

ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ПРОГОНОВИХ БУДОВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ

Анотація. У статті розглянуто методику визначення вантажопідйомності сталевих залізобетонних мостів. Наведено результати розрахунку вантажопідйомності обстеженого стале залізобетонного автодорожнього мосту з прогоном 42 м.

Ключові слова: Прогонова будова, несна здатність, поперечна сила, загрузка, момент інерції.

Аннотация. В статье рассмотрена методика определения грузоподъемности стальных железобетонных мостов. Приведены результаты расчета грузоподъемности обследованного постоянное железобетонного автодорожного моста с пролетом 42 м.

Ключевые слова: пролетных строений, несущие способность, поперечная сила, загрузка, момент инерции.

Annotation. In the article the method for determining the carrying capacity of steel reinforced concrete bridges. The results of calculation of duty surveyed sustainable concrete road bridge with spans of 42 m

Key words: spans, nesna capacity, shear force, Downloads, moment of inertia.

Для уточнення експлуатаційного стану прогонової будови і визначення подальшого режиму експлуатації моста важливо знати його вантажопідйомність. При визначенні вантажопідйомності сталезалізобетонних прогонових будов слід враховувати постадійність її навантаження і роботи.

Оцінка вантажопідйомності прогонових будов полягає у порівнянні зусиль від характеристичних рухомих навантажень $P_{\text{тим}}$ з допустимими для перерізу зусиллями від тимчасових навантажень $P_{\text{доп}}$. Повинна виконуватись умова:

$$P_{\text{доп}} \geq P_{\text{тим}} \quad (1)$$

Найчастіше ця нерівність записується у вигляді відповідно до[1]:

$$q_e \geq p_e, \quad (2)$$

де q_e – граничне значення еквівалентного рухомого навантаження (допустиме);

p_e – значення еквівалентного навантаження від характеристичних тимчасових рухомих навантажень, що розглядаються.

При визначенні вантажопідйомності відносно навантаження типу НК або реальних навантажень, що обертаються:

$$q_e = \frac{[P] - \left(\sum_{i=1}^k \gamma_{fi} g_i^I + \sum_{i=1}^k \gamma_{fi} g_i^{II} \right) \cdot w}{\gamma_f \cdot (1 + \mu) \cdot KPP \cdot w_i'}, \quad (3)$$

де $[P]$ – несна здатність перерізу;

g_i^I – характеристичне значення інтенсивності рівномірно розподіленого постійного навантаження на погонний метр головної балки на I стадії роботи (навантаження сприймає металева частина конструкції);

g_i^{II} – те ж саме на II стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція);

γ_{fi} – коефіцієнт надійності за постійним навантаженням;

w – сумарна площа ділянок лінії впливу, $w = \sum_{i=1}^n w_i$;

$\gamma_f, (1 + \mu)$ – коефіцієнти надійності та динамічності тимчасових навантажень, що розглядаються відповідно;

KPP – коефіцієнт поперечного розподілу колісного навантаження;

w_i' – площа ділянок лінії впливу одного знака;

k – кількість видів постійного навантаження;

n – кількість ділянок лінії впливу.

При визначенні вантажопідйомності відносно характеристичних навантажень типу АК для різних прогнотичних будов:

$$q_e = \frac{[P] - \left(\sum_{i=1}^k \gamma_{fi} g_i^I + \sum_{i=1}^k \gamma_{fi} g_i^{II} \right) \cdot w - \gamma_{fn} \cdot p_n \cdot KPP_n \cdot w_i'}{w_i' \cdot [(1 + \mu)_v \cdot \gamma_{fv} \cdot KPP_v \cdot \eta_1 + (1 + \mu)_b \cdot \gamma_{fb} \cdot KPP_b \cdot \eta_2]}, \quad (4)$$

де KPP_v – коефіцієнт поперечного розподілу від смугового навантаження;

KPP_b – коефіцієнт поперечного розподілу від тандему навантаження АК;

KPP_n – коефіцієнт поперечного розподілу від натовпу на тротуарі;

$(1 + \mu)_v, (1 + \mu)_b$ – коефіцієнти динамічності відповідно від смугового і тандему тимчасового навантаження АК;

