

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної
механіки

03-05-127М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проєкту
з навчальної дисципліни

«Проектування мостів і труб (спеціальний курс)
з курсовим проєктом»

на тему «Розрахунок та конструювання розрізної
сталезалізобетонної прогонової будови автодорожнього мосту»
для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні
тунелі» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
всіх форм навчання

Рекомендовано науково-
методичною
радою з якості ННІБА
Протокол № 8 від 27.06.2024 р.

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Проектування мостів і труб (спеціальний курс) з курсовим проектом» на тему: «Розрахунок та конструювання розрізної сталезалізобетонної прогонової будови автодорожнього мосту» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні тунелі» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання. [Електронне видання] / Подворний А. В., Трач Р. В. – Рівне : НУВГП, 2024. – 43 с.

Укладачі: Подворний А. В., к.т.н., доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Трач Р. В., д.т.н., професор кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Відповідальний за випуск – Трач В. М., д.т.н., професор, завідувач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Керівник групи забезпечення освітньо-професійної програми Трач В. М.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	4
2. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ.....	10
3. РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	22
ЛІТЕРАТУРА.....	42
ДОДАТКИ.....	43

© А. В. Подворний,
Р. В. Трач, 2024
© НУВГП, 2024

ВСТУП

В умовах сьогодення сталезалізобетонні прогонові будови стають одним з найбільш поширених сучасних типів металевих мостових конструкцій, які широко розповсюджуються в Україні та по всьому світі.

Особливістю сталезалізобетонних прогонових будов є поєднання в єдину конструкцію залізобетонної плити проїзної частини та металевих балок. Це дозволяє збільшити її жорсткість порівняно із металевою. При цьому зменшуються витрати металу на ті пояси сталевих балок, де розміщена залізобетонна плита, а також зменшується необхідність додаткового армування самої плити у порівнянні із традиційною плитою проїзної частини.

Широкого розповсюдження сталезалізобетонні мости набули не лише на автомобільних шляхах, але і на залізницях.

Найбільш раціонально використовується матеріал залізобетонної плити сталезалізобетонних мостів для розрізних прогонових будов, де плита стискається по всій своїй довжині, а сталева балка, загалом, розтягується. Раціональним вважається використання сталезалізобетонних прогонових будов для розрізних та нерозрізних балкових систем прольотами від 30 до 120 м.

Методичні вказівки розроблено згідно силабусу навчальної дисципліни «Проектування мостів і труб (спеціальний курс) з курсовим проектом».

Курсовий проект виконується відповідно до завдання. Кожен студент вибирає завдання згідно чотиризначного шифру, що видається викладачем. За ним з рис.1 та табл.1 вибираються вихідні дані. Всі вихідні дані вписуються у пояснюючу записку.

Курсовий проект складається з графічного аркушу формату А1 та пояснюючої записки на 30...40 сторінок. Склад пояснюючої записки: вступ, вихідні дані, збір навантажень та розрахунок плити проїзної частини, розрахунок балки прогонової частини.

При складанні даних методичних вказівок використовувались матеріали представлені в [8].

1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Метою проекту є задача запроектувати мостову конструкцію (міст, естакаду, шляхопровід або віадук) з сталевими пролітними будовами на автомобільній (міській або залізничній) дорозі згідно завдання кафедри. Завдання вибирається за чотирма цифрами шифру студента, який визначається викладачем, кожна цифра є порядковим номером даних проектування, приведених в табл.1 і на рис.1.

Дорога перетинає перешкоду під прямим кутом. Якщо міст перетинає залізничну дорогу, то кількість залізничних шляхів, що перетинаються, приймається рівною п'яти.

Вибрані вихідні дані необхідно записані на першій сторінці пояснючої записки одразу після шифру виданого викладачем.

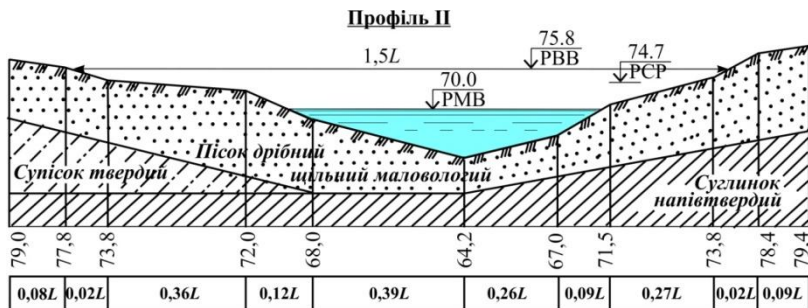
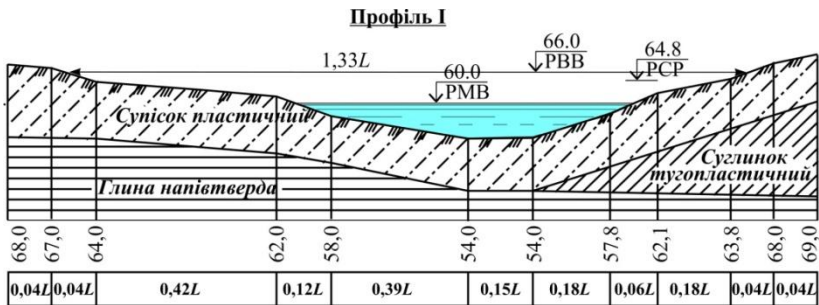
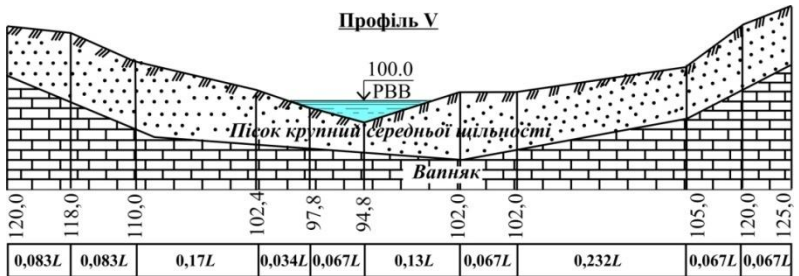
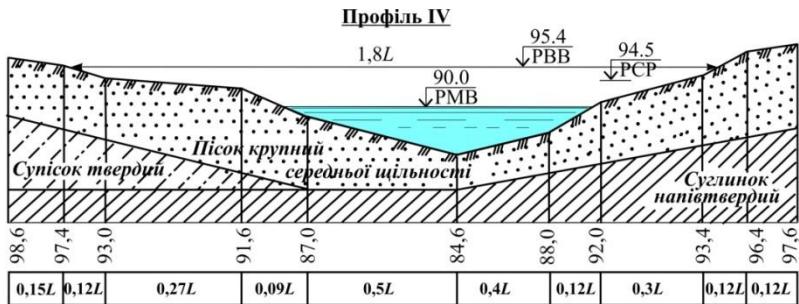
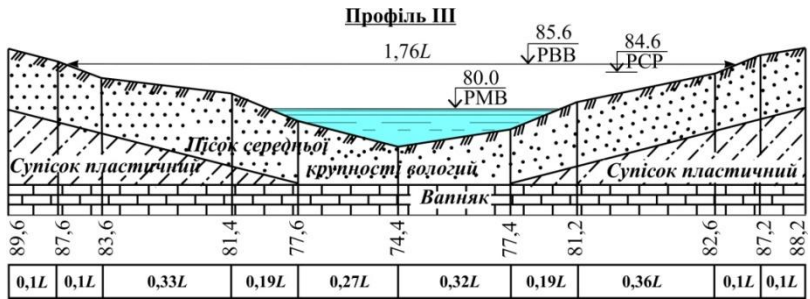


Рис.1. Профілі переходу металевого моста



Продовження рис.1. Профілі переходу металевго моста

Таблиця 1.

