

УДК 624.21:004.021

Снитко В.П., канд.техн.наук.

ІНФОРМАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ З ДВОМА ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПЛИТАМИ

Анотація. У статі запропоновано модель і розроблено алгоритм розрахунку сталезалізобетонних конструкцій мостів з двома залізобетонними плитами на дію згинального моменту з урахуванням повзучості бетону за модифікованою теорією "старіння".

Об'єкт дослідження – балки прогонової будови моста з двома залізобетонними плитами.

Мета роботи – розробити модель і алгоритм розрахунку сталезалізобетонних конструкцій мостів з двома залізобетонними плитами на дію згинального моменту з урахуванням повзучості бетону за модифікованою теорією "старіння". Конструкції стале залізобетонних прогонових будов мостів з двома залізобетонними плитами найчастіше влаштовуються в опорних зонах нерозрізних балок. Це призводить до економії металу на прогонову будову за рахунок включення в роботу стиснутого бетону нижньої плити разом з металевим нижнім поясом балки. Перевагами цієї конструкції є більш проста конструкція спирання прогонової будови моста на опорні частини.

Розглядається сталезалізобетонна балка прогонової будови моста з двома залізобетонними плитами.

У кожному перерізі діє згинальний момент. Балка довільної форми, але має одну вісь симетрії. Передбачається, що зчеплення арматури і металевої балки з бетоном здійснено до прикладання навантаження.

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 нерозрізної прогонової будови автодорожнього мосту такої конструкції, за схемою 3 x 33 м за наведеною методикою.

Результати статті можуть бути впроваджені для автоматизації технологічного процесу проектування мостів такої конструкції.

Ключові слова: прогонова будова, сталезалізобетонна балка з двома залізобетонними плитами, напруження, згинальний момент, повзучість бетону, алгоритм розрахунку.

Анотація. В статті предложена модель и разработан алгоритм расчета сталежелезобетонных конструкций мостов с двумя железобетонными плитами на действие изгибающего момента с учетом ползучести бетона по модифицированной теорией "старения.

Объект исследования - балки пролетного строения моста с двумя железобетонными плитами.

Цель работы - разработать модель и алгоритм расчета сталежелезобетонных конструкций мостов с двумя железобетонными плитами на действие изгибающего момента с учетом ползучести бетона по модифицированной теорией "старения.

Конструкции постоянное железобетонных пролетных строений мостов с двумя железобетонными плитами чаще всего устраиваются в опорных зонах неразрезных балок. Это приводит к экономии металла на пролетное строение за счет включения в работу сжатого бетона нижней плиты вместе с металлическим нижним поясом балки. Преимуществами этой конструкции является более простая конструкция опоры пролетного строения моста на опорные части.

Рассматривается сталежелезобетонные балка пролетного строения моста с двумя железобетонными плитами.

В каждом сечении действует изгибающий момент. Балка произвольной формы, но имеет одну ось симметрии. Предполагается, что сцепление арматуры и металлической балки с бетоном осуществлено до приложения нагрузки.

Приведенная методика расчета такой балки на действие изгибающего момента с учетом влияния ползучести бетона. Определяются напряжение в бетоне, арматуре и стальной части сечения в любой момент времени t .

Приведенные результаты расчета неразрезной пролетного строения автодорожного моста такой конструкции, по схеме 3 x 33 м по приведенной методике.

Результаты статьи могут быть внедрены для автоматизации технологического процесса проектирования мостов такой конструкции.

Ключевые слова: пролетного строения, сталежелезобетонные балка с двумя железобетонными плитами, напряжения, изгибающий момент, ползучесть бетона, алгоритм расчета.

Annotation. The article proposed model and algorithm calculation composite steel and concrete structures of bridges with two reinforced concrete slabs in effect bending moment considering concrete creep on a modified theory «of aging».

Object of study - composite steel and concrete span beam bridge with two reinforced concrete slabs.