γ_{fv}, γ_{fb} – коефіцієнти надійності для смугового і тандему тимчасового навантаження АК відповідно;

$\eta_1 = \frac{\xi}{\xi + 1}, \eta_2 = \frac{1}{\xi + 1}$ – коефіцієнти впливу відповідно смуги і тандему

навантаження АК (таблиця 1);

γ_{fn} – коефіцієнт надійності від натовпу на тротуарі;

p_n – характеристична інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження від натовпу на тротуарі;

$\xi = \frac{v}{q_{b \text{ екв}}}$ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню величини

характеристичної інтенсивності смугового навантаження АК до величини зведеного еквівалентного рівномірно розподіленого характеристичного навантаження від тандему АК.

Коефіцієнт ξ можна визначити за формулою

$$\xi = \frac{v \cdot \omega_i'}{P_b \cdot (y_1 + y_2)} = \frac{\omega_i'}{10 \cdot (y_1 + y_2)}, \quad (5)$$

де P_b – характеристичне навантаження на вісь тандему АК,

y_1, y_2 – ординати лінії впливу, що дають максимальне значення моменту або поперечної сили від тандему АК.

При визначенні вантажопідйомності розрізної балки прогонової будови за згинальним моментом в середині прольоту її коефіцієнти впливу η_1 та η_2 визначаємо за таблицею 1.

Таблиця 1 – Коефіцієнти впливу η_1 та η_2

Коефіцієнти впливу	Довжина прогону, м												
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
η_1	0,15 2	0,22 7	0,29 4	0,35 1	0,39 9	0,44 1	0,47 8	0,50 9	0,53 8	0,56 3	0,58 6	0,60 6	0,62 5
η_2	0,84 8	0,77 3	0,70 6	0,64 9	0,60 1	0,55 9	0,52 2	0,49 1	0,46 2	0,43 7	0,41 4	0,39 4	0,37 5

Примітка. Сума коефіцієнтів впливу $\eta_1 + \eta_2 = 1$

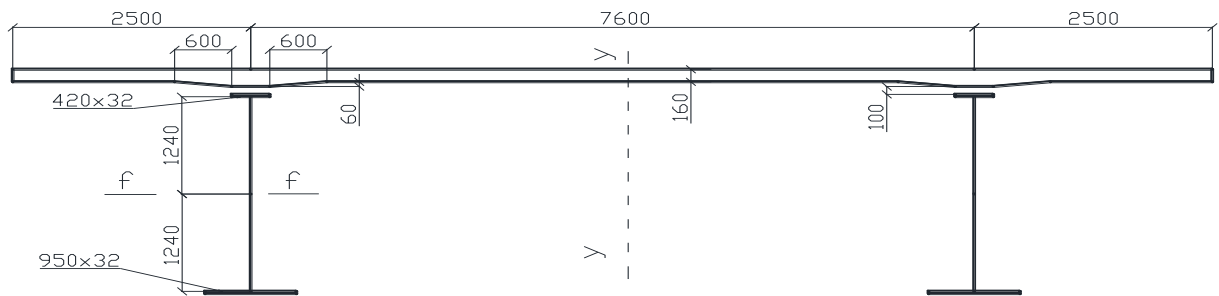


Рисунок 1 – Переріз сталезалізобетонної балки в середині прогону 42,0 м

Несна здатність перерізу сталезалізобетонної балки прогонової будови за згинальним моментом в середині її прогону (рис.1) відносно сталевому нижнього поясу визначається за формулою

$$M \leq (m \cdot R_y - \sigma_{s1,kr}) \cdot W_{s1,spb} + M_1 \cdot \left(1 - \frac{W_{s1,spb}}{W_{s1,s}} \right). \quad (6)$$

Несна здатність перерізу сталезалізобетонної балки за згинальним моментом в середині її прогону відносно сталевому верхнього поясу визначається за формулою

$$M \leq (m \cdot m_1 \cdot R_y - \sigma_{s2,kr}) \cdot W_{s2,stb} + M_1 \cdot \left(1 - \frac{W_{s2,stb}}{W_{s2,s}} \right). \quad (7)$$

