

**АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СУМІСНОЇ РОБОТИ ПРОГОНОВОЇ
БУДОВИ МОСТУ ТА ЦЕМЕНТОБЕТОННОГО ПОКРИТТЯ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З
УРАХУВАННЯМ ДОВГОТРИВАЛИХ ПРОЦЕСІВ**

**ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE JOINT OPERATION OF THE
SPAN STRUCTURE OF THE BRIDGE AND THE CEMENT-CONCRETE COATING OF THE
CARRIAGEWAY, TAKING INTO ACCOUNT LONG-TERM PROCESSES**



Снитко Валерій Пилипович, кандидат технічних наук, доцент, професор кафедри “Мости, тунелі та гідротехнічні споруди”, Національний транспортний університет, e-mail: valeriysnytko49@gmail.com, тел. +380677514373, +380442807978, Україна, 01010, м. Київ, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, к. 218.

<https://orcid.org/0009-0003-0325-7899>

Анотація. Вступ. Окреслено постановку проблеми, актуальність обраної теми, проведено аналіз останніх досліджень, окреслено мету та завдання роботи. Врахування впливу усадки та повзучості бетону в наш час є обов'язковою складовою розрахунку конструкцій залізобетонних мостів.

У попередньо напружених конструкціях основну частину втрат попереднього напруження складають втрати, що викликані усадкою і повзучістю бетону. За діючими нормами [1] у попередньо напружених залізобетонних конструкціях мостів втрати від повзучості бетону враховуються лише від дії сил попереднього напруження. В дійсності повзучість бетону має враховуватись і від довготривалої дії першої та другої частини постійного навантаження і усадки бетону. Запропоновано методику визначення напружено-деформованого стану залізобетонної балки прогонової будови мосту з урахуванням довготривалих процесів.

Результати. У викладенні основного матеріалу дослідження запропоновано методику розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонної балки прогонової будови мосту з урахуванням усадки та повзучості бетону. Наведено формули, за якими визначається напруження в бетоні та арматурі в довільний момент часу t . Проаналізовано результати дослідження роботи температурно-нерозрізної залізобетонної балки прогонової будови автодорожнього мосту за схемою $3 \times 21,0$ м з урахуванням довготривалих процесів за наведеною методикою.

Висновки. Запропонована методика розрахунку залізобетонної балки прогонової будови мосту з урахуванням усадки та повзучості бетону від дії згинального моменту M і нормальної сили N базується на апараті будівельної механіки пружних систем і може бути використана для розрахунку інших будівельних конструкцій. Дослідження роботи температурно-нерозрізної залізобетонної прогонової будови мосту з i -подібних попередньо-напружених балок за схемою $21,0+21,0+21,0$ м показало, що напруження від повзучості бетону від дії сил попереднього напруження арматури по відношенню до початкових напружень становлять від 23% до 30%. Напруження від усадки бетону по відношенню до допустимих розрахункових значень склали від 2% до 6,5%.

Ключові слова: усадка бетону, повзучість бетону, напруження, згинальний момент, нормальна сила, напружено деформований стан, балка прогонової будови, попереднє напруження

Вступ

Урахування впливу усадки та повзучості бетону в наш час є обов'язковою складовою розрахунку конструкцій залізобетонних мостів. У попередньо напружених конструкціях основну частину втрат попереднього напруження складають втрати, що викликані усадкою і повзучістю бетону. За діючими нормами [1] у попередньо напружених залізобетонних конструкціях мостів втрати від повзучості бетону враховуються лише від дії сил попереднього напруження. В дійсності повзучість бетону має враховуватись і від довготривалої дії першої та другої частини постійного навантаження і усадки бетону. Саме це й було мотивацією для пропонування методики визначення напружено-деформованого стану залізобетонної балки прогонової будови мосту з урахуванням довготривалих процесів.

Мета і методи. Метою дослідження було надати методику розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонної балки з урахуванням усадки і повзучості бетону, проаналізувати результати розрахунку температурно-нерозрізної залізобетонної прогонової будови мосту за схемою 3x21,0 м за наведеною далі методикою

Результати і пояснення. Наведемо методику розрахунку прогонової будови мосту на дію згинального моменту M і нормальної сили N з урахуванням усадки і повзучості бетону.