Шифр	Тип профілю	Характеристика перешкоди		Тип дороги, на якій проектується міст і його габарит, тротуари, м	Матеріал основних елементів (балок)
		для мостів	для шляхопроводів		
		клас річки за судноплаванням	число смуг руху або шляхів		
		<i>L, м</i>	ширина вулиці		
1	2	3	4	5	6
1	I	$\frac{V}{240}$	$\frac{4}{24+2 \times 3.0}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$	15хСНД
2	II	$\frac{VI}{180}$	$\frac{6}{16.5+C+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	10хСНД
3	III	$\frac{VII}{140}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$	09Г2СЮЧ-3
4	IV	$\frac{VI}{200}$	$\frac{4}{24+2 \times 4.5}$	V техн. кат., $\Gamma=4.5+2 \times 1.5$	390-14Г2АФД
5	V	$\frac{VI}{171}$	$\frac{4}{16.5+C+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	390-15Г2АФДпс
6	Через дорогу I технічної категорії	$\frac{VII}{128}$	$\frac{6}{30.5+2 \times 4.5}$	Магістральна вулиця безперервного руху $\Gamma=(16+C*+16)+2 \times 3.0$	09Г2СД-12
7	Через залізничні колії на станції	$\frac{VIII}{151}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	Дорога вантажного руху $\Gamma=(8.25+C+8.25)+2 \times 1.5$	16Д
8	Через міську вулицю	$\frac{VI}{190}$	$\frac{6}{12.25+8+12.25}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$	06ГБД
9	I	$\frac{V}{200}$	$\frac{4}{20+2 \times 3.0}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$	Е 40
0	II	$\frac{V^2}{151}$	$\frac{6}{12.0+5+12.0}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$	15ХСНД-12
	а	б	б	в	г

*С – ширина розділюючої смуги, приймається не меншою 2м.

Розглянемо наступний випадок мостової споруди.

Міст з габаритом Γ проектується на автомобільній дорозі III технічної категорії (рис. 1) і має два тротуари шириною l_T [4, п.1.31] кожен.

Міст розбі'ємо уздовж на прогони довжиною кожного l_n [7, п.2.3]. Прогонова будова з довжиною l_n [4, п.1.20] матиме розрахунковий проліт, рис. 3б:

$$l_p = l_n - 2 \cdot 0,3,$$

тут 0,3м – це половина ширини проміжного устою.

Несучі конструкції прогонової будови запроєктуємо у вигляді двох суцільностінчатих зварних балок, що мають двотавровий переріз з висотою стінки [8, п.22.1]

$$h_s = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_p.$$

Об'єднання балок із залізобетонною плитою проїзної частини проектується за використанням високоміцних болтів.

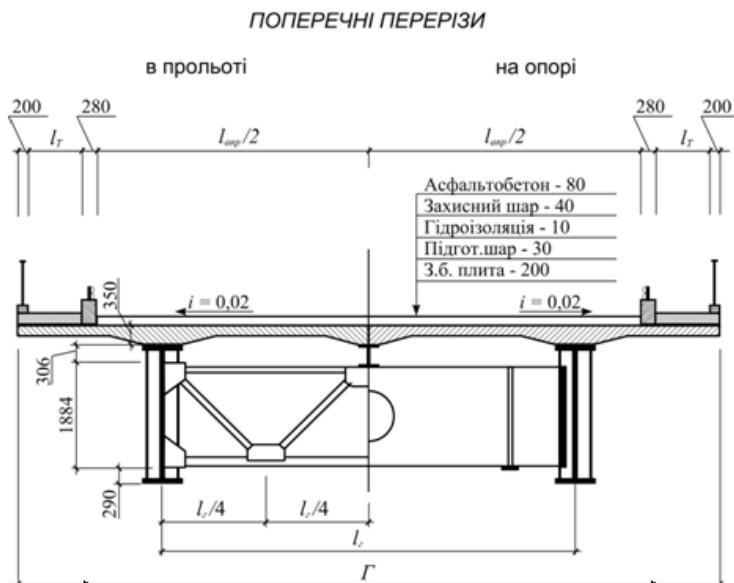


Рис. 2. Поперечний переріз прогонової будови моста

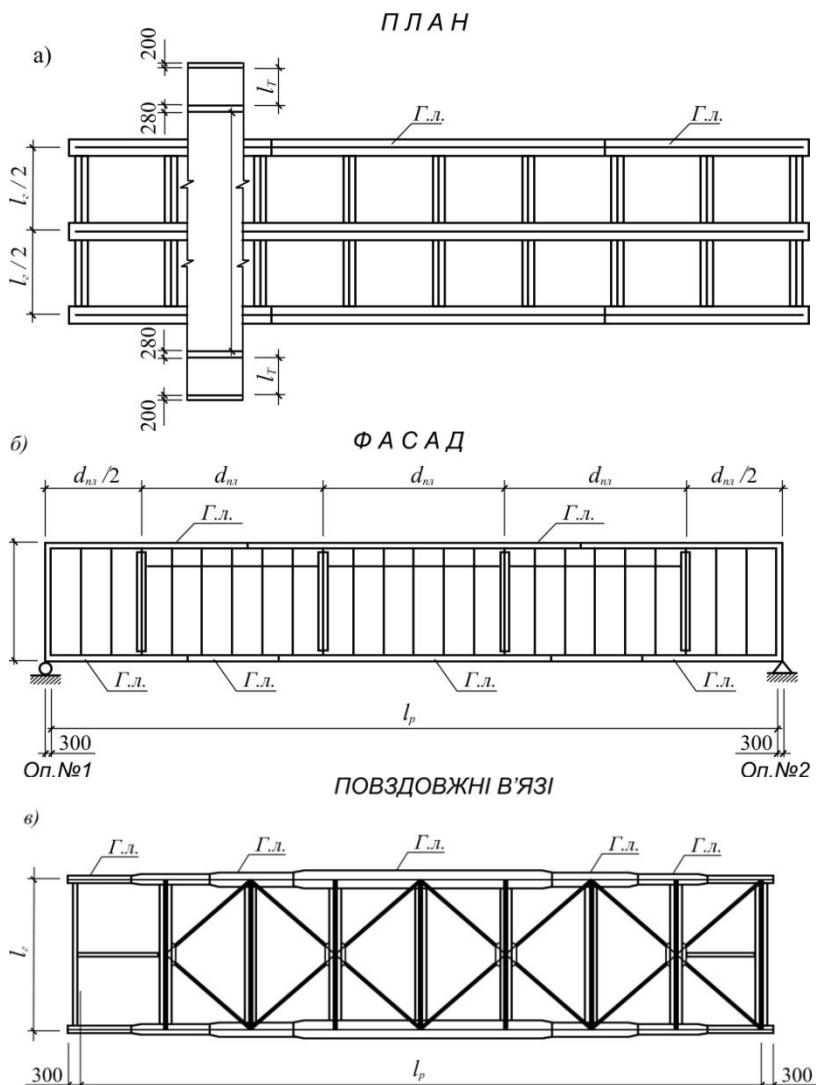


Рис. 3. План (а), фасад (б) та поздовжні проєкції прогонової будови моста (в)

Головні балки в поперечному перерізі мостової конструкції розташуємо на відстані до 6м. При встановленні більшої

відстані необхідне влаштування допоміжних поздовжніх балок (прогонів) [8, п.22.3]. Відстань між осями головних балок l_2 прийемо такою (рис.2), щоб довжина кожного консольного звису частини плити l_c не була більшою за половину відстані між поздовжніми балками.

Якщо є необхідність влаштування допоміжних поздовжніх балок (допоміжних прогонів), то необхідне влаштування поперечних в'язей – плоских ферм стержнями яких є кутикові профілі, що розташовуються уздовж прогону з певним кроком $d_{пл}$ (рис. 3б, в). Самі допоміжні поздовжні балки спираються на поперечні в'язі і мають вид суцільностінчастої зварної балки висотою 0,4м, яка, якщо вона одна, розташована вздовж осі прогону будови або, якщо їх декілька, з однаковим кроком між головними балками [8, п.22.3]. Металеві конструкції, що виготовляються в заводських умовах мають всі зварні з'єднання. Монтажні з'єднання проводяться з використанням високоміцних болтів із сталі марки 40Х “селект”. Матеріалом прогону та головних балок є сталь 390-14 Г2АФД із розрахунковим опором $R_y = 355 \text{ МПа}$ [4, т.4.4] та модулем пружності $E = 2.06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ [4, т.4.11]. Головні балки пролітної будови запроектовано з монтажних блоків. Їх довжина біля устоїв рівна кроку плоских ферм вздовж прольоту плюс 0,3м; в прольоті ця довжина кратна 2 крокам плоских ферм (рис. 3в).

Залізобетонна плита проїзної частини має товщину 20см і у прогоні запроектована із збірних блоків, що мають кінцеві ділянки з монолітного залізобетону. У процесі монтажу блоки плити спирають на головні балки та прогони. При цьому виникають поздовжній шов над середньою головною балкою і поперечні шви через кожен пів кроку плоских ферм. Поперечний шов має ширину 0,125м, поздовжній – 0,06м. Бетоном залізобетонної плити необхідно вибрати бетон класу В35 з $R_b = 17.5 \text{ МПа}$ [4, т. 3.6]. Плита армована арматурою класу А-III. Припускається, що у поперечних стиках залізобетонних плит поздовжня арматура не стикована, тому в розрахунках

поздовжню арматуру залізобетонної плити не приймаємо до уваги.