де M_1 – розрахунковий згинальний момент в середині прогону балки на першій стадії роботи (навантаження сприймає сталеві частина конструкції);

$$W_{s1,s} = \frac{I_s}{z_{s1,s}}, \quad (8)$$

$$W_{s2,s} = \frac{I_s}{z_{s2,s}} \quad (9)$$

$W_{s1,s}$ і $W_{s2,s}$ – моменти опору площі металеві частини перерізу балки в середині прогону відповідно відносно її нижньої і верхньої граней;

I_s – момент інерції нетто поперечного перерізу сталеві балки відносно горизонтальної осі, що проходить через її центр ваги;

$z_{s1,s}$ і $z_{s2,s}$ – відстані від центра ваги металеві балки C_s до крайньої межі нижнього і верхнього поясів металеві балки відповідно;

$$W_{s1,stb} = \frac{I_{stb}}{z_{s1,s} + z_{s,stb}} \quad (10)$$

$$W_{s2,stb} = \frac{I_{stb}}{z_{s2,s} - z_{s,stb}} \quad (11)$$

$W_{s1,stb}$ і $W_{s2,stb}$ – моменти опору площі сталезалізобетонного перерізу балки в середині прогону приведені до металу відносно її нижньої и верхньої граней відповідно;

I_{stb} – момент інерції сталезалізобетонного перерізу балки відносно горизонтальної осі, що проходить через її центр ваги;

$$z_{s,stb} = \frac{A_b \cdot z_{b,s}}{A_{stb} \cdot n_b}, \quad (12)$$

$z_{s,stb}$ – величина зміщення центра ваги площі перерізу балки, викликане включенням у роботу залізобетонної плити;

A_b – площа перерізу залізобетонної плити балки, що враховується в роботі об'єднання перерізу;

A_{stb} – зведена до металу площа сталезалізобетонного перерізу балки згідно з [2];

$n_b = \frac{E_{st}}{E_b}$ – відношення модулів пружності матеріалу металевої частини

перерізу балки та залізобетонної плити;

$z_{b,s}$ – відстань від центру ваги залізобетонної плити C_{br} до центру ваги металевої балки C_s ;

m_1 – коефіцієнт умов роботи сталевих верхнього поясу, що враховує його розвантаження прилеглим недонапруженим бетоном і приймається не більшим за 1,2 відповідно до [2];

m – коефіцієнт умов роботи сталевих конструкції відповідно до [2];

$\sigma_{s1,kr}$ і $\sigma_{s2,kr}$ – внутрішні напруження від повзучості бетону в крайній фібрі нижнього і верхнього сталевих балки відповідно.

Згідно з [2] повзучість бетону можна не враховувати, якщо найбільші напруження у бетоні $\sigma_{bf,1}$ від постійного навантаження і дій не більші за $0,2 R_b$, де R_b – розрахунковий опір бетону на стиск.

Напруження $\sigma_{s1,kr}$ визначаємо згідно з [2] (розтяг або стиск) за формулою

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \cdot \left(\frac{1}{A_s} - \frac{z_{b,s}}{W_{s1,s}} \right); \quad (13)$$

а напруження $\sigma_{s2,kr}$ (стиск) за формулою

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} \cdot A_b \cdot \left(\frac{1}{A_s} + \frac{z_{b,s}}{W_{s2,s}} \right); \quad (14)$$

де A_s – площа перерізу сталевих частини балки;

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha \cdot \sigma_{b1}, \quad (15)$$

$\sigma_{b,kr}$ – внутрішні напруження від повзучості бетону на рівні центра ваги бетонної частини перерізу (розтяг);

α і ν – параметри, що пов'язані з піддатливістю бетонної і сталевих частин перерізу балки та визначаються за формулами

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr,d}}{0,5 \cdot \varphi_{kr,d} + \nu + 1}; \quad (16)$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b} \left(\frac{1}{A_s} + \frac{z_{b,s}^2}{I_s} \right). \quad (17)$$

Узагальнена характеристика повзучості бетону та стиск поперечних швів:

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \cdot \sum \Delta_d}{0,2 \cdot R_b \cdot L}, \quad (18)$$

де φ_{kr} – характеристика повзучості бетону, за відсутності обґрунтованих експериментальних даних може бути прийнята 1,5;

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035 \cdot b_d \text{ (см)} \quad (19)$$

Δ_d – величина стиску поперечного шва;

де b_d – ширина шва (відстань у просвіт торцями збірних плит);

L – довжина стиску постійними навантаженнями і діями залізобетонної плити;

$\sum \Delta_d$ – сумарна деформація стиснення поперечних швів, що розміщені на довжині L .

