

**БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**для виконання розрахунково-графічних робіт  
та курсових проектів з дисципліни**

***«УЛАШТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ ІНЖЕНЕРНИХ  
СПОРУД ЗАЛІЗНИЦЬ»***

**Харків – 2014**

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри будівельних матеріалів, конструкцій

та споруд 18 жовтня 2011 р., протокол № 2.

Призначено для студентів спеціальності "Залізничні споруди та колійне господарство" денної форми навчання.

Укладачі:

доц. А.В. Никитинський,  
асист. О.А. Дудін

Рецензент

доц. Д.О. Потапов

## МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

для виконання розрахунково-графічних робіт  
та курсових проектів з дисципліни  
*«УЛАШТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД  
ЗАЛІЗНИЦЬ»*

Відповідальний за випуск Беляєв В.О..

Редактор Ібрагімова Н.В.

---

Підписано до друку 25.11.11 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 3,0. Тираж 50. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Українська державна академія залізничного транспорту,  
61050, Харків-50, майдан Фейєрбаха, 7.  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2874 від 12.06.2007 р.

УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО  
ТРАНСПОРТУ

**Кафедра "Будівельні матеріали, конструкції та споруди"**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

з дисципліни "Улаштування та експлуатація інженерних споруд залізниць" для студентів спеціальності "Залізничні споруди та колійне господарство" денної форми навчання для виконання розрахунково-графічних робіт та курсових проектів

Харків 2014

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри "Будівельні матеріали, конструкції та споруди" 18 жовтня 2011 р., протокол № 2.

Укладачі:

доц. А.В. Никитинський,  
асист. О.А. Дудін

Рецензент

доц. Д.О. Потапов

## ЗМІСТ

	Вступ .....	6
1	Визначення вантажопідйомності залізобетонних балочних прогонових будов з ненапруженою арматурою .....	7
2	Плита баластного корита .....	8
2.1	Розрахункові схеми плити баластного корита. Характерні перерізи .....	8
2.2	Нормативні навантаження та коефіцієнти .....	11
2.3	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів .....	16
2.4	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності похилих перерізів .....	20
2.5	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості бетону .....	21
2.6	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості арматури .....	25
2.7	Класи плити баластного корита за обмеженням міцності та витривалості .....	25
2.8	Клас плити баластного корита .....	26
3	Головна балка .....	26
3.1	Розрахункова схема головної балки. Характерні перерізи лінії впливу згинальних моментів і поперечних сил .....	26
3.2	Нормативні навантаження та коефіцієнти .....	28
3.3	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів .....	30
3.4	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності похилих перерізів .....	34
3.5	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості бетону .....	36
3.6	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості арматури .....	38
3.8	Клас головної балки за обмеженнями міцності та витривалості .....	38
3.8	Класи головної балки в характерних перерізах .....	39

4	Визначення вантажопідйомності металевих балочних прогонових будов .....	39
4.1	Конструкція експлуатованої металевої прогонової будови .....	39
4.2	Балки проїзної частини. Головні балки .....	44
4.2.1	Розрахункові схеми балок. Характерні перерізи. Лінії впливу згинальних моментів і поперечних сил .....	44
4.2.2	Нормативні навантаження та коефіцієнти .....	46
4.2.3	Геометричні характеристики поперечних перерізів ...	48
4.2.4	Допустимі тимчасові навантаження за обмеженням міцності .....	49
4.2.5	Допустимі тимчасові навантаження за обмеженням стійкості .....	52
4.2.6	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості .....	54
4.3	Класи балок за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості .....	56
4.4	Класи балок у характерних перерізах .....	56
4.5	Елементи головних ферм .....	56
4.5.1	Розрахункова схема ферми. Лінії впливу повздовжніх сил .....	56
4.5.2	Нормативні навантаження та коефіцієнти .....	57
4.5.3	Геометричні характеристики поперечних перерізів ...	57
4.5.4	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженнями міцності .....	58
4.5.5	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженнями стійкості .....	61
4.5.6	Допустиме тимчасове навантаження за обмеженнями витривалості .....	62
4.6	Класи елементів за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості .....	62
4.7	Класи елементів головної ферми .....	62
5	Класифікація рухомого складу за впливом на мости ..	63
5.1	Характеристика рухомого складу .....	63
5.2	Еквівалентне навантаження від рухомого складу для плити баластного корита .....	64
5.3	Еквівалентне навантаження від рухомого складу для головної балки залізобетонної прогонової будови ....	66

5.4	Еквівалентне навантаження від рухомого складу для елементів металевій прогонової будови .....	66
5.5	Клас навантаження для плити баластного корита .....	67
5.6	Клас навантаження для головної балки залізобетонної прогонової будови .....	68
5.7	Клас навантаження для елементів металевій прогонової будови .....	69
6	Визначення умов пропускання поїздів по залізничних мостах .....	69
6.1	Умови пропускання поїзного навантаження по залізобетонній прогоновій будові .....	69
6.2	Умови пропускання поїзного навантаження по металевій прогоновій будові .....	70
	Список літератури .....	71
	Додаток А .....	72
	Додаток Б .....	73
	Додаток В .....	74
	Додаток Г .....	75
	Додаток Д .....	76

## ВСТУП

На залізничному транспорті інженерні споруди влаштовуються при перетині залізничними лініями тих чи інших перепон, як, наприклад, річки, канали, яри, гірські хребти, та інших транспортних магістралей [1, 2].

До інженерних споруд належать мости, шляхопроводи, естакади, віадуки, акведуки, тунелі, галереї, водопропускні труби під насипами, лотки, підпірні стіни, фільтруючі насипи та інші. Серед наведених найбільш розповсюдженими та складними є мостові конструкції.

Споруда, яка забезпечує пропускання транспортної магістралі над перепорою називається мостом. Міст складається з опор і прогонових будов, які перекривають простір між опорами.

Мости за довжиною прийнято поділяти на малі – до 25 м, середні – від 25 до 100 м, великі – більше 100 м.

Залізничні мости – споруди довгострокової експлуатації, повинні мати високу експлуатаційну надійність. Питання її оцінки є найважливішими при експлуатації мостів, особливо з урахуванням дефектів, які виникають під час експлуатації або при підвищенні швидкостей руху. Основним фактором з оцінки експлуатаційної надійності є визначення вантажопідйомності усіх елементів моста.

Дані методичні вказівки присвячено основним питанням, пов'язаним з забезпеченням високої експлуатаційної надійності залізничних мостів.



# **1 ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З НЕНАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ**

Визначення вантажопідйомності залізобетонних балочних прогонових будов може виконуватися як за групами граничних станів, так і за методом класифікації, який використовується для залізничних балочних прогонових будов.

У цих методичних вказівках використовується спосіб визначення вантажопідйомності за опалубними та арматурними кресленнями прогонової будови.

## ***Конструкція експлуатованої залізобетонної прогонової будови***

Для проведення розрахунку прогонової будови потрібно встановити її конструктивні розміри та розташування арматури, які вказані на опалубних та арматурних кресленнях. Для типових прогонових будов опалубні та арматурні креслення приймають з відповідних типових проектів.

На опалубних кресленнях вказуються всі повздовжні розміри та розміри поперечних перерізів.

На арматурних кресленнях вказують діаметр і розташування арматури з відповідною прив'язкою до опалубних креслень.

Для визначення дійсного технічного стану прогонової будови виконують її обстеження, під час якого визначають відповідність геометричних розмірів типовому проекту або виконавчій документації та дефекти, які впливають на вантажопідйомність прогонової будови.

У результаті обстеження залізобетонного моста складається: картка обстеження залізобетонної прогонової будови; опалубне креслення; арматурне креслення; схема дефектів прогонової будови.

Дані обстеження включають такі показники: тип прогонової будови, її повна довжина та розрахунковий прогін, класи бетону та арматури, товщина шару баласту під шпалою та зміщення осі колії на обох кінцях прогонової будови.

На схемі дефектів вказують місце розташування та характер дефектів, які були виявлені при обстеженні і які необхідно враховувати при розрахунках прогонової будови. Приклад оформлення креслення залізобетонної прогонової будови наведено в додатку А.

Для зручності розрахунків прогонову будову поділяють на елементи – плита баластного корита та головна балка (плита). Ці елементи розраховуються окремо, а за їх результатами визначаються умови пропускання рухомого складу по даному залізничному мосту.

## **2 ПЛИТА БАЛАСТНОГО КОРИТА**

### **2.1 Розрахункові схеми плити баластного корита. Характерні перерізи**

У якості розрахункової схеми зовнішньої і внутрішньої консолей плити баластного корита [5] – перший елемент прогонової будови – призначається консоль, яка розміщена поперек осі моста, з защемленням у головній балці або головній плиті (рисунок 2.1). Ширина поперечного перерізу вказаних балок приймається рівною 100 см вздовж осі моста. Висота поперечного перерізу приймається рівною товщині плити баластного корита в перерізі, який розглядається (рисунок 2.1, 2.2).

Характерними перерізами вважаються: для консольної частини плити баластного корита:

- перерізи в місцях мурування плити;
- перерізи, де мають місце обриви арматури;
- перерізи, де різко змінюються розміри конструкції;
- перерізи, які мають дефекти, що впливають на вантажопідйомність конструкції.

Рисунок 2.1 – Конструкція та розрахункова схема плити  
баластного корита для ребристої  
прогонової будови

Рисунок 2.2 – Конструкція та розрахункова схема плити  
баластного корита для плитної прогонової  
будови

## 2.2 Нормативні навантаження та коефіцієнти

Плита баластного корита розраховується на дію постійних і тимчасових навантажень.

### *Постійні навантаження*

#### *Для зовнішньої консолі:*

- від ваги перил –  $F_1 = 0,7$  кН;
- від ваги тротуару з консолями –  $F_2 = 1,5$  кН,
- від ваги зовнішнього борту баластного корита, кН,

$$F_{31} = \rho_{\text{жб}} \times 100 \times A_{\text{б1}}, \quad (2.1)$$

де  $\rho_{\text{жб}} = 25 \times 10^{-6}$  кН/см<sup>3</sup> – об'ємна вага залізобетону;  
 $A_{\text{б1}}$  – площа перерізу зовнішнього борту, см<sup>2</sup>;

- від ваги плити баластного корита, кН/см,

$$F_{41} = \rho_{\text{жб}} \times A_{\text{ф1}} \times 100 / l_{\text{к1}}, \quad (2.2)$$

де  $l_{\text{к1}}$  – довжина зовнішньої консолі, см;  
 $A_{\text{ф1}}$  – площа перерізу зовнішньої консолі, см<sup>2</sup>;

$$A_{\text{ф1}} = \frac{(l_{\text{к1}} - R_{\text{с}}) \cdot (h_{\text{I1}} + h_{\text{I2}})}{2} + h_{\text{I2}} \cdot R_{\text{с}} + R_{\text{с}}^2 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right), \quad (2.3)$$

де  $R_{\text{с}}$  – радіус вута зовнішньої консолі;  
 $l_{\text{к1}}$  – розрахункова довжина консолі;  
 $h_{\text{I1}}$  – висота перерізу зовнішньої консолі плити баластного корита по торцю;  
 $h_{\text{I2}}$  – висота перерізу зовнішньої консолі на початку вута;

- від ваги баласту з частинами колії, кН/см,

$$F_{51} = \rho_B \times A_{\text{вп1}} \times 100 / l_B, \quad (2.4)$$

де  $\rho_B$  – об’ємна вага баласту з частинами колії,

$$\rho_B = 20 \times 10^{-6} \text{ кН/м}^3;$$

$l_B$  – відстань між внутрішньою гранню борту і зовнішньою гранню ребра (плити),

$A_{\text{вп1}}$  – площа перерізу баластної призми над зовнішньою консоллю,

$$A_{\text{вп1}} = 10,5 \cdot h_{B1} + (145,5 + l_{\text{БП}} - \frac{B}{2}) \cdot (h_{\text{ш}} + h_{B2} + h_B), \quad (2.5)$$

де  $h_{B1}, h_{B2}$  – висота зовнішнього і внутрішнього борту над поверхнею плити відповідно, см;

$l_{\text{БП}}$  – ширина плеча баластної призми, см;

$B$  – відстань між зовнішніми гранями ребер плит;

$h_{\text{ш}}$  – висота перерізу шпали; дерев’яної –  $h_{\text{ш}} = 18$  см, залізобетонної –  $h_{\text{ш}} = 19,5$  см.

### *Для внутрішньої консолі:*

- від ваги внутрішнього борту баластного корита, кН,

$$F_{32} = \rho_{\text{жб}} \times 100 \times A_{\text{б2}}, \quad (2.6)$$

де  $A_{\text{б2}}$  – площа перерізу внутрішнього борту, см<sup>2</sup>;

- від ваги плити баластного корита, кН/см,

$$F_{42} = \rho_{\text{жб}} \times A_{\text{п2}} \times 100 / l_{\text{к2}}, \quad (2.7)$$

де  $l_{\text{к2}}$  – довжина внутрішньої консолі плити, см.

$A_{\text{п2}}$  – площа перерізу внутрішньої консолі, см<sup>2</sup>;

$$A_{\text{п2}} = \frac{(l_{\text{к2}} - R_{\text{А}}) \cdot (h_{\text{І3}} + h_{\text{І4}})}{2} + h_{\text{І3}} \cdot R_{\text{А}} + R_{\text{А}}^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4}), \quad (2.8)$$

де  $R_B$  – радіус вуга внутрішньої консолі;  
 $h_{ПЗ}$  – висота перерізу внутрішньої консолі плити баластного корита по торцю;  
 $h_{П4}$  – висота перерізу внутрішньої консолі на початку вуга,  
 - від ваги баласту з частинами колії над внутрішньою консоллю, кН/см,

$$F_{52} = \rho_B \times A_{ВП2} \times 100 / l_{к2}, \quad (2.9)$$

де  $A_{ВП2}$  – площа перерізу баластної призми над внутрішньою консоллю,  $см^2$ ,  $A_{ВП2} = h_B \times l_{к2}$ .

Коефіцієнт надійності постійних навантажень, крім навантаження від ваги баласту з частинами колії, дорівнює  $\gamma_{f1} = 1,1$ .

Коефіцієнт надійності навантаження від ваги баласту з частинами колії, дорівнює  $\gamma_{f2} = 1,2$ .