Purpose - to develop a model and calculation algorithm composite steel and concrete structures of bridges with two reinforced concrete slabs in effect bending moment considering concrete creep on a modified theory «of aging».

Composite steel and concrete structures of bridges with two reinforced concrete slabs are often arranged in the supporting areas of continuous beams. This results in savings for metal spans to include the work of compressed concrete bottom plate with a metal belt lower beam. The advantage of this design is more simple design leaning span bridge supporting parts.

Composite steel and concrete structures of bridges with two reinforced concrete slabs consider.

Each section has bending moment. Beam arbitrary shape, but has a symmetry axis. It is assumed that coupling fittings and metal beams with concrete made application to load.

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.

The results of calculation of continuous span road bridge of this design, scheme 3 x 33 m for the given method.

The results of the article can be implemented to automate the process of designing bridges of this design.

Key words: bridge spans, stalezalizobettonna beam with two reinforced concrete slabs, tension, bending moment, creep of concrete calculation algorithm.

У статі запропоновано модель і розроблено алгоритм розрахунку сталезалізобетонних конструкцій мостів з двома залізобетонними плитами на дію згинального моменту з урахуванням повзучості бетону за модифікованою теорією "старіння".

Конструкції сталі залізобетонних прогонових будов мостів з двома залізобетонними плитами найчастіше влаштовуються в опорних зонах нерозрізних балок. Це призводить до економії металу на прогонову будову за рахунок включення в роботу стиснутого бетону нижньої плити разом з металевим нижнім поясом балки. Крім того забезпечується місцева стійкість елементів нижньої плити в зоні укладання бетону. До переваг відноситься і більш проста конструкція спирання прогонової будови моста на опорні частини.

Методику розрахунку такої прогонової будови з урахуванням повзучості бетону за модифікованою теорією "старіння" покажемо нижче.

Розглянемо сталезалізобетонний брус, в якому металеву балку об'єднано з двома залізобетонними плитами, які армовані арматурою (див. рис. 1)

