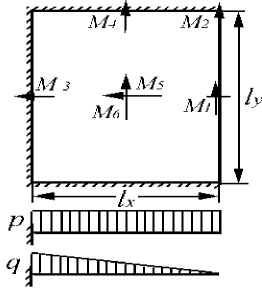


Рис. 4. Розрахункова схема плити баластового корита прогінної будови

Із точки зору будівельної механіки, консольні частини плит баластового корита на ділянці між діафрагмами передбачається розраховувати як плити обперті по контуру [1] із конкретним відношенням короткої сторони до довгої.

З урахуванням того факту, що борти плити баластового корита руйнуються і можуть мати поперечні розрізи, розрахункову схему плити із зовнішніх сторін прогінної будови приймають як пластину, яка защемлена своєю довгою стороною вздовж прогону у бетоні крайньої головної балки і двома короткими сторонами у бетоні ребер підкріплення. Четверта зовнішня сторона пластини вважається вільною від будь-якого закріплення.

Навантаження від власної ваги плити баластового корита і ваги баласту з частинами колії приймається рівномірно розподіленим по поверхні відсіку плити, тобто зміни товщини плити баластового корита поперек мосту не враховуються, якщо нерівномірність навантаження становить не більше 10 %.

У разі нерівномірного розподілу ваги плити із збільшенням його від вільного краю до ребра (головної балки) прогінної будови навантаження від власної ваги конструкції плити та баласту з частинами колії слід розглядати як суму рівномірно розподіленого навантаження і навантаження, що розподілене по трикутнику.

При розрахунку плит обпертих по контуру у загальному випадку згинальні моменти від постійного навантаження визначають у шести точках, але для розрахункової схеми, що розглядається, достатньо визначити:

– максимальний прогінний згинальний момент, що діє вздовж вільної грані відсіку плити на його середині

$$k_1 = \frac{M_{гр} - M_{1p}}{\zeta_1 l_y^2}; \quad (11)$$

– максимальний опорний згинальний момент в напрямку короткої сторони у кутах відсіку плити, де сходяться її защемлена і вільна сторони

$$k_2 = \frac{M_{гр} - M_{2p}}{\zeta_2 l_y^2}; \quad (12)$$

– опорний згинальний момент в напрямку короткої сторони посередині довгої сторони

$$k_3 = \frac{M_{гр} - M_{3p}}{\zeta_3 l_x^2}. \quad (13)$$

У формулах (11)–(13) прийняті такі позначення: $\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3$ – коефіцієнти, які враховують вплив рівномірно розподіленого навантаження на величину згинальних моментів; $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$ – коефіцієнти, які враховують вплив навантаження, розподіленого по трикутнику з максимальною інтенсивністю біля довгої (защемленої) сторони плити, на величину згинальних моментів; n_p, n_b – коефіцієнти надійності для постійних навантажень від власної ваги плити баластового корита та баласту з частинами колії; p_p – навантаження на плиту баластового корита від її власної ваги, кН/м; p_b – навантаження на плиту баластового корита від ваги баласту з частинами колії, кН/м; p_d – різниця між інтенсивністю навантаження від власної ваги плити при розподілі її по закону трапеції, кН/м; l_x, l_y – довжина короткої та довгої сторін відсіку плити баластового корита із зовнішньої сторони прогінної будови, м.

Значення коефіцієнтів $\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3, \zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$ наводяться в [5].

На мережі залізниць України є прогінні будови залізобетонних мостів з жорсткою арматурою із колійних рейок, двотаврових балок та інших профілів, і з жорсткою арматурою разом із гнучкою (рис. 5).

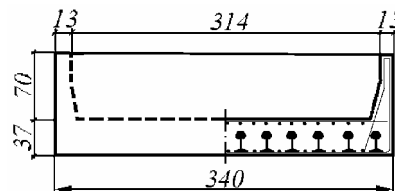


Рис. 5. Схема прогінної будови із жорсткою арматурою

У такому випадку для плитних або ребристих прогінних будов розраховують перерізи, у яких

по відношенню до жорсткої арматури, нейтральна вісь може мати три положення, а саме:

- нейтральна вісь знаходиться вище профілю жорсткої арматури (рис. 6);
- нейтральна вісь пересікає стінку профілю жорсткої арматури (рис. 7);
- нейтральна вісь проходить через верхню полку жорсткого профілю (рис. 8).

