

ШТУЧНІ ТА ПІДЗЕМНІ ТРАНСПОРТНІ СПОРТУДИ

УДК 624.21.

Снитко В.П., канд. техн. наук

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ВТОПЛЕНИМИ У БЕТОН МЕТАЛЕВИМИ БАЛКАМИ НА ДІЮ ЗГИНАЛЬНОГО МОМЕНТУ З УРАХУВАННЯМ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ.

Анотація. У статті розглянута методика розрахунку прогонових будов мостів з втопченими у бетон металевими балками з урахуванням повзучості бетону.

Розглядається сталезалізобетонна балка прогонової будови моста з втопченою у бетон металевою балкою і армована арматурою .

Наведена методика розрахунку такої балки на дію згинального моменту з урахуванням впливу повзучості бетону. Визначаються напруження у бетоні , арматурі і сталевій частині перерізу у будь-який момент часу t . Наведені результати розрахунку розрізної прогонової будови автодорожнього мосту такої конструкції , довжиною 18 м за наведеною методикою.

Ключові слова: міст, прогонова будова, балка з втопченою у бетон металевою балкою, напруження, згинальний момент, повзучість бетону.

Аннотация. В статье рассмотрена методика расчета пролетных строений мостов с утопленными в бетон металлическими балками с учетом ползучести бетона. Рассматривается сталежелезобетонная балка пролетного строения моста с утопленной в бетон металлической балкой и армированная арматурой. Приведенная методика расчета такой балки на действие изгибающего момента с учетом влияния ползучести бетона. Определяются напряжения в бетоне, арматуре и стальной части сечения в любой момент времени t . Приведенные результаты расчета разрезной пролетного строения автодорожного моста такой конструкции, длиной 18 м за приведены методике.

Ключевые слова: мост, пролетное строение, балка с утопленной в бетон металлической балкой, напряжение, изгибающий момент, ползучесть бетона.

Annotation. In the article the method of calculating the spans of the bridge recessed in concrete with metal beams considering creep of concrete. We consider stalezalizobettonna span beam bridge with recessed in concrete and metal reinforcing beam reinforcement. The method of calculation of such beams bending moment on the action with the influence of creep of concrete. Identify stress in concrete and steel reinforcement of the section at any time t . The results of the calculation split span road bridge of this design length of 18 m for the given method.

Keywords: bridge, span, beam recessed in concrete with a metal beam, tension, bending moment, creep of concrete.

Вступ

У наш час сталезалізобетонні мости з втопненими у бетон металевими балками широко використовують, особливо закордоном, як на автомобільних дорогах, так і на залізницях. Такі конструкції використовують і для мостів під швидкісні поїзди у Німеччині і Франції.

Основна частина

Покажемо методику розрахунку такої прогонової будови моста з урахуванням повзучості і усадки бетону.

