



Національний університет  
водного господарства та  
природокористування

Міністерство освіти і науки України

Національний університет водного господарства та  
природокористування

Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної  
механіки

**03-05-42**

### **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту  
з навчальної дисципліни «Проектування мостів і труб»  
на тему «Розрахунок балкових прогонових будов  
автодорожнього мосту із звичайного залізобетону»  
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) 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 № 1 від 10.10.2019 р.

Рівне – 2019



Методичні вказівки до виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Проектування мостів і труб» на тему: «Розрахунок балкових прогонових будов автодорожнього мосту із звичайного залізобетону» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) 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, 2019. – 45 с.

Укладачі: Подворний А. В., канд. техн. наук, доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Трач Р. В., канд. екон. наук, доцент 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 спеціальності Бабич Є. М.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	4
2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ПЛИТУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	10
3. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ .....	17
4. ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	23
5. РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗІВ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ I ТА II ГРУПИ.....	32
ЛІТЕРАТУРА.....	42
ДОДАТКИ.....	43



## ВСТУП

Залізобетонні прогонові будови нині є найбільш поширеним сучасним типом мостових конструкцій, що мають широке розповсюдження в Україні та в усьому світі. Він дозволяє споруджувати надійні та довговічні мости для різних кліматичних умов.

Особливістю залізобетонних споруд є те, що в них з часом розвиваються тривалі деформації усадки та повзучості бетону, а також з'являються деформації від зміни температури або вологості навколишнього середовища, що викликають додаткові напруження. Цей вплив необхідно враховувати при визначенні переміщень конструкції від постійних навантажень та впливів.

Методичні вказівки розроблено відповідно робочої програми предмету «Проектування мостів і труб».

Курсовий проект виконується згідно із завданням. Кожен студент вибирає завдання відповідно чотиризначному шифру, що видається викладачем. За ним з рис.1 та табл.1 вибираються вихідні дані. Всі вибрані дані записуються у пояснюючу записку.

Курсовий проект складається з графічного аркушу формату А1 та пояснюючої записки на 40...50 сторінок. Склад пояснюючої записки: вступ, вихідні дані, збір навантажень та розрахунок плити проїзної частини, розрахунок балки прогонової частини.

При складанні даних методичних вказівок були використані матеріали представлені в [6].



## 1. ВИХІДНІ ДАНІ ДО РОЗРАХУНКУ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Необхідно запроектувати балкову прогонову будову (міста, шляхопровода, естакади або віадук) на автомобільній (залізничній або міській) дорозі по завданню кафедри. Завдання вибирається з чотирьох цифр шифру студента, який визначає викладач, кожна цифра є порядковим номером даних для проектування, приведених в табл.1 і на рис.1.

Дорога перетинає перешкоду нормально. Якщо міст перетинає залізничну дорогу, то він нормальний колії з габаритом наближення споруд С, кількість шляхів, що перетинаються, необхідно прийняти рівним п'яти.

Прийняті вихідні дані повинні бути записані на першій сторінці пояснючої записки одразу після завдання кафедри.

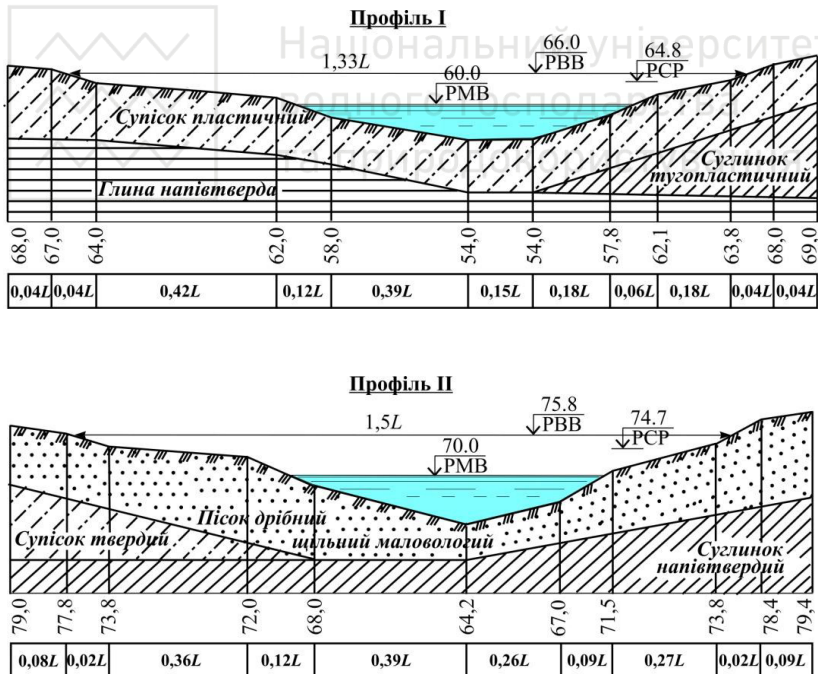
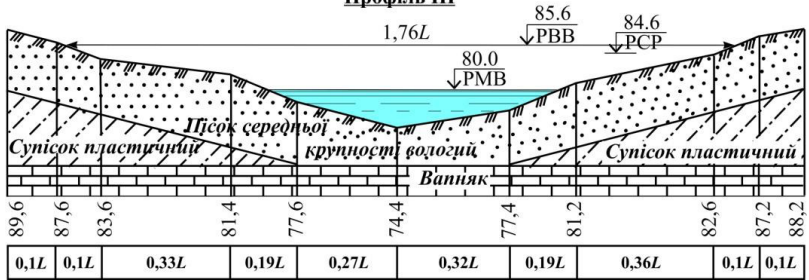


Рис.1. Профілі переходу сталевго моста

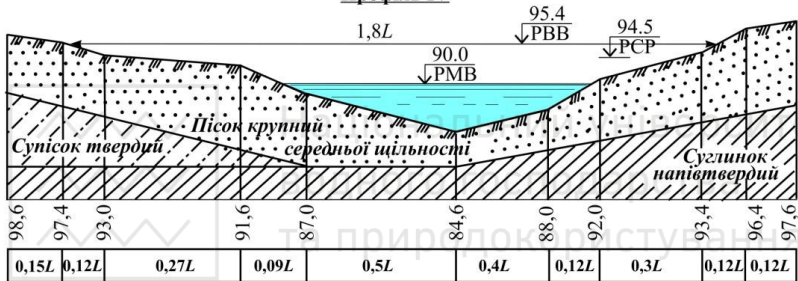


Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

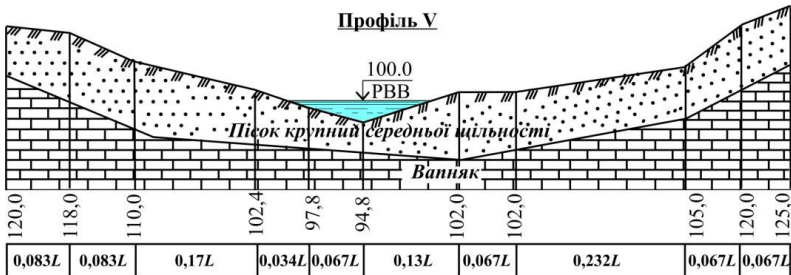
### Профіль III



### Профіль IV



### Профіль V



Продовження рис.1. Профілі переходу сталевго моста



Таблиця 1.

Шифр	Тип профілю	Характеристика перешкоди		Тип дороги, на якій проектується міст і його габарит, тротуари, м
		для мостів	для шляхопроводів	
		клас річки за судноплавством	число смуг руху або шляхів	
		$L, м$	ширина вулиці	
1	2	3	4	5
1	I	$\frac{V}{240}$	$\frac{4}{24+2 \times 3.0}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$
2	II	$\frac{VI}{180}$	$\frac{6}{16.5+\tilde{N}+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$
3	III	$\frac{VII}{140}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$
4	IV	$\frac{VI}{200}$	$\frac{4}{24+2 \times 4.5}$	V техн. кат., $\Gamma=4.5+2 \times 1.5$
5	V	$\frac{VI}{171}$	$\frac{4}{16.5+\tilde{N}+16.5}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$
6	Через дорогу I технічної категорії	$\frac{VII}{128}$	$\frac{6}{30.5+2 \times 4.5}$	Магістральна вулиця безперервного руху $\Gamma=(16+C*+16)+2 \times 3.0$
7	Через залізничні колії на станції	$\frac{VIII}{151}$	$\frac{8}{35+2 \times 4.5}$	Дорога вантажного руху $\Gamma=$ $=(8.25+C+8.25)+2 \times 1.5$
8	Через міську вулицю	$\frac{VI}{190}$	$\frac{6}{12.25+8+12.25}$	II техн. кат., $\Gamma=11.5+2 \times 1.5$
9	I	$\frac{V}{200}$	$\frac{4}{20+2 \times 3.0}$	III техн. кат., $\Gamma=10.0+2 \times 1.0$
0	II	$\frac{V^2}{151}$	$\frac{6}{12.0+5+12.0}$	IV техн. кат., $\Gamma=8.0+2 \times 1.0$
	а	б	в	Г

\*С – ширина розділюючої полоси, приймається не менше 2м.