У якості несної здатності перерізу сталезалізобетонної балки прогонової будови моста за згинальним моментом в середині прогону приймаємо найменше значення, яке визначається за формулами (6) і (7).

Крім того необхідно враховувати, що при пружних розрахунках для стінки балки еквівалентні напруження мають не перевищувати розрахунковий опір сталі текучості. Тобто має виконуватись умова:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq R_y \cdot m; \quad (20)$$

де σ_x - нормальні (додатні при стиску) напруження у точці, що перевіряється, серединної площини стінки, які паралельні осі балки;

σ_y - такі ж самі напруження, перпендикулярні до осі балки;

$\tau_{xy} \approx \tau_m$ - середні дотичні напруження в стінці балки.

Граничне значення еквівалентного навантаження q_e вираховуємо за формулами 3 - 4, підставляючи в них замість $[P]$ найменшу несну здатність перерізу сталезалізобетонної балки, яка визначається за формулами (6) і (7) або (22) і (23).

Якщо нерівність (2) не задовольняється, тобто $p_e > q_e$, то обчислюється величина зниження вантажопідйомності δ (у відсотках), за якою класифікується експлуатаційний стан. Значення δ вираховується за формулою

$$\delta = \left(1 - \frac{q_e}{p_e}\right) \cdot 100, \quad (21)$$

При визначенні вантажопідйомності розрізної балки прогонової будови за поперечною силою на опорі коефіцієнти впливу η_1' та η_2' визначаємо за таблицею 2.

Таблиця 2 – Коефіцієнти впливу η_1' та η_2'

Коефіцієнти впливу	Довжина прогону, м												
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
η_1'	0,12 8	0,21 3	0,28 3	0,34 2	0,39 2	0,43 5	0,47 2	0,50 5	0,53 4	0,5 6	0,5 8	0,60 3	0,6 22
η_2'	0,87 2	0,78 7	0,71 7	0,65 8	0,60 8	0,56 5	0,52 8	0,49 5	0,46 6	0,4 4	0,4 1	0,39 7	0,3 78

Примітка. Сума коефіцієнтів впливу $\eta_1' + \eta_2' = 1$

Несну здатність перерізу сталезалізобетонної балки на опорі за поперечною силою необхідно визначати на рівні центра ваги металеві частини перерізу балки і на рівні центра ваги приведенного перерізу балки і для подальшого розрахунку приймати найменшу з визначених величин.

Несна здатність перерізу сталезалізобетонної балки на опорі за поперечною силою на рівні центра ваги металеві частини площі перерізу визначається за формулою

$$Q = R_s \cdot m \cdot \chi_{2,f-f} \cdot \frac{I_{stb}^{on} \cdot t_w}{S_{f-f}^{II}} + Q_1 \cdot \left(1 - \frac{S_{f-f}^I}{S_{f-f}^{II}} \cdot \frac{I_{stb}^{on}}{I_s^{on}} \right) \quad (22)$$

де $R_s = 0,58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$ – розрахункове значення опору сталі зсуву [2];

R_{yn} – нормативне значення опору сталі текучості;

$\gamma_m = 1,165$ – коефіцієнт надійності за матеріалом;

χ_2 – коефіцієнт, що визначається згідно з [2]

Q_1 – розрахункова поперечна сила на опорі балки на першій стадії роботи (навантаження сприймає сталева частина конструкції);

S_{f-f}^I і S_{f-f}^{II} – статичні моменти частини площі перерізу балки на опорі, що містяться нижче осі $f-f$, яка проходить через центр ваги металеві частини перерізу, відносно осі $f-f$ та осі $x-x$ відповідно (що проходить через центр ваги приведенного перерізу балки)[3,4];

I_s^{on} – момент інерції площі металеві частини перерізу балки на опорі відносно центра її ваги;

I_{stb}^{on} – момент інерції сталезалізобетонного перерізу балки на опорі, приведений до металу відносно центра ваги об'єднаного перерізу;

t_w – товщина вертикальної стінки балки.