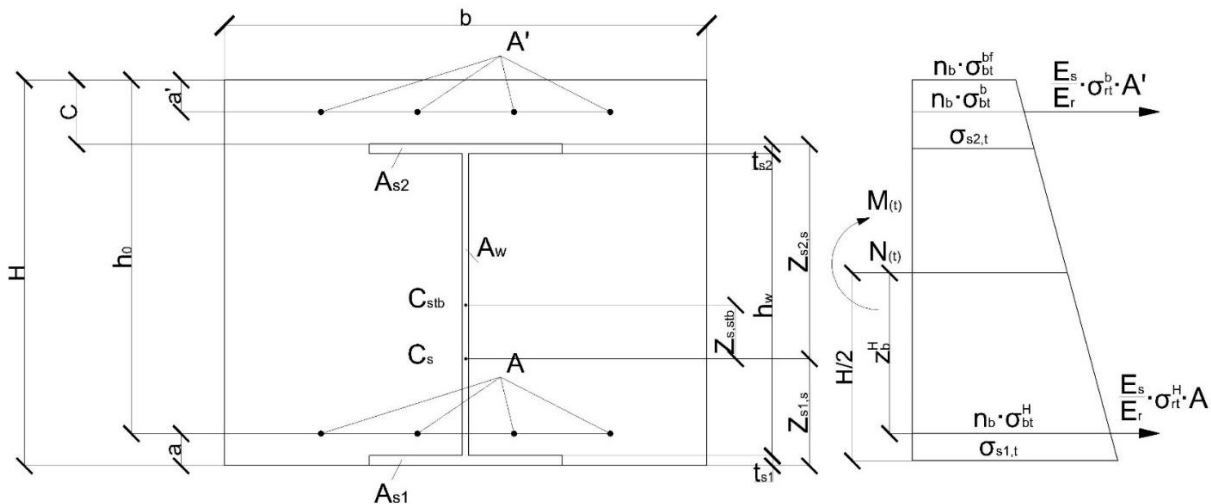


Рисунок 1 – Напруження в сталезалізобетонному перерізі

Розглянемо сталезалізобетонний працюючий без тріщин брус з втопленою у бетон металеву балкою і армований арматурою.

У кожному перерізі діють згинальний момент M (див. рис.1). Балка довільної форми, але має одну вісь симетрії.

Передбачається, що зчеплення арматури і металеві балки з бетоном здійснено до прикладання навантаження.

Необхідно визначити напруження у бетоні, арматурі і сталевій частині перерізу у будь-який момент часу t .

Приймаємо лінійний закон розподілу напруження у бетоні і сталевій частині перерізу на висоті балки.

Невідомими вважаємо напруження в бетоні на рівні центрів ваги верхньої та нижньої арматури σ_{bt}^B і σ_{bt}^H .

Напруження в арматурі на тих же рівнях σ_{rt}^B і σ_{rt}^H , напруження у сталевій балці на рівні верхньої і нижньої фібри $\sigma_{s2,t}$ і $\sigma_{s1,t}$. Вважаємо, що невідомі напруження додатні (розтяг). Для визначення невідомих складаємо рівняння проєкцій діючих зусиль на вісь бруса, рівняння моментів діючих зусиль щодо центра ваги нижньої арматури, два рівняння спільності деформацій бетону і верхньої та нижньої арматури, бетону і верхньої фібри сталеві балки, а також рівняння, що випливає із гіпотези плоских перерізів.

Напруження, що викликані згинальним моментом M .

Напруження у бетоні у будь-якій точці перерізу, що розташована на відстані Z від центру ваги нижньої арматури σ_{bt}^z через σ_{bt}^B і σ_{bt}^H . Із рисунка 2 видно, що

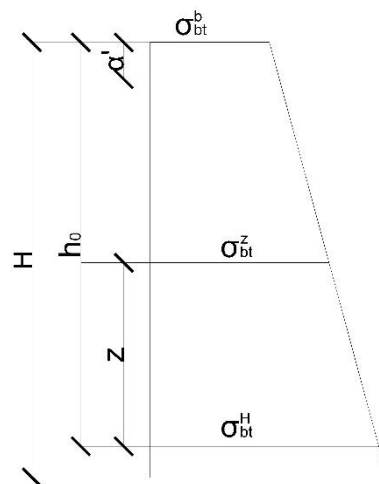


Рисунок 2 – Визначення напруження у бетоні в будь-якій точці перерізу

$$\sigma_{bt}^z = \sigma_{bt}^B \cdot \frac{z}{h_0 - a'} + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{(h_0 - a' - z)}{h_0 - a'}. \quad (1)$$

Напруження у металевій балці у будь-якій точці її перерізу, що розташована на відстані Z від центру ваги нижньої арматури σ_{bt}^z через $\sigma_{s2,t}$ і $\sigma_{s1,t}$ буде:

$$\sigma_{st}^z = \sigma_{s1,t} \cdot \frac{h_0 - c - z}{H - c} + \sigma_{s2,t} \cdot \frac{z + a}{H - c}. \quad (2)$$

Переходимо до складання рівняння

1) Рівняння проєкцій ($\Sigma X = 0$);

$$\int_{Ab} \sigma_{bt}^z \cdot dA_b + \int_{As} \sigma_{st}^z \cdot dA_s + \sigma_{rt}^B \cdot A' + \sigma_{rt}^H \cdot A = 0. \quad (3)$$

2) Рівняння моментів ($\Sigma M = 0$);

$$\int_{Ab} \sigma_{bt}^z \cdot z \cdot dA_b + \int_{As} \sigma_{st}^z \cdot z \cdot dA_s + \sigma_{rt}^B \cdot A' (h_0 - a') + M = 0. \quad (4)$$

3) Рівняння спільності деформацій верхньої арматури і бетону:

4)

$$\frac{\sigma_{rt}^B}{E_r} = \varepsilon_{bt}^B; \quad (5)$$

де ε_{bt}^B повна відносна деформація бетону на рівні центру ваги верхньої арматури у момент часу t ;

E_r – модуль пружності арматури на основі модифікованої теорії старіння бетону [2] одержуємо:

$$\sigma_{rt}^B = \eta_r \cdot (\sigma_{b_0}^B \cdot K_1 + \sigma_{bt}^B \cdot K_2); \quad (6)$$

де $\eta_r = \frac{E_r}{E_{b_0}}$ відношення модуля пружності арматури до початкового модуля пружності бетону E_{b_0} ; K_1 і K_2 коефіцієнти, що прийняті при параболічній залежності між напруженнями в бетоні в момент часу t σ_{bt} і характеристикою повзучості бетону φ_t [2], яка обчислюється за формулами :

$$K_1 = (1 - a + K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{3}; \quad K_2 = 1 + (2 + a - K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{3};$$

А при лінійній залежності за формулами:

$$K_1 = (1 - a + K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{2}; \quad K_2 = 1 + (1 + a - K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{2};$$

де φ_t гранична характеристика повзучості бетону, що обчислюється за [1]

a і K_0 - коефіцієнти, що обчислюються за [2]

Рівняння спільності деформацій нижньої арматури і бетону за аналогією з попереднім

$$\sigma_{rt}^H = \eta_r \cdot (\sigma_{b_0}^H \cdot K_1 + \sigma_{bt}^H \cdot K_2); \quad (7)$$

Рівняння спільності деформації верхньої фібри металевої балки і бетону

$$\sigma_{s2,t} = n_b \cdot (\sigma_{b_0}^{s2} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{s2} \cdot K_2); \quad (8)$$

де $n_b = \frac{E_s}{E_{b0}}$ – відношення модуля пружності сталеві балки E_s до початкового модуля пружності бетону E_{b0} ;

$\sigma_{b_0}^{s2}$ і σ_{bt}^{s2} – відповідно напруження у бетоні на рівні верхньої фібри металевої балки на момент часу “0” і “t” .

З гіпотези плоских перерізів маємо:

$$\sigma_{s1,t} = \sigma_{s2,t} \cdot \frac{H-a'}{c-a'} - \sigma_{rt}^B \cdot \frac{n_b}{n_r} \cdot \frac{H-c}{c-a'}. \quad (9)$$

Підставляємо у рівняння (3) і (4) замість σ_{bt}^z і σ_{st}^z їх значення (1) і (2) , замість σ_{rt}^B і σ_{rt}^H – значення (6) і (7) , а замість $\sigma_{s2,t}$ значення (8) , після деяких перетворень , одержуємо рівняння для визначення напружень σ_{bt}^B і σ_{bt}^H :

$$\beta \cdot \sigma_{bt}^B + \gamma \cdot \sigma_{bt}^H + \delta \cdot M = 0 ; \quad (10)$$

$$m_1 \cdot \sigma_{bt}^B + m_2 \cdot \sigma_{bt}^H + m_3 \cdot M = 0 ; \quad (11)$$

$$\text{де } \beta = \frac{S_b}{h_0-a'} + F \cdot \frac{h_0-c}{h_0-a'} + D \cdot \left[\frac{(h_0-c) \cdot (H-a')}{(h_0-a') \cdot (H-c)} - 1 \right] + K_2 \cdot A' \cdot n_r ; \quad (12)$$

$$D = \frac{K_2 \cdot n_b \cdot [(h_0-c) \cdot A_s - S_s]}{c-a'} ; \quad (13)$$

$$F = \frac{K_2 \cdot n_b \cdot (S_s + a \cdot A_s)}{H-c} ; \quad (14)$$

$$\gamma = A_b + F \cdot \frac{c-a'}{h_0-a'} + D \cdot \frac{(H-a') \cdot (c-a')}{(h_0-a') \cdot (H-c)} + K_2 \cdot n_r \cdot A - \frac{S_b}{(h_0-a')} ; \quad (15)$$

$$\delta = \eta^{s2} \cdot F \cdot \frac{K_1}{K_2} + \eta^{s2} \cdot D \cdot \frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{H-a'}{H-c} - D \cdot \frac{K_1}{K_2} \cdot \eta^B + n_r \cdot K_1 \cdot (A \cdot \eta^H + A' \cdot \eta^B); \quad (16)$$