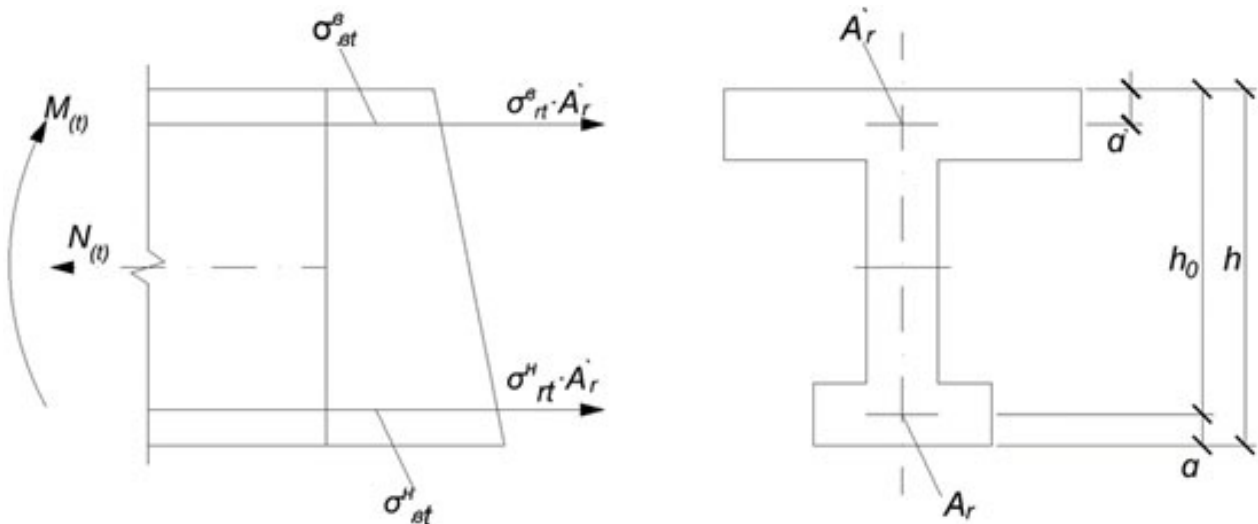


Рисунок 1 - Напруження і зусилля у поперечному перерізі залізобетонної балки

Figure 1 - Stresses and forces in the cross section of a reinforced concrete beam

Розглянемо залізобетонну балку прогонової будови мосту, що має верхню і нижню арматуру (рисунок 1).

У кожному перерізі діють постійні у часі згинальний момент M і нормальна сила N , що прикладена в центрі ваги бетонного перерізу. Переріз довільний, але має одну ось симетрії.

Необхідно визначити напруження у бетоні та в арматурі у довільний момент часу t . Приймаємо лінійний закон розподілення напруження у бетоні по висоті перерізу. Невідомими вважаємо напруження у бетоні на рівнях центрів тяжіння верхньої і нижньої арматури σ_{bt}^B і σ_{bt}^H і напруження в арматурі у тих же точках σ_{rt}^B ; σ_{rt}^H . Окремо визначаємо напруження від моменту M і нормальної сили N .

Напруження, що виникають від моменту M .

Усього невідомих напружень чотири (σ_{bt}^B ; σ_{bt}^H ; σ_{rt}^B ; σ_{rt}^H). Вважаємо, що всі вони додатні (розтяг). Для визначення невідомих складаємо чотири рівняння: рівняння проєкцій діючих зусиль на вісь балки, рівняння моментів діючих зусиль відносно центру ваги розтягнутої арматури і два рівняння сумісності деформацій бетону і арматури.

Напруження в кожній точці перерізу, що знаходиться на відстані Z від центру ваги нижньої арматури σ_{bt}^Z , через σ_{bt}^B і σ_{bt}^H можна записати:

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

Переходимо до складання рівнянь:

1) рівняння проєкцій ($\Sigma X=0$)

$$\int_A \sigma_{bt}^Z \cdot dA + \sigma_{rt}^H \cdot A_r + \sigma_{rt}^B \cdot A_r = 0 \quad (2)$$

2) рівняння моментів ($\Sigma M=0$)

$$\int_A \sigma_{bt}^Z \cdot Z \cdot dA + \sigma_{rt}^B \cdot A_r \cdot (h_0 - a) + M = 0 \quad (3)$$

3) рівняння спільності деформацій нижньої арматури і бетону:

$$\frac{\sigma_{rt}^H}{E_r} = \varepsilon_{bt}^H$$

де ε_{bt}^H – повна відносна деформація бетону на рівні центра ваги нижньої арматури у момент часу t ;

E_r – модуль пружності арматури.