Еталонне навантаження від плити баластного корита визначається залежно від товщини шару баласту під шпалою за таблицею 2.1.

Таблиця 2.1 – Еталонне навантаження для розрахунку плити баластного корита

Товщина шару баласту під шпалою, см	25	30	40	50	60	70	80	90	100
Значення еталонного навантаження, кН/см	0,273	0,271	0,267	0,263	0,262	0,261	0,260	0,258	0,257

Коефіцієнт надійності тимчасового навантаження дорівнює  $\gamma_{fv} = 1,15$ .

Динамічний коефіцієнт до еталонного навантаження для плити баластного корита визначається в залежності від товщини шару баласту під шпалою за таблицею 2.2.

Таблиця 2.2 – Динамічний коефіцієнт для розрахунку плити баластного корита

Товщина шару баласту під шпалою, см	25	50	75	100
Динамічний коефіцієнт $(1+\mu_e)$	1,50	1,43	1,33	1,27

Для проміжних значень товщини шару баласту динамічний коефіцієнт визначається за формулами:

$$\text{при } 25 \leq h_e \leq 50 \text{ см} \quad (1+\mu_e) = 1,50 - (h_e - 25) \times 0,0028,$$

$$\text{при } 50 \leq h_e \leq 75 \text{ см} \quad (1+\mu_e) = 1,43 - (h_e - 50) \times 0,0040,$$

$$\text{при } 75 \leq h_e \leq 100 \text{ см} \quad (1+\mu_e) = 1,33 - (h_e - 75) \times 0,0024.$$

Коефіцієнти, які враховують нерівномірне розподілення тиску на плиту, приймаються за таблицями 2.3, 2.4 для прогонової будови з двома головними балками.

Таблиця 2.3 – Коефіцієнт  $\eta_m$ .

Зміщення осі колії $e$ , см	Товщина шару баласту по осі моста під шпалами, см			
	25	50	75	100
Ділянка плити	Зовнішня консоль			
30	1,05	0,9	0,9	0,9
0	0,80	0,8	0,8	0,8
-30	0,80	0,8	0,8	0,8
Ділянка плити	Внутрішня консоль			
30	0,85	1,2	1,2	1,2
0	0,90	1,2	1,2	1,2
-30	1,10	1,4	1,4	1,4

При кількості головних балок 3 та більше коефіцієнт  $\eta_m = 1,5$  – для внутрішньої консолі.



Таблиця 2.4 – Коефіцієнт  $\eta_Q$ 

Зміщення вісі колії $e$ , см	Товщина шару баласту по осі моста під шпалами, см			
	25	50	75	100
Ділянка плити	Зовнішня консоль			
30	1,35	1,10	1,10	1,10
0	1,10	1,10	1,10	1,10
-30	1,10	1,10	1,10	1,10
Ділянка плити	Внутрішня консоль			
30	0,90	1,25	1,25	1,25
0	1,00	1,35	1,35	1,35
-30	1,10	1,45	1,45	1,45
При кількості головних балок 3 та більше коефіцієнт $\eta_Q = 1,5$ – для внутрішньої консолі.				

Коефіцієнт зменшення динамічного впливу тимчасового навантаження на плиту дорівнює:

$$\theta = 0,88667 \text{ при } h_e \leq 50 \text{ см,}$$

$$\theta = 0,88667 + 0,0006124(h_e - 50) \text{ при проміжних значеннях } h_e,$$

$$\theta = 0,91729 \text{ при } h_e \geq 100 \text{ см.}$$

Довжина розподіленого тимчасового навантаження на зовнішніх консолях:

- для першої балки

$$\Delta = \Delta' = \frac{l_w - B}{2} + e + h'_e; \quad (2.10)$$

- для другої балки

$$\Delta = \Delta'' = \frac{l_w - B}{2} - e + h''_e, \quad (2.11)$$

де  $l_{ш} = 270$  см – довжина шпали.

Якщо  $\Delta' > h'_e$  або , то потрібно приймати відповідно

$$\text{або } \Delta'' > l''_e,$$

де  $h'_e$ , - товщина шару баласту відповідно під лівим і правим кінцями шпали з урахуванням гідроізоляційного шару.

Довжина розподілення тиску від тимчасового навантаження поперек осі моста.

$$l_0 = B + \Delta' + \Delta'',$$

або 
$$l_0 = l_{ш} + h'_e + h''_e \quad (2.12)$$

при виконанні умови  $\Delta < l_B$ .

### **2.3 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів**

#### ***Геометричні характеристики поперечних перерізів. Розрахункові характеристики матеріалів***

Площа поперечного перерізу робочої повздовжньої розтягнутої арматури дорівнює, см,

$$A_s = \frac{n_s \cdot \pi \cdot d_s^2}{4}. \quad (2.13)$$

Площа поперечного перерізу стиснутої повздовжньої арматури дорівнює:

$$A'_s = \frac{n'_s \cdot \pi \cdot d_s'^2}{4}, \text{ см}; \quad (2.14)$$

де  $n_s$ ,  $n'_s$  – відповідно число стержнів арматури в розтягнутій

і стиснутих зонах перерізу, у типовому проекті – 7 і 4 стержні;

$d_s, d'_s$  – відповідно діаметри стержнів арматури в розтягнутій та стиснутій зонах, у типовому проекті – 1,2 і 0,8 см.

Відстань від найбільш розтягнутих волокон до центра тяжіння розтягнутої арматури дорівнює, см,

$$a_s = d_s / 2 + a_{з.ш.}, \quad (2.15)$$

і від найбільш стиснутих волокон до центра тяжіння стиснутої арматури, см,

$$a'_s = d'_s / 2 + a_{з.ш.}, \quad (2.16)$$

де  $a_{з.ш.}$  – товщина захисного шару арматури в плиті баластного корита,  $a_{з.ш.} = 2$  см.

Робоча висота поперечного перерізу плити баластного корита дорівнює, см,

$$h_0 = h - a_s. \quad (2.17)$$

Висоту стиснутої зони визначаємо без врахування стиснутої арматури (з врахуванням раковин та сколів в стиснутій зоні площею  $A_0$ ), см,

$$y_1 = \frac{R_s \cdot A_s + R_b \cdot A_0}{R_b \cdot b}, \quad (2.18)$$

і з врахуванням стиснутої арматури (з врахуванням раковин і сколів у стиснутій зоні), см,

$$y = y_2 = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot A_0}{R_b \cdot b}, \quad (2.19)$$

де  $R_s, R_{sc}, R_b, R_{bt}$  – розрахункові опори відповідно арматури розтягування та стиску (приймаються за таблицею Б.1 додатка Б), бетону – стиснення та розтягування, (приймаються за таблицею В.1 додатку В).

Виконується порівняння висот стиснутої зони з відстанню від центра стиснутої арматури до стиснутої грані перерізу та з подвійною тією самою відстанню.

Якщо  $y_1 \geq a'_s$  та  $y_2 > a'_s$ , то площа стиснутої арматури враховується повністю.

Якщо  $y_1 \geq a'_s$ , а  $y_2 < a'_s$ , то площа стиснутої арматури враховується з коефіцієнтом, що дорівнює

$$\delta = 1 - \frac{2 \cdot a'_s - y_2}{a'_s}. \quad (2.20)$$

При цьому ти  $0 \leq \delta \leq 1$ .

Якщо  $y_1 < a'_s$ , то приймається, що площа стиснутої арматури дорівнює нулю.

Відстань від центра тяжіння розтягнутої арматури до центра тяжіння площі ослаблення

$$a_0 = h_0 - \frac{A_0}{2 \cdot b}. \quad (2.21)$$

Розрахунок граничного значення відносної висоти стиснутої зони перерізу виконується за формулою:

$$\xi_y = \frac{0,85 - 0,08 \cdot R_b}{1 + 0,001 \cdot R_s \cdot (4,545 - 1,45 \cdot R_b)}. \quad (2.22)$$

Порівняння розрахованого значення відносної висоти стиснутої зони з граничним значенням.

Якщо  $y / h_0 > \xi_y$ , то потрібно прийняти  $y = \xi_y \times h_0$ .

**Зусилля від постійних навантажень**

Згинальний момент від постійних навантажень:

- для зовнішньої консолі, кН·см,

$$M_{1gl} = \gamma_{f1} \cdot (F_1 \cdot l_t + F_2 \cdot \frac{l_t + l_{\kappa_1}}{2} + F_3 \cdot \frac{l_{\kappa_1} + l_g}{2} + F_4 \cdot \frac{l_{\kappa_1}^2}{2}) + \gamma_{f2} \cdot F_5 \cdot \frac{l_g^2}{2}, \quad (2.23)$$

- для внутрішньої консолі, кН·см,

$$M_{1g2} = (\gamma_{f1} \cdot F_{42} + \gamma_{f2} \cdot F_{52}) \frac{l_{k2} - x \cdot l_{k2}}{2} + \gamma_{f1} \cdot F_{32}, \quad (2.24)$$

де  $x$  – відносна абсциса положення вершини лінії впливу.

### **Граничне зусилля**

Граничне значення згинального моменту в характерному перерізі консолі (з врахуванням ослаблення) розраховується за формулою, кН/см,

$$M_{1g1} = R_b \cdot b \cdot y \cdot \left( h_0 - \frac{y}{2} \right) + R_{sc} \cdot \delta \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) - R_b \cdot A_0 \cdot a_0. \quad (2.25)$$

При  $\delta < 0$  граничний згинальний момент розраховується за формулою

$$M_{1u} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a'_s). \quad (2.26)$$

Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів, кН/см)

- на відстані  $x$   $l_{k1}$  від защемлення зовнішньої консолі

$$v_{1(IIIM1)} = \frac{2 \cdot (M_{1u} - M_{1g1}) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \gamma_{fv} \cdot b \cdot (\Delta - x \cdot l_{k1})^2}; \quad (2.27)$$

- на відстані  $x$   $l_{k2}$  від защемлення внутрішньої консолі

$$v_{1(IIIM2)} = \frac{2 \cdot (M_{1u} - M_{1g2}) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \gamma_{fv} \cdot b \cdot (l_{k2} - x \cdot l_{k2})^2}. \quad (2.28)$$

## **2.4 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності похилих перерізів**

### **Зусилля від постійних навантажень**

Поперечна сила від постійних навантажень, кН.

Для характерного перерізу зовнішньої консолі плити з абсцисою  $x \cdot l_{k1}$ , яка відраховується від зовнішньої грані ребра:

$$Q_{1g1} = \gamma_{f1} \cdot (F_1 + F_2 + F_3 + F_4 \cdot (l_{k1} - x \cdot l_{k1})) + \gamma_{f2} \cdot F_5 \cdot (l_b - x \cdot l_{k1}), \quad (2.29)$$

- для перерізу внутрішньої консолі

$$Q_{1g2} = (\gamma_{f1} \cdot F_{42} + \gamma_{f2} \cdot F_{52}) \cdot \frac{l_p}{2} + \gamma_{f1} \cdot F_{32}. \quad (2.30)$$

### **Граничне зусилля**

Граничне значення поперечної сили в характерному перерізі консолі або ділянки між ребрами розраховується за формулою, кН,

$$Q_{1u} = 0,75 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.31)$$

Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності похилих перерізів, кН/см:

- для зовнішньої консолі

$$v_{1(PQ1)} = \frac{(Q_{1u1} - Q_{1g1}) \cdot l_0}{\eta_Q \cdot \gamma_{fv} \cdot b \cdot (\Delta - x \cdot l_{k1})}; \quad (2.32)$$

- для внутрішньої консолі

$$v_{1(PQ2)} = \frac{2 \cdot (Q_{1u2} - Q_{1g2}) \cdot l_0}{\eta_Q \cdot \gamma_{fv} \cdot b \cdot (l_{k2} - x \cdot l_{k2})}. \quad (2.33)$$

## 2.5 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості бетону

### *Геометричні характеристики поперечних перерізів. Розрахункові характеристики матеріалів*

Висота стиснутої зони бетону  $y'$ , см, характерних перерізів плити баластного корита з врахуванням ослаблення:

$$y' = -r + \sqrt{r^2 + S}, \quad (2.34)$$

де 
$$r = \frac{n' \cdot (A_S + A_S') - A_0}{b};$$

$$S = \frac{2 \cdot n' \cdot (A_S \cdot h_0 + A_S' \cdot a_S') - A_0 \cdot (h_0 - a_0)}{100}.$$

Момент інерції приведенного перерізу  $I_{red}$ , см<sup>4</sup> для тих самих перерізів плити з врахуванням ослаблення

$$I_{red} = \frac{b \cdot y'^3}{3} + n' \cdot A_S \cdot (h_0 - y)^2 + n' \cdot A_S' \cdot (y' - a_S')^2 - A_0 \cdot (y' + a_0 - h_0)^2, \quad (2.35)$$

де  $n'$  – умовне відношення модулів пружності арматури та бетону, приймаємо за таблицею 2.5 залежно від класу бетону.

Таблиця 2.5 – Умовне відношення модулів пружності арматури та бетону

Клас бетону	B20	B25	B30	B40
$n'$	25	22,5	20	15

### *Зусилля від постійних і тимчасових навантажень*

Згинальний момент від постійних навантажень, кН/см:

- у перерізі зовнішньої консолі

$$M'_{lg1} = F_1 \cdot l_t + F_2 \cdot \frac{l_t + l_{k1}}{2} + F_{31} \cdot \frac{l_{k1} + l_g}{2} + F_{41} \cdot \frac{l_{k1}^2}{2} + F_{51} \cdot \frac{l_g^2}{2}; \quad (2.36)$$

- у перерізі внутрішньої консолі

$$M'_{lg2} = (F_{42} + F_{52}) \cdot \frac{(l_{k2} - x \cdot l_{k2})^2}{2} + F_{32} \cdot x_{32}. \quad (2.37)$$

Згинальний момент від тимчасового навантаження в характерних перерізах плити баластного корита, кН/см:

$$M'_{iv} = \alpha_l \cdot \eta_M \cdot \theta \cdot b \cdot v_{n,min} \cdot \frac{l_a^2}{l_0}, \quad (2.38)$$

де  $\alpha_l$  – коефіцієнт розміщення розрахункового перерізу, якій дорівнює для зовнішньої і внутрішньої консолі плити 0,5.