### **Вихідні дані:**

Міст на дорозі ... технічної категорії

Довжина моста  $L =$

Довжини прольотів кратні 3м.

Розраховується нерозрізна залізобетонна монолітна прогонова будова із звичайною арматурою автодорожнього шляхопроводу на дорозі ... технічної категорії через річку.

Для встановлення габаритних розмірів мостової споруди (ширини проїжджої частини, тротуарів та смуг безпеки), найменшої ширини моста та прогонової будови залежно від категорії дороги за [4, дод. В, табл. 1; п.1.31; 2.15] визначають ширину проїжджої частини  $n \times b$ , смуги безпеки  $b_{nb}$  та тротуарів  $T$ . Габарит моста при  $n$  смугах руху

$$G = b_{nb} + n \cdot b + b_{nb}.$$

Найменша ширина (див. рис.1).

Міст являє собою нерозрізну систему з деякої кількості прогонів загальною довжиною  $L$ . Прогонову будову виконано з монолітних балок із звичайною арматурою, висота балок на опорі 1,3м, в прогоні – 0,9м. Бетон прогонової будови класу В35. Армування балок прогонової будови виконано каркасною арматурою класу А-III. Проміжні опори – стійкові, виконані з трьох залізобетонних стовпів діаметром 0,8м. Стояни – залізобетонні козлового типу. Фундаменти проміжних опор і стоянів – глибокого закладання на забивних палях перерізом 0,35м×0,35м. Габарит проїзної частини  $G$ , ширина тротуарів  $b_T$ ,  $b_{bb} = 20 \div 40$ см – запас ширини мосту для розміщення відповідно захисних засобів (бар'єрів безпеки) та перил  $b_n = 15 \div 20$ см.

$$B_M = G + 2 \cdot b_{bb} + 2 \cdot b_T + 2 \cdot b_n.$$

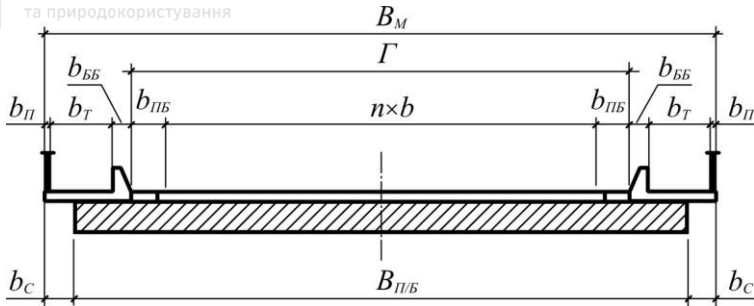


Рис.2. Схема для визначення ширини мосту

Найменша ширина прогонової будови

$$B_{n/b} = B_M - 2 \cdot b_c,$$

де  $b_c$  – виліт консолі тротуарних блоків,  $b_c = 30 \div 40$  см для тротуарів  $T = 1$  м та  $b_c = 50 \div 70$  см для тротуарів  $T$  більше рівних 1,5 м.

Визначаємо потрібну кількість балок:

$$n \approx \frac{B_M - 2 \cdot b_c}{2 + \underbrace{0,1 \dots 2,5}} + 1,$$

тут 2 у знаменнику характеризує ширину прогонової балки.

Шляхопровід споруджується шляхом бетонування на суцільних ріштуваннях. Бетонування кожної балки проводиться окремо, одразу на всю довжину мосту. Потім балки між собою об'єднуються в рівні плити проїзної частини монолітним стиком шириною 0,4 м з петлевими випусками арматури.

Постійне навантаження на прогонову будову складається із власної ваги монолітної прогонової будови та дорожнього одягу. Вважаємо, що навантаження від постійних складових рівномірно розподілене по всій ширині шляхопроводу.



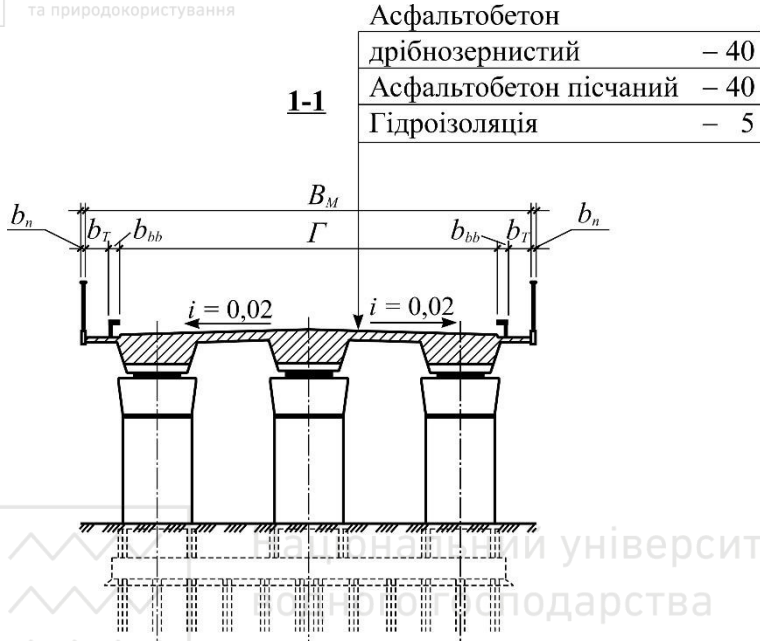


Рис.3. Шляхопровід. Поперечний переріз

Тимчасове навантаження на прогонову будову визначається в залежності від технічної класифікації автомобільної дороги за ДБН В.2.3-4-2000, і для доріг II технічної категорії приймається у відповідності до ДБН В.2.3-14:2006, як рівномірно розподілене смугове навантаження від автотранспортних засобів АК, де  $K=15$  – клас навантаження, або колісне чотиривісне зосереджене навантаження НК-100.

Конструкцію дорожнього одягу на проїзній частині і на тротуарах прийнято, як зображено на рис. 4.

Поперечний ухил  $i = 0,02$  проїзної частини досягається створенням ухилів при виготовленні балок.



Асфальтобетон дрібнозернистий  $\delta = 4\text{см}$

Асфальтобетон пісчаний  $\delta = 4\text{см}$

Гідроізоляція  $\delta = 0,5\text{см}$

Залізобетонна плита проїзної частини  $\delta = 26\text{см}$

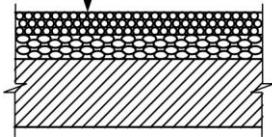


Рис.4. Конструкція дорожнього одягу

## 2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ПЛИТУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Розрахунок бездіафрагмової прогонкової будови є розв'язанням складної просторової задачі будівельної механіки, що вимагає використання відповідних програмних комплексів.

Плиту прогонкової будови розглядаємо впоперек прольоту шляхопроводу як нерозрізну багатопрогону балку, що опирається на пружні опори (ребра). Визначаємо згинальні моменти в прогонах і на опорах цієї нерозрізної балки жорстко прикріпленої до ребер.

### *Постійні навантаження*

Постійні навантаження на плиту складаються з ваги шарів дорожнього одягу і її власної ваги. Підрахунок нормативного і розрахункового навантажень на  $1\text{м}^2$  плити зводимо до таблиці (табл.2). Для подальших розрахунків прийнято, що коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1,0$ .



Таблиця 2.

Постійні навантаження на 1 м<sup>2</sup> плити

Вид навантаження	Товщина шару, $\delta$ , м	Об'ємна маса шару, $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Нормативне значення навантаження, $\delta \times \rho$ , кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Асфальтобе- тонне покриття	0,08	23	1,84	1,5	2,76
Захисний шар з піщаного асфальтобетону	0,04	20	0,80	1,3	1,04
Гідроізоляція	0,005	15	0,08	1,3	0,10
Залізобетонна плита проїзної частини	0,26	25	6,50	1,1	7,15
Разом:			$g_n = 9,22$		$g = 11,05$

**Збір тимчасових навантажень**

Плита проїзної частини розраховується на тимчасові навантаження А-15 та НК-100.