На основні модифікованої теорії старіння [2,3] маємо:

$$\frac{\sigma_{rt}^H}{E_r} = \frac{1}{E_b} \cdot (\sigma_{bt}^H \cdot K_1 + \sigma_{bt}^B \cdot K_2) \quad (4)$$

Тобто

$$\sigma_{rt}^H = n \cdot (\sigma_{bt}^H \cdot K_1 + \sigma_{bt}^B \cdot K_2),$$

де n – відношення модуля пружності арматури E_r , до початкового модуля пружності бетону E_b ; K_1 і K_2 - коефіцієнти, що визначаються за формулами :

$$K_1 = (1 - \alpha + K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{2}$$

$$K_2 = 1 + (1 + \alpha - K_0) \cdot \frac{\varphi_t}{2},$$

де $\alpha = 0,5$, $k_0 = 0,09$ – коефіцієнти;

φ_t – граничне значення характеристики повзучості бетону.

4) рівняння спільності деформацій верхньої арматури і бетону по аналогії з формулою(4)

$$\sigma_{rt}^B = n \cdot (\sigma_{bt}^B \cdot K_1 + \sigma_{bt}^H \cdot K_2) \quad (5)$$

Підставляючи у рівняння (2) і (3) замість σ_{bt}^Z його значення із (1) замість σ_{rt}^H і σ_{rt}^B , їх значення з рівнянь (4) і (5), отримуємо два рівняння з двома

невідомими σ_{bt}^B і σ_{bt}^H і в кінцевому вигляді після алгебраїзації вони мають такий вигляд

$$\beta \cdot \sigma_{bt}^B + \gamma \cdot \sigma_{bt}^H + \delta \cdot M = 0 \quad (6)$$

$$c_1 \cdot \sigma_{bt}^B + c_2 \cdot \sigma_{bt}^H + c_3 \cdot M = 0 \quad (7)$$

де

$$\beta = \frac{S}{A} + n \cdot (h_0 - a) \cdot K_2 \cdot \mu \quad (8)$$

$$-\left[\frac{S}{A} - (h_0 - a) \cdot (n \cdot K_2 \cdot \mu + 1) \right] = \gamma \quad (9)$$

$$n \cdot (h_0 - a) \cdot K_1 \cdot (\eta^H \cdot \mu + \eta^B \cdot \mu') = \delta \quad (10)$$

$$\frac{I}{A} + (h_0 - a)^2 \cdot n \cdot \mu' \cdot K_2 = c_1 \quad (11)$$

$$-\left[\frac{I}{A} + (h_0 - a) \cdot \frac{S}{A} \right] = c_2 \quad (12)$$

$$(h_0 - a) \cdot \left[(h_0 - a) \cdot n \cdot K_1 \cdot \eta^B \cdot \mu' + \frac{1}{A} \right] = c_3 \quad (13)$$

Тут $S = \int_A Z \cdot dA$ – статичний момент бетонного перерізу відносно осі, що проходить через центр тяжіння нижньої арматури; $I = \int_A Z^2 \cdot dA$ – момент інерції бетонного перерізу відносно цієї ж осі, A – площа бетонного перерізу; $\mu' = \frac{A_r}{A}$ і $\mu = \frac{A_r}{A}$ – коефіцієнти армування.

Початкові напруження у бетоні визначаються за формулами:

$$\sigma_{bo}^H = \frac{M \cdot Z_{B.п.}^H}{I_{B.п.}} = \eta^H \cdot M \quad (14)$$

$$\sigma_{bo}^B = \frac{M \cdot Z_{B.п.}^B}{I_{B.п.}} = \eta^B \cdot M, \quad (15)$$

де $I_{B.п.}$ – момент інерції приведенного перерізу відносно центра ваги приведенного перерізу;
 $Z_{B.п.}^H$ і $Z_{B.п.}^B$ – відстані від центру ваги приведенного перерізу відповідно до центрів ваги нижньої і верхньої арматури.