Відстань між осями суміжних смуг руху приймаємо не менше 3м [4, п. 2.15], ширини смуг безпеки вибираються за [4, п. 1.31].

Дорожній одяг загальною товщиною H складено з цементної стяжки товщиною 0,03м, гідроізоляції – 0,01м, захисного шару – 0,04м і асфальтбетону – 0,08м.

2. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

2.1. Збір навантажень на плиту проїзної частини

Постійні навантаження:

Плита проїзної частини розраховується як плита з консольною частиною, що спирається на головну балку та допоміжний прогін (рис.2). Наступний розрахунок приведено для такої ширини мосту де існує необхідність в одному допоміжному прогоні уздовж осі моста.

Розрахунок виконується при використанні програмного комплексу «Лира».

Визначимо величину постійного навантаження на 1м^2 плити у проміжку між головною балкою та допоміжним прогоном згідно табл. 2. Постійне навантаження складене з власної ваги плити та ваги шарів дорожнього одягу.

Коефіцієнти надійності за навантаженням таблиці 2 вибрані з [4, п.2.10].

Таблиця 2.

№	Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове значення, кН/м ²
1	Асфальтобетон проїзної частини завтовшки 8см ($\gamma=23\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.08\times 23$	1.84	1.5	2.76
2	Захисний шар завтовшки 4см ($\gamma=24\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.04\times 24$	0.96	1.3	1.25
3	Гідроізоляція завтовшки 1см ($\gamma=15\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.01\times 15$	0.15	1.3	0.20
4	Підготовчий шар завтовшки 3см ($\gamma=24\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.03\times 24$	0.72	1.3	0.94
5	Залізобетонна плита проїзної частини приведеною товщиною 20см ($\gamma=25\text{кН/м}^3$) $1\times 1\times 0.20\times 25$	5	1.1	5.5
	Усього на 1м ² плити	$g^H=8.67$		$g=10.65$
6	Тротуарний блок безпеки довжиною 1м.п.	6.6	1.1	7.26
7	Перильна огорожа довжиною 1м.п.	0.4	1.1	0.44

Тимчасове навантаження:**Навантаження А-15.**

У випадку ширині колії смугового навантаження А-15 $b_2 = 0.6\text{м}$

та його інтенсивності на одну колію $\frac{v}{2} = \frac{14.7}{2} = 7.35\text{кН/м}$ [4,

п.2.11] і при товщині дорожнього одягу $H = 0.16\text{м}$ ширина розподілення навантаження у поздовжньому напрямку розрахункового прольоту плити визначається:

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.6 + 2 \cdot 0.16 = 0.92\text{м}. \quad (1)$$

Колесо візка А-15 має довжину дотику до покриттям уздовж руху $a_2 = 0.2\text{м}$ [4, рис.2.1]. Відповідно поперек прольоту плити довжина площадки прикладення тиску від колеса А-15 у випадку середини прогону плити:

$$a_{np} = a_2 + 2H + \frac{l_g/2}{3}, \quad (2)$$

але не менше $\frac{2}{3} \cdot \frac{l_g}{2}$, l_g - відстань між головними балками.

Так як вздовж руху візка А-15 відстань між його осями складає 1,5м, виникає необхідність розглянути одночасну дію двох його осей. В цьому випадку загальна ширина контакту:

$$a'_{np} = 1.5 + a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}. \quad (3)$$

Робочу ширину, яка відповідає лише одному колесу, прийmemo:

$$a_{np} = \frac{1}{2} a'_{np},$$

але не меншою ніж

$$\frac{1}{3} \frac{l_g}{2} + 0.75.$$

Водночас, навантаження на колесо візка А-15

$$\frac{P_{AT}}{2} = \frac{147}{2} = 73.5 \text{ кН}. \quad (4)$$

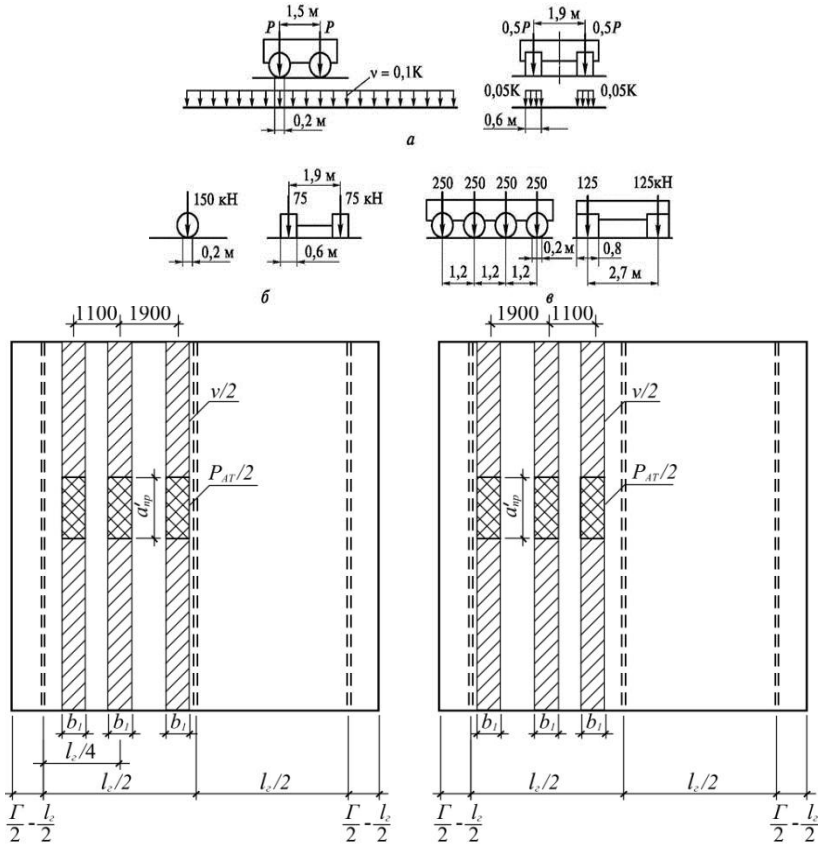
Коефіцієнт надійності при смуговому навантаженні А-15 приймається $\gamma_{f,v} = 1.15$; для візка А-15 – $\gamma_{f,B} = 1.5$ [4, п.2.29б].

Динамічний коефіцієнт при смуговому навантаженні А-15 – $(1 + \mu) = 1$, для візка А-15 – $(1 + \mu) = 1.3$ [4, п.2.28.2].

Розрахункові величини навантажень:

$$g_v = \gamma_{f,v} (1 + \mu) \frac{v}{2} = 1.15 \cdot 1 \cdot \frac{14.7}{2} = 8.45 \text{ кН/м}, \quad (5)$$

$$P_B = \gamma_{f,B} (1 + \mu) \frac{P_{AT}}{2} = 1.5 \cdot 1.3 \cdot \frac{147}{2} = 143.33 \text{ кН}. \quad (6)$$



1900 - відстань між осями смуг одного транспортного засобу
 1100 - відстань між осями смуг сусідніх транспортних засобів

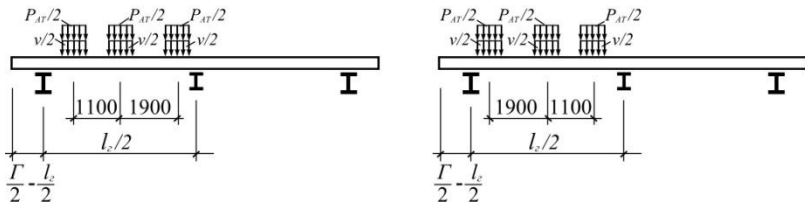


Рис.4. До знаходження максимальних значень згинального моменту та поперечної сили в плиті від тимчасового навантаження А-15

Розраховуючи елементи мостових конструкцій на міцність та стійкість необхідно розглянути два можливих проектних випадки розміщення рухомого навантаження поперек мостової споруди, що викликають максимальний навантажувальний ефект в елементах моста: 1- **експлуатаційний випадок**; 2- **випадок ремонту**.