Тиск від одного колеса для навантаження А-15 –  $P_{15}/2 = 75$  кН, для навантаження НК100 –  $P_K/2 = 125$  кН. Половина рівномірно розподіленого навантаження від А-15 –  $v/2 = 7,5$  кН/м.

Зусилля  $P/2$  від колеса, що діє на поверхню покриття по прямокутному майданчику з умовними розмірами  $a_2 \times b_2$  (для тандему навантаження АК –  $a_2 = 0,2$  м,  $b_2 = 0,6$  м, для навантаження НК –  $a_2 = 0,2$  м,  $b_2 = 0,8$  м, рис.4), розподіляється покриттям і іншими шарами, розташованими на плиті проїзної частини, приблизно під кутом 45<sup>0</sup>. Тоді на



рівні поверхні залізобетонної плити воно буде діяти вже на ділянку із сторонами

$$a_1 = a_2 + 2 \cdot H; \quad b_1 = b_2 + 2 \cdot H.$$

1) В прогоні плити розміщується одна колія смуги навантаження А-15 (рис.5).

Визначаємо розрахункову ширину смуги плити, на яку передається навантаження, за формулою

$$a_1 = a_2 + 2 \cdot h_{dn} + \frac{l_p}{3},$$

де  $l_p$  – проліт плити мінус ширина прогонової балки 2м;  
 $h_{dn} = 0,125$  м – товщина всіх шарів одягу їздового полотна.

Отримана ширина повинна бути не меншою за  $\frac{2}{3}l_p$ . Якщо менше, то знаючи, що відстань між осями тандему становить 1,5м, тому при взаємодії обох осей тандему:

$$a = 1,5 + a_2 + 2 \cdot h_{dn} + \frac{l_p}{3};$$

При цьому

$$P = 2 \frac{P}{2} = 2 \frac{150}{2} = 150 \text{ кН.}$$

Ширина площадки взаємодії вздовж прольоту плити буде

$$b_1 = b_2 + 2 \cdot h_{nc}.$$

Інтенсивність нормативного тимчасового навантаження на 1 погонний метр розрахункового прогону плити буде

$$q_p = \frac{P}{a \cdot b_1}; \quad q_v = \frac{v/2}{1 \cdot b_1}.$$

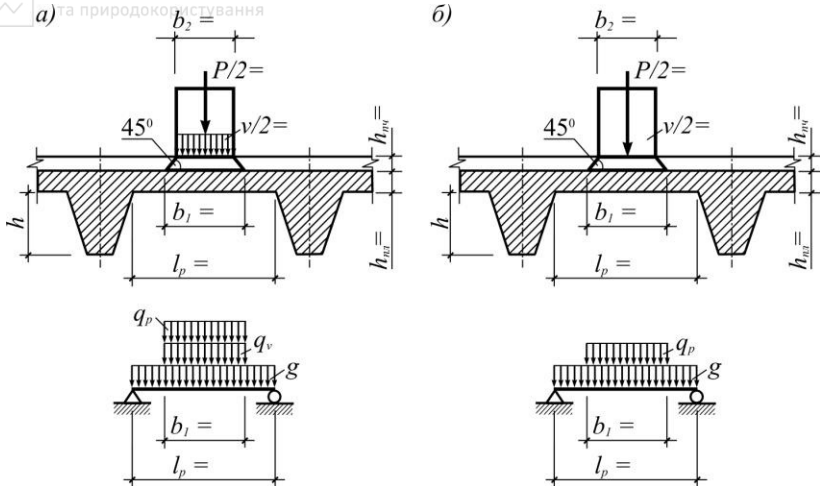


Рис.5. Схеми розрахунку плити на тимчасові рухомі навантаження:  
 а) схема навантаження А-15; б) схема навантаження НК-100

Розрахунковий згинальний момент від тимчасового навантаження буде

$$M_p = \langle + \mu \rangle \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n}; \quad M_p = \gamma_{f,v} \cdot M_{v,n},$$

де  $\gamma_{f,p}$  – коефіцієнт надійності для колісного навантаження А-15 при розрахунку елементів проїзної частини,  $\gamma_{f,p}=1,5$  п.2.296 [4];  $\gamma_{f,v}$  – коефіцієнт надійності для смугового рівномірно розподіленого навантаження А-15,  $\gamma_{f,v}=1,15$  п.2.296 [4];  $\langle + \mu \rangle$  – динамічні коефіцієнти від рухомого складу тандемів навантаження АК (до розподіленого навантаження динамічний коефіцієнт не застосовується) для елементів проїзної частини буде п.2.28, 26 [4]:

$$\langle + \mu \rangle = 1,4;$$

для розрахунків на витривалість

$$\langle + 2/3 \mu \rangle = 1,27.$$

Тоді розрахунковий момент

$$M_p = \langle + \mu \rangle \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n}; \quad M_p = \gamma_{f,v} \cdot M_{v,n}.$$



Для розрахунку на витривалість

$$M'_p = \left( + \frac{2}{3} \mu \right) \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n}.$$

2) В прогоні плити розміщується дві колії від двох смуг навантаження А-15 максимально наближених одна до одної (рис.6).

Згинальні моменти від постійного навантаження будуть, як і у випадку 1.

Приймаємо спільну площадку розподілення тиску від двох коліс шириною

$$b_2 = c + b_1,$$

де  $c$  – відстань між коліями двох смуг руху,  $c = 1,1$  м.

Тоді інтенсивність тимчасового навантаження для цього випадку буде

$$q_p = \frac{2 \cdot P}{a \cdot b_2} = \frac{2 \cdot 150}{2,73 \cdot 1,95}; \quad q_v = \frac{2 \cdot v/2}{1 \cdot b_2} = \frac{2 \cdot 7,5}{1 \cdot 1,95}.$$

Тоді розрахунковий момент

$$M_p = \left( + \mu \right) \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n}; \quad M_p = \gamma_{f,v} \cdot M_{v,n}.$$

Для розрахунку на витривалість

$$M'_p = \left( + \frac{2}{3} \mu \right) \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n}.$$

Тоді розрахункова величина поперечної сили біля опори буде визначатись як сума поперечних зусиль від:

$$\frac{g \cdot l_p}{2} \text{ та } \left( + \mu \right) \gamma_{f,p} \cdot 2 \cdot P/2 \text{ та } \gamma_{f,v} \cdot v/2,$$

де  $g$  береться з табл.2.



### A-15

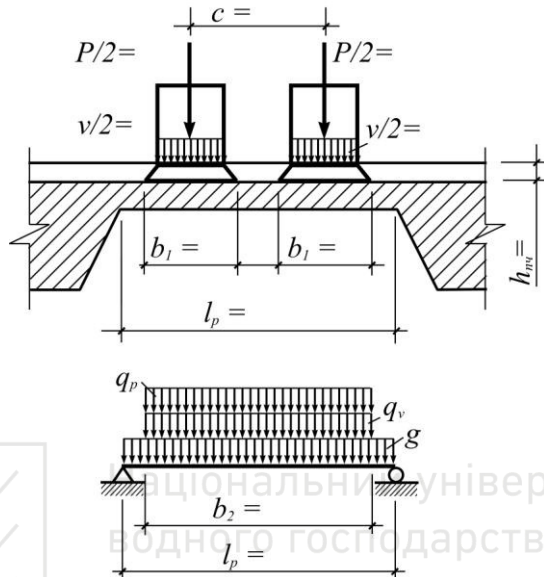


Рис.6. Схема розрахунку плити на тимчасове рухоме навантаження А-15

3) В прогоні плити розміщується одне колесо навантаження НК-100 (рис. 5).

Ширина колеса навантаження  $b_0 = 0,8$  м, розподіл тиску в товщині проїзної частини  $h_{nc} = 0,125$  м проходить під кутом  $45^\circ$

$$b_1 = b_0 + 2 \cdot h_{nc}$$

Вздовж руху ширина площадки розподілення  $a_0 = 0,2$  м:

$$a = a_0 + 2 \cdot h_{nc} + \frac{l_p}{3}$$

Якщо величини  $a$  менша від відстані між осями навантаження НК-100, яке дорівнює 1,2м то розрахунок продовжуємо, якщо більша, то приймаємо спільну площадку з розміром вздовж напрямку руху



$$a = 3 \cdot 1,2 + a_0 + 2 \cdot h_{nc} + \frac{l_p}{3}.$$

При розташуванні колеса біля опори

$$a = 3 \cdot 1,2 + \frac{l_p}{3}.$$

Інтенсивність навантаження на 1 пог.м розрахункового прогону плити:

$$q_p = \frac{n_p \cdot P/2}{a \cdot b_1} = \frac{4 \cdot 125}{5,17 \cdot 1,05},$$

де  $n_p$  – кількість коліс, що розташовані на площадці.