$\eta_M$  – коефіцієнт, прийнятий за таблицею 2.3;

$\theta$  – коефіцієнт зменшення динамічного впливу тимчасового навантаження;

$b$  – ширина поперечного перерізу плити баластного корита, дорівнює 100 см;

$v_{n, min}$  – найменше значення допустимого тимчасового навантаження, отримане в розрахунках за обмеженнями міцності поперечних і похилих перерізів, визначених за формулами (2.27) та/або (2.32) для зовнішньої консолі і 2.28 та/або (2.33) для внутрішньої консолі;

$v_{n, min} = \min(v_{I(ПМi)}, v_{I(ПQi)});$

$l_a$  – довжина розподіленого тимчасового навантаження по плиті, см,

- для зовнішньої консолі  $(l - x \cdot l_{k1})$ ,

- для внутрішньої консолі  $(l_{k2} - x \cdot l_{k2})$ .

Коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень:

- для бетону



$$\rho_{bi} = \frac{M'_{gi}}{M'_{gi} + M'_{vi}}; \quad (2.39)$$

- для арматури

$$\rho_{si} = 0,3 \quad \text{при } 0 \leq \rho_{vi} \leq 0,2;$$

$$\rho_{si} = 0,15 + 0,8\rho_{\epsilon} \quad \text{при } 0,2 < \rho_{vi} \leq 0,75;$$

$$\rho_{si} = \rho_{\epsilon} \quad \text{при } 0,75 < \rho_{vi}.$$

Коефіцієнти розрахункових опорів, які залежать від коефіцієнтів асиметрії циклу напружень, приймаються за таблицями 2.6 і 2.7 для тих самих перерізів.

Таблиця 2.6 – Коефіцієнти  $\epsilon_{\rho bi}$

$\rho_{vi}$	$\leq 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
$\epsilon_{\rho bi}$	1,00	1,06	1,10	1,15	1,20	1,24

Таблиця 2.7 – Коефіцієнти  $\epsilon_{\rho si}$ .

Клас арматури	$\rho_{si}$							
	0	0,1	0,2	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6
A – I	0,81	0,85	0,89	0,97	1	1	1	1
A – II, A – III	0,67	0,70	0,74	0,81	0,83	0,87	0,94	1

### **Граничні напруження**

Розрахункові опори витривалості, кН/см<sup>2</sup>, для тих самих перерізів:

- бетон

$$R_{bfi} = 0.63 \epsilon_{\rho bi} R_b; \quad (2.40)$$

- арматура

$$R_{sfi} = \epsilon_{\rho bi} R_s. \quad (2.41)$$

Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості бетону, кН/см:

- для перерізу зовнішньої консолі, розміщеної на відстані  $x$   $l_{k1}$  від зовнішньої грані ребра, кН/см,

$$v_{1(Bb1)} = \frac{2 \cdot \left( \frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{y'} - M'_{1g1} \right) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \theta \cdot b \cdot (\Delta - x \cdot l_{k1})^2}, \quad (2.42)$$

- для перерізу внутрішньої консолі, розміщеної на відстані  $x$   $l_{k2}$  від внутрішньої грані ребра, кН/см,

$$v_{1(Bb2)} = \frac{2 \cdot \left( \frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{y'} - M'_{1g2} \right) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \theta \cdot b \cdot (l_{k2} - x \cdot l_{k2})^2}. \quad (2.43)$$

## 2.6 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості арматури

Для характерного перерізу зовнішньої консолі, кН/см,

$$v_{1(Bs1)} = 2 \frac{\left( \frac{R_{sf1} \cdot I_{red}}{n' \cdot (h_{01} - y_1)} - M'_{1g1} \right) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \theta \cdot b \cdot (l_{k1} - x \cdot l_{k1})^2}. \quad (2.44)$$

Для характерного перерізу внутрішньої консолі, кН/см,

$$v_{1(Bs2)} = 2 \frac{\left( \frac{R_{sf2} \cdot I_{red}}{n' \cdot (h_{01} - y_1)} - M'_{1g2} \right) \cdot l_0}{\eta_M \cdot \theta \cdot b \cdot (l_{k2} - x \cdot l_{k2})^2}. \quad (2.45)$$

## 2.7 Класи плити баластного корита за обмеженням міцності та витривалості

Клас плити баластного корита за обмеженням міцності та

витривалості розраховуються за формулою

$$K_{1j} = \frac{v_{1j}}{v_{1e} \cdot (1 + \mu_{1e})}, \quad (2.46)$$

де  $v_{1j}$  – значення інтенсивності допустимого тимчасового навантаження за обмеженнями першої групи граничних станів;

1 – індекс першого елемента прогонової будови – плити баластного корита ( $i=1,2$ );

$j$  – індекс (номер) обмеження, що приймає значення  $j = P_M, P_Q, B_b, B_s$ ;

$P_M$  – міцність поперечних перерізі;

$P_Q$  – міцність похилих перерізі;

$B_B$  – витривалість стиснутого бетон;

$B_S$  – витривалість розтягнутої арматури;

$v_{1e}$  – значення інтенсивності еталонного тимчасового навантаження для плити баластного корита, яке приймається за таблицею 2.1, кН/см;

$(1 + \mu_{1e})$  – значення динамічного коефіцієнта до еталонного навантаження, для плити баластного корита, яке приймається за таблицею 2.2.

## 2.8 Клас плити баластного корита

Клас плити баластного корита дорівнює найменшому значенню з класів плити за обмеженнями міцності та витривалості у всіх характерних перерізах:

$$K_1 = \min K_{1j} = \min(K_{1,PMi}; K_{1,PQi}; K_{1,Bbi}; K_{1,Bsi}).$$

## 3 ГОЛОВНА БАЛКА

### 3.1 Розрахункова схема головної балки. Характерні перерізи лінії впливу згинальних моментів і поперечних сил

У якості розрахункової схеми головної балки або головної плити (рисунок 3.1) – другий елемент прогонової будови – призначається вільно оперта балка з розрахунковим прогоном [5], що дорівнює відстані між центрами опорних частин. Розрахунковий поперечний переріз головної балки ребристої двоблокової прогонової будови має форму тавра (рисунок 3.1). Розрахунковий поперечний переріз головної плити має форму «майже» тавра (рисунок 3.1) з одним звисом.

Характерними перерізами вважаються:

- переріз в середині прогону і над опорною частиною;
- перерізи, де мають місце відгин чи обриви стержнів робочої арматури;
- перерізи, де різко змінюються розміри конструкції;
- перерізи, які мають дефекти, котрі впливають на вантажопідйомність конструкції.

Лінії впливу згинального моменту та поперечної сили в характерному перерізі з відносною абсцисою  $Z$  зображені на рисунку 3.1.

### 3.2 Нормативні навантаження та коефіцієнти

Постійні навантаження:

- від ваги прогонової будови з облаштуваннями, які припадають на одну головну балку (чи головну плиту), кН/см,

$$g_1 = \frac{\rho_{жсб} \cdot V_{жсб}}{2 \cdot l_{II}} + g_0, \quad (3.1)$$

де  $V_{ЖБ}$  – об’єм залізобетону прогонової будови, см<sup>3</sup>,  
 $l_{II}$  – повна довжина прогонової будови, см,  
 $g_0$  – погонна вага облаштувань, у типовому проекті дорівнює  
 0,007 кН/см;

- від ваги баласту з частинами колії, кН/см,

$$g_2 = \frac{\rho_e \cdot A_e}{2}, \quad (3.2)$$

де  $A_b$  – площа поперечного перерізу баластної призми прогонової будови, см<sup>2</sup>, в типовому проекті

$$A_e = 10,5 \cdot h_{\sigma 1} + (280,5 + 2 \cdot l_{en}) \cdot (h_{un} + h_{\sigma 2} + h_e). \quad (3.3)$$

Еталонне навантаження для головних балок або головних плит визначається залежно від довжини завантаження лінії впливу відповідного зусилля і відносної абсциси положення вершини лінії впливу зусилля за таблицею Г.1 додатка Г.

Динамічний коефіцієнт до еталонного навантаження  $(1 + \mu_{2e})$  для головної балки чи головної плити визначається залежно від товщини шару баласту під шпалою і розрахункового прогину в метрах за формулами:

$$(1 + \mu_{2e}) = 1 + \frac{15}{20 + l} \quad \text{при } h_b \leq 25 \text{ см,}$$

$$(1 + \mu_{2e}) = 1 + \frac{0,2(100 - h_b)}{20 + l} \quad \text{для проміжних значень } h_b,$$

$$(1 + \mu_{2e}) = 1 \quad \text{при } h_b \geq 100 \text{ см.}$$

Частина тимчасового навантаження, яка припадає на головну балку прогонової будови, що має дві головних балки під одну колію, розраховуються за формулами:

$$\beta_M = 0,5 \pm \frac{e_1 + e_2}{2c}; \quad (3.4)$$

$$\beta_Q = 0,5 \pm \frac{2e_1 + e_2}{3c} \quad \text{при } Z < 0,5; \quad (3.5)$$

$$\beta_Q = 0,5 \pm \frac{e_1 + 2e_2}{3c} \quad \text{при } Z > 0,5. \quad (3.6)$$

Знак (+) приймається для балки 1, знак (–) – для балки 2.

Коефіцієнт уніфікації результатів класифікації головних балок залізобетонних та металевих прогонових будов

$$\psi = \frac{1 + \frac{21}{30+l}}{1 + \frac{27}{30+l}}. \quad (3.7)$$

Коефіцієнт зменшення динамічного впливу тимчасового навантаження на головну балку для обмеження витривалості

$$\theta_H = \frac{1 + \frac{10}{20+l}}{1 + \frac{15}{20+l}} \quad \text{при } h_b \leq 25 \text{ см}, \quad (3.8)$$

$$\theta = \theta_H + \frac{(4 \cdot h_b - 100) \cdot (1 - \theta_H)}{300} \quad \text{для проміжних значень } h_b, \quad (3.9)$$

$$\theta_K = 1 \quad \text{при } h_b \geq 100 \text{ см}. \quad (3.10)$$

### 3.3 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів

#### *Геометричні характеристики поперечних перерізів*

Відстань від розтягнутої грані перерізу балки до центра тяжіння розтягнутої арматури

$$a_s = \frac{\sum n_{si} A_{si} y_i}{A_s}, \quad (3.11)$$

де  $n_{si}$  – кількість стержнів в  $i$ -ому горизонтальному ряду;  
 $A_{si}$  – площа поперечного перерізу одного арматурного стержня в  $i$ -ому горизонтальному ряду,  $\text{см}^2$ ;  
 $y_i$  – відстань від центра тяжіння  $i$ -го горизонтального ряду арматури до розтягнутої грані перерізу (рисунок 3.2),  $\text{см}$ ;  
 $A_s$  – площа поперечного перерізу робочої арматури головної балки (головної плити),  $\text{см}^2$ ;

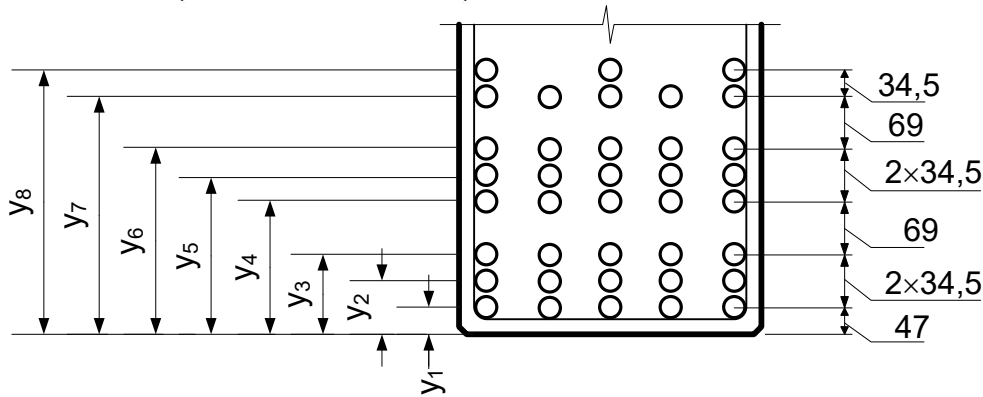


Рисунок 3.2 – Приклад розташування робочої арматури в поперечному перерізі ребристої балки

Відстань від стиснутої грані перерізу балки до центра тяжіння стиснутої арматури

$$a'_s = \frac{d'_s}{2} + a_{з.с.} + d_{s1}, \quad (3.12)$$

де  $d'_s$  – діаметр арматурного стержня в стиснутій зоні балки,  $\text{см}$ ;  
 $d_{s1}$  – діаметр робочої арматури плити баластного корита,  $\text{см}$ ;  
 $a_{з.с.}$  – товщина захисного шару плити баластного корита.

Робоча висота поперечного перерізу головної балки (плити),  $\text{см}$ ,

$$h_0 = h - a_s, \quad (3.13)$$

Приведена товщина стиснутої полки поперечного перерізу головної балки (плити) дорівнює,  $\text{см}$ ,

$$h_f = \frac{A_{f1} + A_{f2} + A_{f3}}{b_f}, \quad (3.14)$$



де  $A_{f1}$ ,  $A_{f2}$ ,  $A_{f3}$  – площа поперечного перерізу відповідно зовнішньої полки і внутрішньої полки головної балки (плити) і ділянки ребра (плити) у межах висоти вутів.

У типовому проекті з круглими вутами радіуса  $r$ :

$A_{f1}$  – за формулою (2.3);

$A_{f2}$  – за формулою (2.8).

$$A_{f3} = (h_1 + r) \cdot b . \quad (3.15)$$

### ***Визначення положення нейтральної лінії***

Підраховуються рівнодіючі зусилля:

- у стиснутій полці

$$F_g = R_g \cdot \epsilon_f \cdot h_f + R_{sc} \cdot A'_s ; \quad (3.16)$$

- у розтягнутій арматурі

$$F_s = R_{sc} \cdot A_s . \quad (3.17)$$

Порівнюються ці сили з припущення збігу нейтральної лінії з нижньою гранню полки.

Якщо  $F_b \geq F_s$ , то  $y \leq h_f$  і  $b = b_f$  - нейтральна лінія проходить у стиснутій плиті.