$$m_1 = \frac{I_b}{h_0-a'} + B \cdot \frac{h_0-c}{h_0-a'} + V \cdot \left[\frac{(h_0-c) \cdot (H-a')}{(h_0-a') \cdot (H-c)} - 1 \right] + K_2 \cdot A' \cdot n_r \cdot (h_0 - a'); \quad (17)$$

$$V = \frac{K_2 \cdot n_b \cdot [(h_0-c) \cdot S_s - I_s]}{c-a'} ; \quad (18)$$

$$B = \frac{K_2 \cdot n_b \cdot (I_s + a \cdot S_s)}{H-c} ; \quad (19)$$

$$m_2 = S_b - \frac{I_b}{h_0-a'} + V \cdot \frac{(H-a') \cdot (c-a')}{(h_0-a') \cdot (H-c)} + B \cdot \frac{(c-a')}{(h_0-a')} ; \quad (20)$$

$$m_3 = (h_0 - a') \cdot \eta^B \cdot n_r \cdot K_1 \cdot A' + \eta^{s2} \cdot V \cdot \frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{(H-a')}{(H-c)} - \eta^B \cdot \frac{K_1}{K_2} \cdot V + \eta^{s2} \cdot \frac{K_1}{K_2} \cdot B + 1 ; \quad (21)$$

$S_b = \int_{A_b} z \cdot dA_b$ – статичний момент площі бетонного перерізу A_b відносно горизонтальної вісі , що проходить через центр тяжіння нижньої арматури;

$A_b = \int_{A_b} dA_b$ – площа бетонної частини перерізу (без врахування площі металу);

$I_b = \int_{A_b} z^2 \cdot dA_b$ – момент інерції площі бетонної частини перерізу A_b відносно вісі , що проходить через центр тяжіння нижньої арматури;

$A_s = \int_{A_s} dA_s$ – площа металевієї балки;

$S_s = \int_{A_s} z \cdot dA_s$ – статичний момент площі металевієї балки відносно горизонтальної вісі , що проходить через центр тяжіння нижньої арматури;

$I_s = \int_{A_s} z^2 \cdot dA_s$ – момент інерції площі металевієї балки A_s , щодо тієї ж вісі;

Зрозуміло , що

$$\sigma_{b0}^H = \frac{M \cdot Z_{b.n}^H}{I_{b.n}} = \eta^H \cdot M ; \quad (22)$$

$$\sigma_{b0}^B = -\frac{M \cdot Z_{b.n}^B}{I_{b.n}} = \eta^B \cdot M ; \quad (23)$$

$$\sigma_{b0}^{S2} = -\frac{M \cdot Z_{b.n}^{S2}}{I_{b.n}} = \eta^{S2} \cdot M ; \quad (24)$$

$$\sigma_{b0}^{S1} = \frac{M \cdot Z_{b.n}^{S1}}{I_{b.n}} = \eta^{S1} \cdot M ; \quad (25)$$

де $I_{b.n}$ – момент інерції приведенного до бетону перерізу балки прогонової будови відносно горизонтальної вісі , що проходить через центр тяжіння приведенного перерізу;

$Z_{b.n}^H$ і $Z_{b.n}^B$ – відстань від центру приведенного перерізу до центрів тяжіння нижньої і верхньої арматури;

$Z_{b.n}^{S2}$ і $Z_{b.n}^{S1}$ - відстань від центру тяжіння приведенного перерізу відповідно до верхньої і нижньої фібри металевієї балки.

Напруження у бетоні на момент часу t :

$$\sigma_{bt}^B = \eta_t^B \cdot M ; \quad (26)$$

$$\sigma_{bt}^H = \eta_t^H \cdot M ; \quad (27)$$

де
$$\eta_t^B = \frac{\gamma \cdot m_3 - \delta \cdot m_2}{\beta \cdot m_2 - \gamma \cdot m_1} ; \quad (28)$$

$$\eta_t^H = \frac{\delta \cdot m_1 - \beta \cdot m_2}{\beta \cdot m_2 - \gamma \cdot m_1}; \quad (29)$$

Напруження в арматурі :

$$\sigma_{rt}^B = n_r \cdot (\eta^B \cdot K_1 + \eta_t^B \cdot K_2) \cdot M; \quad (30)$$

$$\sigma_{rt}^H = n_r \cdot (\eta^H \cdot K_1 + \eta_t^H \cdot K_2) \cdot M; \quad (31)$$