Напруження у бетоні на момент часу t .

$$\sigma_{bt}^B = \eta_t^B \cdot M \quad (16)$$

$$\sigma_{bt}^H = \eta_t^H \cdot M \quad (17)$$

Напруження в арматурі на момент часу t :

$$\sigma_{rt}^B = n \cdot (\eta_t^B \cdot K_1 + \eta_t^B \cdot K_2) \cdot M \quad (18)$$

$$\sigma_{rt}^H = n \cdot (\eta_t^H \cdot K_1 + \eta_t^H \cdot K_2) \cdot M, \quad (19)$$

де

$$\eta_t^B = \frac{\gamma \cdot c_3 - \delta \cdot c_2}{\beta \cdot c_2 - \gamma \cdot c_1} \quad (20)$$

$$\eta_t^H = \frac{\delta \cdot c_1 - \beta \cdot c_3}{\beta \cdot c_2 - \gamma \cdot c_1}. \quad (21)$$

Напруження, що виникають від нормальної сили N

У цьому випадку рівняння рівноваги будуть:

$$1) \int_A \sigma_{bt}^Z \cdot dA + \sigma_{rt}^H \cdot A_r + \sigma_{rt}^B \cdot A_r - N = 0 \quad (22)$$

$$2) \int_A \sigma_{bt}^Z \cdot dA + \sigma_{zt}^B \cdot A_r \cdot (h_0 - a) - N \cdot Z_B^H = 0 \quad (23)$$

Де ексцентриситет Z_B^H сили N – відстань від центру ваги приведенного перерізу до центру ваги нижньої арматури.

Таким чином, рівняння рівноваги для випадку дії сили N відрізняють від рівнянь на випадок дії моменту M тільки вільними чинами. Рівняння спільності деформацій такі ж самі.

Рівняння (22) і (23) можуть бути записані так:

$$\beta \cdot \sigma_{bt}^B + \gamma \cdot \sigma_{bt}^H + \Delta \cdot N = 0 \quad (24)$$

$$c_1 \cdot \sigma_{bt}^B + c_2 \cdot \sigma_{bt}^H + c_4 \cdot N = 0 \quad (25)$$

де

$$\Delta = (h_0 - a) \cdot \left[n \cdot k_1 \cdot (\Psi^B \cdot \mu' - \Psi^H \cdot \mu) - \frac{1}{A} \right] \quad (26)$$

$$c_4 = (h_0 - a) \cdot \left[(h_0 - a) \cdot n \cdot k_1 \cdot \Psi^B \cdot \mu' - \frac{Z_B^H}{A} \right] \quad (27)$$

$$\text{тут } \Psi^B = \Psi^H = \frac{1}{A_{B.п.}}, \quad (28)$$

де $A_{B.п.}$ – площа приведенного перерізу H напруження в бетоні від дії сили N .

$$\sigma_{bt}^B = \Psi_t^B \cdot N \quad (29)$$

$$\sigma_{bt}^H = \Psi_t^H \cdot N. \quad (30)$$

Напруження в арматурі від дії сили N

$$\sigma_{rt}^B = n \cdot (\Psi_t^B \cdot K_1 + \Psi_t^B \cdot K_2) \cdot N \quad (31)$$

$$\sigma_{rt}^H = n \cdot (\Psi_t^H \cdot K_1 + \Psi_t^H \cdot K_2) \cdot N, \quad (32)$$

де

$$\psi_t^B = \frac{\gamma \cdot C_4 - \Delta \cdot C_2}{\beta \cdot C_2 - \gamma \cdot C_1} \quad (33)$$

$$\psi_t^H = \frac{\Delta \cdot C_1 - \beta \cdot C_4}{\beta \cdot C_2 - \gamma \cdot C_1} \quad (34)$$

Визначення напружень від дії усадки бетону

Розглядаємо залізобетонну балку прогонової будови мосту. Силкові фактори M і N відсутні, враховуємо дію усадки бетону, що характеризується відносною деформацією ε_{yt}

В залізобетонній балці усадка бетону стримуються арматурою. В результаті і в арматурі і у бетоні виникають урівноважені зусилля.