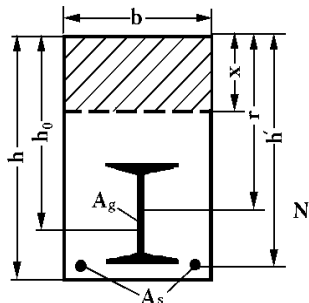


Рис. 6. Розрахункова схема

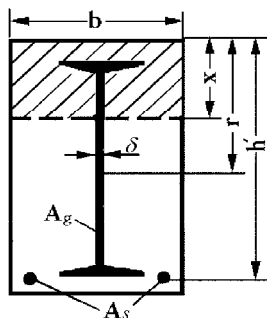


Рис. 7. Розрахункова схема

Найбільш складним є випадок, коли нейтральна вісь проходить через верхню полку жорсткого профілю (рис. 8).

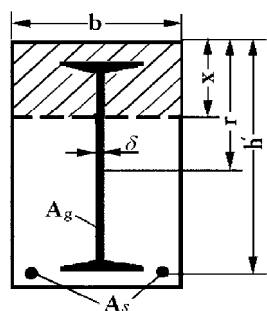


Рис. 8. Розрахункова схема

Відповідно до наведених схем (див. рис. 6–8) граничні моменти відносно нейтральної осі перерізу у разі відсутності гнучкої арматури визначаються за такими формулами:

$$M_{ГР} = m \left[0,5bx^2 R_b + m_g R_g A_g (r - x) + m_s R_s A_s (h' - x) \right], \quad (14)$$

$$M_{ГР} = m \left\{ 0,5bx^2 R_b + m_g R_g \left[T + (r - x)^2 \delta \right] + m_s R_s A_s (h' - x) \right\}, \quad (15)$$

$$M_{ГР} = m \left[0,5ba^2 R_b + m_g R_g \bar{A}_g (\bar{r} - a) + m_s R_s A_s (h' - a) \right]. \quad (16)$$

У формулах (14)–(16) позначено: m – коефіцієнт умов роботи прогінної будови, який приймається рівним $m=1$; m_g , m_s – коефіцієнти умов роботи, які враховують особливості роботи прогінних будов із арматурою різних видів, відповідно для жорсткої та гнучкої арматури і дорівнюють $m_g=0,85$ і $m_s=0,90$; R_s , R_g – розрахункові опори на розтягнення відповідно гнучкої та жорсткої арматури, МПа; A_s , A_g – розрахункові площі перерізу розтягнутої відповідно гнучкої та жорсткої арматури, м²; R_b – розрахунковий опір бетону прогінної будови на стиснення, МПа; b – ширина перерізу плити, м; r – відстань від верхньої стисненої грані плити до центру ваги робочої жорсткої арматури, м; h' – відстань від верхньої стисненої грані плити до центру ваги робочої гнучкої арматури, м; h_0 – корисна висота перерізу плити, вважаючи від стисненої грані перерізу до центру ваги всієї арматури, м; h – повна висота перерізу плити, м.

У разі використання залізничних рейок як жорсткої арматури, рекомендовано приймати такі розрахункові опори R_g :

- для рейок типів Р43, Р50, Р65 і Р75 довжиною 12,5 м і 25 м, які не були у вжитку – 240 МПа, які були зняті з колії по зносу головки – 225 МПа;
- для рейок старих типів, які не були у вжитку – 200 МПа, які були зняті з колії – 190 МПа.

Під час визначення положення нейтральної осі може виявитися, що висота стисненої зони бетону перевищує товщину всієї прогінної будови. Це свідчить про те, що площа жорсткої арматури надто велика і прогінна будова повинна розраховуватися як металева. У цьому разі бетон прогінної будови забезпечує незмінне положення жорсткої арматури в просторі, створює жорстку систему в горизонтальній площині і деякою мірою захищає арматуру від корозії.

У разі визначення вантажопідйомності прогінної будови із жорсткою арматурою як металевої (без урахування бетону) на міцність за згинальним моментом, коефіцієнт умов роботи m і поправковий коефіцієнт χ до розрахункового моменту опору приймаються рівними одиниці $m = 1$, $\chi = 1$.

Корозія бетону під впливом атмосферних факторів, погана гідроізоляція прогінних будов або повна її відсутність у деяких випадках, погане утримання штучної споруди, дефекти, що виникли з різних причин, усадка та повзучість бетону тощо нерідко призводять до зниження вантажопідйомності (втрати міцності) конструкцією внаслідок передчасного фізичного зносу. Ці фактори і є основними причинами необхідності підсилення прогінних будов.