Експлуатаційним випадком передбачається, що по ширині проїзної частини мосту, виключаючи смуги безпеки, встановлюється проектна кількість смуг навантаження АК (водночас вісь крайньої смуги АК повинна бути не ближчою 1,5м від лінії розділяючої проїзну частину та смугу безпеки) одночасно з цим на одному або обох тротуарах задано навантаження від натовпу (п.2.27 [4]), що має вигляд вертикального рівномірного розподіленого навантаження:

а) на тротуари міських мостів та пішохідні мости – 3,92кПа (400 кгс/м²);

б) на тротуари мостів (у випадку розрахунків з урахуванням інших навантажень) – 1,96 кПа (200 кгс/м²).

Динамічний коефіцієнт при навантаженнях на тротуари $\mu = 1,00$ (п.2.28(5) [4]);

Коефіцієнт надійності для тротуарів та елементів пішохідних мостів $\gamma_f = 1.4$ (п.2.29(д) [4])

Випадок ремонту – навантаження на тротуарах відсутне. Дві смуги навантаження АК розташовують у найбільш невідгідному положенні за всією шириною їздового полотна, включаючи смугу безпеки (у випадку моста із однією смугою руху – при ремонтному випадку розглядаємо одну смугу навантаження АК. Водночас вісь крайньої смуги навантаження АК повинна бути не ближчою 1,5м від границі їздового полотна.

Розраховуючи конструкції за граничними станами другої групи необхідно розглянути лише **експлуатаційний випадок** розташування рухомого навантаження.

Навантаження НК-100.

Ширина колеса $b'_2 = 0.8$ м, товщина покриття $H = 0.16$ м [4, рис.2.1], тоді ширину розподілу навантаження вздовж розрахункового прогону плити визначимо:

$$b'_1 = b'_2 + 2H = 0.8 + 2 \cdot 0.16 = 1.12 \text{ м.} \quad (7)$$

Впоперек прогону плити площадка розподілу тиску колеса навантаження НК-100 має розмір, що рівний розміру для А-15 та для випадку середини прольоту визначається:

$$a_{np} = a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}. \quad (8)$$

Так як вздовж руху відстань між осями коліс складає 1,2м, необхідно розглянути дію одразу чотирьох коліс НК-100:

$$a'_{np} = 3 \cdot 1.2 + a_2 + 2H + \frac{l_g}{3}. \quad (9)$$

Тиск від чотирьох коліс НК-100 складе $Q = \frac{245}{2} \cdot 4 = 490$ кН [4, п.2.16, рис. 2.1] і при врахуванні його розподілу вздовж прольоту плити визначиться:

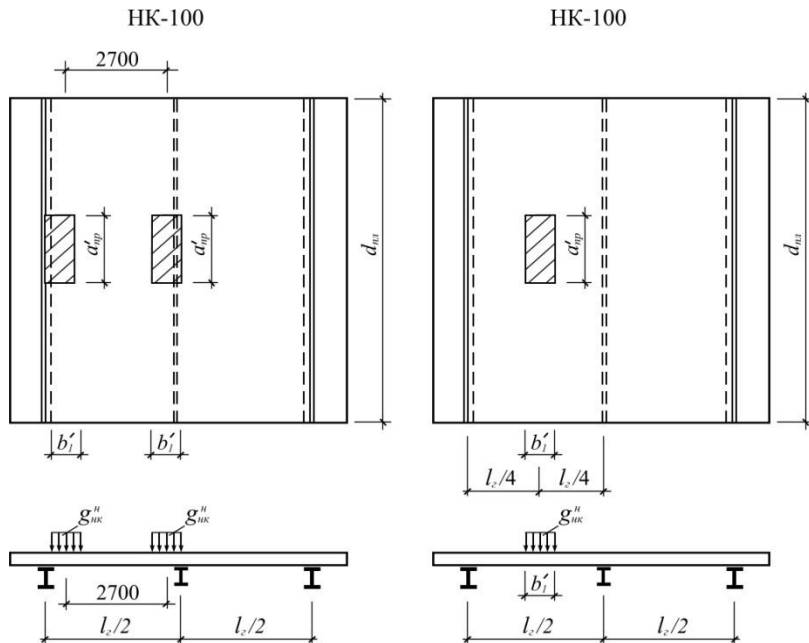
$$g_{НК}^H = \frac{Q}{b'_1} = \frac{490}{1.12} = 437.5 \text{ кН/м}. \quad (10)$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням у випадку НК-100 приймемося $\gamma_{f,НК} = 1.0$ [4, п.2.29в].

Динамічний коефіцієнт для НК-100 – $(1 + \mu) = 1.0$ [4, п.2.28.4].

Саме розрахункове значення навантаження НК-100 визначається:

$$g_{НК} = \gamma_{f,НК} (1 + \mu) \cdot g_{НК}^H = 1 \cdot 1 \cdot 437.5 = 437.5 \text{ кН/м}. \quad (11)$$



2700 - відстань між осями смуг одного транспортного засобу

Рис.5. До відшукання максимальних значень згинаючого моменту та поперечного зусилля в плиті від тимчасового навантаження НК-100

В поперек моста навантаження НК-100 розташовується на проїзній частині у довільному найнесприятливішому положенні, при цьому відстань від краю проїзної частини до осі НК має складати не менше 2,7м. У випадку пропуску одиночних навантажень НК-100 тротуари приймаються не завантаженими. Деякі випадки розташування НК-100 представлено на рис. 4, 5, водночас потрібно переглянути всі найнесприятливіші випадки розташування НК-100 на плиті.

Після цього визначимо нормативні та розрахункові величини згинального моменту і поперечного зусилля для окремих випадків: постійне навантаження, навантаження А-15, навантаження НК-100 посередині прольоту плити та над головною балкою.

Окремі їх сумарні значення у прольоті плити і над головною балкою у випадку постійного і тимчасового навантажень відшукаємо:

- для А-15 та постійного навантаження:

$$M_0^H = M_P^H + M_{A-15}^H;$$

$$Q_0^H = Q_P^H + Q_{A-15}^H;$$

$$M_0 = M_P + M_{A-15};$$

$$Q_0 = Q_P + Q_{A-15};$$

- для НК-100 та постійного навантаження:

$$M_0^H = M_P^H + M_{НК-100}^H;$$

$$Q_0^H = Q_P^H + Q_{НК-100}^H;$$

$$M_0 = M_P + M_{НК-100};$$

$$Q_0 = Q_P + Q_{НК-100}.$$

Верхній індекс H показує, що зусилля знайдено від нормативних навантажень, нижній індекс P – вказує на постійне навантаження.

Згідно більших комбінацій проводимо підбір армування плити. Врахуємо, що навантаження НК-100 не враховують у випадку розрахунків на тріщиностійкість.

2.2. Розрахунок плити між головною балкою та повздовжнім прогоном на міцність на стадії експлуатації за згинальним моментом

Залізобетонна плита виготовлена з бетону класу В35, що має розрахункові опори за граничними станами першої групи: при стиску $R_b = 17.5 \text{ МПа}$ [4, т. 3.6] при розтягу R_{br} і за граничними станами другої групи при стиску $R_{b,ser}$ [4, табл. 3.6], модуль пружності бетону E_b [4, табл. 3.11]. Армовано плиту арматурою класу А-III $d = 14 \text{ мм}$, що має розрахунковий опір при розтягу згідно граничних станів першої групи R_s , нормативний опір при

розтягу R_{sn} [4, табл. 3.14] та модуль пружності E_s [4, табл. 3.17].

В середині прольоту.

Захисний шар арматури з низу плити приймемо $a'_b = 0.03\text{м}$. У випадку товщини плити у прольоті – $h_f = 0.2\text{ м}$ робоча висота перерізу:

$$h_o = h_f - a'_b - \frac{d}{2}. \quad (12)$$

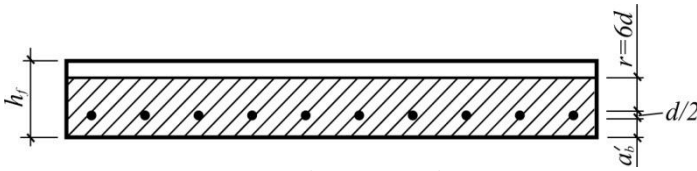


Рис. 6. До визначення радіусу взаємодії арматури з бетоном.

Визначимо коефіцієнт α_0

$$\alpha_0 = \frac{M_{np}}{R_b b h_0^2},$$

M_{np} - величина розрахункового згинального моменту по середині прольоту плити, $b = 1\text{ м}$ – ширина полоси.