Несна здатність перерізу сталого залізобетонної балки на опорі за поперечною силою на рівні центра ваги приведенного перерізу визначається за формулою

$$Q = R_s \cdot m \cdot \chi_{2,x-x} \cdot \frac{I_{stb}^{on} \cdot t_w}{S_{x-x}^{II}} + Q_1 \cdot \left(1 - \frac{S_{x-x}^I}{S_{x-x}^{II}} \cdot \frac{I_{stb}^{on}}{I_s^{on}} \right), \quad (23)$$

де S_{x-x}^I і S_{x-x}^{II} – статичні моменти частини площі перерізу балки на опорі, що містяться нижче осі $x-x$ (яка проходить через центр ваги приведенного перерізу балки) відносно осі $f-f$ та осі $x-x$ відповідно.

Усі інші позначення, як і у формулі (22).

Граничне значення еквівалентного навантаження q_e вираховуємо за формулами 3 - 4, підставляючи в них замість $[P]$ найменшу несну здатність перерізу сталезалізобетонної балки за поперечною силою на опорі, що визначається за формулами (22) і (23).

За цією методикою було визначено вантажопідйомність сталезалізобетонної прогонової будови розрізного автодорожнього мосту завдовжки 42,6 м, що експлуатується на автомобільній дорозі III технічної категорії з 1976 року.

Габарит мосту Г-10,0 з двома тротуарами по 1,0 м кожний. Прогонова будова має розрахунковий прогін $l_p=42,0$ м. Статична схема – розрізна балка. Несні конструкції прогонової будови мають вигляд двох зварних суцільно-стінчастих балок двотаврового перерізу з висотою стінки $h_w=2480$ мм, об'єднаних за допомогою жорстких упорів із залізобетонною плитою проїзної частини. У поперечному перерізі мосту головні балки розташовані на відстані 7,6 м. (рис.2). Поперечні в'язі виконано у вигляді плоских ферм із кутників, що розміщені через 5,25 м уздовж прогону. Прогін, що обпирається на поперечні в'язі прогонової будови виконано у вигляді зварної суцільно-стінчастої балки висотою 400 мм і розташовано по осі прогонової будови. Об'єднання металоконструкцій, що виготовлені на заводі – зварні, монтажні об'єднання - на високоміцних болтах М22. Матеріал головних балок та прогону – сталь

15ХСНД з розрахунковим опором $R_y=295\text{МПа}$ (3000 кгс/см^2). Головні балки прогонової будови мають монтажні блоки довжиною 5,55 м та 10,5 м.