Якщо  $F_b < F_s$ , то  $y > h_f$  і  $b \neq b_f$  - нейтральна лінія перетинає ребро балки.

Висота стиснутої зони, см, визначається без врахування стиснутої арматури

$$y_1 = \frac{(R_s \cdot A_s - R_b \cdot (b_f - b) \cdot h_f)}{R_b \cdot b} \quad (3.18)$$

і з врахуванням стиснутої арматури

$$y = y_2 = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot (b_f - b) \cdot h_f - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} . \quad (3.19)$$

Порівняння висот стиснутої зони з відстанню від центра тяжіння стиснутої арматури до стиснутої грані перерізу та з подвоєною тією самою відстанню та визначення коефіцієнта ступеня урахування стиснутої арматури виконується аналогічно п. 2.3, формула (2.20).

### ***Зусилля від постійних навантажень***

Площа лінії впливу згинального моменту в характерному перерізі з відносною абсцисою  $Z_M = \frac{(Z_M \cdot l)}{l}$ , (рисунок 3.1), де  $(Z_M \cdot l)$  – відстань від осі ближньої опорної частини до характерного перерізу дорівнює, см<sup>2</sup>,

$$\Omega_M = (1 - Z_M) \cdot Z_M \cdot \frac{l^2}{2}, \quad (3.20)$$

Згинальний момент у характерному перерізі від постійних навантажень дорівнює, кН/см,

$$M_{2gi} = (\gamma_{f1} \cdot g_1 + \gamma_{f1} \cdot g_2) \cdot \Omega_M, \quad (3.21)$$

### ***Граничне зусилля в характерному перерізі***

Граничне значення згинального моменту в характерному перерізі дорівнює

$$M_{2ui} = R_b \cdot b \cdot y \cdot \left( h_0 - \frac{y}{2} \right) + R_b \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot \left( h_0 - \frac{h_f}{2} \right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s). \quad (3.22)$$

Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності поперечних перерізів у характерному перерізі дорівнює, кН/см,

$$v_{2(ПМ)} = \frac{M_{2ui} - M_{2gi}}{\beta_M \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_M}, \quad (3.23)$$

де  $\beta_M$  – коефіцієнт, підрахований за формулою (3.4) залежно від типу прогонової будови та ексцентриситету осі колії

відносно осі прогонової будови.

### 3.4 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності похилих перерізів

*Геометричні характеристики похилого перерізу.*

*Розрахункові характеристики матеріалів*

Коефіцієнт армування поперечної арматури дорівнює:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S}, \quad (3.24)$$

де  $A_{sw}$  – площа перерізу,  $\text{см}^2$ , усіх гілок поперечних стержнів у поперечному перерізі головної балки (плити);

$S$  – крок поперечних стержнів,  $\text{см}$ , в типовому проекті на першій чверті довжини прогонової будови, прийнятий 10  $\text{см}$ .

Довжина проекції на вісь прогонової будови похилого перерізу,  $\text{см}$  визначається за формулою

$$C = \sqrt{\frac{2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{ow}^2 \cdot S}{R_s \cdot A_{sw}}}; \quad (3.25)$$

де  $R_{bt}$  – розрахунковий опір бетону розтягання (прийнято за таблицею В.1),  $\text{кН/см}^2$ ;

$h_{ow}$  – робоча висота поперечного перерізу, який проходить через центр тяжіння стиснутої зони похилого перерізу.

Коефіцієнти

$$\varphi_w = 1 + \frac{5 \cdot E_s \cdot \mu_w}{E_b} \leq \frac{1}{3}; \quad (3.26)$$

$$\varphi_b = 1 - 0,1 \cdot R_b. \quad (3.27)$$

### **Зусилля від постійних навантажень**

Площа лінії впливу поперечної сили в характерному перерізі з відносною абсцисою  $Z_Q = \frac{(Z_Q \cdot l)}{l}$  (рисунок 3.1) навантажує прогонову будову постійними навантаженнями, де  $Z_Q \cdot l$  – відстань по горизонталі від осі ближньої опорної частини до верхнього кінця характерного похилого перерізу, см,

$$\Omega_{Qg} = (1 - 2 \cdot z_Q) \cdot \frac{l}{2}, \quad (3.28)$$

Поперечна сила від постійних навантажень у характерному перерізі дорівнює, кН,

$$Q_{2g} = (\gamma_{f1} \cdot g_1 + \gamma_{f2} \cdot g_2) \cdot \Omega_{Qg}, \quad (3.29)$$

Граничне значення поперечної сили в характерному перерізі дорівнює найменшому зі значень:

- у стиснутому бетоні між похилими тріщинами, кН,

$$Q_{u1} = 0,3 \cdot \varphi_w \cdot \varphi_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_{ow}, \quad (3.30)$$

- по похилій тріщині в розрахунковому похилому перерізі, кН,

$$Q_{u2} = Q_b + \frac{0,8 \cdot R_s \cdot A_{sw} \cdot C}{S} + 0,8 \cdot R_s \cdot \sum A_{si} \cdot \sin \alpha, \quad (3.31)$$

де  $Q_b$  - поперечна сила, яка сприймається стиснутим бетоном, кН,

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{ow}^2}{C}, \quad (3.32)$$

де  $\sum A_{si}$  – сума площин перерізів, см<sup>2</sup>, відігнутих стержнів, які перетинаються похилим перерізом;

$\alpha_i$  – кут нахилу відігнутих стержнів до повздовжньої осі прогонової будови.

Граничне значення поперечної сили, кН,

$$Q_{2u} = \min(Q_{u1}, Q_{u2}). \quad (3.33)$$

Площа лінії впливу поперечної сили в характерному перерізі, яка завантажується тимчасовим навантаженням, см,

$$\Omega_{Qv} = (1 - z_Q)^2 \cdot \frac{l}{2}. \quad (3.34)$$

Допустиме тимчасове навантаження у тому самому перерізі дорівнює, кН/см,

$$v_{2(пQ)} = \frac{Q_{2u} - Q_{2g}}{\beta_Q \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_{Qv}}, \quad (3.35)$$

де  $\beta_Q$  підраховано за формулами (3.5) або (3.6) залежно від типу прогонової споруди і величини  $Z_Q$ .

### 3.5 Допустиме тимчасове навантаження по витривалості бетону

#### *Геометричні характеристики поперечних перерізів*

Висота стиснутої зони бетону  $y'$ , см, характерного перерізу головної балки (плити) з урахуванням ослаблення дорівнює:

$$y' = -r + \sqrt{r^2 + S}, \quad (3.36)$$

де

$$r = \frac{(n' \cdot (A_S + A'_S) + (b_f - b) \cdot h_f - A_0)}{b}, \quad (3.37)$$

$$S = \frac{2 \cdot n' \cdot (A_S \cdot h_0 + A'_S \cdot a'_S) + (b_f - b) \cdot h_f^2 - 2 \cdot A_0 \cdot (h_0 - a_0)}{b}. \quad (3.38)$$

При  $y' \leq h_f$ , приймаємо  $b = b_f$ .

Момент інерції приведенного перерізу  $I_{red}$ , см<sup>4</sup>, для того самого перерізу з врахуванням ослаблення

$$I_{red} = \frac{b_f \cdot (y')^3}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (y' - h_f)^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - y')^2 + n' \cdot A'_s \cdot (y' - a'_s)^2 - A_0 \cdot (y' + a_0 - h_0)^2. \quad (3.39)$$

### ***Зусилля від постійних і тимчасових навантажень***

Згинаючий момент від постійних навантажень у характерному перерізі дорівнює, кН/см,

$$M'_{2g} = (g_1 + g_2) \cdot \Omega_M. \quad (3.40)$$

Згинаючий момент від тимчасового навантаження у тому самому характерному перерізі дорівнює, кН/см,

$$M'_{2v} = \beta_M \cdot \theta \cdot v'_{2n,min} \cdot \Omega_M, \quad (3.41)$$

де  $\theta$  – коефіцієнт, підрахований за формулами (3.8) – (3.10).

$v'_{2n,min}$  – найменше значення допустимого тимчасового навантаження за обмеженням міцності, які визначаються за формулами (3.24) та (3.36), кН,

$$v'_{2u} = \min(v_{2(пм)}, v_{2(пқ)}). \quad (3.42)$$

### ***Граничні напруження***

Розрахункові опори витривалості бетону і арматури визначаються за формулами (2.40) та (2.41).

Допустимі тимчасові навантаження за обмеженням витривалості бетону, кН/см, дорівнює:

$$v_{2(Bb)} = \frac{R_{bf} \cdot I_{red} - M'_{2g}}{\beta_M \cdot \theta \cdot \Omega_M}. \quad (3.43)$$

## **3.6 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням**

## витривалості арматури

Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості арматури, кН/см дорівнює

$$v_{2(BS)} = \frac{\frac{R_{sf} \cdot I_{red}}{n' \cdot (h - y' - a_u)} - M'_{2g}}{\beta_M \cdot \theta \cdot \Omega_M}, \quad (3.44)$$

де  $a_u$  – відстань від розтягнутої грані поперечного перерізу до центра тяжіння ближнього ряду арматури.

### 3.7 Клас головної балки за обмеженнями міцності та витривалості

Класи головної балки (плити) за обмеженнями міцності та витривалості розраховуються за формулою

$$K_{2j} = \frac{v_{2j} \cdot \psi}{v_{2e} \cdot (1 + \mu_{2e})}, \quad (3.45)$$

де  $\psi$  – коефіцієнт уніфікації результатів класифікації головних балок залізобетонних і металевих прогонових будов, розраховано за формулою (3.7);

$v_{2j}$  – значення інтенсивності допустимого тимчасового навантаження за обмеженнями першої групи граничних станів, кН/см, які визначено за формулами (3.24), (3.36), (3.43) та (3.44);

2 – індекс другого елемента прогонової будови – головної балки (або головної плити);

$j$  – індекс (номер) обмеження, що набуває значення

$$j = II_M, II_Q, B_b, B_S;$$

$v_{2e}$  – значення інтенсивності еталонного тимчасового навантаження для головної балки (плити), прийнято за таблицею Г.1 додатку Г.

$(1 + \mu_{2e})$  – динамічний коефіцієнт до еталонного тимчасового

навантаження, який визначено згідно з п. 3.2.

### 3.8 Класи головної балки в характерних перерізах

Клас головної балки (або головної плити) залізобетонної прогонової будови в характерному перерізі дорівнює найменшому значенню з класів балки за обмеженнями міцності та витривалості для цього перерізу.

$$K_2 = \min K_{2j} = \min(K_{2,ПМ}; K_{2,ПО}, K_{2,Вб}, K_{2,BS}).$$

## 4 ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ МЕТАЛЕВИХ БАЛОЧНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

### 4.1 Конструкція експлуатованої металевої прогонової будови

Приклади поперечних перерізів повздовжньої та поперечної балок наведені в таблиці 4.1. Приклади конструкцій металевої наскрізної прогонової будови з головними формами з трикутною решіткою наведені на рисунку 4.1.

Таблиця 4.1 – Балки проїзної частини.



Найменування балки	Позначення	Схема перерізу	Склад перерізу	Кількість заклепок
1	2	3	4	5
Повздовжня	Б		2L 10+10×1,2	1
			ВЛ: 98×1 або 135×1	8



			або 163×1	
			2L 10+10×1,2	1
Поперечна	П		ГЛ 10×1,2	2
			2L 10+10×1,2	3
			ВЛ: 100×1,2 або 137×1,2 або 165×1,2	8
			2L 10+10×1,2	3
			ГЛ 10×1,2	2



Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4	5
Елемент верхнього поясу	В 1'-3'		ГЛ 63×1	4
			4L 8+8×1	6
			2ВЛ 50×1	6

			60×1	
			4L 8+8×1	6
			ГЛ 63×1	4
Елемент нижнього поясу	Н 0 - 2		2ВЛ 45×1 50×1 60×1	6
			4L 8+8×1	6
			ГЛ 63×1	4
Елемент верхнього поясу	В 3' - 5'		2ГЛ 63×1	4
			4L 8+8×1	6
			2ВЛ 45×1 50×1 60×1	6
			4L 8+8×1	6
			2ГЛ 63×1	4
Елемент нижнього поясу	Н 2 - 4		2ВЛ 45×1 50×1 60×1	6
			4L 8+8×1	6
			2ГЛ 63×1	4

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4	5
Розкіс	Р 0 -		ГЛ 63×1	4

	1		4L 8+8×1	6
			2ВЛ 45×1 50×1 60×1	6
			4L 8+8×1	6
			ГЛ 63×1	4
Розкіс	Р 1 – 2 і Р 3 – 4		ГЛ 63×1	4
			4L 13+8,5×1	6
			2ВЛ 45×1 50×1 60×1	6
			4L 13+8,5×1	6
			ГЛ 63×1	4

## **4.2 Балки проїзної частини. Головні балки**

### ***4.2.1 Розрахункові схеми балок. Характерні перерізи. Лінії***

### *впливу згинальних моментів і поперечних сил*

Для *повздожньої* балки призначається розрахункова схема простої балки на двох опорах і з розрахунковим прогоном, який дорівнює довжині панелі головної ферми (рисунок 4.2) [6].

Площа лінії впливу моменту в перерізі з абсцисою  $\alpha$  дорівнює для завантаження постійним та тимчасовим навантаженнями,  $\text{см}^2$ ,

$$\Omega_M = \alpha \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{d^2}{2}, \quad (4.1)$$

де  $d$  – довжина панелі головної ферми, см.

Площа лінії впливу поперечної сили в перерізі з абсцисою  $\alpha$  дорівнює, см:

- для постійного навантаження

$$\Omega_{Qp} = Z_0; \quad (4.2)$$

- для тимчасового навантаження

$$\Omega_{Qv} = \frac{(0,5 \cdot d + Z_0)^2}{2 \cdot d}, \quad (4.3)$$

при цьому  $\lambda = 0,5 \cdot d + Z_0$  і  $\alpha = 0$ ;

- для опорного перерізу

$$\Omega_{Qp} = \Omega_{Qv} = \frac{d}{2} \quad \text{при } \lambda = d \text{ і } \alpha = 0. \quad (4.4)$$

Для *поперечної* балки призначається розрахункова схема простої балки на двох опорах і з розрахунковим прогоном, який дорівнює довжині між осями головних ферм (рисунок 4.2).