Динамічний коефіцієнт для навантаження НК-100 за п.2.28.4 [4]  $\psi + \mu = 1,0$ .

Розрахунковий згинальний момент буде

$$M_p = \psi + \mu \cdot \gamma_{f,p} \cdot M_{p,n},$$

тут  $\gamma_{f,p} = 1,0$  – коефіцієнт надійності за навантаженням НК-100.

Тоді розрахункова величина поперечної сили біля опори буде визначатись як сума поперечних зусиль від:

$$\frac{g \cdot l_p}{2} \quad \text{та} \quad \psi + \mu \cdot \gamma_{f,p} \cdot n_p \cdot P/2,$$

де  $g$  береться з табл. 2

Для зручності подальшого розрахунку плити всі визначені згинальні моменти та поперечні сили для різних випадків навантаження зводимо в таблицю 3.





Таблиця 3.

Згинальні моменти та поперечні сили від тимчасових  
навантажень в плиті

Нормативні та розрахункові зусилля	I випадок навантаження А-15 (1 колона)	II випадок навантаження А-15 (2 колона)	III випадок навантаження НК-100
$M_{p,n}$ , кНм			
$M_{v,n}$ , кНм			-
$M_p$ , кНм			
$M'_p$ , кНм			-
$M_v$ , кНм			-
$M_{g,n}$ , кНм			
$M_g$ , кНм			
$Q$ , кН	-		

### 3. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Плиту виготовлено з бетону класу В35, з розрахунковими опорами за граничними станами першої групи: стиском  $R_b = 17,5 \text{ МПа}$  [4, т. 3.6] розтягом  $R_{bt}$  та за граничними станами другої групи на стиск  $R_{b,ser}$  [4, табл. 3.6], модулем пружності бетону  $E_b$  [4, табл. 3.11]. Армують плиту арматурою класу А-III  $d = 14 \text{ мм}$ , з розрахунковим опором на розтяг за граничними станами першої групи  $R_s$ , нормативним опором розтягу  $R_{sn}$  [4, табл. 3.14] та модулем пружності  $E_s$  [4, табл. 3.17].



### В середині прольоту

Захисний шар для арматури в нижній частині плити приймаємо  $a'_b = 0,03$  м. При товщині плити в прогоні –  $h_f = 0,26$  м робоча висота перерізу:

$$h_o = h_f - a'_b - \frac{d}{2}.$$

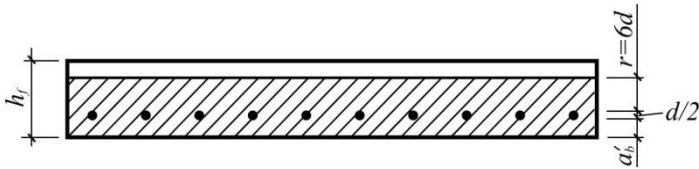


Рис. 7. До визначення радіусу взаємодії арматури з бетоном

Обчислюємо коефіцієнт  $\alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{M_{np}}{R_b b h_0^2}, \quad (1)$$

де  $M_{np}$  – розрахунковий момент в середині прольоту плити,  $b = 1$  м – ширина полоси.

Згідно додатку 1. визначаємо коефіцієнти  $\xi$  та  $\eta$ .

Визначимо  $\xi_y$  – відносну висоту стисненої зони бетону, при якій граничний стан бетону наступить одночасно з досягненням у розтягненій арматурі напруг рівних розрахунковому опору  $R_s$ .

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (2)$$

де  $\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71$ .

Перевіряємо умову



$$\xi \leq \xi_y. \quad (3)$$

Якщо умова не виконується необхідно збільшити товщину плити.

З умови міцності знайдемо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta}. \quad (4)$$

За отриманою площею арматури на полосу шириною 1м підберемо необхідну кількість арматурних стержнів загальною площею не меншою отриманій для нижньої зони плити.

#### ***Над головною балкою***

При товщині плити біля опори –  $h_f = 0,26$  м та захисному шарі для арматури верхньої розтягнутої зони  $a_b'' = 0,05$  м робоча висота перерізу:

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

Обчислюємо коефіцієнт  $\alpha_0$ :

$$\alpha_0 = \frac{M_{on}}{R_b b h_0'^2}, \quad (5)$$

де  $M_{on}$  – розрахунковий момент над головною балкою.

Згідно Додатку 1 визначаємо  $\xi$  та  $\eta$ .

Визначаємо  $\xi_y$  (2).

Перевіряємо умову  $\xi \leq \xi_y$  (3).

Якщо умова не виконується необхідно збільшити товщину плити над головною балкою.



З умови міцності (4) знайдемо необхідну площу арматури  $A'_s$ .

За отриманою площею арматури на полюсу шириною 1 м підберемо необхідну кількість арматурних стержнів загальною площею не меншою отриманій для верхньої зони плити.

За сортаментом (додаток Д.2) для армування плити приймаємо арматуру класу А-III Ø14мм, крок арматури 150мм, тоді кількість стержнів на 1 м буде  $n = \frac{1000}{150}$  з площею арматури на 1 погонний метр  $A_s = \dots \text{см}^2$ . В якості розподільної арматури приймаємо арматуру класу А-I Ø12 мм з кроком 200 мм з  $A_{sp} = 5,65 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок міцності на дію поперечної сили

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

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (5)$$

де  $Q$  – розрахункове поперечне зусилля в плиті над головною балкою;  $Q_b$  – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу;  $Q_w^r$  – зусилля, яке сприймає горизонтальна арматура.

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (6)$$

де  $m$  – коефіцієнт умов роботи для спрощення розрахунку приймаємо  $m = 1,3$ ,  $c = h_0'$  відповідно до [4, п. 3.79] для ненапруженої арматури з нахилом перерізу до вертикалі  $45^\circ$ ,  $b = 1 \text{ м}$  – ширина полюси.

У випадку якщо умова (6) не виконується приймаємо



$$Q_b = mR_{br}bh_0,$$

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

де  $A_w^r = A_s + A_s'$  – площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз.

Якщо умова (5) виконується – міцність перерізу над прогоном за поперечною силою забезпечена бетоном без поперечного армування. В іншому випадку необхідно збільшити товщину плити.

### Тріщиностійкість плити проїзної частини на стадії експлуатації

Розрахунок ведемо за II групою граничних станів на дію нормативних моментів. Плита відноситься до III категорії тріщиностійкості. Тому треба виконати розрахунок тільки на розкриття тріщин, граничне значення ширини розкриття тріщин приймаємо таким, що дорівнює  $\Delta_{cr} = 0,02\text{см}$ .

#### *В середині прольоту*

Площа зони взаємодії арматури із бетоном:

$$A_r = b \cdot \left( a'_b + \frac{d}{2} + 6 \cdot d \right), \quad (7)$$

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

Радіус армування:

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d}, \quad (8)$$

де  $\beta=1$  – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном [4, п. 3.110, т. 3.24] для стержневої арматури;  $n$  – число арматурних елементів з однаковим діаметром;  $d$  – діаметр одного стержня.

Коефіцієнт розкриття тріщин



$$\varphi = 1,5\sqrt{R_r} . \quad (9)$$

Висота стисненої зони перерізу плити:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b} . \quad (10)$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h_f - a'_b - \frac{d}{2} . \quad (11)$$

Напруження в розтягненій арматурі

$$\sigma_s = \frac{M_{np}^H}{A_s (h_0 - 0,5 \cdot x)} , \quad (12)$$

$M_{np}^H$  – нормативний момент в середині прольоту плити.

Ширина розкриття тріщин для арматури класу А-III:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \varphi < \Delta_{cr} = 0,02 \text{ см} . \quad (13)$$

Якщо умова не виконується необхідно збільшити кількість арматури в нижній зоні.

### ***Над головною балкою***

Площа взаємодії арматури з бетоном визначається для  $a''_b = 0,05$  м згідно (7), радіус армування згідно (8), коефіцієнт розкриття тріщин (9) для арматурних стержнів в розтягненій зоні над прогоном. Висота стисненої зони перерізу плити над прогоном згідно (10) для  $A'_s$ . Робоча висота перерізу для  $a''_b = 0,05$  м (11). Напруження в розтягненій арматурі для нормативного моменту над опорою  $M_{on}^H$  (12). Перевіряємо



умову (13) для розтягнутої верхньої зони над прогоном. Якщо умова тріщиностійкості не виконується збільшуємо кількість арматури в верхній зоні.