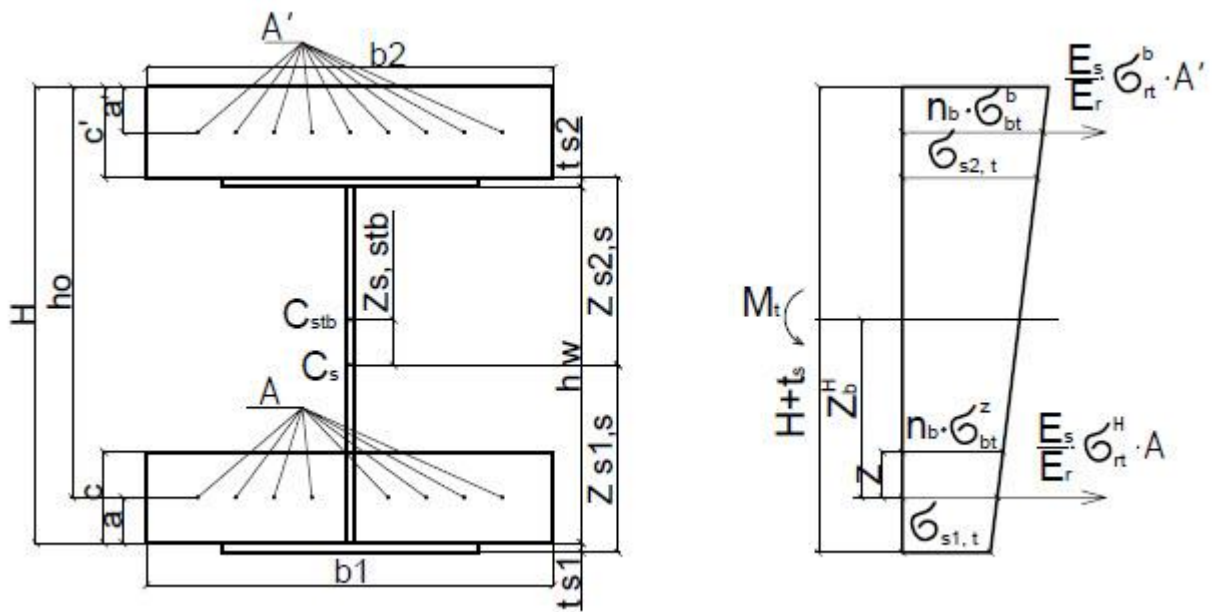


Рисунок 1 - Напруження в металевій балці, яка об'єднана з двома залізобетонними плитами.

У кожному перерізі діє згинальний момент M .

Припустимо, що згинальний момент M від'ємний. Переріз довільної форми, але має одну вісь симетрії. Передбачається, що зчеплення арматури і з'єднання металевої балки з бетоном здійснено до прикладання навантаження.

Необхідно визначити напруження у бетоні, арматурі і металевій балці у будь-який момент часу t .

Приймаємо лінійний закон розподілу напружень у бетоні і сталевій частині перерізу по висоті стале залізобетонної балки. Невідомими вважаємо напруження у бетоні на рівнях центрів ваги арматур верхньої і нижньої плит σ_{bt}^B і σ_{bt}^H , напруження арматури на тих самих рівнях σ_{rt}^B і σ_{rt}^H , напруження в сталевій балці на рівнях верхньої і нижньої її 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 зусиль відносно центру ваги арматури нижньої плити, два рівняння спільності деформацій бетону й арматури верхньої і нижньої залізобетонних плит, два рівняння спільності деформацій бетону та верхньої і нижньої фібр сталеві балки, а також рівняння, що випливає із гіпотези плоских перерізів.

Напруження у бетоні у будь-якій точці перерізу по висоті верхньої і нижньої плит, що розташована на відстані Z від центру ваги нижньої арматури (σ_{bt}^Z), через σ_{bt}^B і σ_{bt}^H .

На рисунку 1 видно, що

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

Тоді напруження у бетоні на рівні нижньої і верхньої фібр металевої балки буде:

$$\sigma_{bt}^{S1} = -\frac{d}{h_0 - a'} \cdot \sigma_{bt}^B + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{(h_0 - a' + d)}{h_0 - a'}. \quad (2)$$

$$\sigma_{bt}^{S2} = \sigma_{bt}^B \cdot \frac{h_0 - c'}{h_0 - a'} + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{c' - a'}{h_0 - a'}. \quad (3)$$

де $d = a + t_{s1}$ – відстань від центру ваги арматури нижньої залізобетонної плити до нижньої фібри металевої балки;

t_{s1} – товщина нижнього поясу металевої балки.

Напруження в металевій балці, на основі гіпотези плоских перерізів, у будь-якій точці перерізу її, що розташована на відстані Z від центру ваги нижньої арматури (σ_{St}^Z), через $\sigma_{s2,t}$ і $\sigma_{s1,t}$ буде:

$$\sigma_{st}^z = \sigma_{s1,t} \cdot \frac{(h_0 - c' - z)}{(h_0 - c' + d)} + \sigma_{s2,t} \cdot \frac{(z + d)}{(h_0 - c' + d)} \quad (4)$$

Переходимо до складання рівнянь:

1) Рівняння проєкцій ($\sum X=0$)

$$\frac{c/2}{-d} \sigma_{bt}^z \cdot dA_b + \frac{h_0}{h_0 - c'} \sigma_{bt}^z \cdot dA_b + \sigma_{rt}^H \cdot A + \sigma_{rt}^B \cdot A' + A_s \sigma_{st}^z \cdot dA_s = 0; \quad (5)$$

2) Рівняння моментів ($\sum M=0$)