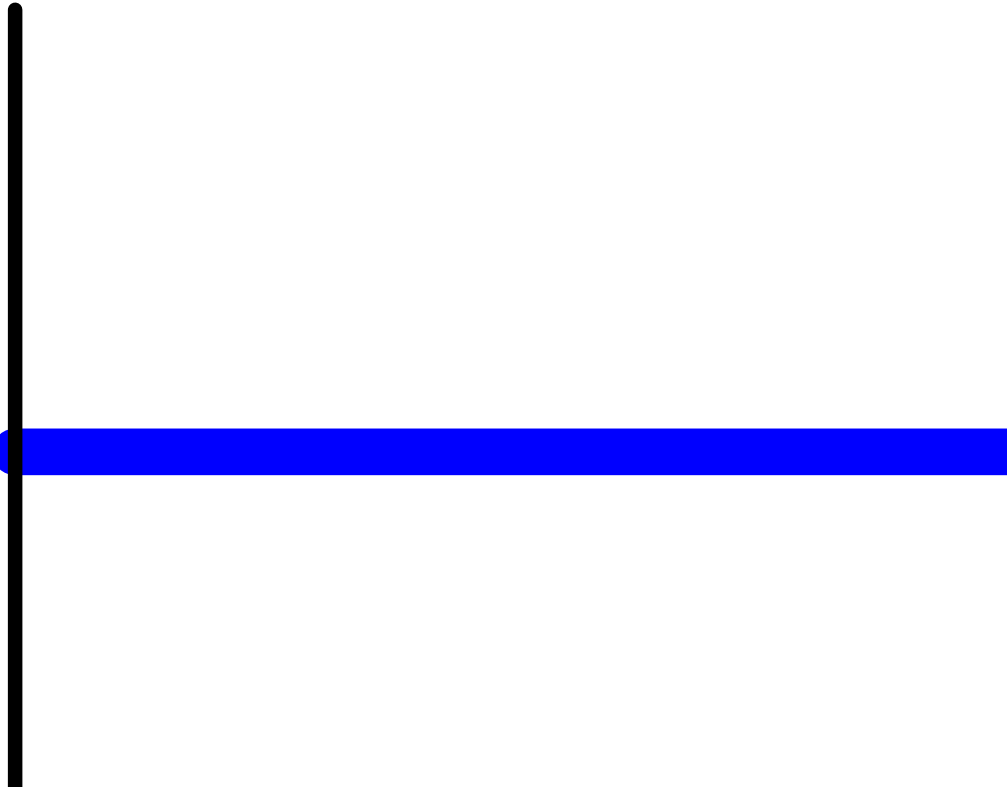


Рисунок 4.2 – Розрахункові схеми повздовжньої та поперечної балок

Площа лінії впливу моменту в перерізі з відносною абсцисою  $\alpha = 0,5$  дорівнює,  $\text{см}^2$ , для завантаження постійним і тимчасовим навантаженнями

- для проміжних поперечних балок

$$\Omega_M = d \cdot Z_n; \quad (4.5)$$

- для крайніх поперечних балок при  $\alpha = 0$

$$\Omega_M = \frac{(d+l_k) \cdot Z_n}{2 \cdot d}, \quad (4.6)$$

де  $Z_n$  – відстань від осі головної ферми до перерізу поперечної балки, що розглядається (менше або дорівнює відстані між віссю ферми та ближньою до неї повздовжньою балкою), см;

$l_k$  – довжина консолі повздовжньої балки.

Площа лінії впливу поперечної сили для:

- для проміжних поперечних балок

$$\Omega_Q = d \quad \text{при } \lambda = 2d \text{ і } \alpha = 0,5; \quad (4.7)$$

- для крайніх поперечних балок

$$\Omega_Q = \frac{(d+l_k)^2}{2 \cdot d} \quad \text{при } \lambda = d + l_k \text{ і } \alpha = 0. \quad (4.8)$$

#### **4.2.2 Нормативні навантаження та коефіцієнти**

Постійні навантаження, кН/см, для:

- **повздовжньої** балки:

а) за обмеженнями міцності та стійкості

$$P_1 = \gamma_{f1} \cdot P_B + \gamma_{f1} \cdot P_{МП}; \quad (4.9)$$

б) за обмеженням витривалості

$$P'_1 = P_B + P_{МП}; \quad (4.10)$$

- **поперечної** балки

в) за обмеженням міцності та стійкості

$$P_2 = \gamma_{f1} \cdot P_{II} + \gamma_{f1} \cdot P_{MII}; \quad (4.11)$$

г) за обмеженням витривалості

$$P'_2 = P_{II} + P_{MII}, \quad (4.12)$$

де  $p_B$  – інтенсивність нормативного навантаження від власної ваги повздовжньої балки, кН/м;

$p_{II}$  – інтенсивність нормативного навантаження від власної ваги поперечної балки, кН/м;

$p_{MII}$  – інтенсивність нормативного навантаження від власної ваги мостового полотна, кН/м.

Коефіцієнт надійності тимчасового вертикального навантаження від рухомого складу розраховується за формулою

$$\gamma_{fv} = 1,15 - 0,001\lambda \quad \text{при } 0 \leq \alpha \leq 50 \text{ м.} \quad (4.13)$$

Коефіцієнти розподілення навантажень на одну балку або ферму приймаються:

- для постійних навантажень  $\beta_p = 0,5$
- для вертикального навантаження від рухомого складу при співпадінні осі колії з віссю одноколіїної прогонової будови  $\beta_v = 0,5$ .

Еталонне навантаження визначається залежно від довжини завантаження лінії впливу  $\lambda$  відповідного зусилля і відносної абсциси положення вершини лінії впливу зусилля за таблицею Г.1 додатку Г.

Динамічний коефіцієнт до еталонного навантаження розраховується за формулою

$$(1 + \mu_e) = 1 + \frac{27}{30 + \lambda} \quad (4.14)$$

і приймається не менше 1,15 (при  $\lambda \geq 150$  м).

У формулу (4.14)  $\lambda$  треба підставляти в метрах.

Перехідний коефіцієнт, яки враховує зменшення динамічного



коефіцієнта в розрахунку на витривалість розраховується за формулою

$$\theta = \frac{1 + \frac{2 \cdot \mu_n}{3}}{1 + \mu_n}, \quad (4.15)$$

при  $\mu_n = \frac{21}{30 + \lambda}$ , де  $\lambda$  підставляється в метрах.

### 4.2.3 Геометричні характеристики поперечних перерізів

#### Для обмеження міцності за нормальними напруженнями

Момент інерції поперечного перерізу бруто,  $\text{см}^4$ , відносно нейтральної лінії:

$$I_{xc} = 2 \cdot \left( \frac{b_f \cdot \left( \frac{h_w}{2} + t_f \right)}{3} - \frac{(b_f - t_w) \cdot \left( \frac{h_w}{2} \right)^3}{3} + 2 \cdot \left( I_{x1}^L + A_L \cdot \left( \frac{h_w}{2} - y_{C1}^L \right) \right) \right). \quad (4.16)$$

Момент інерції заклепувальних отворів,  $\text{см}^4$ , відносно нейтральної лінії ( $d_3 = 2 \text{ см}$ ):

$$\Delta I_{xc} = 2 \cdot (t_w \cdot d_3 \cdot (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2) + (t_w + 2 \cdot A_L) \cdot d_3 \cdot y_4^2 + 2 \cdot (t_f + t_L) \cdot d_3 \cdot y_5^2). \quad (4.17)$$

Коефіцієнт повздовжнього згину  $\varphi$  (таблиця 4.2) розраховується залежно від умов гнучкості з площини балки

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{r}, \quad (4.18)$$

де  $l_0$  – вільна довжина,  $\text{см}$ ,

$r = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_f}}$  – радіус інерції стиснутого поясу (поясні листи, кутники та частина стійки в межах полки кутника),  $\text{см}^4$ ,

де  $I_{yc}$  – момент інерції стиснутого пояса бруто відносно

вертикальної вісі (з площини стінки балки).

$A_f$  – площа поперечного перерізу бруто стиснутого поясу,  $\text{см}^2$ .

Таблиця 4.2 – Коефіцієнт повздовжнього згину

$\lambda_0$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
$\varphi$	0,9 3	0,9 2	0,9 0	0,8 8	0,8 5	0,8 2	0,7 8	0,7 4	0,9 6	0,6 3	0,5 6	0,4 9	0,4 3	0,3 8	0,3 4	0,3 1

В обмеженні витривалості використовується розрахунковий момент опору поперечного перерізу ( $\text{см}^4$ ).

#### 4.2.4 Допустимі тимчасові навантаження за обмеженням міцності

*Для обмеження міцності за нормальними напруженнями*

Момент інерції поперечного перерізу нетто,  $\text{см}^4$ , відносно нейтральної лінії

$$I_{xc}^n = I_{xc} - \Delta I_{xc}. \quad (4.19)$$

Розрахунковий момент опору поперечного перерізу,  $\text{см}^3$ , для перерізів поза стиком дорівнює моменту опору нетто

$$W_d \equiv W_{xc}^n = \frac{I_{xc}^n}{y_{\max}}, \quad (4.20)$$

де 
$$y_{\max} = \frac{h_w}{2} + t_f. \quad (4.21)$$

*Для обмеження міцності за дотичними напруженнями*

Момент інерції поперечного перерізу бруто,  $\text{см}^4$ , відносно нейтральної лінії визначається за формулою для  $I_{xc}$ .

Статичний момент напівперерізу бруто,  $\text{см}^3$ , відносно нейтральної лінії

$$S_{XC}^{0.5} = \frac{b_f \cdot (0,5 \cdot h_w + t_f)^2}{2} - \frac{(b_f - t_w) \cdot h_w^2}{8} + 2 \cdot A_L \cdot (0,5 \cdot h_w - y_{Cl}^L). \quad (4.22)$$

### ***Для обмеження міцності поясних заклепок.***

Статичний момент поясу балки бруто, см<sup>3</sup>, (горизонтальні листи і поясні кутники), відносно нейтральної лінії

$$S_{XC}^f = b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + 2 \cdot A_L \cdot \left( \frac{h_w}{2} - y_{Cl}^L \right). \quad (4.23)$$

Приведена розрахункова площа поясних заклепок, см<sup>2</sup>,

$$A_d^\beta = \frac{n_3}{\mu_d}, \quad (4.24)$$

$$n_3 = \frac{100}{Z_3}, \quad (4.25)$$

де  $n_3$  – кількість заклепок на ділянці поясу балки довжиною 100 см;  
 $Z_3$  – крок заклепок;

$\frac{1}{\mu_d}$  – приведена розрахункова площа однієї заклепки, см<sup>2</sup>, для заклепки діаметром 20 мм  $\mu_d$  дорівнює: при одиночному зрізі – 0,398, при подвійному – 0,199; при змінанні для  $t_w = 10$  мм – 0,2, для  $t_w = 12$  мм – 0,167.

### ***Для обмежень стійкості***

Момент опору поперечного перерізу балки бруто для стиснутого волокна відносно нейтральної лінії:

$$W_{XC} = \frac{I_{XC}}{y_{\max}}. \quad (4.26)$$

### ***Обмеження міцності за нормальними напруженнями***

$$v_{B(\Pi),\Pi\sigma} = \frac{m \cdot R \cdot c \cdot W_d - \beta_p \cdot p \cdot \Omega_M}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_M}, \quad (4.27)$$

де  $m = 1$  – коефіцієнт умов роботи для балок проїзної частини;  
 $c$  – коефіцієнт врахування обмеженого розвитку пластичних деформацій у крайніх волокнах, для повздовжніх балок дорівнює 1,1, для поперечних балок – 1,0.

$R$  – розрахунковий опір сталі відповідно для кожного випадку, кН/м<sup>2</sup>, визначається за таблицею Д.1 додатка Д.

### **Обмеження міцності за дотичними напруженнями**

$$v_{B(\Pi),\Pi\tau} = \frac{0,75 \cdot m \cdot R \cdot I_{XC} \cdot t_w - \beta_p \cdot p \cdot \Omega_{Qv}}{S_{XC}^{0.5} \cdot \beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_{Qv}}. \quad (4.28)$$

**Для обмеження міцності поясних заклепок або поясних зварних швів**

У повздовжніх балках

$$v_{B,\Pi z} = \frac{m \cdot R \cdot A_d^\beta}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \sqrt{\left( \frac{100 \cdot \alpha_p \cdot S_{XC}^f \cdot \Omega_{Qv}}{\beta_v \cdot \gamma_{fv}} \right)^2 + F_3}}. \quad (4.29)$$

У поперечних балках

$$v_{\Pi,\Pi z} = \frac{m \cdot R \cdot A_d^\beta \cdot I_{XC}}{100 \cdot \alpha_p \cdot S_{XC}^f \cdot \beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_{Qv}}, \quad (4.30)$$

де  $\alpha_p = 1,1$  – коефіцієнт, який враховує власну вагу балок;  
 $F_3$  – параметр, який враховує зосереджений тиск з безпосереднього обпирання мостових поперечин на верхній пояс балок, м, приймається за таблицею 4.3, залежно від значень  $\lambda$  і  $\alpha$  лінії впливу.

Таблиця 4.3 – Параметри  $F_3$

$\lambda$ (м)		4	5	6	8	9	11
$F_3$ (м)	$\alpha = 0$	1,4	1,69	1,88	2,24	2,53	3,01
	$\alpha = 0,5$	2,32	2,47	2,88	2,98	3,20	3,90

#### 4.2.5 Допустимі тимчасові навантаження за обмеженням стійкості

*Для обмеження загальної стійкості*

$$v_{Б,С1} = \frac{\varphi \cdot m \cdot R \cdot W_{XC} - \beta_p \cdot p \cdot \Omega_M}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_M}. \quad (4.31)$$

Розраховується для перерізу посередині вільної довжини стиснутого поясу.

*Для обмеження стійкості опорних стійок*

$$v_{Б,С1} = \frac{\varphi_y \cdot m \cdot R \cdot W_{XC} - \beta_p \cdot p \cdot \Omega_F}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \Omega_F}, \quad (4.32)$$

де  $\Omega_F$  – площа лінії впливу опорної реакції балки, см, підраховується за формулою (4.4) для повздовжньої балки і за формулами (4.7) або (4.8) для поперечної балки.