Рівняння рівноваги

$$1) \sum X = 0; \quad \int_A \sigma_{b,yt}^z \cdot dA + \sigma_{z,yt}^H \cdot A_r + \sigma_{r,yt}^B \cdot A_r = 0 \quad (35)$$

2) $\sum M = 0$; (відносно центру ваги нижньої арматури)

$$\int_A \sigma_{b,yt}^z \cdot Z \cdot dA + \sigma_{z,yt}^H \cdot A_r \cdot (h_0 - a') = 0 \quad (36)$$

Рівняння спільності деформацій записуємо зважаючи на те, що алгебраїчна сума відносної деформації усадки бетону ε_{yt} , що викликають усадкові напруження, дорівнюють відноській $\varepsilon_{b,yt}$ деформації арматури:

$$\varepsilon_{yt} + \varepsilon_{b,yt} = \varepsilon_{r,yt} \quad (37)$$

У початковий момент часу $t=0$, від якого починаються відлік усадки, напруження не виникають, тому :

$$\varepsilon_{yt} + \int_0^t \frac{d\sigma_{b,yt}}{d\tau} \cdot \left(\frac{1}{E_r} + C_{t\tau} \right) d\tau = \frac{\sigma_{r,yt}}{E_r} \quad (38)$$

Затсосовуючи модифіковану теорію старіння бетону і враховуючи що $\sigma_{b,yt} = 0$, запишемо

$$\varepsilon_{e,yt} = \frac{\sigma_{e,yt} \cdot K_2}{E_e} \quad (39)$$

Тоді рівняння спільності деформацій арматури і бетону будуть:

$$\sigma_{r,yt}^e = E_r \varepsilon_{yt} + n \cdot K_2 \cdot \sigma_{b,yt}^e; \quad (40)$$

$$\sigma_{r,yt}^H = E_r \varepsilon_{yt} + n \cdot K_2 \cdot \sigma_{b,yt}^H. \quad (41)$$

Підставляючи вирази з рівнянь (40) і (41) до рівнянь рівноваги (35) і (36) замінюючи σ_{bt}^z на значення за формулою (1) отримуємо:

$$\beta \cdot \sigma_{e,yt}^e + \gamma \cdot \sigma_{e,yt}^H + E_r \varepsilon_{yt} (h_0 - a') \cdot (\mu + \mu') = 0; \quad (42)$$

$$c_1 \beta \cdot \sigma_{e,yt}^e + c_2 \cdot \sigma_{e,yt}^H + E_r \varepsilon_{yt} (h_0 - a')^2 \cdot \mu' = 0, \quad (43)$$

де ε_{yt} - це деформація усадки бетону, приймається зі знаком «-»; значення β , γ , c_1 і c_2 визначають за формулами, наведеними вище.

Тоді напруження в бетоні визначаємо за формулами:

$$\sigma_{b,yt}^H = \eta_{yt}^e \cdot \varepsilon_{yt} \cdot E_r; \quad (44)$$

$$\sigma_{b,yt}^H = \eta_{yt}^H \cdot \varepsilon_{yt} \cdot E_r; \quad (45)$$

де

$$\eta_{yt}^e = \frac{\gamma(h_0 - a_1)^2 \cdot \mu' - (h_0 - a')(\mu + \mu')c_2}{\beta \cdot c_2 - \gamma \cdot c_1} \quad (46)$$

$$\eta_{yt}^u = \frac{c_1(h_0 - a_1) \cdot (\mu + \mu') - \beta(h_0 - a')^2 \mu'}{\beta \cdot c_2 - \gamma \cdot c_1} \quad (47)$$

Напруження в арматурі визначаються за формулами (40) і (41).

Для попередньо напруженої арматури значення будуть складати втрати попереднього напруження від усадки бетону.

Напруження у бетоні попередньо напруженої балки, що визначені за формулами (44) і (45) будуть сумарними від самої усадки і викликаних нею втрат напруження в арматурі.

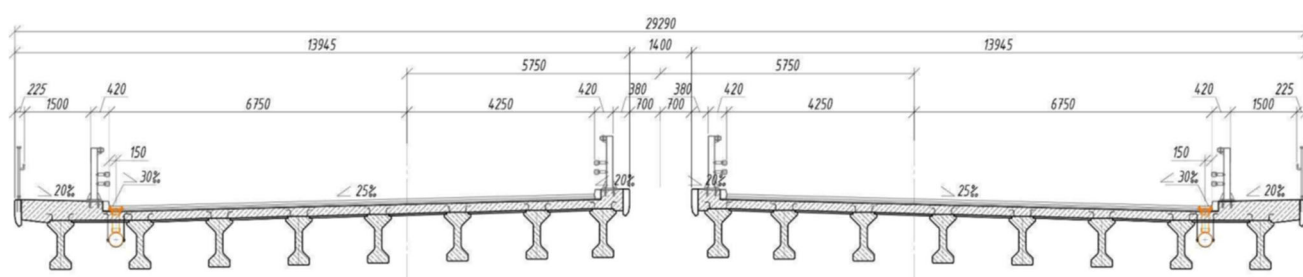


Рисунок 2 – Поперечний переріз прогонової будови моста

Figure 2 – Cross-section span structure of the bridge

Розглянуто температурно-нерозрізну прогонову будову моста за схемою 21,0+21,0+21,0 м, габаритом 2*(Г-11,0+1,5) м.