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^z \cdot z \cdot dA_b + A_{B1} \sigma_{bt}^z \cdot z \cdot dA_b + A_s \sigma_{st}^z \cdot z \cdot dA_s + \sigma_{rt}^B \cdot \\ A' h_0 - a' - M = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

Рівняння спільності деформацій бетону і арматури на рівні центру ваги бетону верхньої і нижньої залізобетонної плити на основі модифікованої теорії “старіння” бетону [2]:

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

$$\sigma_{rt}^H = n_r \cdot (\sigma_{b_0}^H \cdot K_1 + \sigma_{bt}^H \cdot K_2); \quad (8)$$

де $n_r = \frac{E_r}{E_{b_0}}$ - відношення модуля пружності арматури E_r до початкового модуля пружності бетону E_{b_0} ; K_1 і K_2 - коефіцієнти, що прийняті при параболічній залежності між напруженнями у бетоні в момент часу τ $\sigma_{b\tau}$

і характеристикою повзучості бетону φ_t обчислюються за формулами [3]:

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

а при лінійній залежності за формулами

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

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

α і K_0 - коефіцієнти, що обчислюються за [2];

Рівняння спільності деформацій верхньої фібри металевої балки і бетону:

$$\sigma_{s2,t} = n_b \cdot (\sigma_{b_0}^{s2} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{s2} \cdot K_2); \quad (9)$$

Рівняння спільності деформацій нижньої фібри металевої балки і бетону:

$$\sigma_{s1,t} = n_b \cdot (\sigma_{b_0}^{s1} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{s1} \cdot K_2); \quad (10)$$

де $n_b = \frac{E_s}{E_{b_0}}$ - відношення модуля пружності металу балки E_s до

початкового модуля пружності бетону E_{b_0} .

Підставляємо рівняння (5) і (6) замість σ_{rt}^B і σ_{rt}^H їх вирази (7) і (8), замість $\sigma_{s2,t}$ і $\sigma_{s1,t}$ їх вирази (9) і (10) та враховуючи вирази (1), (2), (3), (4) і (17)-(20) після перетворень рівнянь маємо 2 рівняння з двома невідомими σ_{bt}^B і σ_{bt}^H :

1)

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^B \cdot \frac{(S_{B1}+S_{B2})}{h_0-a'} + n_r \cdot K_2 \cdot A' + \frac{K_2 \cdot h_0-c' \cdot F' - D' \cdot d}{h_0-a'} + \sigma_{bt}^H \cdot (A_{B1} + A_{B2}) - \\ \frac{(S_{B1}+S_{B2})}{h_0-a'} + n_r \cdot K_2 \cdot A + \frac{K_2 \cdot h_0-a'+d \cdot D' + c'-a' \cdot F'}{h_0-a'} + n_r \cdot K_1 \cdot \eta^H \cdot A + \eta^B \cdot A' \cdot \\ M + K_1 \cdot \eta^{S1} \cdot D' + \eta^{S2} \cdot F' \cdot M = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

2)

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^B \cdot \frac{(I_{B1}+I_{B2})}{h_0-a'} + n_r \cdot K_2 \cdot A' \cdot h_0 - a' + \frac{K_2 \cdot h_0-c' \cdot B' - V' \cdot d}{h_0-a'} + \sigma_{bt}^H \cdot \\ (S_{B1} + S_{B2}) - \frac{(I_{B1}+I_{B2})}{h_0-a'} + \frac{K_2 \cdot h_0-a'+d \cdot V' + c'-a' \cdot B'}{h_0-a'} + [n_r \cdot K_1 \cdot \eta^b \cdot A' \cdot \\ h_0 - a' + K_1 \cdot \eta^{S1} \cdot V' + \eta^{S2} \cdot B' - 1] \cdot M = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\text{де } D' = \frac{n_b \cdot [(h_0-c) \cdot A_s - S_s]}{h_0-c'+d}; \quad (13)$$

$$F' = \frac{n_b \cdot (S_s + d \cdot A_s)}{h_0-c'+d}; \quad (14)$$

$$V' = \frac{n_b \cdot [(h_0-c') \cdot S_s - I_s]}{h_0-c'+d}; \quad (15)$$

$$B' = \frac{n_b \cdot (I_s + d \cdot S_s)}{h_0-c'+d}; \quad (16)$$

$S_{B1} = \frac{c/2}{-d} z \cdot dA_b$ - статичний момент площі бетонного перерізу нижньої плити відносно осі, що проходить через центр ваги нижньої арматури;