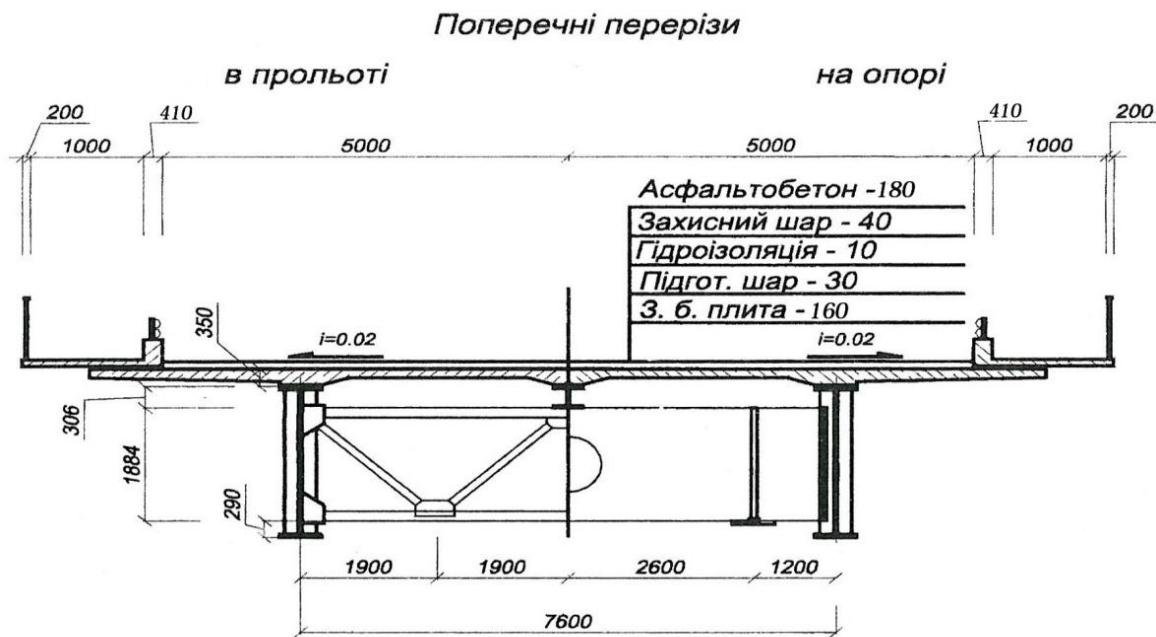


Рисунок 2 – Поперечний переріз прогонової будови

Залізобетонна плита проїзної частини завтовшки 16 см у прольоті запроектована із збірних блоків з кінцевими ділянками з монолітного бетону. При монтажі таких прогонових будов найчастіше блоки плити обпирались на головні балки та прогін, утворюючи поздовжній шов над прогоном та поперечні шви між плитами. Поперечні шви уздовж мосту влаштовано через кожні 2,626 м. Ширина поперечного шву 12,5 см, поздовжнього – 6 см. Об'єднання головних балок з плитою проїзної частини виконано за допомогою монолітного бетону класу В-35 на мілкому заповнювачі через „вікна” упорів. Бетон залізобетонної плити класу В-35 з розрахунковим опором на осьовий стиск $R_b=17,5\text{МПа}$ (180 кгс/см^2). Пливу армовано арматурою класу А-ІІ. У стиках залізобетонних плит поздовжня арматура нестикована, тому при розрахунках поздовжню арматуру залізобетонної плити не враховуємо.

За проектом дорожній одяг на мосту складався з цементної стяжки завтовшки 30 мм, гідроізоляції – 10 мм, захисного шару – 40 мм та асфальтобетону – 80 мм.

Розрахункові проектні навантаження на міст - Н-30, НК-80 та натовп.

У результаті обстеження мосту виявлено ряд дефектів проїзної частини, прогонових будов, опор і опорних частин, спряження мосту з насипами підходів.

При розрахунку вантажопідйомності прогонової будови цього мосту було враховано такі основні дефекти:

- збільшення шару асфальтобетонного покриття проїзної частини до 18 см;
- ями та вибоїни покриття проїзної частини, що призводить до збільшення динамічного коефіцієнту в 1,1 рази;
- корозія металу поясів головних балок і прогону до 6% від площі поясів (загальна поверхнева корозія поясів головних балок і прогону завглибшки до 1 мм), що призводить до зменшення площі металу поясів.

У результаті розрахунку найменша несна здатність головної балки за згинальним моментом у середині прогону становить 26920 кНм, а за поперечною силою на опорі на рівні центру ваги приведенного перерізу – 5718 кН.

Величина зниження вантажопідйомності обстеженого мосту у відсотках за згинальним моментом становить:

- для навантаження типу А-11 – 38%;
- для навантаження типу Н-30 – 29,7%.

Навантаження НК-80 проходить без обмежень.

За поперечною силою на опорі вантажопідйомність мосту на тимчасові навантаження НК-80, А-11, Н-30 та натовп – забезпечено.

У відповідності до [1] обстежена прогонова будова мосту відноситься до четвертого експлуатаційного стану (обмежено працездатний).

Література

1. ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006.
3. Снитко В.П. Проектування сталі залізобетонних мостів: навч. посібник. – К.: НТУ, 2005.
4. Снитко В.П. Проектування та розрахунок прогонових будов металевих мостів: навч. посібник. – К.: НТУ, 2010.