## 4. ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

### Постійні навантаження

Постійні навантаження з повної ширини прогонової будови на 1 метр її довжини визначається вагою конструктивних елементів, розрахунок яких виконуємо в табличній формі (табл. 4). При цьому прийнято, що коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1,0$ .

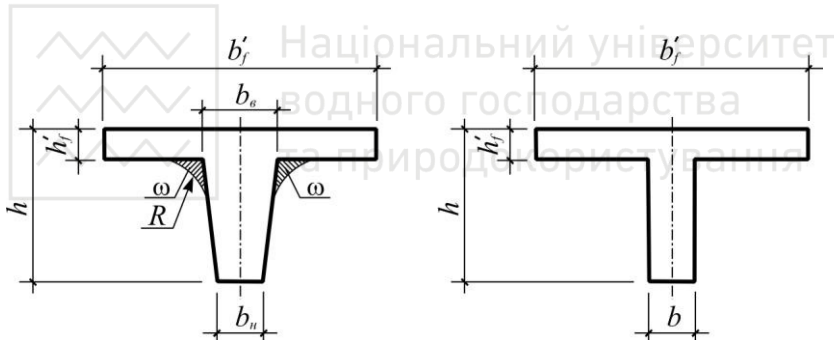


Рис.8 . Схема до визначення розмірів приведенного перерізу

Приведена товщина стінки  $b$  та приведена товщина верхньої полиці  $h'_f$  для рис. 8 буде

$$b = \frac{b_n + b_g}{2}; \quad h'_f = h_f + \frac{\omega}{0,5 \left( b'_f - b \right)}$$

У нашому випадку

$$b = \frac{b_n + b_g}{2}; \quad h'_f = h_f .$$



Таблиця 4.

Постійне навантаження з повної ширини  
прогонової будови на Іп.м.

Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f$	Розрахункове значення, кН/м
Асфальтобетонне покриття $\delta_{a.b.} \cdot \gamma_{a.b.} \cdot \Gamma + 2 \cdot \delta_{a.b.T} \cdot \gamma_{a.b.} \cdot b_T$ $\delta_{a.b.} = 8,0 \text{ см}, \gamma_{a.b.} = 23 \text{ кН/м}^3$	$q_{a.b.}^H$	1,5	$q_{a.b.}$
Захисний шар з піщаного асфальтобетону $\delta_{z.s.} \cdot \gamma_{p.b.} \cdot \Gamma + 2 \cdot \delta_{z.s.} \cdot \gamma_{p.b.} \cdot b_T$ $\delta_{z.s.} = 4,0 \text{ см}, \gamma_{p.b.} = 20 \text{ кН/м}^3$	$q_{z.s.}^H$	1,3	$q_{z.s.}$
Гідроізоляція $\delta_g \cdot \gamma_g \cdot \Gamma + 2 \cdot \delta_g \cdot \gamma_g \cdot b_T$ $\delta_g = 0,5 \text{ см}, \gamma_g = 15 \text{ кН/м}^3$	$q_g^H$	1,3	$q_g$
Перильна огорожа тротуарів $q_{po} \cdot 2$	$q_{po}^H$	1,1	$q_{po}$
Бар'єрна огорожа проїзної частини $q_{bo} \cdot 2$	$q_{bo}^H$	1,1	$q_{bo}$
Тротуарна з/б плита	$q_{pl}^H$	1,1	$q_{pl}$
Разом II частина постійного навантаження:	$q_{II}^H = \sum q_i^H$		$q_{II} = \sum q_i$
Власна вага головних балок $A_{np} = 2,643 \text{ м}^2, \gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ $(2,643 \cdot 25 = 198,23 \text{ кН/м})$	$q_I^H$	1,1	$q_I$
Разом I-а та II-а частина постійного навантаження:	$q^H = q_I^H + q_{II}^H$		$q = q_I + q_{II}$





Довжина консолей полиці, яку вводять до розрахунку, має задовольняти вимогам [4], п. 3.58:

$$\frac{b'_f - b}{2} \leq 6h'_f; \quad \frac{b'_f - b}{2} \leq \frac{d}{2},$$

де  $d$  – відстань між стінками балок в чистоті.

Ширина ребра балки, приведена до прямокутника

$$b_f = \frac{b'_f + 2,4}{2} = 2,20 \text{ м.}$$

Площа приведенного перерізу

$$A_{np} = h'_f \cdot b'_f + h_f \cdot b_f = 4,75 \cdot 0,26 + 0,64 \cdot 2,2 = 2,643 \text{ м}^2,$$

$$h'_f = \frac{l_p}{2} + 2 + 2 \cdot 0,2.$$

Будемо вважати, що постійне навантаження розподіляється рівномірно між головними балками прогонової будови. Тоді на одну балку припадає

$$g_n = \frac{237,91}{3} = 79,30 \text{ кН/м}; \quad g = \frac{272,21}{3} = 90,74 \text{ кН/м}.$$

Постійне навантаження на 1 п.м. однієї балки	$g_n = 79,3 \text{ кН/м}$	$g = 90,74 \text{ кН/м}$
---	---------------------------	--------------------------

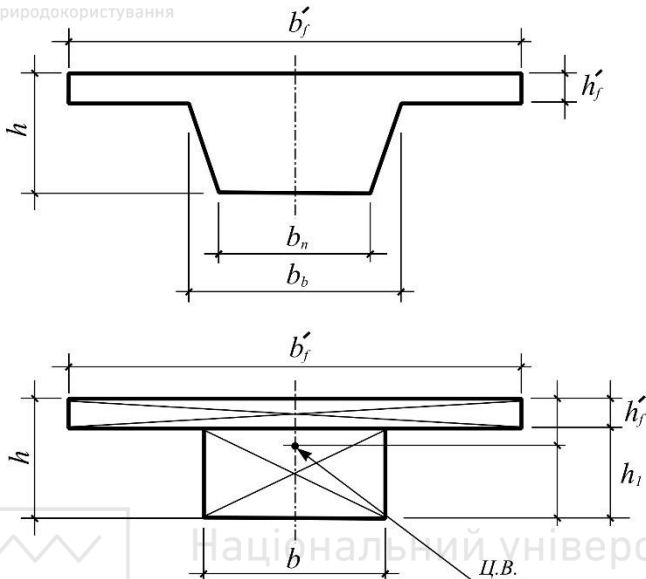


Рис. 9. Схема приведення реального перерізу до приведеного

### **Тимчасові навантаження**

Розглянемо два альтернативні випадки розміщення навантаження АК на проїзній частині:

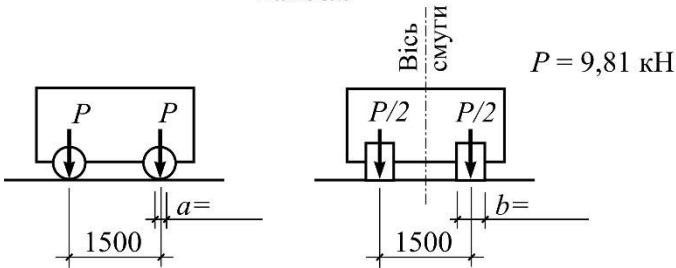
– перший (експлуатаційний) – передбачає найбільш невиконане розміщення встановленої кількості смуг навантаження АК по ширині проїзної частини за виключенням смуг безпеки. При цьому відстань від краю смуги безпеки до осі найближчої смуги навантаження повинно бути не менше 1,5м.

Для мостів з розділовою смугою шириною 3м і більше в рівні проїзної частини слід перевірити можливість використання у перспективі розділової смуги як додаткової смуги руху. Для мостів з розділовою смугою, яку відокремлено бордюрами, правила встановлення навантажень для проїзної частини кожного напрямку залишаються такими, як вказано вище;

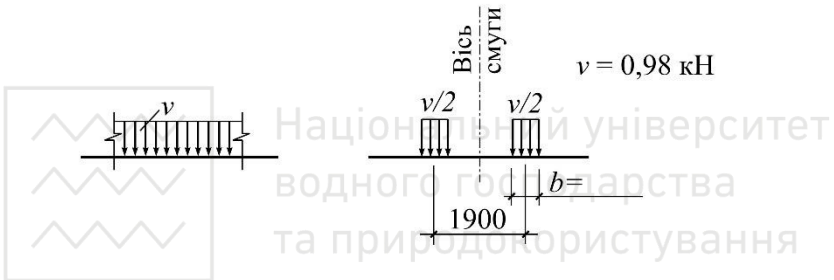


## Навантаження АК

### *Тандем*



### *Смугове навантаження*



## Навантаження НК-100

Загальна вага  
1000кН (100тс)