$S_{B2} = \frac{h_0}{h_0 - c'} z \cdot dA_b$ - статичний момент площі бетонного перерізу верхньої плити відносно осі, що проходить через центр ваги арматури нижньої плити;

A_{B1} і A_{B2} - площі бетонного перерізу відповідно нижньої і верхньої плити;

$I_{B1} = \frac{c/2}{-d} z^2 \cdot dA_b$ - момент інерції площі бетонного перерізу нижньої плити відносно вісі, що проходить через центр ваги нижньої арматури;

$I_{B2} = \frac{h_0}{h_0 - c'} z^2 \cdot dA_b$ - момент інерції площі бетонного перерізу верхньої плити відносно осі, що проходить через центр ваги нижньої арматури;

$I_s = A_s z^2 \cdot dA_s$ - момент інерції металевої балки відносно тієї самої осі;

$S_s = A_s z \cdot dA_s$ - статичний момент площі металевої балки відносно тієї ж осі;

A_s - площа перерізу металевої балки;

Зрозуміло, що

$$\sigma_{b0}^H = -\frac{M \cdot Z_{b.n}^H}{I_{b.n}} = \eta^H \cdot M ; \quad (17)$$

$$\sigma_{b0}^B = \frac{M \cdot Z_{b.n}^B}{I_{b.n}} = \eta^B \cdot M ; \quad (18)$$

$$\sigma_{b0}^{S1} = -\frac{M \cdot Z_{b.n}^{S1}}{I_{b.n}} = \eta^{S1} \cdot M ; \quad (19)$$

$$\sigma_{b0}^{S2} = \frac{M \cdot Z_{b.n}^{S2}}{I_{b.n}} = \eta^{S2} \cdot M ; \quad (20)$$

де $I_{b.n}$ - момент інерції приведенного до бетону всього перерізу сталевозалізобетонної балки відносно його центральної осі;

$Z_{b.n}^H$ і $Z_{b.n}^B$ - відстань від центру ваги приведенного до бетону перерізу балки відносно центрів ваги арматури нижньої і верхньої плит;

$Z_{b.n}^{S1}$ і $Z_{b.n}^{S2}$ - відстань від центру ваги приведенного до бетону перерізу балки відносно нижньої і верхньої фібри металевої балки;

Площа приведення до бетону перерізу сталевозалізобетонної балки:

$$A_{b.n} = A_{B1} + A_{B2} + n_r - 1 \cdot A' + A + (n_b - 1) \cdot A_s; \quad (21)$$

Приймаємо такі позначення:

$$\beta_1 = \frac{S_{B1} + S_{B2}}{h_0 - a'} + \frac{K_2 \cdot h_0 - c' \cdot F' - D' \cdot d}{h_0 - a'} + K_2 \cdot A' \cdot n_r; \quad (22)$$

$$\gamma_1 = A_{B1} + A_{B2} + \frac{K_2 \cdot h_0 - a' + d \cdot D' + (c' - a') \cdot F'}{h_0 - a'} + K_2 \cdot n_r \cdot A - \frac{S_{B1} + S_{B2}}{h_0 - a'}; \quad (23)$$

$$\delta_1 = K_1 \cdot D' \cdot \eta^{S1} + F' \cdot \eta^{S2} + n_r \cdot K_1 \cdot A \cdot \eta^H + A' \cdot \eta^B; \quad (24)$$