Підсилення масивних прогінних будов внаслідок їх морального зносу здійснюється порівняно рідко. Збільшення вантажопідйомності прогінних будов здійснюється за рахунок збільшення поперечного перерізу робочої арматури (рис.9, 10);

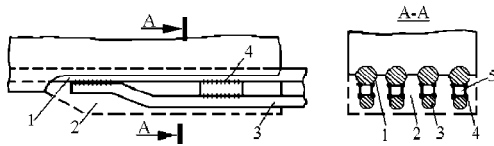


Рис. 9. Схема підсилення прогінної будови:
1 – існуюча арматура; 2 – новий бетон; 3 – арматура підсилення; 4 – зварний шов; 5 – коротиші

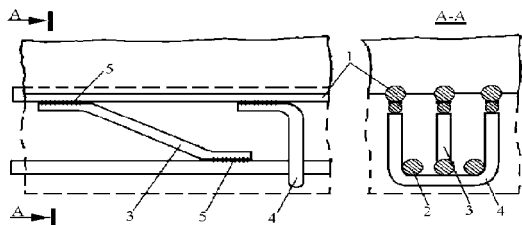


Рис. 10. Схема підсилення прогінної будови з приварюванням арматурного каркасу:
1 – існуюча арматура; 2 – арматура підсилення; 3 – зварний шов; 4 – нахилений оцупок; 5 – прямий оцупок

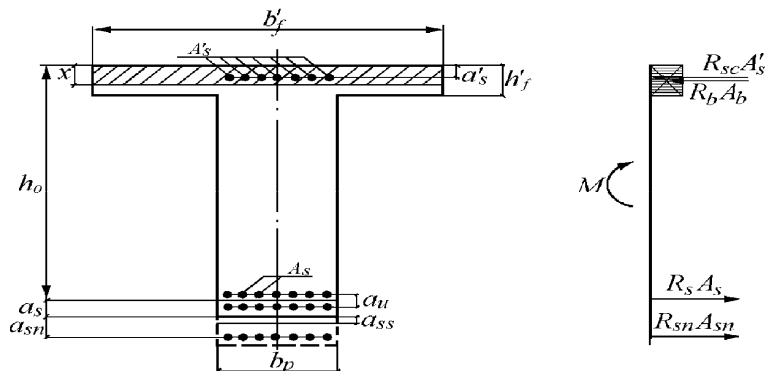


Рис. 11. Розрахункова схема перерізу у разі розташуванні нейтральної осі у межах плити

При підсиленні головних балок, шляхом приварювання додаткової арматури через оцупки або додаткових арматурних каркасів, положення центру ваги всієї арматури відносно нижньої грані ребра визначається за формулою

$$a_{ss} = \frac{A_s a_s - A_{sn} a_{sn} n_{sn}}{A_s + A_{sn} n_{sn}}, \quad (22)$$

де A_s , A_{sn} – площі відповідно існуючої робочої арматури і арматури підсилення прогінної будови, m^2 ; a_s , a_{sn} – відстані від нижньої грані ребра прогінної будови відповідно до існуючої робочої арматури і до арматури підсилення головної балки, m ; n_{sn} – відношення розрахункового опору арматури підсилення балки R_{sn} до розрахункового опору існуючої арматури R_s

$$n_{sn} = R_{sn} / R_s .$$

Робоча висота головної балки прогінної будови h_0 після підсилення дорівнює:

$$h = h - a_{ss},$$

де h – висота головної балки прогінної будови, m .

При розрахунку підсилення головних балок прогінних будов можливі випадки, коли нейтральна вісь буде знаходитися в межах плити баластового корита або у ребрі.

На рис. 11 наведена розрахункова схема для випадку, коли нейтральна вісь знаходиться в межах плити баластового корита.

Висота стисненої зони бетону з урахуванням стисненої робочої арматури

$$x = \frac{R_s (A_s + A_{sn} n_{sn}) - R_{sc} A'_s}{R_b b_f} \leq h_f, \quad (18)$$

граничний згинальний момент

$$M_{тр} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \quad (19)$$

На рис. 12 наведена розрахункова схема для випадку коли нейтральна вісь розташована у ребрі головної балки прогінної будови.