Довжина одного прогону моста 21,0 м. Він складається з 8 “Г”-подібних попередньо напружених залізобетонних балок і монолітної плити проїзної частини.

У поперечнику мосту відстань в осях між сусідніми балками 1,8 м і між двома крайніми, з однієї сторони габариту - 1,5 м. Збірні балки заввишки 1,1 м.

Товщина монолітного шару бетону плити проїзної частини над балками 20 см і цементобетонного покриття, що включається у роботу разом із збірно-монолітними балками прогонової будови, 10 см.

Збірна балка в середині прогону армована 12 арматурними пучками 3xK7 і 4 пучками K7 із дротів високоміцної сталі діаметром 5 мм, загальною площею $A_p=54,93$ см². Площа одного пучка 3xK7 із 21 дрота діаметром 5 мм складає $f=4,12$ см². Модуль пружності арматури $E_s=1,7 \cdot 10^6$ кгс/см². Розрахунковий опір високоміцної арматури $R_p=1055$ МПа. Бетон класу В-40, W14, F300 з $R_b=20$ МПа;

$R_{bt}=1,25$ МПа.

Граничне значення характеристики повзучості бетону прийнято $\varphi_t=2,15$.

Відносна деформація усадки бетону прийнята $\epsilon_{yt}=2,88 \cdot 10^{-4}$.

Рівнодіюча зусиль попереднього напруження арматури з урахуванням перших втрат склали $N_0'=-4923,9$ кН.

Згинальний момент від зусиль попереднього напруження $M_0'=-2329$ кН*м.

Нормативний згинальний момент у середині прольоту балки від ваги збірно-монолітної балки склав 1062,25 кН*м.

Розрахункові максимальні зусилля у середині прольоту балки виявилися більшими від навантаження АК+натовп+постійне і склали від моменту і поперечної сили відповідно:

$$M_p = 3538,26 \text{ кН*м}; Q_p = 847,76 \text{ кН}.$$

Виконано розрахунок прогонової будови мосту з урахуванням повзучості та усадки бетону за наведеною вище методикою.

Сумарні втрати попереднього напруження в арматурі від повзучості бетону від сил попереднього напруження і ваги збірно-монолітної балки склали 147,6 МПа.

Втрати попереднього напруження в арматурі від усадки бетону склали 33,3 МПа.

У попередньому відношенні частинанапружень від повзучості бетону від дії сил попереднього напруження арматури з урахуванням перших втрат по відношенню до початкових напружень склали:

- у бетоні на рівні верхньої фібри балки:

$$\frac{\sigma_{\epsilon 0}^{\epsilon} - \sigma_{\epsilon t}^{\epsilon}}{\sigma_{\epsilon 0}^{\epsilon}} \cdot 100\% = \frac{2,57}{8,57} 100\% = 30\%;$$

- у бетоні на рівні центру ваги попередньо напруженої арматури:

$$\frac{\sigma_{\epsilon 0}^H - \sigma_{\epsilon t}^H}{\sigma_{\epsilon n}^H} \cdot 100\% = \frac{9,46}{31,5} 100\% = 30\%;$$

- у попередньо напруженій арматурі на рівні її центру ваги:

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_{pt}}{R_p - \sigma_n'} \cdot 100\% = \frac{203,5}{1055,0 - 158,6} 100\% \approx 23\%.$$

Напруження від усадки бетону склали:

- у бетоні на рівні верхньої фібри балки:

$$\sigma_{yt}^B \approx -0,36 \text{ МПа (стиск)};$$

- у бетоні на рівні центру ваги попередньо напруженої арматури:

$$\sigma_{b,yt}^H \approx 1,34 \text{ МПа (розтяг)};$$

- у попередньо напруженій арматурі на рівні центру її ваги:

$$\sigma_{a,yt} \approx -33,3 \text{ МПа (стиск)}.$$

Висновки

Запропонована методика розрахунку напруженого стану залізобетонної балки прогонової будови мосту з урахуванням повзучості та усадки бетону від згинального моменту M і нормальної сили N базується на апараті будівельної механіки пружних систем і може бути використана для розрахунку інших будівельних конструкцій.