$$m_5 = \frac{I_{B1} + I_{B2}}{h_0 - a'} + \frac{K_2 \cdot h_0 - c' \cdot B' - V' \cdot d}{h_0 - a'} + K_2 \cdot A' \cdot n_r \cdot h_0 - a'; \quad (25)$$

$$m_6 = S_{B1} + S_{B2} + \frac{K_2 \cdot h_0 - a' + d \cdot V' + (c' - a') \cdot B'}{h_0 - a'} - \frac{I_{B1} + I_{B2}}{h_0 - a'}; \quad (26)$$

$$m_7 = K_1 \cdot V' \cdot \eta^{S1} + B' \cdot \eta^{S2} + n_r \cdot K_1 \cdot A' \cdot \eta^B \cdot h_0 - a' - 1; \quad (27)$$

Рівняння для визначення напружень σ_{bt}^B і σ_{bt}^H набувають вигляду:

$$\beta_1 \cdot \sigma_{bt}^B + \gamma_1 \cdot \sigma_{bt}^H + \delta_1 \cdot M = 0; \quad (28)$$

$$m_5 \cdot \sigma_{bt}^B + m_6 \cdot \sigma_{bt}^H + m_7 \cdot M = 0; \quad (29)$$

Напруження у бетоні:

$$\sigma_{bt}^B = \eta_t^B \cdot M; \quad (30)$$

$$\sigma_{bt}^H = \eta_t^H \cdot M; \quad (31)$$

Напруження в центрі ваги арматури верхньої і нижньої залізобетонної плити:

$$\sigma_{rt}^B = n_r \cdot (\eta^b \cdot K_1 + \eta_t^b \cdot K_2) \cdot M; \quad (32)$$

$$\sigma_{rt}^H = n_r \cdot (\eta^H \cdot K_1 + \eta_t^H \cdot K_2) \cdot M \quad (33)$$

Напруження в крайніх фібрах металевої балки:

у верхній фібрі:

$$\sigma_{s2,t} = n_b \cdot (\sigma_{b0}^{S2} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{S2} \cdot K_2); \quad (34)$$

у нижній фібрі:

$$\sigma_{s1t} = n_b \cdot (\sigma_{b0}^{S1} \cdot K_1 + \sigma_{bt}^{S1} \cdot K_2); \quad (35)$$

де $\sigma_{b0}^{S2} = \eta^{S2} \cdot M$; $\sigma_{b0}^{S1} = \eta^{S1} \cdot M$;

$$\sigma_{bt}^{S2} = \sigma_{bt}^B \cdot \frac{h_0 - c'}{h_0 - a'} + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{c' - a'}{h_0 - a'};$$

$$\sigma_{bt}^{S1} = \sigma_{bt}^B \cdot \frac{-d}{h_0 - a'} + \sigma_{bt}^H \cdot \frac{h_0 - a' + d}{h_0 - a'};$$

Значення η_t^H і η_t^B визначаємо за формулами:

$$\eta_t^B = \frac{\gamma_1 \cdot m_7 - \delta_1 \cdot m_6}{\beta_1 \cdot m_6 - \gamma_1 \cdot m_5}; \quad (36)$$

$$\eta_t^H = \frac{\delta_1 \cdot m_5 - \beta_1 \cdot m_7}{\beta_1 \cdot m_6 - \gamma_1 \cdot m_5}; \quad (37)$$

Розглянемо нерозрізну прогонову будову сталеве залізобетонного автодорожнього мосту за схемою 3х33,0 м такої ж конструкції.