Напруження σ_{bt}^{S2} у бетоні на момент часу t на рівні верхньої фібри металевої балки із формули (1) буде:

$$\sigma_{bt}^{S2} = \sigma_{bt}^B \cdot \frac{(h_0 - c)}{(h_0 - a')} + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{(c - a')}{(h_0 - a')}. \quad (32)$$

Напруження у металевій балці на момент часу t :

$$\sigma_{S2,t} = n_b \cdot (\sigma_{b0}^{S2} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{S2} \cdot K_2); \quad (33)$$

Та із рівняння (9):

$$\sigma_{S1,t} = \sigma_{S2,t} \cdot \frac{(H - a')}{(c - a')} - \sigma_{rt}^B \cdot \frac{n_b}{n_r} \cdot \frac{(H - c)}{(c - a')}. \quad (34)$$

Розглянемо розрізну прогонову будову автодорожнього мосту довжиною 18 м і габаритом Г-11,5 м ,що має дві смуги руху шириною по 3,75 м і дві смуги безпеки по 2,0 м .

Залізобетонна плита шириною 13,5 м у верхній частині має симетричні поперечні 2% ухили від осі моста до країв. Огородження проїзду встановлені на цоколях висотою 10 см над покриттям і шириною 1,0 м . Середня висота залізобетонної плити прогонової будови 60 см . Бетон плити класу міцності В35 , щільності W14 і морозостійкості F300. Залізобетонна плита має утоплені у бетон сталеві прокатні балки з постійним поперечним перерізом із двотаврів з широкими полицками 50 Ш₄ з кроком 75 см у поперек мосту , із сталі класу міцності С390 і висотою $h=50,1$ см . Кількість металевих балок у поперек мосту складає 18 шт. Поперечний переріз сталезалізобетонного мосту з утопленими у бетон балками показано на рис.3

Крім того , сталезалізобетонна плита прогонової будови армована двома сітками арматури АІІ діаметром d 16 мм. Всі стики арматури виконані у перехльост.

Відстань від верхньої і нижньої грані плити до центрів тяжіння верхньої і нижньої арматури прийнята 69 мм.

Розрахунок виконано для перерізу сталезалізобетонної плити посередині прогону мосту.

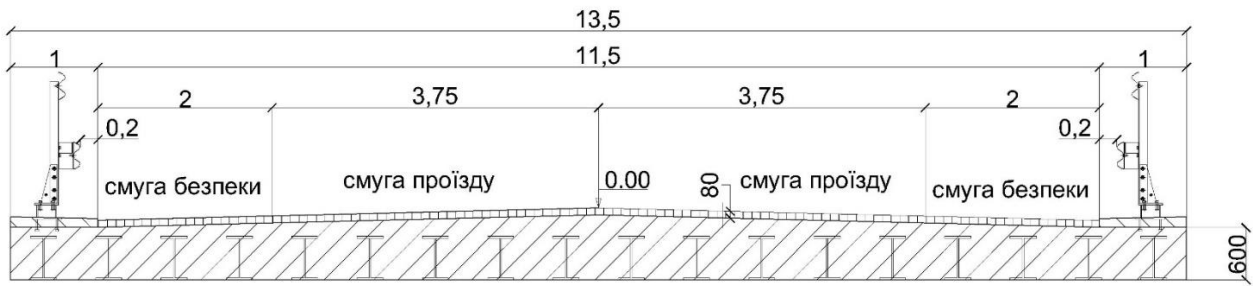


Рисунок 3 – Поперечний переріз мосту

Коефіцієнт армування у кожному напрямі прийнятий не менший за 1%.