$P=250\text{кН}$  тиск на одну вісь

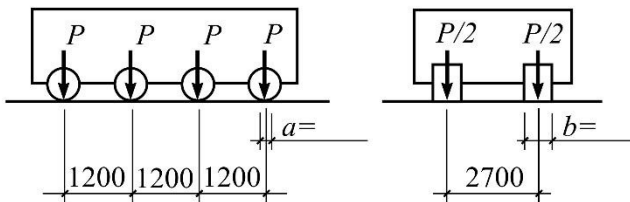


Рис. 10. Схеми тимчасових навантажень

– другий (ремонтний) – передбачас, що при не завантажених тротуарах тільки дві смуги навантаження розміщують у найбільш невідгідне положення по всій ширині їздового полотна, включно зі смугою безпеки (на мостах з однією смугою руху – тільки однією смугою



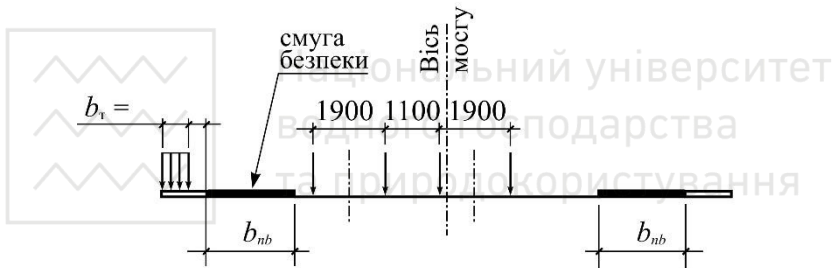
навантаження). При цьому осі крайніх смуг навантаження АК має бути встановлено не ближче 1,5м від грані проїзної частини (лінії, що розділяє проїзну частину і смугу безпеки) – в першому випадку і від межі їздового полотна – в другому.

Нормативне тимчасове навантаження на тротуари від дії натовпу слід приймати (п.2.27 [4]) у вигляді вертикального рівномірно розподіленого навантаження:

а) на пішохідні мости та тротуари міських мостів – 3,92кПа (400 кгс/м<sup>2</sup>);

б) на тротуари мостів (при розрахунках з урахуванням інших чинних навантажень) – 1,96 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>).

### Перший випадок завантаження А15+натовп



### Другий випадок завантаження А15

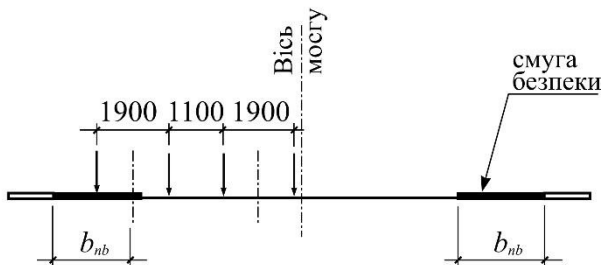


Рис. 11. Випадки розташування тимчасового навантаження АК



### Випадок завантаження НК-100

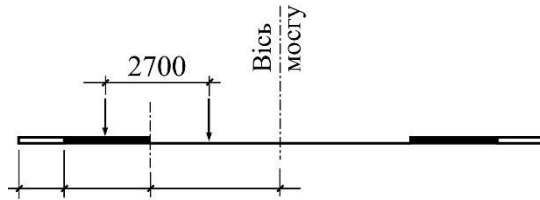


Рис. 12. Випадок розташування тимчасового навантаження НК

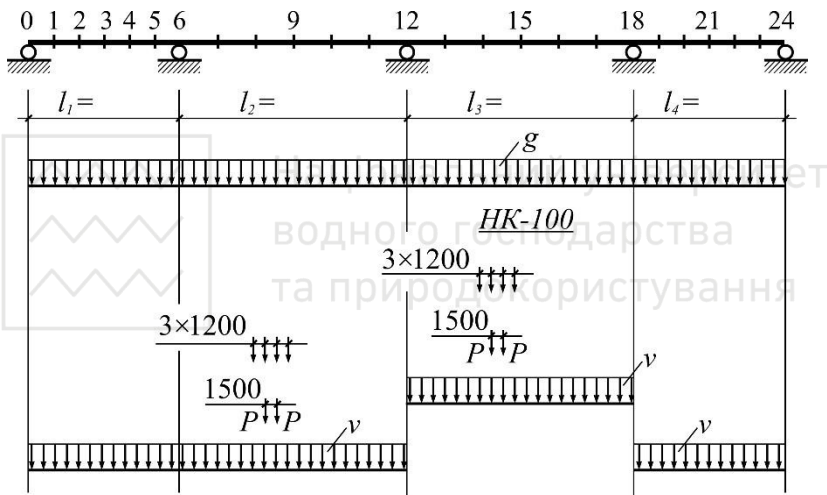


Рис. 13. Схеми завантаження нерозрізної балки тимчасовим та постійним навантаженнями

### Визначення моментів та поперечних сил в перерізах

Для отримання максимальних та мінімальних значень зусиль від дії тимчасового навантаження завантажуюємо окремо два сусідні середні прогони.

Інтенсивність навантаження на тротуарі від натопу шириною  $b_T$  приймається  $q_n = 1,96$  кПа (згідно п. 2.27 [4]).



Навантаження на вісь тандему А-15:

$$P = K \cdot 9,81 = 15 \cdot 9,81 = 147,15 \text{ кН}.$$

Інтенсивність смугового навантаження А-15:

$$v = K \cdot 0,981 = 15 \cdot 0,981 = 14,72 \text{ кН/м}.$$

Навантаження на вісь машини НК-100:  $P_{НК} = 250 \text{ кН}$ .

Коефіцієнти надійності за навантаженням:

- для тандему А15 –  $\gamma_{f,P} = 1,5$ ;
- для розподіленого смугового навантаження А15 –  $\gamma_{f,v} = 1,15$ ;
- для навантаження НК-100 –  $\gamma_{f,НК} = 1,0$ ;
- для натовпу на тротуарах при врахуванні з іншими навантаженнями –  $\gamma_{f,НК} = 1,2$ .

Динамічний коефіцієнт:

- для тандему А15 –  $(+\mu) = 1,3$ ;
- для розподіленого смугового навантаження А15 динамічний коефіцієнт не застосовується;
- для навантаження НК-100 –  $(+\mu) = 1,0$ .

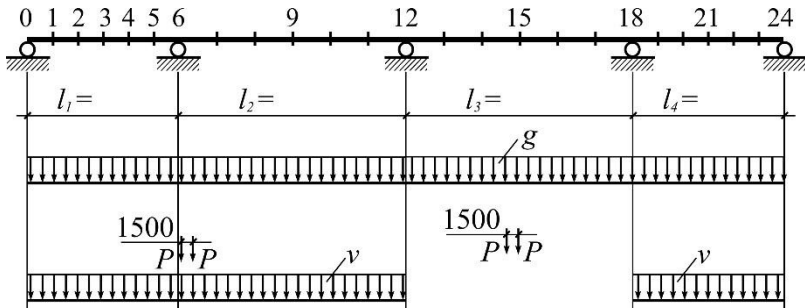


Рис. 14. Схема навантаження при визначенні поперечної сили від АК

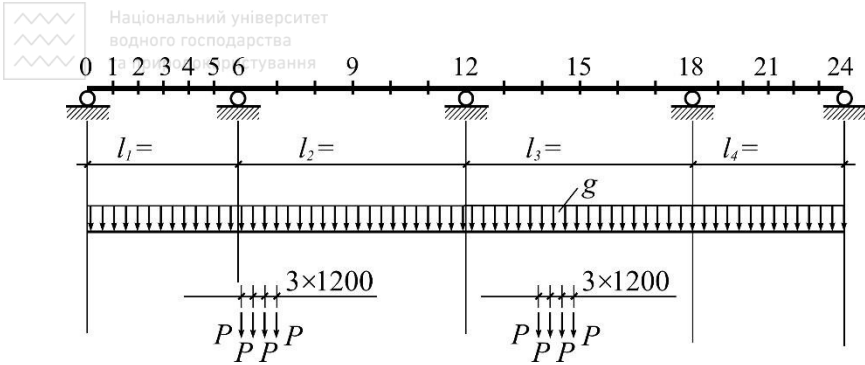


Рис. 15. Схема навантаження при визначенні поперечної сили від НК

Зводимо всі визначенні зусилля від постійного та тимчасового навантажень в дві таблиці 5, 6.

Таблиця 5.

Зведена таблиця зусиль в перетинах балки від нормативних навантажень

Зусилля	Від тандему А-15	Від смугового навантаження	Сумарне від тандему і смугового $S_{тлмч}$	Від НК-100 $S_{НК-100}$	Від постійного навантаження $S_{пост}$	Сумарне $S_{пост} + S_{тлмч}$
$M_{6,max}$						
$M_{6,min}$						
$M_{9,max}$						
$M_{9,min}$						
$Q_6$						



Таблиця 6.