*Для обмеження місцевої стійкості стінки балки в повздовжніх балках*

*У повздовжніх балках*

$$v_{Б,С3} = \frac{1}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \sqrt{\left( \frac{\Omega_M \cdot y_0}{\omega_1 \cdot I_{XC} \cdot \sigma_c} + \frac{F_M}{\alpha_p \cdot t_w \cdot \sigma_{CM}} \right)^2 + \left( \frac{0,9 \cdot \Omega_Q}{t_w \cdot h_w \cdot \tau_c} \right)^2}} - \beta_p \cdot p. \quad (4.33)$$

*У поперечних балках*

$$v_{II, C3} = \frac{1}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \sqrt{\left(\frac{\Omega_M \cdot y_0}{\omega_1 \cdot I_{XC} \cdot \sigma_C}\right)^2 + \left(\frac{0,9 \cdot \Omega_Q}{t_w \cdot h_w \cdot \tau_C}\right)^2}} - \beta_p \cdot p, \quad (4.34)$$

де  $y_0$  – відстань від нейтральної лінії балки до границі відсіку стінки в межах її висоти, см;

$\omega_1$  – коефіцієнт, який характеризує напружений стан стінки;

$F_M$  – параметр, що враховує зосереджений тиск від безпосереднього обпирання мостових поперечин на верхній пояс балок (таблиця 4.4);

$\sigma_{CM}$  – місцеве стискаюче критичне напруження в стінці балки, кН/см<sup>2</sup>,

$\tau_C$  – дотичне критичне напруження в стінці балки, кН/см<sup>2</sup>.

Таблиця 4.4 – Параметри  $F_M$

$\lambda$ (м)		5	6	8	9	11
(м)	$\alpha = 0$	0,008	0,009	0,009	0,010	0,011
	$\alpha = 0,5$	0,010	0,011	0,011	0,011	0,012

#### 4.2.6 Допустиме тимчасове навантаження по обмеженню витривалості

##### Для обмеження витривалості

$$v_{B,B} = \frac{m \cdot R \cdot W_d \mp B \cdot \beta_p \cdot p' \cdot \Omega_p}{\Gamma \cdot \beta_v \cdot \theta \cdot \left( A + b \cdot \psi_B \frac{\Omega_{\min}}{\Omega_v} \right)}. \quad (4.35)$$

де коефіцієнти дорівнюють: для вуглеродистих сталей, зварного та литого заліза –  $B = 0,5$ ;  $\Gamma = 1$ ;  $A = (0,79\beta/\xi \pm 0,25)$ ;  $B = (0,79\beta/\xi \pm 0,25)$ ; для низьколегованих сталей –  $B = v \delta$ ;  $\Gamma = v$ ;  $A = (\alpha\beta \pm \delta)$ ;  $B = (\alpha\beta \pm \delta)$ ;

$\psi_B$  – коефіцієнт, який враховує відношення еквівалентних навантажень для менших і більших ділянок лінії впливу зусилля;

$\Omega_{\min}$  – менша за відносною величиною площа одного знака

двозначної лінії впливу зусилля,  $\text{см}^2$ , при однозначній лінії впливу  $\Omega_{\min} = 0$ .

Знаки (–) у формулі (2.25) і для коефіцієнтів А, Б приймаються для розтягнутих та переважно розтягнутих елементів, знаки (+) у формулі (4.35) та для коефіцієнтів А, Б приймаються для стиснутих та переважно стиснутих елементів.

$\beta$  – ефективний коефіцієнт концентрації напружень;

$\zeta$  – коефіцієнт режиму навантаження – при довжині завантаження  $\lambda < 22$  м відношення  $\beta/\zeta$  збільшується на 20 %;

$\nu$  – коефіцієнт, який залежить від довжини лінії завантаження лінії впливу зусилля при визначенні  $\sigma_{\max}$ :

для  $\lambda \geq 22$  м  $\nu = 1$ ;

для  $\lambda < 22$  м  $\nu = \zeta_0 - \zeta_1 \lambda$ ;

значення коефіцієнтів  $\zeta_0$  і  $\zeta_1$  приймаються за таблицею 4.5.

$\alpha$ ,  $\delta$  – коефіцієнти, які враховують марку сталі та нестационарність режиму завантаженості:

для сталі 15 ХСНД:  $\alpha = 0,72$ ,  $\delta = 0,24$ ;

для сталі 10 ХСНД і 15 ХСНД – 40:  $\alpha = 0,81$ ,  $\delta = 0,20$ .

Таблиця 4.5 – Значення коефіцієнтів  $\zeta_0$  і  $\zeta_1$

$\beta$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
$\zeta$	1,65	1,69	1,74	1,79	1,83	1,87	1,91	1,96	2,00
$\zeta$	0,029	0,031	0,033	0,035	0,037	0,039	0,041	0,043	0,045
$\beta$	1,9	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	3,1
$\zeta$	2,04	2,09	2,18	2,23	2,27	2,31	2,36	2,4	2,57
$\zeta$	0,047	0,049	0,053	0,055	0,057	0,059	0,061	0,063	0,071
$\beta$	3,2	3,4	3,5	3,7	4,4				
$\zeta$	2,62	2,71	2,75	2,84	3,15				
$\zeta$	0,073	0,077	0,079	0,083	0,097				

### 4.3 Класи балок по обмеженням міцності, стійкості та витривалості

Класи повздожньої та поперечної балки за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості визначаються за формулою

$$K_{B(\Pi),j} = \frac{v_{B(\Pi),j}}{v_e \cdot (1 + \mu_e)}, \quad (4.36)$$

де  $v_e$  і  $i$  – визначаються залежно від довжини завантаження лінії впливу згинального моменту (для П $\sigma$ , С1, С3, В) або лінії впливу поперечної сили (для П $\tau$ , Ппз, С2, С3) у розрахунковому перерізі та відносною абсцисою вершини лінії впливу.

### 4.4 Класи балок у характерних перерізах

Клас повздожньої або поперечної балки в характерному перерізі дорівнює найменшому значенню з класів балки за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості для розглядуваного перерізу:

$$\begin{aligned} K_{B(\Pi)} &= \min K_{B(\Pi),j} = \\ &= \min (K_{B(\Pi), \text{П}\sigma}, K_{B(\Pi), \text{П}\tau}, K_{B(\Pi), \text{Пз}}, K_{B(\Pi), \text{С}}, K_{B(\Pi), \text{В}}). \end{aligned} \quad (4.37)$$

### 4.5 Елементи головних ферм

#### 4.5.1 Розрахункова схема ферми.



### *Лінії впливу повздовжніх сил*

Розрахункова схема головної ферми показана на рисунку 4.2 у вигляді плоскої шарнірно-стрижневої ферми.

#### **4.5.2 Нормативні навантаження та коефіцієнти**

Постійні навантаження, кН/см для елементів головної ферми:

- за обмеженням міцності та стійкості

$$P_0 = \gamma_{f1} \cdot P_{\phi} + \gamma_{f2} \cdot P_{mn}; \quad (4.38)$$

- за обмеженням витривалості

$$P'_0 = P_{\phi} + P_{mn}, \quad (4.39)$$

де  $P_0$  - інтенсивність нормативного навантаження від власної ваги ферми.

Коефіцієнт надійності тимчасового вертикального навантаження від рухомого складу:

$$\begin{aligned} \gamma_{fv} &= 1,125 - 0,0005 \cdot \lambda && \text{при } 50 \leq \lambda \leq 150 \text{ м;} \\ \gamma_{fv} &= 1,05 && \text{при } 150 < \lambda \text{ м.} \end{aligned}$$

#### **4.5.3 Геометричні характеристики поперечних перерізів**

В обмеженнях міцності та витривалості розрахункова площа елемента, см<sup>2</sup>, ослабленого отворами для заклепок, приймається за перерізом НЕТТО  $A_d = A_n$ .

В обмеженнях стійкості розрахункова площа елемента, см<sup>2</sup>, приймається за перерізом БРУТТО  $A_d = A$ .

#### 4.5.4 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням міцності

Для обмеження міцності всіх розглянутих елементів

$$v_{\text{Фі,П}} = \frac{m \cdot R \cdot A_d - \beta_p \cdot p \cdot \Omega_p - \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot N_v}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot \Omega_v \cdot (1 + \xi_m)}, \quad (4.40)$$

де  $m$  – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1;

$\Omega_p, \Omega_v$  – площі ліній впливу повздовжніх сил в елементах головної ферми, які завантажуються відповідно постійним навантаженням і вертикальним навантаженням від рухомого складу, см.

$\gamma_{fv} = 1,5$  – коефіцієнт надійності вітрового навантаження;

$\eta_v = 0,5$ ;  $\eta_v = 0,95$ ;  $\eta_T = 0,8$  – коефіцієнти сполучення вітрового, тимчасового, вертикального та гальмівного навантаження;

$N_v$  – повздовжня сила в елементі поясу від нормального вітрового навантаження, кН:

- для нижніх поясів

$$N_v = \frac{q_v'' \cdot a_v \cdot (l_v - a_v)}{2 \cdot B \cdot \cos \alpha_0} + \Delta N_v \quad (4.41)$$

- для верхніх поясів

$$N_v = \frac{q_v'' \cdot a_v \cdot (l_v - a_v)}{2 \cdot B \cdot \cos \alpha_0}, \quad (4.42)$$

де  $q_v''$  – нормативна погонна інтенсивність вітрового навантаження на пояс головної ферми, кН/см,

$$q_v^n = \frac{\sum W_n \cdot A_{vi} \cdot \eta_0}{l_v}; \quad (4.43)$$

$W_n$  – нормативна інтенсивність горизонтального поперечного вітрового навантаження, кН/см,

$$W_n = q_0 \cdot k_h \cdot c_w,$$

$q_0$  – швидкість підпору вітру, кН/см<sup>2</sup>, приймається за таблицю 4.6.

Таблиця 4.6 - Швидкість підпору вітру.

Район	I	II	III	IV	V	VI	VII
Швидкість підпору, кН/см <sup>2</sup>	0,27	0,35	0,45	0,55	0,7	0,85	1,00

$k_h$  – коефіцієнт, який враховує зміну швидкісного підпору залежно від підвищення елементів прогонової будови та рухомого складу над рівнем межені або землі, приймається за таблицю 4.7.

Таблиця 4.7

$h, \text{ м}$	$\leq 5$	10	20	30	40	50	60
$k_h$	0,75	1,00	1,25	1,40	1,55	1,65	1,75

$c_w$  – аеродинамічний коефіцієнт лобового опору, для елементів головної ферми прогонової будови  $c_w=2,15$ ;

$A_{vi}$  – розрахункова вітрова поверхня, см<sup>2</sup>, для наскрізних головних ферм  $A_{v1}$  приймається рівною площі, яка обмежена теоретичним контуром ферми, помноженій на коефіцієнт заповнення, що дорівнює для ферм з трикутною решіткою 0,2;

$\eta_0$  – коефіцієнт розподілення вітрового навантаження між поясами головної ферми, приймається рівним 0,6;

$l_v$  – розрахунковий прогін горизонтальної ферми верхніх повздовжніх зв'язків, рівний відстані між верхніми

вузлами порталних рам, см;  
 $a_v$  – відстань від лівого кінця горизонтальної ферми вітрових зв'язків до крайнього (правого) вузла розраховуваного елемента поясу, см;  
 $B$  – відстань між осями головних ферм, см;  
 $\alpha_0$  – кут нахилу розраховуваного елемента поясу до горизонту, град;  
 $\Delta N_v$  – повздовжня сила в поясі від горизонтальної сстовної вітрової повздовжньої сили в похилій стійці порталної рами, кН;

$$\Delta N_v = N_{v(n)} \cdot \cos \alpha'_0, \quad (4.44)$$

де  $N_{v(n)}$  - повздовжня сила в похилій стійці порталної рами від вітрового навантаження, кН,

$$N_{v(n)} = F_v \cdot (l_c - l_0) \cdot B, \quad (4.45)$$

де  $F_v$  - опорна реакція від розрахункового вітрового навантаження, кН,

$$F_v = \frac{\gamma_{fv} \cdot q_v^H \cdot l_0}{2}, \quad (4.46)$$

$l_c$  - відстань від перерізу мурування стійки порталної рами до рівня прикладання рівнодіючої вітрового тиску на верхній пояс, см;  
 $l_0$  - відстань від перерізу мурування стійки до нульової точки опори моментів у стійці рами;  
 $\alpha'_0$  - кут нахилу стійки порталної рами к горизонту, град;  
 $\xi_m$  - коефіцієнт, який враховує вплив гальмівного навантаження в розраховуваному елементі вантажного поясу,

$$\xi_m = \frac{0,1 \cdot \eta_T \cdot l_m}{\eta_v \cdot (1 + \mu_e) \cdot \Omega_v}, \quad (4.47)$$

де  $l_m = l - a_j$  або  $l_m = l - b_j$  - довжина ділянки проїзної частини з якої передається гальмівне навантаження на розраховуваний елемент вантажного поясу головної

ферми, см.

$a_j$  або  $b_j$  – параметри, які визначаються залежно від конструкції проїзної частини прогонової будови, см.

#### **4.5.5 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням стійкості**

Для обмежень стійкості стиснутих і переважно стиснутих елементів

$$v_{\phi_i, C} = \frac{m \cdot \varphi \cdot R \cdot A_d \mp \beta_p \cdot p \cdot \Omega_p - \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot N_v}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot \Omega_v \cdot (1 + \xi_m)}, \quad (4.48)$$

де  $m$  – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,95;

Знак «-» приймається, коли площі ліній впливу повздовжньої сили, які завантажуються постійним і тимчасовим навантаженням, мають однакові знаки, «+» - при різних знаках.

#### **4.5.6 Допустиме тимчасове навантаження за обмеженням витривалості**

Для обмежень витривалості всіх розглядуваних елементів:

$$v_{\phi_i, C} = \frac{m \cdot \varphi \cdot R \cdot A_d \mp \beta_p \cdot p \cdot \Omega_p - \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot N_v}{\beta_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \eta_v \cdot \Omega_v \cdot (1 + \xi_m)}, \quad (4.49)$$

де  $m$  – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1;

### **4.6 Класи елементів за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості**

Класи елементів головної ферми – верхній і нижній пояс, розкоси, стійки та підвіски - за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості визначаються за формулою

$$K_{\phi i, j} = \frac{V_{\phi i, j}}{v_e \cdot (1 + \mu_e)}, \quad (4.50)$$

де  $v_e$  і  $\mu_e$  – визначаються залежно від довжини завантаження лінії впливу повздовжньої сили в розглядуваному елементі головної ферми і відносної абсциси вершини лінії впливу.