Дослідження роботи температурно-нерозрізної залізобетонної прогонової будови мосту з i -подібних попередньо-напружених балок за схемою 21,0+21,0+21,0 м показало, що напруження від повзучості бетону від дії сил попереднього напруження арматури по відношенню до початкових напружень становлять від 23% до 30%. Напруження від усадки бетону по відношенню до допустимих розрахункових значень склали від 2% до 6,5%. Все це вказує на необхідність їхнього врахування при роботі, конструкції. При врахуванні робочого шару цементобетонного покриття проїзної частини моста завтовшки 8 см у роботі разом із збірно-монолітними перерізом балки, при одному і тому ж самому армуванні несна здатність балки збільшується на 7,5%.

Перелік посилань

- 1 ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування». Мінрегіон України, К.: 2006;
- 2 Снитко В.П. Проектування сталезалізобетонних мостів. Навч. посібник. – К.: НТУ, 2005 с.118.
- 3 Розрахунки і проектування мостів. Том 1. /Під ред. А.І.Лантуха-Ляценка/ - К.: НТУ, 2007 с.336.

ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE JOINT OPERATION OF THE SPAN STRUCTURE OF THE BRIDGE AND THE CEMENT-CONCRETE COATING OF THE CARRIAGEWAY, TAKING INTO ACCOUNT LONG-TERM PROCESSES

Snytko Valerii P. Candidate of Physics and Mathematics, Associate Professor, National Transport University, Department of Bridges, tunnels and hydraulic structures, Professor, e-mail: valeriysnytko@ukr.net, тел. +380442807978, Ukraine, 01010, Kyiv, street M. Omelyanovicha-Pavlenka, 1. <https://orcid.org/0000-0002-9530-4589>

Abstract. Introduction. The statement of the problem, the relevance of the chosen topic, an analysis of the latest research, and the purpose and tasks of the work are outlined. Taking into account the effect of shrinkage and creep of concrete nowadays is a mandatory component calculation of reinforced concrete bridge structures.

In prestressed structures, the main part prestressing losses are losses caused by shrinkage and creep of concrete. According to the current norms [1], in prestressed reinforced concrete structures of bridges, losses from concrete creep are taken into account only from the action of prestressing forces. In fact, the creep of concrete should be taken into account from the long-term action of the first and second part of the constant load and shrinkage of concrete. A methodology for determining the stress-strain state of a reinforced concrete beam of a span structure of a bridge, taking into account long-term processes, is proposed.

The results. In the presentation main material of the study, a methodology for calculating the stress-strain state reinforced concrete beam span structure of the bridge is proposed, taking into account the shrinkage and creep of concrete. The formulas used to determine the stress in concrete and reinforcement at an arbitrary moment of time t are given. The results study operation temperature-unbroken reinforced concrete beam span structure of the road bridge according to the scheme 3x21.0 m, taking into account the long-term processes according to the given methodology, were analyzed.

Conclusions. The proposed method of calculating the reinforced concrete beam span structure of the bridge taking into account the shrinkage and creep of concrete under the action of the bending moment M and the normal force N is based on the apparatus construction mechanics of elastic systems and can be used for the calculation of other building structures. The study work temperature-unbroken reinforced concrete span structure of the bridge made of i -like prestressed beams according to the 21.0+21.0+21.0 m scheme showed that the stress from the creep concrete from the action prestressing forces of the reinforcement in relation to the initial stresses are from 23% to 30%. The stress from concrete shrinkage in relation to the allowable calculated values was from 2% to 6.5%.

Key words: shrinkage concrete, creep concrete, stress, bending moment, normal force, stressed deformed state, girder span structure, prestress

References

- 1 DBN V.2.3-14:2006 "Transport structures. Bridges and pipes. Design rules". Ministry of Regions of Ukraine, K.: 2006;
- 2 Snytko V.P. Design of reinforced concrete bridges. Training manual. - K.: NTU, 2005 p. 118.
- 3 Calculations and design of bridges. Volume 1. /Edited by A.I. Lantukha-Lyashchenko/ - K.: NTU, 2007 p.336.

Надійшла до редакції 12.04.2023.