Зведена таблиця зусиль в перетинах балки від розрахункових навантажень

Зусилля	Від тандему А-15	Від смугового навантаження	Сумарне від тандему і смугового $S_{тандем}$	Від НК-100 $S_{НК-100}$	Від постійного навантаження $S_{пост}$	Сумарне $S_{пост} + S_{тандем}$
$M_{6,max}$						
$M_{6,min}$						
$M_{9,max}$						
$M_{9,min}$						
$Q_6$						

## 5. РОЗРАХУНОК ПЕРЕРІЗІВ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ І ТА ІІ ГРУПИ

Нормальний переріз елементів, що згинаються, розраховують на міцність на всіх стадіях, а саме: стадії виготовлення, транспортування та експлуатації. Розрахунки носять перевіірочний характер. Спочатку задаються поперечним перерізом (опалубковими розмірами, армуванням) та матеріалами (фізико механічними характеристиками). Потім визначають граничний момент  $M_{зр}$ , який може витримати переріз і порівнюють його з максимальним моментом, що діє в перерізі. Має бути виконана умова  $M_{зр} \geq M_{max}$ .

Балки прогонувої будови виготовляються з монолітного бетону класу В35 з такими характеристиками:





- для розрахунків за I групою граничних станів  $R_b = 17,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$  ;
- для розрахунків за II групою граничних станів  $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$  ;
- сколювання при згині  $R_{b,sh} = 3,25 \text{ МПа}$  ;
- модуль пружності  $E_b = 34,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Розрахункові опори бетону при дії багаторазово прикладеного навантаження приймають з коефіцієнтом умов роботи  $m_{b1} = 0,768$ .

Робочу поздовжню арматуру приймаємо класу А-III з розрахунковим та нормативним опорами:  $R_s = 350 \text{ МПа}$ ,  $R_{sn} = 390 \text{ МПа}$ ,  $R_{sc} = R_s = 350 \text{ МПа}$ . Модуль пружності арматури класу А-III:  $E_s = 1,96 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Відношення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону класу В35

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} = 5,681.$$

*До розрахунку приймаємо переріз 9 в середині другого прогону.*

Найбільший розрахунковий згинальний момент від постійних та тимчасових навантажень береться з табл. 6 буде.

Розрахунок виконується для приведенного перерізу (Рис. 9 Схема приведення реального перерізу до приведенного). Висота перерізу –  $h = 0,9 \text{ м}$ , товщина ребра  $b = 2,2 \text{ м}$ , висота плити  $h_f = 0,26 \text{ м}$ . Для ширини стиснутої полки  $b_f$  має бути виконана умова  $b'_f \leq 12 \cdot h'_f + b$ . В нашому випадку

$$12 \cdot h'_f + b = 12 \cdot 0,26 + 2,2 = 5,32 \text{ м} > b'_f = 4,75 \text{ м},$$

отже умову виконано.

Приймаємо робочу висоту перерізу



$$h_0 = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м.}$$

Орієнтовну кількість розтягнутої арматури нижньої зони отримуємо з формули

$$A_s = 1,1 \frac{M}{R_s \cdot \eta_0 - 0,5 \cdot h'_f}$$

Приймаємо ... стрижнів  $\varnothing$ ...мм, площа одного стрижня  $A_s = \dots \text{см}^2$ . Тоді площа прийнятої арматури буде  $A_s = \dots \text{см}^2$ .

Арматуру розтушовуємо у нижній зоні балки групами по два стрижні. Захисний шар бетону приймаємо  $a_s = 3 \text{ см}$  (у відповідності до [4] табл.3.26). Схему розташування арматури для нижнього поясу балки наведено на рис. 16.

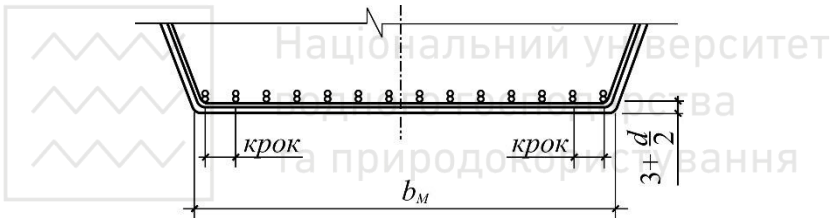


Рис. 16. Схема розташування арматури для нижнього поясу балки

Знаходимо центр ваги розтягнутої арматури відносно нижньої грані балки. Для цього відшукуємо статичний момент розтягнутої арматури відносно нижньої грані балки

$$S = A_{s,1} \cdot \left( a_s + \frac{d}{2} \right) + A_{s,2} \cdot \left( a_s + \frac{d}{2} + d \right) \text{ см}^3,$$

де  $A_{s,1}$  і  $A_{s,2}$  – площа арматури відповідно першого та другого ряду арматури;  $a_s = 3 \text{ см}$  – захисний шар бетону;  $d = \dots \text{см}$  – діаметр стрижня робочої арматури.

Відстань від центра ваги розтягнутої арматури до нижньої грані балки буде



$$y_{н.з.} = \frac{S}{A_s} \text{ см.}$$

Тоді робоча висота

$$h_0 = h - y_{н.з.} \text{ см.}$$

Далі необхідно визначити висоту стиснутої зони бетону. Її знаходимо з рівняння проєкцій всіх сил, що діють в поперечному перерізі балки на горизонтальну вісь. Визначаємо висоту стиснутої зони, припускаючи, що нейтральна вісь проходить в ребрі балки:

$$R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x + R_b \cdot (b_f - b) \cdot h'_f.$$

Тоді



$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot (b_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b}$$

Якщо  $x < 0$  то нейтральна вісь проходить в плиті

$$R_s \cdot A_s = R_b \cdot b'_f \cdot x.$$

Звідси отримуємо

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} \text{ см.}$$

Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{x}{h_0}.$$

Знаходимо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону. При армуванні без попереднього напруження відповідний вираз має вигляд

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$



де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,5 = 0,71$  – для  
тяжкого бетону;  $R_b = 17,5$  МПа розрахунковий опір бетону  
стисненню, величина  $R_b$  підставляється в МПа

Відносна висота стиснутої зони бетону перерізу,  
який проектується, має бути менше граничного значення  
відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{x}{h_0} < \xi_R.$$

Знаходимо згинальний момент  $M_{zp}$ , що може сприйняти  
даний поперечний переріз

$$M_{zp} = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \text{кНм.}$$

Максимальний момент, що діє в перерізі береться з табл. 6.

$$M_{zp} = 6242 \text{кНм} > M_{\max}.$$

Умову виконано, міцність перерізу по згинальному  
моменту забезпечено.

### Розрахунок балки на міцність за поперечною силою

Даний розрахунок проводимо для опорного перерізу,  
де діє найбільша поперечна сила. Максимальну поперечну  
силу вибираємо з табл. 6.

Для залізобетонних елементів з поперечною  
арматурою повинна дотримуватись умова забезпечення  
міцності по стиснутому бетону між похилими тріщинами [4]  
п.3.77:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

де:  $\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w$  при розміщенні хомутив нормально до  
поздовжньої осі  $\varphi_{w1} \leq 1,3$ , де  $\eta = 5$  – при хомутах, нормальних  
до поздовжньої осі елемента;  $\eta = 10$  – теж, нахилених під кутом  
45°;  $n = 5,681$  – відношення модулів пружності арматури і  
бетону, визначене згідно з п. 3.47 [4].



Приймаємо поперечну арматуру класу А-III  $\varnothing 10\text{мм}$  з площею  $A_{sw1} = 0,785\text{см}^2$  і з кроком арматури  $S_w = 0,15\text{ м}$  при опорній ділянці довжиною  $1/4 \cdot l$ , яка відраховується від осі опори [4] п.3.143.

Враховуючи, що хомути в поясах балок мають охоплювати ширину пояса не більше  $50\text{см}$  і поєднувати не більше п'яти розтягнутих стрижнів [4] п.3.145, приймаємо п'ять віток хомутив з площею  $A_{sw} = 5 \cdot 2 \cdot A_{sw1} = 7,85\text{ см}^2$ .