#### 4.7 Класи елементів головної ферми

Клас елемента головної ферми дорівнює найменшому значенню з класів балки за обмеженнями міцності, стійкості та витривалості для даного елемента:

$$K_{\phi i} = \min K_{\phi i, j} = \min (K_{\phi i, \Pi}, K_{\phi i, C}, K_{\phi i, B}). \quad (4.51)$$

## 5 КЛАСИФІКАЦІЯ РУХОМОГО СКЛАДУ ЗА ВПЛИВОМ НА МОСТИ

### 5.1 Характеристика рухомого складу

На практичних заняттях визначаються класи за роботою [3].

Електровози

№ 132 – ВЛ-82<sup>м</sup> –  $F_H = 245,0$  кН,  $v_H = 59,68$  кН/м.



Тепловози

№ 158 – 2ТЭ-10Л –  $F_n = 212,66$  кН,  $v_n = 75,17$  кН/м.



Вагони

№ 600 – 4-вісний піввагон –  $F_n = 223,6$  кН,  $v_n = 64,3$  кН/м.



Тут  $F_n$  та  $v_n$  – відповідно навантаження від осі рухомого складу на рейки, кН, і погонне навантаження на колію, кН/м.

## **5.2 Еквівалентне навантаження від рухомого складу для плити баластного корита**

Еквівалентне навантаження від рухомого складу для плити баластного корита визначається за формулою

$$v_n = \frac{F_{max}}{c_v}, \quad (5.1)$$

де  $F_{max}$  – найбільший тиск від вісі на рейки класифікованого

рухомого складу, кН,  
 $c_v$  – довжина розподілення тимчасового навантаження вздовж осі моста, м (залежить від найменшої відстані між осями у схемі тимчасового навантаження  $a_v$ , м, і товщини шару баласту під шпалою  $h_b$ , м,):

**1.1** При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,3625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,25 \div 1 \text{ м}$

$$c_v = 0,8625 + 0,4125(a_v - 1)/0,3625 \text{ м.}$$

**1.2** При  $1,3625 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,25 \text{ м}$

$$c_v = 1,275 \text{ м.}$$

**2.1** При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,3625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,25 \div 1 \text{ м}$

$$c_v = 0,8625 + 0,4125(a_v - 1)/0,3625 \text{ м.}$$

**2.2** При  $1,3625 \text{ м} < a_v \leq 1,6 \text{ м}$  і  $h_b = 0,50 \text{ м}$

$$c_v = 1,275 + 0,05(a_v - 1,3625)/0,2375 \text{ м.}$$

**2.3** При  $1,6 \text{ м} < a_v \leq 1,8625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,50 \text{ м}$

$$c_v = 1,325 + 0,2125(a_v - 1,6)/0,2625 \text{ м.}$$

**2.4** При  $1,8625 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,50 \text{ м}$

$$c_v = 1,5375 \text{ м.}$$

**3.1** При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,3625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,25 \div 1 \text{ м}$

$$c_v = 0,8625 + 0,4125(a_v - 1)/0,3625 \text{ м.}$$

**3.2** При  $1,3625 \text{ м} < a_v \leq 1,6 \text{ м}$  і  $h_b = 0,75 \text{ м}$

$$c_v = 1,275 + 0,075(a_v - 1,3625)/0,2375 \text{ м.}$$



**3.3** При  $1,85 \text{ м} < a_v \leq 2,0625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,75 \text{ м}$

$$c_v = 1,575 + 0,125(a_v - 1,85)/0,2125 \text{ м.}$$

**3.4** При  $2,0625 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,75 \text{ м}$

$$c_v = 1,7 \text{ м.}$$

**4.1** При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,3625 \text{ м}$  і  $h_b = 0,25 \div 1 \text{ м}$

$$c_v = 0,8625 + 0,4125(a_v - 1)/0,3625 \text{ м.}$$

**4.2** При  $1,3625 \text{ м} < a_v \leq 1,6 \text{ м}$  і  $h_b = 1,00 \text{ м}$

$$c_v = 1,275 + 0,1(a_v - 1,3625)/0,2375 \text{ м.}$$

**4.3** При  $1,6 \text{ м} < a_v \leq 2,075 \text{ м}$  і  $h_b = 1,00 \text{ м}$

$$c_v = 1,375 + 0,475(a_v - 1,6)/0,475 \text{ м.}$$

**4.4** При  $2,075 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 1,00 \text{ м}$

$$c_v = 1,85 \text{ м.}$$

### **5.3 Еквівалентне навантаження від рухомого складу для головної балки залізобетонної прогонової будови**

Еквівалентне навантаження для головної балки визначається залежно від виду рухомого складу, довжини завантаження лінії впливу зусиль і положення її вершини.

### **5.4 Еквівалентне навантаження від рухомого складу для елементів металеві прогонової будови**

Еквівалентне навантаження для елементів металевої прогонової будови визначається за формулою

$$v_n = \sum_{\varphi=1}^n \frac{F_k \cdot y_k}{\Omega_v} \quad (5.2)$$

при розрахунковому положенні рухомого складу або за таблицями розділу 6 [1, с. 81÷294],

де  $F_k$  – тиск  $k$ -ї осі на рейки, кН;

$y_k$  – ордината лінії впливу зусилля під  $k$ -м навантаженням;

$n$  – кількість осей рухомого складу, яка розміщується під лінією впливу зусилля;

$\Omega_v$  – площа лінії впливу зусилля, яке завантажується тимчасовим навантаженням.

Розрахункове положення рухомого навантаження повинне вдовольняти нерівності.

Для лінії впливу зусилля з вершиною в початку довжини завантаження –  $\alpha = 0,5$ .

$$F_1 \cdot \lambda > b_{1,2} \cdot (F_2 + \dots + F_n), \quad (5.3)$$

де  $F_1$  – перший вантаж (найважчий) над вершиною лінії впливу зусилля, кН;

$F_2 + \dots + F_n$  – останні вантажі над лінією впливу, кН;

$\lambda$  – довжина завантаження лінії впливу, м;

$b_{1,2}$  – відстань між першим і другим вантажем, м.

Для лінії впливу зусилля з вершиною в середині довжини завантаження  $\alpha = 0,5$ .

$$\sum_{k=1}^{n_{ліг}} F_k \leq 0,5 \cdot \sum_{k=1}^n F_k, \quad (5.4)$$

$$\sum_{k=1}^{n_{ліг}} F_k + F_d > 0,5 \cdot \sum_{k=1}^n F_k, \quad (5.5)$$

де – сума вантажів, які розміщені лівіше вершини лінії впливу зусилля, кН;

$\sum_{k=1}^n F_k$  – сума усіх вантажів, які розміщені над лінією впливу, кН;

$F_d$  – розрахунковий вантаж, який розміщений над вершиною лінії впливу, кН.

Для проміжного значення відносної абсциси положення вершини лінії впливу ( $0 < \alpha < 0,5$ ) у правій частині кожної нерівності (5.4) і (5.5) множник 0,5 потрібно замінити множником ( $\alpha$ ), де  $\alpha$  – відносна відстань від вершини лінії впливу до ближньої нульової точки.

### 5.5 Клас навантаження для плити баластного корита

Клас навантаження для плити баластного корита визначається за формулою

$$K_{n1} = \frac{v_n \cdot (1 + \mu_n)}{v_g \cdot (1 + \mu_g)}, \quad (5.6)$$

де  $(1 + \mu_n)$  – динамічний коефіцієнт рухомого складу:

1 При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,36 \text{ м}$  і  $h_b = 0,25 \text{ м}$

$$= 1,35 + 0,15 (a_v - 1) / 0,36.$$

При  $1,36 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,25 \text{ м}$  = 1,5.

2 При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 1,84 \text{ м}$  і  $h_b = 0,50 \text{ м}$

$$= 1,28 + 0,22 (a_v - 1) / 0,84.$$

При  $1,84 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,50 \text{ м}$  = 1,5.

3 При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 2,1 \text{ м}$  і  $h_b = 0,75 \text{ м}$

$$= 1,24 + 0,17 (a_v - 1) / 1,12.$$

При  $2,12 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 0,75 \text{ м}$   $= 1,41$ .

4 При  $1 \text{ м} \leq a_v \leq 2,12 \text{ м}$  і  $h_b = 1,00 \text{ м}$

$$= 1,20 + 0,125 (a_v - 1) / 1,12.$$

При  $2,12 \text{ м} < a_v$  і  $h_b = 1,00 \text{ м}$   $= 1,325$ .

## **5.6 Клас навантаження для головної балки залізобетонної прогонової будови**

Клас навантаження для головної балки  $K_{н2}$  визначається за роботою [3] залежно від виду рухомого складу, довжини завантаження лінії впливу зусиль і відносної абсциси положення вершини лінії впливу.

## **5.7 Клас навантаження для елементів металеві прогонової будови**

Клас навантаження для елементів металеві прогонової будови розраховується за формулою (5.6). Динамічний коефіцієнт рухомого складу визначається за формулою

$$(1 + \mu_n) = 1 + \frac{21}{30 + \lambda}, \quad (5.7)$$

де  $\lambda$  - довжина завантаження лінії впливу зусилля, м.

Значення еталонного навантаження визначається за таблицею Г.1 додатку Г.

## **6 ВИЗНАЧЕННЯ УМОВ ПРОПУСКАННЯ ПОЇЗДІВ ПО**

## ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТАХ

### 6.1 Умови пропускання поїзного навантаження по залізобетонній прогоновій будові

Якщо класи поїзного навантаження рівні або менші класів елементів прогонової будови, то існуюче навантаження допускається до обороту по мосту без будь-яких обмежень з розрахунковим запасом, який визначають за формулою

$$g = 1 - \frac{K_n}{K_{i,j}}. \quad (6.1)$$

Якщо клас навантаження більше класу елемента, то таке навантаження пропускати по мосту не можна, але до завершення робіт з підвищення вантажопідйомності слід перевірити можливість пропускання цього навантаження з меншою швидкістю.

Допустиму швидкість руху поїздів визначають за формулою

$$V = \frac{60 \cdot \left( \frac{K_{i,j}}{K_i} \cdot (1 + \mu_i) - 1 \right)}{\mu_i}, \quad (6.2)$$

де  $\mu_n$  – динамічний додаток,

$$\mu_n = \frac{20 \cdot (1 - h_b)}{20 + l}, \quad (6.3)$$

де при  $h_b < 0,25$  м і  $h_b > 1,00$  м приймають, відповідно,  $h_b = 0,25$  м і  $l = 1,00$  м, а  $l$  – підставляють у метрах.

Допустимою вважається швидкість, що дорівнює найближчому до підрахованого за формулою (6.2) меншому цілому числу з ряду 50, 40, 25, 15, 5, км/год.

## 6.2 Умови пропускання поїзного навантаження по металевій прогоновій будові

Якщо класи поїзного навантаження дорівнюють або менші класів елементів прогонової будови то існуюче навантаження допускається до обороту по мосту без будь-яких обмежень.

Якщо клас навантаження більше класу елемента, то таке навантаження пропускати по мосту не можна, але до завершення робіт з підвищення вантажопідйомності, слід перевірити можливість пропускання цього навантаження з меншою швидкістю.

Допустиму швидкість руху поїздів визначають за формулою (6.2), де динамічний додаток дорівнює

$$\mu_n = \frac{21}{30 + \lambda}. \quad (6.4)$$

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Мосты и тоннели на железных дорогах / В.О. Осипов, В.Г. Храпов, Б.В. Бобриков и др.; Под ред. В.О. Осипова – М.: Транспорт, 1988. – 368 с.

2 Улаштування, експлуатація та реконструкція інженерних споруд залізниць / В.А. Лютий, А.В. Никитинський, О.А. Дудін. – Харків: УкрДАЗТ, 2010. – 255 с.

3 Інструкція з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах ЦП-0093. - Київ, 2002. – 301 с.

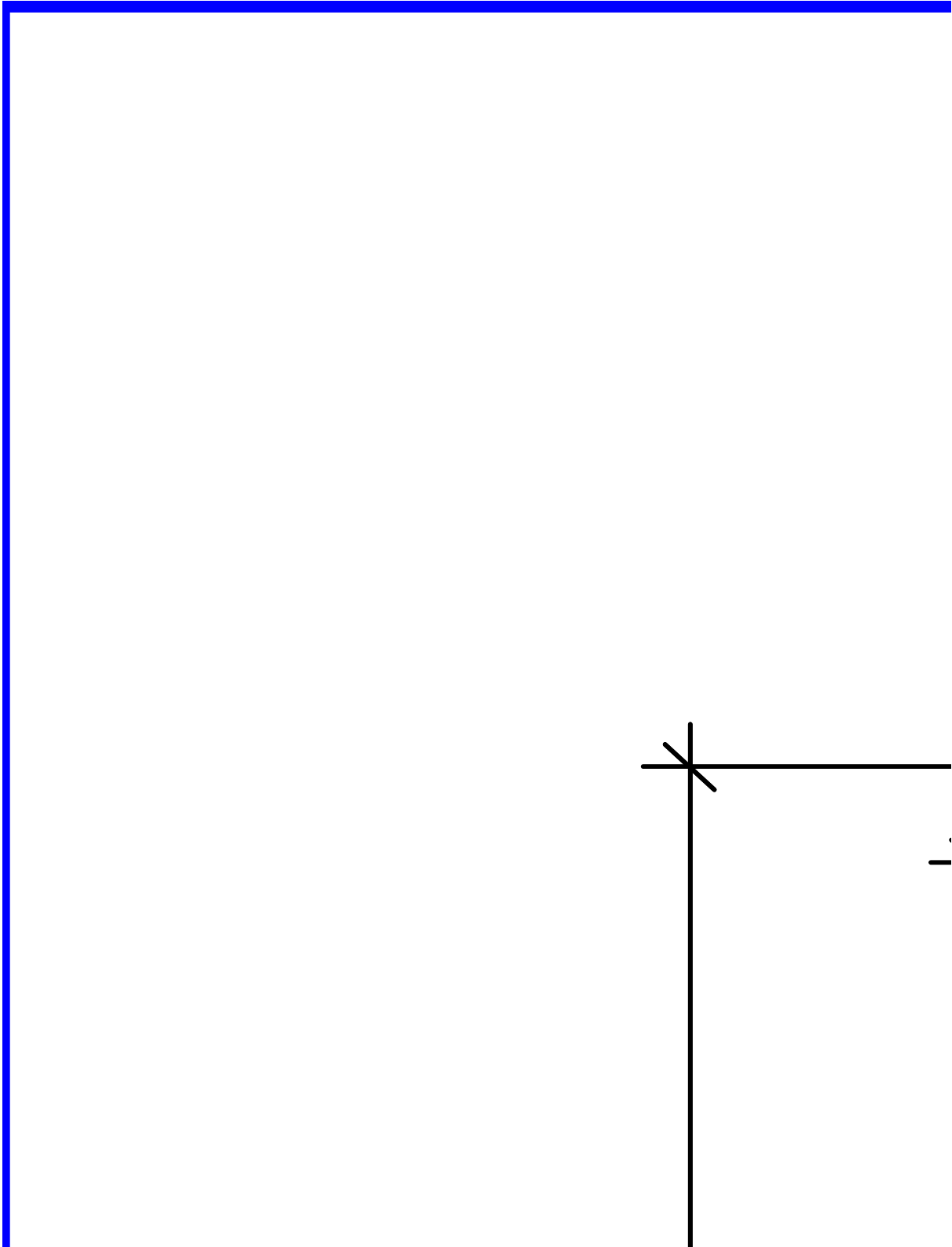
4 Інструкція щодо улаштування й конструкції мостового полотна на залізничних мостах ЦП 0092. - Київ, 2002. – 155 с.