Відповідно до Додатку 1 відшукаємо коефіцієнти ξ та η .

Знайдемо ξ_y - відносну висоту стиснутої зони бетону, для якої граничний стан бетону настане одночасно із виникненням у арматурі, що розтягується напружень, які рівні розрахунковому опору R_s .

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}, \quad (13)$$

$$\omega = 0.85 - 0.008R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 17.5 = 0.71.$$

Перевіримо умову

$$\xi \leq \xi_y.$$

У випадку не виконання умови потрібно збільшити товщину плити.

За умовою міцності відшукаємо потрібну площу арматури

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta}. \quad (14)$$

Згідно отриманої площі арматури на полосу шириною 1м визначимо необхідну кількість стержнів арматури, що мають загальну площу не меншу отриманої в (14) для нижньої зони плити.

Над головною балкою.

Прийmemo товщину плити поблизу опори (над головною балкою) рівною $h_f = 0.25$ м і при захисному шарі арматури верхньої розтягнутої зони $a_b'' = 0.05$ м робочу висоту перерізу відшукаємо:

$$h_0' = h_f - a_b'' - \frac{d}{2}.$$

Визначимо коефіцієнт α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{M_{on}}{R_b b h_0'^2},$$

M_{on} - розрахункова величина згинного моменту над головною балкою.

Відповідно [6, п.3.3.3, дод. 3.1] визначимо ξ та η .

Знайдемо ξ_y за (13).

Перевіримо умову $\xi \leq \xi_y$.

У випадку не виконання умови потрібно збільшити товщину плити над головною балкою.

За умовою міцності (14) відшукаємо потрібну площу арматури A_s' .

Згідно отриманої площі арматури на полосу шириною 1м визначимо необхідну кількість стержнів арматури, що мають загальну площу не меншу отриманої в (14) для верхньої зони плити.

2.3. Розрахунок міцності на дію поперечної сили

Перевіримо обов'язкову вимогу [4, п.3.81]:

$$Q \leq Q_b + Q_w^r \quad (15)$$

Q - розрахункова величина поперечного зусилля в плиті над головною балкою;

Q_b - розрахункова величина поперечного зусилля, що передається на бетон стисненої зони над кінцем похилого перерізу;

Q_w^r - зусилля, яке сприймається горизонтальною арматурою.

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (16)$$

m - коефіцієнт умов роботи, який для спрощення розрахунків прийmemo $m = 1.3$, $c = h_0'$ згідно до [4, п. 3.79] для ненапруженої арматури при нахилі перерізу до вертикалі 45° , $b = 1\text{ м}$ – ширина полоси.

Якщо умова (16) не виконується прийmemo

$$Q_b = m R_{bt} b h_0.$$

$$Q_w^r = 10000 \cdot A_w^r,$$

тут $A_w^r = A_s + A_s'$ - загальна площа горизонтальної арматури, що перетинається похилим перерізом.

У випадку виконання умови (15) міцність перерізу плити над прогоном за поперечним зусиллям забезпечена бетоном без поперечного армування. В протилежному випадку потрібно збільшувати товщину плити.

2.4. Тріщиностійкість плити на стадії експлуатації

Розрахунок проводиться за II групою граничних станів від дії нормативних згинальних моментів. Плита відноситься до III категорії тріщиностійкості. Тому необхідно виконати розрахунок лише на розкриття тріщин, граничну величину

ширини розкриття тріщин приймаємо такою, що рівна $\Delta_{cr} = 0.02\text{см}$.

В середині прольоту.

Площа зони взаємодії бетону із арматурою:

$$A_r = b \cdot \left(a'_b + \frac{d}{2} + 6 \cdot d \right), \quad (17)$$

$b = 1\text{м}$ – ширина полоси, $6d = r$ – радіус взаємодії арматури з бетоном.

Радіус армування:

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d}, \quad (18)$$

$\beta = 1$ коефіцієнт, яким враховується ступінь зчеплення між арматурними елементами та бетоном [4, п. 3.110, т.3.24] у випадку стержневої арматури; n - кількість арматурних стержнів з однакового діаметру; d - діаметр одного арматурного стержня.

Коефіцієнт розкриття тріщин

$$\varphi = 1,5 \sqrt{R_r}. \quad (19)$$

Висота стисненої зони поперечного перерізу плити:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b}. \quad (20)$$

Робоча висота поперечного перерізу

$$h_0 = h_f - a'_b - \frac{d}{2}. \quad (21)$$

Напруження в розтягнених арматурних стержнях

$$\sigma_s = \frac{M_{np}^H}{A_s (h_0 - 0.5 \cdot x)}, \quad (22)$$

M_{np}^H - величина нормативного згинного моменту по середині прольоту плити.

Ширина розкриття тріщин у випадку арматури класу III:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \varphi < \Delta_{cr} = 0.02 \text{ см.} \quad (23)$$

У випадку не виконання умов (23) потрібно збільшити площу арматури в нижній зоні плити.

Над головною балкою.

Площа зонп взаємодії арматури з бетоном визначається для товщини захисного шару $a_b'' = 0.05 \text{ м}$ відповідно (17), радіус армування за (18), коефіцієнт розкриття тріщин згідно (19) для арматурних стержнів, що знаходяться в розтягненій зоні над балкою. Висота стиснутої зони перерізу плити над балкою знаходиться відповідно (20) для A'_s . Робоча висота перерізу при $a_b'' = 0.05 \text{ м}$ за (21). Напруження в розтягнених арматурних стержнях для нормативного згинального моменту над опорою M_{on}^H за (22). Перевіримо умову (23) у випадку розтягнутої верхньої зони над балкою. У випадку не виконання умов (23) потрібно збільшити площу арматури в верхній зоні плити.

3. РОЗРАХУНОК БАЛКИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

3.1. Збір навантажень на балки прогонової будови

Розміри складеної головної балки двотаврового перерізу

Висота балки визначається:

$$h_s = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_p.$$

Товщина стінки балки знаходиться [1, ст. 142]:

$$t_{s,w} = \left(\frac{1}{200} \div \frac{1}{250} \right) h_s,$$

тут мінімальною є товщина 6мм і зростає до 12мм з кроком 1мм, після товщини 12мм зміна товщини листа відбувається з кроком 2мм.

Ширини горизонтальних листів визначають

$$b_{s,v.l.} = b_{s,n.l.} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{5} \right) h_s.$$

Товщини горизонтальних листів визначають згідно умови

$$\frac{b_{s,v.l.}/2}{t_{s,v.l.}} \leq 0.5 \sqrt{E_s/R_y}.$$

Висота стінки балки знайдеться:

$$h_{s,w} = h_s - 2t_{s,v.l.}.$$

Постійне навантаження

Конструкція дорожнього одягу тротуарів та проїзної частини, бар'єрів безпеки і перильної огорожі приймається згідно типового проекту. Знайдемо постійне навантаження на 1м погонної довжини головної балки згідно таблиці 4. В табл. 4 постійні навантаження розглянуто на двох стадіях: в першій стадії представлено процес роботи головної балки при заливці залізобетонної плити до набору бетону проектної міцності або процес укладання на балки прогону збірних блоків залізобетонної плити, друга стадія розглядає процес спільної роботи залізобетонної плити та сталеві балки як суцільного поперечного перерізу.

Таблиця 3

Характеристики перерізу

Склад перерізу металевої балки, мм×мм	Площа металевого перерізу, см ²	Статичний момент перерізу металевої балки відносно осі $f-f$, см ³	Момент інерції металевого перерізу відносно осі $f-f$, см ⁴
1	2	3	4
Верхній горизонтальний лист $b_{z,n.l.} \times t_{z,n.l.}$	$A_{z,n.l.} = b_{z,n.l.} \times t_{z,n.l.}$	$A_{z,n.l.} \times \left(\frac{h_{z,w}}{2} + \frac{t_{z,n.l.}}{2} \right)$	$\frac{b_{z,n.l.} \cdot t_{z,n.l.}^3}{12} + A_{z,n.l.} \cdot \left(\frac{h_{z,w}}{2} + \frac{t_{z,n.l.}}{2} \right)^2$
Вертикальний лист $h_{z,w} \times t_{z,w}$	$A_{z,w} = h_{z,w} \times t_{z,w}$	-	$\frac{h_{z,w}^3 \cdot t_{z,w}}{12}$
Нижній горизонтальний лист $b_{z,n.l.} \times t_{z,n.l.}$	$A_{z,n.l.} = b_{z,n.l.} \times t_{z,n.l.}$	$A_{z,n.l.} \times \left(-\frac{h_{z,w}}{2} - \frac{t_{z,n.l.}}{2} \right)$	$\frac{b_{z,n.l.} \cdot t_{z,n.l.}^3}{12} + A_{z,n.l.} \cdot \left(-\frac{h_{z,w}}{2} - \frac{t_{z,n.l.}}{2} \right)^2$
	$A_{zt} = \Sigma$	$S_{f-f} = \Sigma$	$I_{z,f-f} = \Sigma$

Таблиця 4.