В цьому випадку висота стисненої зони і граничний згинальний момент визначаються за формулами:

$$x = \frac{R_s(A_s + A_{sn}n_{sn}) - R_{sc}A'_s - R_b(b_f - b)h_f}{R_b b} > h_f, \quad (20)$$

$$M_{гр} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \quad (21)$$

У формулах (17)–(21) позначено: R_s , R_{sc} – розрахункові опори розтягнутої та стисненої арматури, МПа; R_b – розрахунковий опір бетону прогінної будови, МПа; A_s , A_{sn} – площі відповідно існуючої робочої арматури і арматури підсилення прогінної будови, м²;

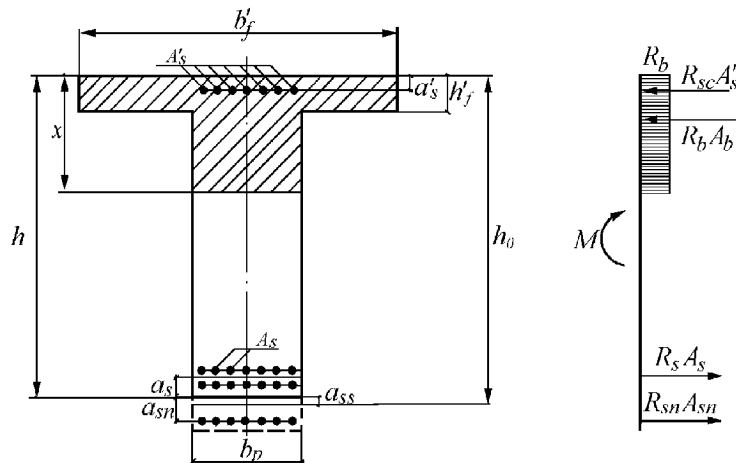


Рис. 12. Розрахункова схема перерізу при розташуванні нейтральної осі у межах ребра

У документі [5] вперше узаконені методики визначення вантажопідйомності плитних і ребристих прогінних будов із жорсткою арматурою, плит баластового корита прогінних будов, які розраховані за нормами 1907 року, вказаний порядок визначення частки тимчасового вертикального навантаження, яке припадає на односекційні плитні прогінні будови або на головні балки двоблочних чотириреберних прогінних будов.

Всі основні положення [5] перевірені безпосередніми розрахунками і добре узгоджуються з дійсною вантажопідйомністю прогінних будов відповідного типу.

Підсилення прогінних будов способом, що передбачає нарощування балок знизу, неможливо використати на будовах, які мають лімітовані підмостові габарити, а саме: шляхопроводи

A'_s – площа робочої арматури, яка розташована у стисненій зоні бетону головної балки прогінної будови, м²; a_s , a_{sn} – відстані від нижньої грані ребра прогінної будови відповідно до центру ваги існуючої робочої арматури і до арматури підсилення головної балки, м; a'_s – відстань від верхньої грані головної балки прогінної будови до центру ваги робочої арматури, що розташована у стисненій зоні бетону, м; n_{sn} – відношення розрахункового опору арматури підсилення балки R_{sn} до розрахункового опору існуючої арматури R_s . x – висота стисненої зони бетону балки, м; h_f – приведена товщина плити головної балки прогінної будови, м; b_f – ширина плити головної балки прогінної будови, м; b – ширина ребра головної балки прогінної будови, м.

через залізничні або автомобільні дороги, трамвайні та тролейбусні лінії тощо.

Спосіб підсилення прогінних будов шляхом додавання робочої арматури придатний тільки для прогінних будов з ненапруженою арматурою і непридатний для попередньо напружених прогонових споруд.

Найбільш ефективним способом підсилення прогінних будов за наявності в них великої кількості тріщин, що розвиваються, є улаштування залізобетонної оболонки [4].

Перші два способи застосовуються у разі незначної втрати несучої здатності прогінної будови, третій – головним чином, у разі значної.

Залізобетонні прогінні будови підсилюють без розвантаження від власної ваги у зв'язку з тим, що здійснити розвантаження буває практично неможливо.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Величкин А. П. Справочник проектировщика инженерных сооружений / А. П. Величкин, В. Ш. Козлов, И. Г. Харитонов и др. – К.: Будівельник, 1973. – 552 с.
2. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1989. – 125 с.
3. Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. – М.: Госстройиздат, 1959. – 244 с.
4. Содержание и реконструкция мостов / Под ред. В. О. Осипова. – М.: Транспорт, 1986. – с. 327.
5. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів. ЦП/0085. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2003. – 404 с.

Надійшла до редколегії 27.01.04 р