Габарит мосту Г-8,0 м. У поперечному перерізі дві металеві коробки заввишки 1,7 м і завширшки 1,6 м на відстані 4,9 м між їх осями (див. рис.2)

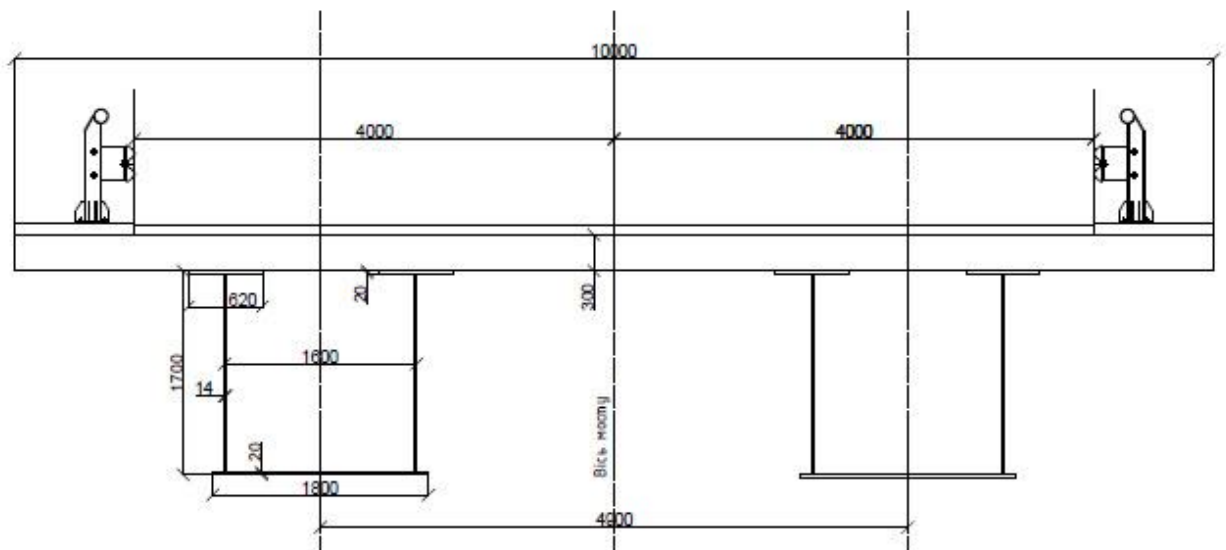


Рисунок 2 - Поперечний переріз прогонової будови мосту в середині крайнього прогону

Залізобетонна плита завширшки 10м у верхній частині має симетричні поперечні 2% ухили від осі до країв.

Огородження проїзду, встановленні на цоколях заввишки 10 см над покриттям і завширшки 1,0 м. Середня висота верхньої залізобетонної плити прогонової будови - 0,3м.

Бетон плити класу міцності В35, щільності W14 і морозостікістю F300.

Металеві коробки виконані зі сталі класу міцності С390.

Армування плит виконано двома сітками з арматури А-III. Усі стики арматури виконано внапуск. Коефіцієнти армування у кожному напрямі прийнято 1%. Для приєднання плити до головних балок застосовано штирьові упори діаметром 20мм, заввишки 210 мм для верхньої плити і 160 мм – для нижньої.

Товщину захисних шарів для верхньої і нижньої арматурних сіток плит прийнято 45 мм. Відстань від верхньої і нижньої грані плити до центрів ваги верхньої і нижньої арматури плит

$$a_s = a'_s = 45 + \frac{14}{2} = 52 \text{ мм.}$$

Прийнято 98Ø14АIII, з кроком 102 мм на верхню плиту, яка працює разом з 1 коробкою, площею $A'_s = 151\text{см}^2$.

Для нижньої плити завтовшки 25,0 см, яка розміщується в зонах від'ємних моментів на відстанях 5,5 м по обидві сторони від проміжних опор, прийнято армування із 26Ø14 мм, з кроком 123мм, площею $A'_s = 40\text{см}^2$.

Розрахунок виконано для перерізу сталі залізобетонної балки коробчастого типу з двома залізобетонними плитами на рівні поясів над проміжною опорою мосту.