Інтенсивність постійного навантаження

№	Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове значення, кН/м
<i>Постійне навантаження на 1 стадії</i>				
1	2	3	4	5
1	Залізобетонна плита проїзної частини приведеною товщиною 20см ($\gamma = 25\text{кН/м}^3$) ($G \times 1 \times 0.20 \times 25$)/2 (Рис.1)		1.1	
2	Підливка під плиту	1	1.1	1.1
3	Метал головної балки ($\gamma = 78.5\text{кН/м}^3$) ($A_{st} \times 1 \times 78.5$)		1.1	
		$g_1^H = \Sigma$		$g_1 = \Sigma$
<i>Постійне навантаження на 2 стадії</i>				
4	Литий асфальт тротуарів завтовшки 4см ($\gamma = 20\text{кН/м}^3$) $l_T \times 1.0 \times 0.04 \times 20$		1.5	
5	Асфальтобетон проїзної частини завтовшки 8см ($\gamma = 23\text{кН/м}^3$) ($l_{anp} \times 1 \times 0.08 \times 23$)/2		1.5	
6	Захисний шар з армованого бетону завтовшки 4см ($\gamma = 24\text{кН/м}^3$) ($G \times 1 \times 0.04 \times 24$)/2		1.3	
7	Гідроізоляція завтовшки 1см ($\gamma = 15\text{кН/м}^3$) ($G \times 1 \times 0.01 \times 15$)/2		1.3	
8	Вирівнювальний шар товщиною 3см ($\gamma = 24\text{кН/м}^3$) ($G \times 1 \times 0.03 \times 24$)/2		1.3	
9	Тротуарний блок безпеки довжиною 1м.п.	6.6	1.1	7.26

1	2	3	4	5
10	Перильна огорожа довжиною 1м.п.	0.4	1.1	0.44
		$g_1^H =$ $= \sum 4 - 10$ рядків		$g_1 =$ $= \sum 4 - 10$ рядків

Тимчасове навантаження

Тимчасове навантаження прикладено до приведеного перерізу (плита – головна балка)

Головні балки завантажено тимчасовим рухомим навантаженням АК у двох випадках: всі смуги руху по їх осі (разом із натовпом на тротуарах) і випадок двох смуг АК максимально наближених до бар'єру безпеки, при відстані до тротуарного блоку безпеки від осі двоколійного смугового навантаження АК рівній 1,5м (ремонтний випадок) [4, п.2.15]. Також розглядається навантаження НК-100, що розташовується в найбільш несприятливому положенні вздовж та в поперек прольоту моста включно із смугами безпеки [4, п.2.16].

Приймається інтенсивність натовпу на тротуарі $g_T^H = 1.96 \text{ кН/м}^2$ з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.2$. Таким

чином $g_T = 2.352 \text{ кН/м}^2$.

Коефіцієнти надійності за навантаженнями:

для візка А15 $\gamma_{f,B} = 1.5$;

для смуг А15 $\gamma_{f,v} = 1.15$;

для НК-100 $\gamma_{f,НК} = 1.0$;

Динамічні коефіцієнти:

для візка А15 $(1 + \mu) = 1.3$;

для смуг А15 $(1 + \mu)_v = 1.0$;

для НК-100 $(1 + \mu)_{НК} = 1.0$.

Розрахунки для випадків нормативного та розрахункового постійних навантажень на обох стадіях та тимчасових

навантажень для обох випадків виконаємо при використанні програмного комплексу «Лира» почергово.

Згідно отриманих даних складемо таблиці результатів 5 -10 (для поперечних зусиль та згинальних моментів) при кроці 1м уздовж довжини головної балки.

Таблиця 5

Зусилля від постійного завантаження

Зусилля	Зусилля від постійного завантаження					
	на I стадії роботи			на II стадії роботи		
	нормативне	розрахункове		нормативне	розрахункове	
		при $\gamma_f > 1.0$	при $\gamma_f = 0.9$		при $\gamma_f > 1.0$	при $\gamma_f = 0.9$
$M_{l=0}$, кНм						
$M_{l=i}$, кНм						
...						
$M_{l=p}$, кНм						
$Q_{l=0}$, кН						
$Q_{l=i}$, кН						
...						
$Q_{l=p}$, кН						

Таблиця 6

Зусилля від навантаження візком

Зусилля	Динамічний коефіцієнт $(1 + \mu)$	$\gamma_{f.в}$	Зусилля від навантаження візком	
			нормативне $\gamma_f = 1$ $(1 + \mu) = 1$	розрахункове $\gamma_f > 1$ $(1 + \mu) > 1$
<i>Для візка А15, що розміщується на проїзній частині (I випадок)</i>				
$M_{l=0}$, кНм	1.3	1.5		
$M_{l=i}$, кНм	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$M_{l=p}$, кНм	1.3	1.5		
$Q_{l=0}$, кН	1.3	1.5		
$Q_{l=i}$, кН	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$Q_{l=p}$, кН	1.3	1.5		
<i>Для візка А15, що розміщується на проїзній частині (II випадок)</i>				
$M_{l=0}$, кНм	1.3	1.5		
$M_{l=i}$, кНм	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$M_{l=p}$, кНм	1.3	1.5		
$Q_{l=0}$, кН	1.3	1.5		
$Q_{l=i}$, кН	1.3	1.5		
...	1.3	1.5		
$Q_{l=p}$, кН	1.3	1.5		

Таблиця 7

Зусилля від смугового навантаження та від натовпу на тротуарах

Зусилля	Динамічний коефіцієнт $(1 + \mu)$	Інтенсивність навантаження від натовпу $g_T, \text{кН/м}^2$	Зусилля			
			від смугового навантаження $A15$		від натовпу на тротуарах	
			нормативне $\gamma_f = 1$	розрахункове $\gamma_f > 1$	нормативне $\gamma_f = 1$	розрахункове $\gamma_f > 1$
			$(1 + \mu) = 1$	$(1 + \mu) > 1$	$(1 + \mu) = 1$	$(1 + \mu) > 1$
1	2	3	4	5	6	7
<i>Для смуг A15, що розміщуються на проїзній частині, та натовпу на тротуарах</i>						
$M_{l=0}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
$M_{l=l_i}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$M_{l=l_p}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
$Q_{l=0}, \text{кН}$	1.0	1.96				
$Q_{l=l_i}, \text{кН}$	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$Q_{l=l_p}, \text{кН}$	1.0	1.96				
<i>Для смуг A15 на випадок ремонту (II випадок)</i>						
$M_{l=0}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
$M_{l=l_i}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$M_{l=l_p}, \text{кНм}$	1.0	1.96				
$Q_{l=0}, \text{кН}$	1.0	1.96				
$Q_{l=l_i}, \text{кН}$	1.0	1.96				
...	1.0	1.96				
$Q_{l=l_p}, \text{кН}$	1.0	1.96				

Таблиця 8

Зусилля від НК-100

Зусилля	Динамічний коефіцієнт $1+\mu$	Зусилля від НК-100	
		нормативне $\gamma_f = 1$ $(1+\mu)=1$	розрахункове $\gamma_f > 1$ $(1+\mu) > 1$
$M_{l=0}$, кНм	1.0		
$M_{l=i}$, кНм	1.0		
...	1.0		
$M_{l=l_p}$, кНм	1.0		
$Q_{l=0}$, кН	1.0		
$Q_{l=i}$, кН	1.0		
...	1.0		
$Q_{l=l_p}$, кН	1.0		

Таблиця 9. *Нормативні зусилля*

Зусилля	Відвізка A15	Від смуг A15	Від натовпу на тротуарах	Сумарне від A15+натовп	Від НК-100	Від постійного навантаження I стадії	Від постійного навантаження II стадії	Сумарне не більше
<i>Для навантаження A15, що розміщується на проїзній частині</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=li}$, кНм								
...								
$M_{l=lp}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=li}$, кН								
...								
$Q_{l=lp}$, кН								
<i>Для навантаження A15 (на випадок ремонту)</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=li}$, кНм								
...								
$M_{l=lp}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=li}$, кН								
...								
$Q_{l=lp}$, кН								