Фрагмент плити прогонової будови з утопленими у бетон металевими балками показано на рис.4

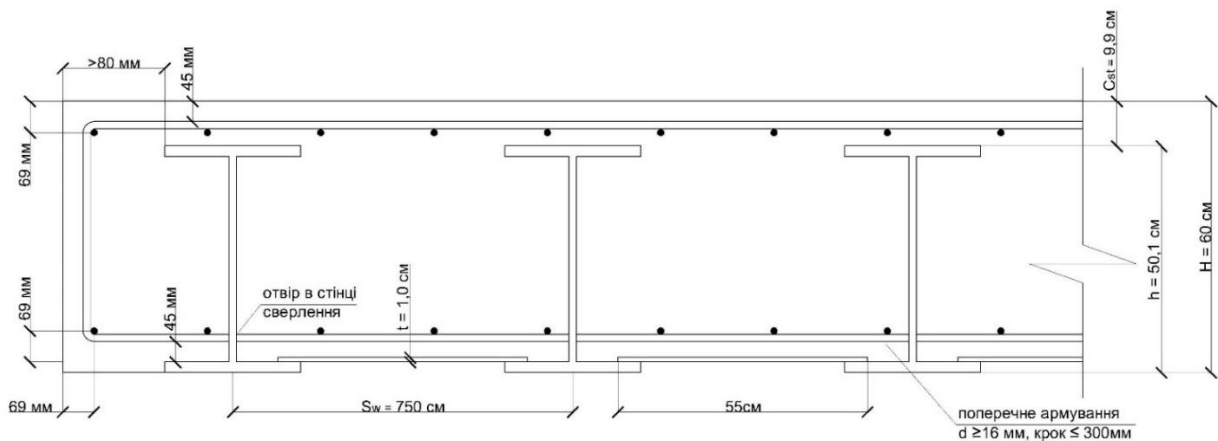


Рисунок 4 – Фрагмент плити прогонової будови у поперек мосту

Розглядаємо плиту шириною 0,75 м. Першу частину постійного навантаження сприймає металевий переріз плити. Згинальний момент від цього навантаження складає $M_1 = 623.8 \text{ kH} \cdot \text{m}$. На 28 добу після бетонування сталезалізобетонний переріз плити включається в роботу на другу частину постійного навантаження і момент складає $M_2 = 122.5 \text{ kH} \cdot \text{m}$.

Граничне значення характеристики повзучості бетону прийнята $\varphi_t = 2,3$ [1].

Напруження в металевій балці у момент прикладання першої частини постійного навантаження складають:

На рівні верхньої фібри $\sigma_{s2}^I = -104.4 \text{ МПа}$ (стиснення).

На рівні нижньої фібри $\sigma_{s1}^I = 73,5 \text{ МПа}$ (ростяг).

Напруження в бетоні у момент прикладання другої частини постійного навантаження M_2 складають:

- на рівні центра тяжіння верхньої арматури $\sigma_{b_0}^B = -1,5\text{МПа}$;
- на рівні центра тяжіння нижньої арматури $\sigma_{b_0}^H = 1,29\text{МПа}$.

Повзучість бетону викликало появу на момент часу t додаткових напружень у бетоні:

- на рівні центра тяжіння верхньої арматури $\sigma_{b,kr}^B = 0,73\text{МПа}$;
- на рівні центра тяжіння нижньої арматури $\sigma_{b,kr}^H = -0,8\text{МПа}$.

Напруження в металевій балці від другої частини постійного навантаження M_2 складають на рівні :

Верхньої фібри металу $\sigma_{s2}^H = -7,9\text{МПа}$;

Нижньої фібри металу $\sigma_{s1}^H = 10,2\text{МПа}$.

Повзучість бетону на момент часу t викликало появу додаткових напружень в металевій балці :

На рівні верхньої фібри $\sigma_{s2,kr} = -7,3\text{МПа}$;

На рівні нижньої фібри $\sigma_{s1,kr} = 24,2\text{МПа}$.

Література

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби .Правила проектування . – К: Міністерство будівництва , архітектури та житлово-комунального господарства , 2006.
2. Л.Д. Лившиц .Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона – К: Издательское объединение „ Вища школа “ , 1975.
3. Снитко В.П. Проектування сталезалізобетонних мостів : навч. Посібник . – К.:НТУ , 2005.
4. Снитко В.П. Проектування та розрахунок прогонових будов металевих мостів: навч. Посібник. – К.:НТУ , 2010.

Рецензенти

С.Й. Солодкий, д-р техн. наук, НУ “Львівська політехніка” (Львів)

В.М. Нагайчук, канд. техн. наук, ДП “ДерждорНДІ” (Київ)

Reviewers

S.Yo. Solodkyi, Dr.Tech.Sci., “Lviv Polytechnic” (Lviv)

V.M. Nahaychuk., Ph.D., “DerzhdorNDI” (Kyiv)