5 Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів ЦП 0085. - Дніпропетровськ: ДНУЗТ, 2003. – 404 с.

6 Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів. - Київ, 2003. – 381 с.

## **Додаток А**

### **Приклад оформлення креслення**



**Додаток Б**

Таблиця Б.1 – Нормативні та розрахункові опори арматури



Клас арматурної сталі	Діаметр, мм	Нормативні опори $R_{sn}$ і $R_{pn}$ розтягненню, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Розрахункові опори $R_s$ і $R_n$ розтягненню при розрахунках за граничними станами першої групи, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), для мостів і труб	
			залізничних	автомобільних та міських
<b>Ненапружена арматура</b>				
<b>1 Стержнева</b>				
А) гладка А-I	6-40	235 (2400)	200 (2050)	210 (2150)
Б) періодичного профілю:				
А-II, Ас-II	10-40	295 (3000)	250 (2550)	265 (2700)
А-III	6 і 8	390 (4000)	320 (3250)	340 (3450)
	10-40	390 (4000)	330 (3350)	350 (3550)
<b>Напружена арматура</b>				
<b>2 Стержнева</b>				
а) гарячекатана А-IV*	10-32	590 (6000)	435 (4500)	465 (4750)
А-V	10-32	785 (8000)	565 (5750)	600 (6100)
б) термозміцнена Ат-IV	10-28	590 (6000)	-	465 (4750)
Ат-V	10-14	785 (8000)	-	645 (6600)
	16-28	785 (8000)	-	600 (6100)
Ат-VI	10-14	980 (10000)	-	775 (7900)
	16	980 (10000)	-	745 (7600)
<b>3 Високоміцний дрот</b>				
а) гладкий В-II	3	1490 (15200)	1120 (11400)	1180 (12050)
	4	1410 (14400)	1060 (10800)	1120 (11400)
	5	1335 (13600)	1000 (10200)	1055 (10750)
	6	1255 (12800)	940 (9600)	995 (10150)
	7	1175 (12000)	885 (9000)	930 (9500)
	8	1100 (11200)	825 (8400)	816 (8850)
б) періодичного профілю Вр-II	3	1460 (14900)	1100 (11200)	1155 (11800)
	4	1375 (14000)	1030 (10500)	1190 (11100)
	5	1255 (12800)	940 (9600)	995 (10150)
	6	1175 (12000)	885 (9000)	930 (9500)
	7	1100 (11200)	825 (8400)	870 (8850)
	8	1020 (10400)	765 (7800)	810 (8250)
4 Арматурні канати К-7	9	1375 (14000)	1030 (10500)	1090 (11100)
	12	1335 (13600)	1000 (10200)	1055 (10750)
	15	1395 (13200)	970 (9900)	1025 (10450)
5 Сталеві канати зі спіральним або подвійним скрутом і закриті	За відповідними стандартами	$0,75 R_{rpn}$ (де $R_{rpn}$ – нормативний опір розриву канату в цілому)	$0,54 R_{rpn}$	$0,57 R_{rpn}$

### Додаток В

Таблиця В.1 – Розрахункові опори бетону

Вид опору	Умовні позначення	Розрахунковий опір, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), бетону класів за міцністю на стиск										
		B20	B22.5	B25	B27.5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
При розрахунку за граничними станами першої групи												
Стиснення осьове (призмова міцність)	$R_b$	10,50 (105,00)	11,75 (120,00)	13,00 (135,00)	14,30 (145,00)	15,50 (160,00)	17,50 (180,00)	20,00 (205,00)	22,00 (225,00)	25,00 (255,00)	27,50 (280,00)	30,00 (305,00)
Розтягнення осьове	$R_{bt}$	0,85 (8,50)	0,90 (9,00)	0,95 (10,00)	1,05 (10,50)	1,10 (11,00)	1,15 (12,00)	1,25 (13,00)	1,30 (13,50)	1,40 (14,00)	1,45 (14,50)	1,50 (15,50)
При розрахунках за граничними станами другої групи												
Стиснення осьове (призмова міцність)	$R_{b,ser}$	15,00 (155,00)	16,80 (170,00)	18,50 (190,00)	20,50 (210,00)	22,00 (225,00)	25,50 (260,00)	29,00 (295,00)	32,00 (325,00)	36,00 (365,00)	39,50 (405,00)	43,00 (440,00)
Розтягнення осьове	$R_{bt,ser}$	1,40 (14,50)	1,50 (15,50)	1,60 (16,50)	1,70 (17,50)	1,80 (18,50)	1,95 (20,00)	2,10 (21,50)	2,20 (22,50)	2,30 (23,50)	2,40 (24,50)	2,50 (25,50)
Сколювання при згинанні	$R_{b,sh}$	1,95 (20,00)	2,30 (23,50)	2,50 (25,50)	2,75 (28,00)	2,90 (29,50)	3,25 (33,00)	3,60 (37,00)	3,80 (39,00)	4,15 (42,50)	4,45 (45,50)	4,75 (48,50)
Стиснення осьове (призмова міцність) для розрахунків на запобігання утворення у конструкціях повздовжніх тріщин:												
при попередньому напруженні	$R_{b,m}$	-	-	13,70 (140,00)	15,20 (155,00)	16,70 (170,00)	19,60 (200,00)	23,00 (235,00)	26,00 (265,00)	29,90 (305,00)	32,80 (335,00)	36,20 (370,00)
при монтажі на стадії експлуатації	$R_{b,mc}$	8,80 (90,00)	10,30 (105,00)	11,80 (120,00)	13,20 (135,00)	14,60 (150,00)	16,70 (170,00)	19,60 (200,00)	22,00 (225,00)	25,00 (255)	27,50 (280,00)	30,00 (305,00)

## Додаток Г

Таблиця Г.1 – Еталонне навантаження для розрахунку  
головних балок  $v_e$ , кН/см

Довжина завантаження лінії впливу $\lambda$ , м	Відносна абсциса вершини лінії впливу $\alpha$		
	0	0,25	0,5
1	0,700	0,700	0,700
2	0,420	0,350	0,350
3	0,342	0,301	0,251
4	0,315	0,257	0,245
5	0,291	0,241	0,241
6	0,280	0,226	0,226
7	0,271	0,226	0,226
8	0,263	0,228	0,228
9	0,251	0,223	0,223
10	0,242	0,216	0,216
12	0,229	0,205	0,198
14	0,216	0,197	0,188
16	0,203	0,188	0,182
18	0,195	0,177	0,179
20	0,188	0,169	0,174
25	0,177	0,161	0,159
40	0,165	0,152	0,144
45	0,161	0,146	0,144
50	0,158	0,143	0,143
60	0,151	0,137	0,137
70	0,146	0,133	0,132
80	0,141	0,129	0,127
90	0,137	0,126	0,122
110	0,132	0,122	0,115

## Додаток Д

Таблиця Д.1 – Нормативні та розрахункові опори мостових сталей

Марка сталі	Державний стандарт	Прокаг	Товщина прокату <sup>1</sup> , мм	Нормативний опір <sup>2</sup> , МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )		Розрахунковий опір <sup>3</sup> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
				За границею текучості $R_{yn}$	За тимчасовим опором $R_{tm}$	За границею текучості $R_y$	За тимчасовим опором $R_u$
16Д	ГОСТ 6713	Будь-який	До 20	235 (24)	370 (38)	215 (2200)	340 (3450)
16Д	ГОСТ 6713	„	21-40	225 (23)	370 (38)	205 (2100)	340 (3450)
16Д	ГОСТ 6713	„	41-60	215 (22)	370 (38)	195 (2000)	340 (3450)
15ХСНД	ГОСТ 6713	„	8-32	340 (35)	490 (50)	295 (3000)	415 (4250)
15ХСНД	ГОСТ 6713	Листовий	33-50	330 (34)	470 (48)	285 (2900)	400 (4100)
10ХСНД	ГОСТ 6713	Будь-який	8-15	390 (40)	530 (54)	350 (3550)	470 (4800)
10ХСНД	ГОСТ 6713	Листовий	16-32	390 (40)	530 (54)	350 (3550)	470 (4800)
10ХСНД	ГОСТ 6713	Листовий	33-40	390 (40)	510 (52)	350 (3550)	450 (4600)
390-15Г2АФ Дпс	ГОСТ 19281	Листовий	4-32	390 (40)	540 (55)	355 (3600)	490 (5000)
390-14Г2АФ Д	ГОСТ 19282	Листовий	4-50	390 (40)	540 (55)	355 (3600)	490 (5000)
40x13	ГОСТ 5632	Круглий	До 250	1200 (122)	1540 (157)	1050 (10700)	1365 (13900)
09Г2СД-12	ГОСТ 19281	Листовий	До 32 вкл	295 (30)	430 (40)	270 (2750)	390 (4000)
09Г2СД-12	ГОСТ 19281	Фасонний	До 20 вкл	295 (30)	430 (40)	270 (2750)	390 (4000)
09Г2СД-12	ГОСТ 19281	Будь-який	20-32 вкл	295 (30)	430 (40)	270 (2750)	390 (4000)

Марка сталі	Державний стандарт	Прокаг	Товщина прокагу <sup>1</sup> , мм	Нормативний опір <sup>2</sup> , МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )		Розрахунковий опір <sup>3</sup> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
				За границею текучості $R_{yn}$	За тимчасовим опором $R_{in}$	За границею текучості $R_y$	За тимчасовим опором $R_u$
09Г2СД-12	ГОСТ 19281	Будь-який	Від 10 до 20 вкл	325 (33)	450 (46)	295 (3000)	410 (4200)
09Г2СД-12	ГОСТ 19281	Будь-який	До 10 вкл	345 (35)	480 (49)	315 (3200)	435 (4450)
15ХСНД-12	ГОСТ 19281	Будь-який	До 32 вкл	345 (35)	480 (49)	315 (3200)	435 (4450)
15ХСНД-12	ГОСТ 19281	Листовий	До 10 вкл	345 (35)	480 (49)	315 (3200)	435 (4450)
10ХСНД-12	ГОСТ 19281	Фасонний	До 40 вкл	390 (40)	530 (54)	355 (3600)	480 (4900)
10ХСНД-12	ГОСТ 19281	Листовий	До 15 вкл	390 (40)	530 (54)	355 (3600)	480 (4900)
09Г2СЮ Ч-2	ТУУ 322-16-127-97	Будь-який	Від 8 до 50 вкл	325 (33)	450 (46)	295 (3000)	410 (4200)
09Г2СЮ Ч-2	ТУУ 322-16-127-97	Будь-який	Від 8 до 50 вкл	355 (36)	490 (50)	325 (3300)	445 (4550)
09Г2СЮ Ч-3	ТУУ 322-16-127-97	Будь-який	Від 8 до 50 вкл	390 (40)	530 (54)	355 (3600)	480 (4900)
Е 36	ГОСТ 5521	Будь-який	До 50 вкл	355 (36)	490 (50)	325 (3300)	445 (4550)
Е 40	ГОСТ 5521	Будь-який	До 40 вкл	390 (40)	530 (54)	355 (3600)	480 (4900)

Марка сталі	Державний стандарт	Прокаг	Товщина прокату <sup>1</sup> , мм	Нормативний опір <sup>2</sup> , МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )		Розрахунковий опір <sup>3</sup> , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
				За границею текучості $R_{yn}$	За тимчасовим опором $R_{in}$	За границею текучості $R_y$	За тимчасовим опором $R_u$
06ГБД	ТУ 14-16-150-99	Будь-який	До 50 вкл	355 (36)	490 (50)	325 (3300)	445 (4550)
06ГБД	ТУ 14-16-150-99	Будь-який	До 40 вкл	390 (40)	530 (54)	355 (3600)	480 (4900)
06ГБД	ТУ 14-16-150-99	Будь-який	До 40 вкл	440 (45)	590 (60)	400 (4100)	480 (4900)
06ГБД	ТУ 14-16-150-99	Будь-який	До 40 вкл	490 (50)	620 (62)	445 (4550)	560 (5600)

**Примітка 1.** За товщину фасонного прокату необхідно приймати товщину полиці.

**Примітка 2.** За нормативні опори прийнято мінімальні величини границі текучості і тимчасового опору, наведені в ГОСТ 6713.

**Примітка 3.** Значення розрахункових опорів отримано діленням нормативних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом, що приймаються згідно з таблицею 4.3.

Рисунок 3.1 – Опалубне та арматурне креслення, розрахункова схема та розрахунковий переріз головної балки





Рисунок 4.1 – Схеми головних ферм та поперечних перерізів прогонових будов

11