Таблиця 10. *Розрахункові зусилля*

<i>Зусилля</i>	<i>Відвізка A15</i>	<i>Від смуг A15</i>	<i>Від натовпу на тротуарах</i>	<i>Сумарне від A15+натовп</i>	<i>Від НК-100</i>	<i>Від постійного навантаження I стадії</i>	<i>Від постійного навантаження II стадії</i>	<i>Сумарне не більше</i>
<i>Для навантаження A15, що розміщується на проїзній частині</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=i}$, кНм								
...								
$M_{l=p}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=i}$, кН								
...								
$Q_{l=p}$, кН								
<i>Для навантаження A15 (на випадок ремонту)</i>								
$M_{l=0}$, кНм								
$M_{l=i}$, кНм								
...								
$M_{l=p}$, кНм								
$Q_{l=0}$, кН								
$Q_{l=i}$, кН								
...								
$Q_{l=p}$, кН								

$$I_b^{y-y} = \frac{t_{b,np} \cdot b_b^3}{12}, \quad (27)$$

$t_{b,np}$ - товщина залізобетонної плити у прольоті, $b_b = (\Gamma + 2 \cdot l_T + 2 \times 0.2 + 2 \times 0.28)$ - ширина плити рис.2.

Плиту виготовлено з бетону класу В35 що має відношення модуля пружності арматури А-III до бетону

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b}. \quad (28)$$

Приведений до металу момент інерції плити

$$I_{b,s} = \frac{I_b^{y-y}}{n_1}. \quad (29)$$

Відстань від низу балки до центру ваги плити

$$H = Z_{sl,s} + Z_{bs}, \quad (30)$$

тут

$$Z_{sl,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + t_{s,n.l.} - |Z_{s,f-f}|,$$

$$Z_{bs} = \frac{h_{s,w}}{2} + t_{s,v.l.} + |Z_{s,f-f}| + 0.1 + 0.05 + \frac{t_{b,np}}{2},$$

де 0,1м – товщина підливки під плиту, 0,05м – різниці у товщині плити між прогонами $t_{b,np} = 0.2$ м та її товщиною над головною балкою $t_{b,on} = 0.25$ м.

Відстань від центру ваги металеві балки C_s до крайнього волокна верхнього поясу сталеві балки

$$Z_{s2,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + |Z_{s,f-f}| + t_{s,v.l.}.$$

Відстань від C_s до крайнього волокна нижнього поясу сталеві балки

$$Z_{s1,s} = \frac{h_{s,w}}{2} - |Z_{s,f-f}| + t_{s,n.l.}.$$

В цьому випадку моменти опору площі поперечного перерізу сталеві балки для найвіддаленішого волокна: *верхнього поясу*

тут B – відстань між осями головних балок в поперечному перерізі міста.

При $l_p < 4B$ звисання в бік сусіднього металевому елементу b визначається формулою:

$$b = a + 6t_{sl} \quad , \quad (34)$$

тут a – половина ширини залізобетонного ребра, $t_{sl} = t_{b,np}$ – товщина залізобетонної плити в прольоті. При цьому b повинно бути не більшим за $\frac{B}{2}$ і не меншим $\frac{l_p}{8}$.

У випадку $l_p > 12l_c$, де l_c є довжиною консольної частини плити в поперечному перерізі міста, величина звису в сторону консолі знаходиться

$$b_c = l_c \quad , \quad (35)$$

тобто приймається рівною повній довжині консолі l_c .

У випадку $l_p < 12l_c$ звисання у бік консолі визначається

$$b_c = a + 6t_{sl,c} \quad (36)$$

$t_{sl,c} = t_{b,on}$ – товщина ребра залізобетонної плити над опорою.

При цьому b повинно бути не більшим l_c і не меншим $\frac{l_p}{12}$.

В результатів розрахунку ширина залізобетонної плити

$$b_{st} = b + b_c \quad . \quad (37)$$

Припускаємо, що поздовжня арматура не стикована у поперечних швах збірної залізобетонної плити. Тоді, при розрахунку, в складі розрахункового сталезалізобетонного перерізу балки її не будемо враховувати. Приведена до металу площа сталезалізобетонного перерізу балки визначиться згідно [5, п.5.5]

$$A_{stb} = A_{st} + \frac{A_b}{n_1} \quad , \quad (38)$$

тут A_{st} – площа перерізу сталеві балки табл. 3 ; A_b – площа перерізу залізобетонної плити балки

$$A_b = b_{sl} \cdot t_{b,np} + \frac{((0.5 \cdot 2 + b_{s,v.l.}) + b_{s,v.l.})}{2} \cdot 0.05, \quad (39)$$

де $\frac{((0.5 \cdot 2 + b_{s,v.l.}) + b_{s,v.l.})}{2} \cdot 0.05$ - площа поперечного перерізу

бетонного ребра рис. 8, $b_{s,v.l.}$ - є шириною верхнього листа балки згідно табл. 4, 0,05м – товщина ребра над балкою.

Відстань між центром ваги залізобетонної плити C_{br} і центром ваги сталеві балки C_s визначається згідно рис.8

$$Z_{b,s} = \frac{h_{s,w}}{2} + |Z_{s,f-f}| + (t_{b,on} + 0.1 + Z_{b,n}) - \frac{t_{b,np}}{2}, \quad (40)$$

тут $(t_{b,on} + 0.1)$ - товщина бетонного ребра, що включає підливку між балкою та плитою, над головною балкою; $Z_{b,n}$ - відстань між верхньою поверхнею плити та центром ваги розрахункового елемента залізобетонної плити рис. 8:

$$Z_{b,n} = \left[(b_{sl} \cdot t_{b,np}) \cdot \frac{t_{b,np}}{2} + (0.05 \cdot b_{s,v.l.}) \cdot \left(t_{b,np} + \frac{0.05}{2} \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 0.05 \right) \right] \times \\ \times \left(t_{b,np} + \frac{1}{3} \cdot 0.05 \right) \Bigg/ \left[(b_{sl} \cdot t_{b,np}) + (0.05 \cdot b_{s,v.l.}) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 0.05 \right) \right]. \quad (41)$$

Визначимо статичний момент приведеного поперечного перерізу балки відносно осі, яка проходить через точку C_s , як суму статичних моментів складових її площі

$$A_{stb} \cdot Z_{s,stb} = \frac{A_b}{n_1} Z_{bs}.$$

При цьому зміщення центру ваги площі поперечного перерізу балки, що викликане включенням у роботу залізобетонної плити таке:

$$Z_{s,stb} = \frac{A_b \cdot Z_{bs}}{A_{stb} \cdot n_1}. \quad (42)$$

Момент інерції площі поперечного перерізу залізобетонної плити відносно горизонтальної осі, що проходить через центр її ваги C_{br} (див.рис.8)

$$I'_b = \frac{b_{sl} \cdot (t_{b,np})^3}{12} + b_{sl} \cdot t_{b,np} \left(Z_{b,n} - \frac{t_{b,np}}{2} \right)^2 + \frac{\left(\frac{50 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05^3}{12} + \left(\frac{0.5 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05 \cdot \left(\frac{0.05}{2} + t_{b,np} - Z_{b,n} \right), \quad (43)$$

тут $\left(\frac{0.5 \cdot 2}{2} + b_{s,v.l.} \right) \cdot 0.05$ - площа залізобетонного трапецієподібного ребра.

Момент інерції площі сталезалізобетонного поперечного перерізу балки, що приведений до сталі відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги

$$I_{stb} = I_{st} + A_{st} \cdot Z_{s,stb}^2 + \frac{I'_b}{n_1} + \frac{A_b}{n_1} \left(Z_{b,s} - Z_{s,stb} \right)^2 \quad (44)$$

тут I_{st} визначається згідно з (25), A_{st} - з табл. 3.