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{7,85 \cdot 10^{-4}}{2,2 \cdot 0,15} = 0,0024.$$

Тоді

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,681 \cdot 0,0024 = 1,068.$$

Коефіцієнт  $\varphi_{b1}$  визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,001 \cdot 17,5 = 0,9825,$$

в якій розрахунковий опір  $R_b$  приймається в МПа.

$$Q = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 =$$

$$= 0,3 \cdot 1,068 \cdot 0,9825 \cdot 17,5 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,839 = 10168 \text{ кН}$$

Якщо  $Q = 10168 \text{ кН} > Q_{max}$ , то умову виконано.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури за умовою

$$Q_{max1} \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,839 = \\ = 1273,6 \text{ кН} > Q_{max}.$$

Якщо умова не виконується. Поперечна арматура добирається за розрахунком.

Зусилля, що сприймають хомути з одиниці довжини буде

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{255 \cdot 10^3 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 1334,5 \text{ кН/м},$$

де  $R_{sw}$  – розрахунковий опір розтягу поперечної арматури для граничних станів першої групи при розрахунку похилих перерізів на дію поперечної сили  $Q$ . У відповідності до [4]



п.3.40 має бути для арматури класу А-III  $R_{sw} = m_{a4} \cdot R_s = 0,8 \cdot 265 \text{ МПа} = 212 > 255 \text{ МПа}$  ( $m_{a4} = 0,8$  – коефіцієнт умов роботи розтягнутої поперечної стрижневої арматури у похилих перерізах для розрахунків на дію поперечної сили), тому приймаємо  $R_{sw} = 255 \text{ МПа}$ .

Довжина проекції небезпечного похилого перерізу на вісь елемента буде

$$C = \sqrt{\frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_w}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,839^2}{1334,5}} = 1,63 \text{ м}$$

Несна здатність похилого перерізу при дії поперечної сили перевіряється за умовою [4] п.3.78:

$$Q \leq \sum R_{sw} \cdot A_{si} \cdot \sin \alpha + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b,$$

де  $\sum R_{sw} \cdot A_{si} \cdot \sin \alpha$ ,  $\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$  – суми проекцій зусиль усієї перетнутої ненапруженої (похилої і нормальної до поздовжньої осі елемента) арматури при довжині проекції перерізу  $C$  (що не перевищує  $2h_0$ ), в нашому випадку похилу арматуру не враховуємо;  $Q_b$  – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу й обумовлене формулою

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

де  $m$  – коефіцієнт умов роботи не менше 1,3 та не більше 2,5.

Порівнявши ліву та праву частини виразу

для  $Q_b$ , можна сказати, що  $m \geq \frac{2 \cdot h_0}{C} = \frac{2 \cdot 0,839}{1,63} = 1,03$ ,

що менше 1,3, тобто ліва частина буде завідомо менше правої, тому:

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} = \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,839^2}{1,63} = 2185,2 \text{ кН.}$$

$$\sum R_{sw} \cdot A_{sw} = q_{sw} \cdot C = 1334,5 \cdot 1,63 = 2175,2 \text{ кН,}$$



а несна спроможність перерізу за поперечною силою буде

$$Q = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b =$$

$$= 2175,2 + 2185,2 = 4360,4 \text{ кН} > Q_{max} = 1621,35 \text{ кН.}$$

Умову виконано, міцність перерізу по поперечній силі забезпечено.

### Розрахунок балки на тріщиностійкість

Розрахунок виконується на стадії експлуатації. Балка належить до категорії вимог за тріщиностійкістю 3в [4] п.3.95 табл.3.22 (елементи мостів і труб всіх призначень з ненапруженою арматурою). Гранична ширина розкриття тріщин  $\Delta_{cr} = 0,03\text{см}$ .

Ширина розкриття тріщин перевіряється за умовою:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_S}{E_S} \cdot \psi \leq \Delta_{cr},$$

де  $\sigma_S$  – напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів повздожньої арматури;  $E_S$  – модуль пружності арматури класу А-III;  $E_S = 1,96 \cdot 10^5$  МПа;

$$\sigma_S = \frac{M_n}{A_s \cdot z} \cdot \frac{x - y_{н.з.1}}{x - y_{н.з.}} \leq \text{МПа},$$

де  $z = h - 0,5 \cdot x - y_{н.з.} = 90 - 0,5 \cdot 9,5 - 6,2 = 79,05\text{см}$  – плече внутрішньої пари;  $x, y_{н.з.}$  – висота стиснутої зони і відстань від центра ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані, ці величини можна прийняти з розрахунку на міцність;  $y_{н.з.1} = a_s + d/2 = 3 + 3,2 = 4,6\text{см}$  – відстань від центра ваги найбільш розтягнутого ряду арматури (нижнього) до розтягнутої грані балки;

$\psi$  – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону



розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента, а також вплив ступеня насичення арматурою бетону розтягнутої зони) і приймається за [4] п. 3.109. Для гладкої стрижневої арматури та для арматурних пучків з гладкого дроту він дорівнює  $\psi = 0,35 \cdot R_r$ , а для стрижневої арматури періодичного профілю і канатів він дорівнює  $\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R_r}$ , ( $R_r$  треба підставляти в см).

При розрахунку ширини нормальних тріщин радіус армування визначається за формулою

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d},$$

де  $A_r$  – площа зони взаємодії для нормального перерізу, прийнята обмеженою зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії  $r = 6d = 6 \cdot 3,2 = 19,2$  см, (рис. 18) цей радіус слід відкладати від крайнього найближчого до нейтральної осі ряду стрижнів, в напрямку до нейтральної осі. Якщо в крайньому ряді встановлено менше ніж половина площі арматури кожного з інших рядів, то  $r$  слід відкладати від передостаннього ряду з повною кількістю стрижнів.

$$A_r = \frac{2 + 2,169}{2} \cdot 0,27 = 0,56 \text{ м},$$

де:

$\beta = 0,85$  – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном згідно з [4] табл. 3.24;

$n = 28$  – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром  $d$ ;

$d = 3,2$  см – діаметр одного стрижня (включаючи випадки розташування стрижнів у групах).

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} = \frac{0,56}{0,85 \cdot 28 \cdot 0,032} = 0,735 \text{ м}.$$



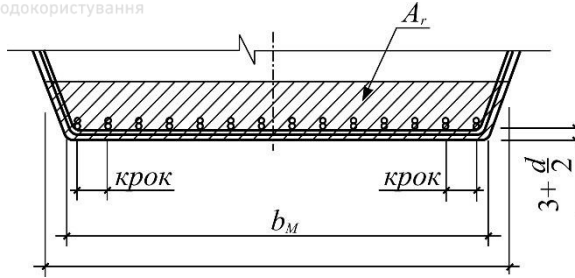


Рис. 18. Схема для визначення площі зони взаємодії

Тоді

$$\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R_r} = 1,5 \cdot \sqrt{73,5} = 12,85 \text{ см.}$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \psi = \frac{174,8}{1,96 \cdot 10^5} \cdot 12,85 = 0,0115 \leq \Delta_{cr} = 0,03 \text{ см.}$$

Умову виконано.



## ЛІТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов / Беленя Е. И. и др. М.: Стройиздат, 1986. 560 с.
2. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, 2009. 48 с.
3. ДБН В.1.2-15:2009. Мости та труби навантаження і впливи, 2009. 83с.
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.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, 2014. 199 с.
6. Розрахунки і проектування мостів: том.1 : навч. посібник / Загора О., Каплинський Д., Корнієв М., Корецький А., Лантух-Лященко А., Медведєв К., Снитко В., Тодірка В. К.: НТУ. 2007. 337 с.
7. Мосты и сооружения на дорогах: учеб. для вузов: часть 1 / Саламахин П.М., Воля О.В., Лукин Н.П. и др. М.: Транспорт, 1991. 344 с.
8. Мосты и сооружения на дорогах: учеб. для вузов: часть 2 / Саламахин П.М., Воля О.В., Лукин Н.П. и др. М.: Транспорт, 1991. 448 с.



Коефіцієнти  $\xi$ ,  $\eta$  та  $\alpha_0$

$\xi$	$\eta$	$\alpha_0$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_0$
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



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

$\xi$	$\eta$	$\alpha_0$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_0$
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



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

## Сортамент стрижневої і дрютяної арматури

Номі- нальний діаметр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стрижнів									Маса, кг/м	Прокатні діаметри арматури класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	A-III
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,635	0,055	-	-	-
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,099	-	-	-
5	0,198	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,76	0,154	-	-	-
6	0,283	0,570	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+
16	2,011	4,02	6,08	8,04	10,05	12,06	16,08	18,10	18,10	1,578	+	+	+
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	+
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+	+
22	3,801	7,60	11,40	15,20	18,00	22,91	26,61	31,41	34,21	2,984	+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+	+
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+	+
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	6,99	+	+	+
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,1	9,87	+	+	+