Першу частину постійного навантаження сприймає металевий переріз балки, згинальний момент від цього навантаження становить $M_1 = -6544,4 \text{ кНм}$. На 28 добу після бетонування сталі залізобетонна балка включається в роботу на другу частину постійного навантаження і момент становить:

$$M_2 = -2397,05 \text{ кНм.}$$

Граничне значення характеристики повзучості бетону прийнята $\varphi_t = 1,82$ [1].

Напруження у металевій балці у момент прикладання першої частини постійного навантаження склали:

на рівні верхньої фібри $\sigma_{S2}^I = 125.9\text{МПа}$ (розтяг);

на рівні нижньої фібри $\sigma_{S1}^I = -102.55\text{МПа}$ (стиснення).

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

- на рівні центру ваги арматури верхньої з/б плити

$$\sigma_{b0}^b = 0.83\text{МПа};$$

- на рівні центру ваги арматури нижньої залізобетонної плити

$$\sigma_{b0}^H = -1.81\text{МПа};$$

- на рівні верхньої межі металевої балки

$$\sigma_{b0}^{S2} = 0.6\text{МПа};$$

- умовні напруження на рівні нижньої межі металевої балки

$$\sigma_{b0}^{S1} = -2.0\text{МПа};$$

Напруження в арматурі у момент прикладення другої частини постійного навантаження M_2 складали:

- на рівні центру ваги арматури верхньої з/б плити:

$$\sigma_{r0}^b = 4.72\text{МПа};$$

- на рівні центру ваги арматури нижньої з/б плити:

$$\sigma_{r0}^H = -10.28\text{МПа};$$

Напруження в металевій балці від другої частини постійного навантаження M_2 у момент його прикладення складали:

- на рівні верхньої границі:

$$\sigma_{S2} = 3.6\text{МПа};$$

- на рівні нижньої границі

$$\sigma_{S1} = -12.1\text{МПа};$$

Напруження у бетоні від другої частини постійного навантаження M_2 з урахуванням повзучості бетону на момент часу t складали:

- на рівні центру ваги арматури верхньої плити

$$\sigma_{bt}^b = 0.66\text{МПа};$$

- на рівні центру ваги арматури нижньої плити

$$\sigma_{bt}^H = -0.91\text{МПа};$$

- на рівні верхньої межі металевої балки

$$\sigma_{bt}^{S2} = 0.53\text{МПа};$$

- умовні напруження на рівні нижньої межі металевої балки

$$\sigma_{bt}^{S1} = -0.93\text{МПа};$$

Напруження в арматурі від другої частини постійного навантаження M_2 з урахуванням повзучості бетону на момент часу t склали:

- на рівні центра ваги верхньої плити

$$\sigma_{rt}^b = 11 \text{ МПа};$$

- на рівні центру ваги арматури нижньої плити:

$$\sigma_{rt}^H = -16.3 \text{ МПа}.$$

Напруження в металевій балці від другої частини постійного навантаження M_2 з урахуванням повзучості бетону на момент часу t склали:

- на рівні верхньої границі:

$$\sigma_{S2,t} = 9 \text{ МПа};$$

- на рівні нижньої границі:

$$\sigma_{S1,t} = -18 \text{ МПа}.$$

Література

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. – К: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006.
2. Лившиц Л.Д. 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.
5. Снитко В.П. Методика розрахунку прогонових будов з утепленими у бетон металевими балками на дію згинального моменту з урахування повзучості бетону / Снитко В.П. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник. – Вип. 94. – К.: НТУ, 2015.

Рецензенти:

Мішутін А.В., д-р техн. наук, Одеська державна академія будівництва і архітектури.
Дорошенко Ю.М., канд. техн. наук, Національний транспортний університет.

Reviewers:

Mishutin A.V., Dr. Tech. Sci., Odessa State Academy of Construction and Architecture.
Doroshenko Yu.M., Cand. Eng. Sci. (Ph.D.), National Transport University.

Стаття надійшла до редакції: **25.08.2016 р.**