Відстань між горизонтальною віссю, що проходить через загальний центр ваги перерізу C_{stb} :

та центром ваги бетону

$$Z_{b,stb} = Z_{b,s} - Z_{s,stb}; \quad (45)$$

та крайньою межею бетону

$$Z_{bf,stb} = Z_{b,s} - Z_{s,stb} + Z_{b,n}; \quad (46)$$

Моменти опору площі поперечного перерізу сталезалізобетонної балки:

відносно центру ваги бетону

$$W_{b,stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b,stb}}; \quad (47)$$

відносно крайньої межі бетону

$$W_{bf,stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{bf,stb}}. \quad (48)$$

3.4. Перевірка міцності перерізу головної балки в середині прольоту (за нормальними напруженнями) з урахуванням повзучості бетону

Початкові нормальні напруження від розрахункового постійного навантаження для II стадії посередині прольоту:

для центрі ваги бетону

$$\sigma_b = \frac{M_{II}^{noct}}{n_1 \cdot W_{b, stb}}; \quad (49)$$

для крайньої грані бетону

$$\sigma_{bf,1} = \frac{M_{II}^{noct}}{n_1 \cdot W_{bf, stb}}; \quad (50)$$

Відповідно [4, п.5.7] повзучість бетону необхідно враховувати у випадку визначення зусиль від постійного навантаження та тимчасових впливів, якщо найбільше напруження у бетоні між визначеними за формулами (49) та (50) більше за $0.2R_b$.

$$\sigma_b < 0.2R_b \text{ або } \sigma_{bf,1} < 0.2R_b$$

Якщо дана умова не виконується, рекомендується збільшити товщину залізобетонної плити

3.4. Перевірка міцності перерізу головної балки в середині прогону (за нормальними напруженнями) від тимчасового та постійного навантаження

Коефіцієнт сполучень, що враховує зменшення ймовірності спільної дії розрахункових навантажень А-15 та натовпу відповідно [4, п.2.2, дод.2] приймається рівним 0,8.

Повний розрахунковий згинальний момент посередині прогону головної балки

$$M' = M_1 + M_2'$$

M_1 - момент від першої частини постійного навантаження на I стадії роботи;

M'_2 - момент від другої частини постійного навантаження, від А-15 та від натовпу (коефіцієнт сполучення 0,8) на II стадії роботи

$$M'_2 = M_{A15} + 0,8 \cdot M_H$$

В цьому випадку стискаючі напруження на рівні центру ваги бетону балки

$$\sigma_b = \frac{M'_2}{n_1 W_{b, stb}} \leq m_b R_b,$$

де m_b - коефіцієнт умов роботи бетону, $W_{b, stb}$ визначається за (47). У випадку не виконання останньої умови необхідне збільшення товщини залізобетонної плити.

Зусилля розтягу в бетоні:

$$N = N_{br} = \sigma_b \cdot A_b,$$

тут A_b визначається згідно (39).

Для знаходження напружень в поясах головної балки спочатку знайдемо величини таких коефіцієнтів:

коефіцієнт умов роботи металевого верхнього поясу, який враховує його розвантаження прилеглим не донапруженим бетоном і приймається не більшим за 1,2 [4, ст.185]

$$m_1 = 1 + \frac{m_b \cdot R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}},$$

якщо $m_1 > 1.2$ приймемо $m_1 = 1.2$;

$m_b = 1$ - коефіцієнт умов роботи бетону, визначається згідно до [4, розд. 3];

A_{s2} - менший за площею пояс несучої балки табл. 4.2;

m - коефіцієнт умов роботи металеві конструкції [4, табл.4.12];

$R_y = 360$ МПа - розрахунковий опір сталі при розтягу, стиску і згину за межею текучості.

Відповідно до [4, табл. 4.13] знайдемо коефіцієнт $\chi = \chi_1$ залежно від:

$\frac{A_{s,min}}{A_{s,w}}$ та $\frac{A_{s,min} + A_{s,w}}{A_{st}}$ - які є площами листів головної балки

відповідно табл. 3, $A_{s,min} = A_{s2}$.

Коефіцієнт η приймаємо за [4, табл.5.5] залежно від

$$\frac{A_{s2}}{A_{s1}} \text{ та } \frac{N}{A_{st} \cdot m \cdot R_y},$$

тут A_{s1} - більший за площею пояс головної балки згідно табл. 3. Поправковий коефіцієнт до моменту опору перерізу при розрахунку міцності металеві балки на спільну дію згинального моменту і осьової сили:

$$\chi_3 = 1.0 + \eta \cdot (\chi_1 - 1).$$

Поправковий коефіцієнт до моменту опору перерізу у випадку перевірки металевого верхнього пояса:

$$\chi_4 = \frac{\chi_3}{m_1},$$

але не менший ніж 1,0.

Напруження посередині прольоту балки від дії тимчасового навантаження А-15 і натовпу:

для металевого верхнього поясу (стиск зі знаком «+»)

$$\sigma_{s2} = \frac{M' - Z_{b,s} N_{br}}{\chi_4 W_{s2,s}} - \frac{N_{br}}{A_{st}} \leq m_1 m R_y ;$$

для металевого нижнього поясу (розтяг зі знаком «+»)

$$\sigma_{s1} = \frac{M' - Z_{b,s} N_{br}}{\chi_3 W_{s1,s}} + \frac{N_{br}}{A_{st}} \leq m R_y ,$$

тут $Z_{b,s}$ визначається згідно (40), $W_{s2,s}$ - з (31), $W_{s1,s}$ - з (32) A_{st} - з табл. 3.

Якщо не виконується хоча б одна з умов необхідно збільшувати площу поперечного перерізу головної балки.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Романюк В. В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань : навч. посібник. Рівне : НУВГП, 2014. 449 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. 2018. 30 с
3. ДБН В.1.2-15:2009. Мости та труби навантаження і впливи, 2009. 83 с.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. К. : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. 2006. 367 с.
5. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. 2009. 66 с.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, 2014. 199 с.
7. Лютий В. А., Никитинський А. В., Дудін О. А. Улаштування, експлуатація та реконструкція інженерних споруд залізниць : навчальний посібник. Харків : Укр ДАЗТ, 2010. Ч.1. 253 с.
8. Розрахунки і проектування мостів: том.1 : навч. посібник / Загора О., Каплинський Д., Корнієв М., Корецький А., Лантух-Лященко А., Медведєв К., Снитко В., Тодіріка В. К. : НТУ. 2007. 337 с.
9. Мости: конструкції та надійність : довідник / Лучко Й. Й., Коваль П. М., Корнієв М. М. та ін. ; за ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка; Нац. академія наук України. Фіз.-мех. ін-т ім. Г. В. Карпенка. Львів : Каменяр, 2005. 989 с.

ДОДАТОК 1

Коефіцієнти ξ , η та α_0 .

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0.01	0.995	0.010	0.36	0.820	0.295
0.02	0.990	0.020	0.37	0.815	0.301
0.03	0.985	0.030	0.38	0.810	0.309
0.04	0.980	0.039	0.39	0.805	0.314
0.05	0.975	0.048	0.40	0.800	0.320
0.06	0.970	0.058	0.41	0.795	0.326
0.07	0.965	0.067	0.42	0.790	0.332
0.08	0.960	0.077	0.43	0.785	0.337
0.09	0.955	0.085	0.44	0.780	0.343
0.10	0.950	0.095	0.45	0.775	0.349
0.11	0.945	0.104	0.46	0.770	0.354
0.12	0.940	0.113	0.47	0.765	0.359
0.13	0.935	0.121	0.48	0.760	0.365
0.14	0.930	0.130	0.49	0.755	0.370
0.15	0.925	0.139	0.50	0.750	0.375
0.16	0.920	0.147	0.51	0.745	0.380
0.17	0.915	0.155	0.52	0.740	0.385
0.18	0.910	0.164	0.53	0.735	0.390
0.19	0.905	0.172	0.54	0.730	0.394
0.20	0.900	0.180	0.55	0.725	0.399
0.21	0.895	0.188	0.56	0.720	0.403
0.22	0.890	0.196	0.57	0.715	0.408
0.23	0.885	0.203	0.58	0.710	0.412
0.24	0.880	0.211	0.59	0.705	0.416
0.25	0.875	0.219	0.60	0.700	0.420
0.26	0.870	0.226	0.61	0.695	0.424
0.27	0.865	0.236	0.62	0.690	0.428
0.28	0.860	0.241	0.63	0.685	0.432
0.29	0.855	0.248	0.64	0.680	0.435
0.30	0.850	0.255	0.65	0.675	0.439
0.31	0.845	0.262	0.66	0.670	0.442
0.32	0.840	0.269	0.67	0.665	0.446
0.33	0.835	0.275	0.68	0.660	0.449
0.34	0.830	0.282	0.69	0.655	0.452
0.35	0.825	0.289	0.70	0.650	0.455